

지반과 지하구조물 경계의 미끄러짐 조건에 관한 연구

Sliding Conditions at the Interface between Soil and Underground Structure

김 대 상
Kim, Dae Sang

국문요약

본 연구에서는 다단계방법(multi-step method)을 사용하여, 지진시 지반과 지하구조물 경계가 가장 미끄러지기 쉬운 상태일 수 있는 지반 공진시에 대하여 지하구조물 축방향 동지반강성계수와 미끄러지기 쉬운 조건들을 구하였다. 상재하중에 의한 지반과 지하구조물 경계에서의 전단저항력과 지진시 발생하는 미끄러짐 부분의 전단력을 비교함으로써 미끄러짐 조건을 결정하였다. 그리고 매개변수 해석을 통하여 지하구조물의 크기와 위치, 지반조건, 표층지반의 형상 및 경계마찰계수에 대하여 미끄러지기 쉬운 조건을 구하였다.

주요어 : 미끄러짐, 경계마찰계수, 공진, 지반-구조물 상호작용

ABSTRACT

By focusing on the resonant vibration mode of soil-underground structure system, this paper obtained dynamic soil stiffness and easy sliding conditions at the interface between soil and underground structure. Multi-step method is employed to isolate two primary causes of soil-structure interaction. Mohr-Coulomb criterion is used to determine the threshold level of the sliding. To find out the conditions the interface slides easily, parametric studies are performed about the factors governing sliding, which are the size and location of underground structures, ground condition, the configuration of surface deposit and interface friction coefficients.

Key words : sliding, interface friction coefficients, resonance, soil-structure interaction

1. 서 론

지진시 지반과 구조물 사이의 경계면에서는 수직방향으로 분리(separation)와 접촉(contact)이 수평방향으로 미끄러짐(sliding) 현상이 발생할 수 있다. 지반-구조물 상호작용 연구에서는 대부분 지반과 구조물 사이의 접촉면이 완전히 붙어 있다고 가정하나, 강진시에는 지반과 지하구조물의 분리로 인하여 접촉면적의 감소로 인한 접촉 부분의 응력 증가가 예상되며, 또한 미끄러짐 현상이 발생하여 완전 접촉되어 있는 경우와는 다른 구조물 응답이 발생된다.

지반과 구조물사이의 동적상호작용의 두가지 요인은 자유장 운동과 실제 구조응답의 차이에 기인하는 것(kinematic interaction)과 주변지반의 응답에 대한 구조물의 관성력(inertia interaction)에 의한 것으로 알려져 있다. 지하구조물과 같이 속이 비어 있는 구조물의 경우, 입력 지진동에 의한 상호작용 효과가 관성력에 의한 상호작용 효과보다 중요하게 된다. 이런 이유 때문에, 실제 설계에서는 구조부재 내에서 발생하는 응력 패턴을 평가하기 위하여 윈클러 형(Winkler-type) 지반 스프링을 통하여 지하구조물에 자유장 변위를 가하는 방법을 많이 사용한다.

따라서, 본 논문에서는 지반과 지하구조물 경계가 가장

미끄러워지기 쉬운 상태일 수 있는 지반 공진시의 지반변형모드를 이용하여 동지반강성계수를 구하고, 공진시 지반변형모드를 구해진 지반스프링의 외곽부에 작용시키는 다단계 방법(multi-step method)을 이용하여 미끄러짐 효과를 검토하였다. 이때, 미끄러지는 조건은 상재하중에 의한 지반과 지하구조물 경계에서의 전단저항력과 지진시 발생하는 미끄러짐 부분의 전단력을 비교함으로써 결정하였다.

2. 공진 시 축방향 동지반강성계수

지하구조물이 그림 1에 보여지는 것처럼 기반암 위에 놓인 표층지반을 통과하고, 축방향으로 파장 $2L$ 의 정현파형의 변형을 받는다고 가정할 때의 동지반강성계수는 식 (1)의 지배방정식으로부터 구해질 수 있다.^{(1),(5)}

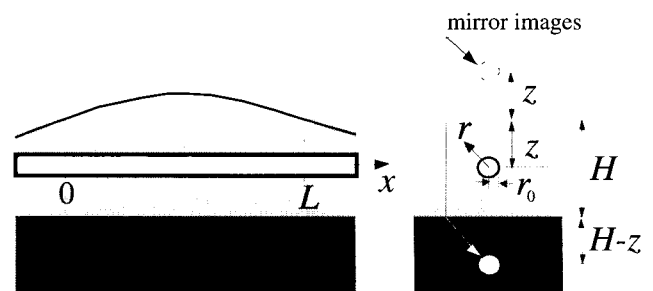


그림 1 해석을 위한 기본가정

* 정희원 · 지진공학연구원 전임연구원, 공학박사(대표저자 : kds0660@gong.snu.ac.kr)
본 논문에 대한 토의를 2002년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2001. 10. 8 / 심사종료일 : 2001. 11. 7)

$$(\lambda^* + 2\mu) \frac{\partial^2}{\partial x^2} u + \mu \left(\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial r^2} \right) u = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} u \quad (1)$$

여기서, μ , ρ 는 지반의 전단탄성계수와 밀도, $u = Ue^{i\omega t}$ 는 x 방향변위이다.

식 (1)에서 λ^* 는 Lamé의 상수 λ 와 다르며, 이 값은 다음 식 (2a)와 같다.

$$\lambda^* = \frac{2\lambda\mu}{\lambda + 2\mu} \quad (2a)$$

여기서 정현 조화 진동과가 고려되었기 때문에, U 는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$U = R(r) \cdot \sin \frac{\pi x}{L} \quad (2b)$$

식 (2a), (2b)를 식 (1)에 대입하면 다음식을 얻을 수 있다.

$$-(\lambda^* + 2\mu) \frac{\pi^2}{L^2} R + \mu \left(\frac{1}{r} \frac{d}{dr} + \frac{d^2}{dr^2} \right) R = -\rho\omega^2 R \quad (3)$$

식 (3)을 고쳐 쓰면 식 (4)를 얻을 수 있다.

$$\frac{d^2}{d(qr)^2} R + \frac{1}{qr} \frac{d}{d(qr)} R - R = 0 \quad (4)$$

여기서,

$$q = \left(\left(\frac{\lambda^*}{\mu} + 2 \right) \frac{\pi^2}{L^2} - \frac{\rho\omega^2}{\mu} \right)^{1/2} \quad (5)$$

거리가 증가함에 따라 감소되는 파만을 고려하면 식 (5)의 해는 다음과 같이 얻어진다.

$$R = A_0 K_0(qr) \quad (6)$$

지반내에서 발생하는 전단응력 τ 는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\tau = \mu \frac{dR}{dr} = -\mu \cdot q \cdot A_0 K_1(qr) \quad (7)$$

따라서, 축방향 단위길이당 지반강성계수 S_0 는 다음과 같다.

$$S_0 = -2\pi r_0 \frac{\tau}{R} = 2\pi\mu \frac{qr_0 K_1(qr_0)}{K_0(qr_0)} \quad (8)$$

여기서, r_0 는 지하구조물의 반경이고, K_0 와 K_1 은 변형된 베셀(Bessel)함수이다.

위의 식들로부터, 지반의 유연도함수(flexibility function)는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$F(qr_0, r/r_0) = \frac{1}{2\pi\mu} \frac{K_0(qr_0 \cdot r/r_0)}{qr_0 K_1(qr_0)} \quad (9)$$

그림 1과 같이 거울상 효과(mirror images)를 이용하면, 지하구조물이 통과하는 특정 깊이에서의 지표면과 지층경계의 존재를 고려한 유연도함수는 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$F_0 \cong F(qr_0, 1) + \sum_{j=1}^n a_R^{j-1} \left\{ F(qr_0, 2((j-1)H+z)/r_0) + 2a_R F(qr_0, 2jH/r_0) + a_R F(qr_0, 2(jH-z)/r_0) \right\} \quad (10)$$

여기서, a_R 은 반사지수(reflective index)인데, 이는 저항비(impedance ratio)의 함수로써 식 (11)과 같이 주어진다.

$$a_R = \left(\frac{(\rho\nu_T)_{bedrock}}{(\rho\nu_T)_{surface}} - 1 \right) / \left(\frac{(\rho\nu_T)_{bedrock}}{(\rho\nu_T)_{surface}} + 1 \right) \quad (11)$$

이 식에서 ν_T 는 지반의 전단탄성과속도이며, a_R 은 기반암(bedrock)의 저항비가 증가함에 따라 1에 수렴하는 값을 갖게 됨을 알 수 있다. 식 (10)으로부터, 앞서 정의된 축방향 운동에 대한 지반강성은 다음과 같이 고쳐쓸 수 있다.

$$S_0 = \frac{1}{F(qr_0, 1) + mirror\ images} \quad (12)$$

위 식은 무차원주파수, qr_0 의 함수로써 주어지는 데, 이 무차원 주파수는 식 (5)로 부터 다음과 같이 주어진다.

$$qr_0 = r_0 \left(\left(\frac{\nu_L^*}{\nu_T} \right)^2 \frac{\pi^2}{L^2} - \frac{\omega^2}{\nu_T^2} \right)^{1/2} \quad (13)$$

여기서, ν_L^* 은 지중구조물의 경계면을 따라 전파하는 겉보기 파의속도(apparent wave velocity)이며, Gazetas(1984)는 이 겉보기 파의 속도가 ν_T 의 대략 2배 만큼 빠르다고 하였다.

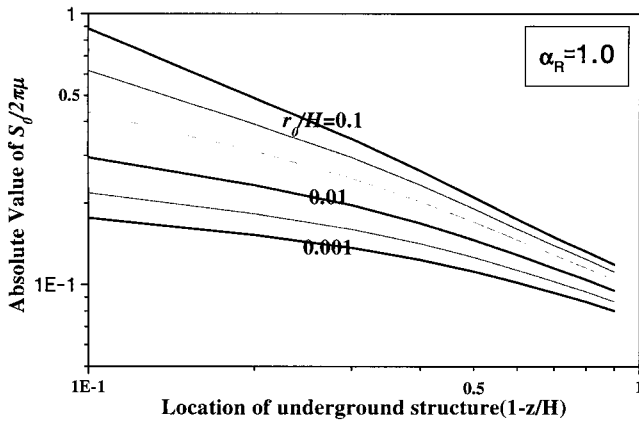
또한, 표층지반의 고유진동수는 역학적 성질(mechanical properties) 뿐만 아니라, H/L 의 함수로 표현되며, 다음 식 (14)와 같이 나타낼 수 있다.⁽⁴⁾

$$\frac{\omega_0 H}{\nu_T} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{16} + \frac{1}{4} \left(\frac{H}{L} \right)^2 \left(\frac{\nu_L^*}{\nu_T} \right)^2} \quad (14)$$

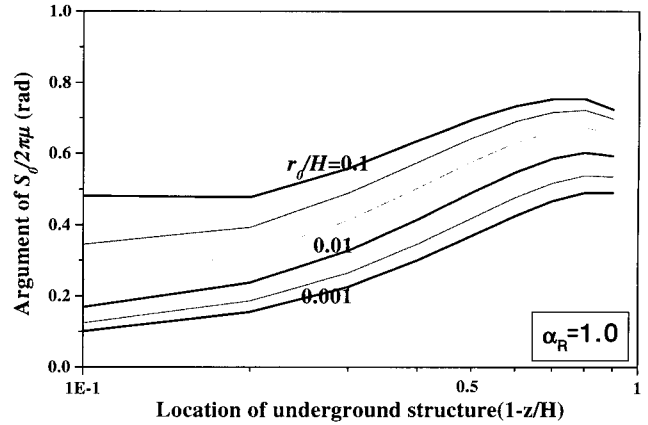
식 (14)를 식 (13)에 대입하면 식 (15)를 얻을 수 있다.

$$qr_0 = i \frac{\pi}{2} \frac{r_0}{H} = a_0 \quad (15)$$

그림 2(a)와 2(b)는 $a_R = 1.0$ 인 경우에 대하여, 지하구조물 매설깊이 및 크기에 대하여 무차원화된 지반강성계수의 절대값과 위상각의 변화를 보여주는 결과이다. 계산과정에서 복소전단 강성계수 $\mu = G_s(1 + iD)$ 를 이용하여 지반의 재료감쇠(D)를 고려하였다. 매개변수해석을 위한 변수들의 값은 표 1에 정리되어 있다. 그림 2(a)로부터 지반강성계수의 절대값은 지하구조물의 크기가 크고 깊은 곳에 위치할수록 증가하며, 그림 2(b)로부터 지하구조물이 얕은 곳에 위치할수록 위상각이 증가하여 위상지연(phase lag)이 커짐을 알 수 있다.



(a) 절대값



(b) 위상각

그림 2 지하구조물 매설깊이 및 크기에 대하여 무차원화된 지반강성계수의 변화

표 1 매개변수해석을 위한 변수들의 값

r_0/H	H/L	α_R	D	중첩된 거울상의 수
0.1	0.1	1.0	0.1	8(식(10)에서 $n=2$)

3. 미끄러짐 지배방정식

그림 3과 같이 지반 공진시에 지하구조물이 변형을 받는다고 할 때, 지반과 지하구조물 경계사이의 미끄러지기 쉬운 조건을 파악하기 위하여, 지반-지하구조물계를 수직의 기둥으로 나누고 지반, 경계부분 그리고 지하구조물을 각각의 스프링으로 모델링하였다. 이때, 경계부분의 스프링은 전단응력-미끄러짐 변위와의 관계가 탄소성 거동을 한다는 실험결과를 이용하였다.⁽⁵⁾

자유장운동 u_g 를 받는 지반에 놓여 있는 지하구조물의 변위가 w 라고 할 때, 그 지배방정식은 다음 식 (16)과 같다.

$$-\rho_t A \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + E_t A \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = k_i (w - u) \quad (16a)$$

$$k_i (w - u) = S_0 (u - u_g) \quad (16b)$$

여기서,

u : 경계부분에서의 지반변위

ρ_t, E_t : 지하구조물의 밀도 및 탄성계수

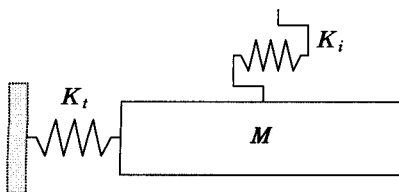


그림 3 모델의 단순화도

$A = 2\pi r_0 \cdot t_t$: 지하구조물의 단면적

(r_0, t_t : 지하구조물 반경과 두께)

$k_i = G_i \cdot 2\pi r_0 / t_t$: 경계부분의 스프링

(G_i, t_t : 미끄러짐 부분의 전단탄성계수 및 두께)

$S_0 = 2\pi G_s (S_R + iS_I)$: 동지반강성계수

(G_s : 지반의 전단탄성계수)

공진시 변위 w, u 와 u_g 는 다음의 형태를 가진다고 가정된다.

$$w = W \sin \frac{\pi x}{L} \cdot e^{i\omega_0 t} \quad (17a)$$

$$u = U \sin \frac{\pi x}{L} \cdot e^{i\omega_0 t} \quad (17b)$$

$$u_g = U_g \cos \frac{\pi z}{2H} \sin \frac{\pi x}{L} \cdot e^{i\omega_0 t} \quad (17c)$$

여기서 ω_0 : 공진주파수

식 (17a)-(17c) 및 공진 시 주파수에 관한 식 (14)를 식 (16a)와 (16b)에 대입하고 정리하면,

$$4\pi^2 \rho_t A \cdot \frac{V_T^2}{H^2} \left\{ \frac{1}{16} + \left(\frac{H}{L} \right)^2 \right\} \cdot W - E_t \cdot A \cdot \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \cdot W - G_i \cdot \frac{2\pi r_0}{t_t} (W - U) = 0 \quad (18a)$$

$$G_i \cdot \frac{r_0}{t_t} \cdot (W - U) = G_s \cdot (S_R + iS_I) \cdot \left(U - U_g \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \right) \quad (18b)$$

식 (18a)와 (18b)를 다음과 같이 $\frac{r_0^2}{A \cdot t_t \cdot G_s} \times (18a)$ 와 $\frac{1}{t_t \cdot G_s} \times (18b)$ 다시 정리하면,

$$4\pi^2 \frac{\rho_t}{\rho_s} \left(\frac{r_0}{H} \right)^2 \cdot \left\{ \frac{1}{16} + \left(\frac{H}{L} \right)^2 \right\} \tilde{W} - \pi^2 \cdot \left(\frac{E_t}{G_s} \right) \cdot \left(\frac{r_0}{H} \right)^2 \cdot \left(\frac{H}{L} \right)^2 \tilde{W} = \frac{G_i}{G_s} \cdot \frac{r_0}{t_t} \cdot \frac{r_0}{t_t} \cdot (\tilde{W} - \tilde{U}) \quad (19a)$$

$$\frac{G_i}{G_s} \cdot \frac{r_0}{t_i} \cdot (\bar{W} - \bar{U}) = (S_R + iS_I) \cdot \left(\bar{U} - \frac{U_g}{H} \cdot \frac{H}{r_0} \cdot \frac{r_0}{t_i} \cos \frac{\pi z}{2H} \right) \quad (19b)$$

여기서, $\bar{W} = W/t_i$ and $\bar{U} = U/t_i$

식 (19a)와 (19b)는 다음과 같은 9개의 독립된 무차원 변수로 이루어져 있다. (1) ρ_i/ρ_s , (2) E_i/G_s , (3) G_i/G_s , (4) r_0/H , (5) L/H , (6) t_i/r_0 , (7) t_i/r_0 , (8) z/H 와 (9) U_g/H . 이들 중, 지하구조물이 콘크리트 구조물이라면, 변수 (1)은 약 25/1.6이고, 변수 (2)는 $2.5 \times 10^6 \text{ tonf/m}^2 / G_s$ 혹은 $(\rho_i/\rho_s) \cdot (3000 \text{ m/s})^2 / v_T^2 \approx 1.4 \times 10^7 / v_T^2$ 로 둘 수 있다. 변수 (3)의 G_i/G_s 는 지반의 전단변형률의 함수로서 정규화감소곡선으로부터 구할 수 있으나, G_i/G_s 는 붙음-미끄러짐(stick-slip)조건을 나타내기 위하여 1.0과 0.0의 값을 사용하였다. 나머지 5개의 변수들은 대표길이로써, 지반-지하구조물계의 형상을 나타낸다. 변수 (4)의 경우, 매설관과 같이 직경이 작은 구조물을 고려할 때는 그 값이 작아지며, 터널과 같이 직경이 큰 구조물의 경우에는 1에 가까운 값이 될 것이다. 변수 (5)는 표층지반의 형상을 나타내며, 변수 (6)은 경계에서의 미끄러짐 부분의 두께에 따라 0.01-0.1의 범위 안에 있을 것으로 판단되나 본 논문에서는 0.05로 가정하였다.⁽⁶⁾ 변수 (7)은 과거의 설계경험으로부터 결정될 수 있으며, 변수 (8)은 지하구조물의 위치를 나타낸다. 그리고 변수 (9)는 지반의 전단변형률을 의미하며 이 값은 지진의 크기에 따라 달라진다.

4. 미끄러짐 조건에 대한 매개변수 해석

미끄러짐은 지진시 지반-구조물 경계에서 발생하는 전단력이 미끄러짐이 발생하는 깊이에서의 점착력과 상재하중

에 의한 전단저항력을 초과하는 조건에서 발생한다고 가정하였다.

$$|z| \geq c + \bar{\sigma} \cdot \tan \phi \quad (20)$$

여기서, c 는 점착력계수이며 해석시 98kPa로 가정하였고, $\bar{\sigma}$ 는 유효수직응력으로 깊이의 함수이다. 다이러턴시에 의한 유효수직응력의 변화가 예상되나, 본 연구에서는 미끄러지기 전까지는 유효수직응력이 일정하다고 가정하였다. 유효수직응력은 지하구조물의 중심깊이에서 구조물의 폭에 대한 상재하중으로 구하였다. 입력운동의 크기를 나타내는 U_g/H 는 중규모 지진과 강진을 고려하여 0.1%와 1%로 하였다. 그리고 경계마찰계수는 대부분의 지하구조물이 강재와 콘크리트재인 것을 고려하여 0.3과 0.8을 사용하였다.⁽⁵⁾ 표 2는 매개변수해석에 사용된 9개의 무차원 변수와 경계마찰계수 값들을 보여준다.

중규모 지진 ($U_g/H=0.1\%$)의 경우, 미끄러짐이 발생하지 않았다. 따라서 강진 ($U_g/H=1\%$)의 경우에 대한 미끄러짐 해석 결과를 정리해 보면 다음과 같다. 그림 4는 지하구조물의 크기와 위치, 표층지반의 형상에 따른 미끄러짐 경계조건의 변화를 보여준다. 이 그림으로부터 지하구조물의 크기가 크고 얽은곳에 위치할수록 그리고 표층지반의 폭이 좁을수록 미끄러지기 쉬워짐을 알 수 있다. 그림 안의 원은 지하구조물의 크기와 위치를 의미하며, 원안의 숫자는 미끄러지기 쉬운 순서를 나타내고 있다.

그림 5는 그림 4와 다른 조건을 같게 하고 지하구조물의 탄성계수에 대한 지반의 전단탄성계수의 비(E_i/G_s)를 200에서 400으로 증가시켰을 경우의 결과이다. 이 두 그림으로부터 강성비가 작을수록 미끄러워지기 쉽다는 것을 알 수 있다.

표 2 매개변수해석에 사용된 9개의 무차원 변수와 경계마찰계수값

ρ_i/ρ_s	E_i/G_s	G_i/G_s	r_0/H	L/H	t_i/r_0	t_i/r_0	z/H	U_g/H	$\tan \phi$
1.56	50-800	1 : stick 0 : slip	0.1-0.5	2-20	0.05	0.1	0.1-0.9	0.1%, 1%	강재 : 0.3 콘크리트재 : 0.8

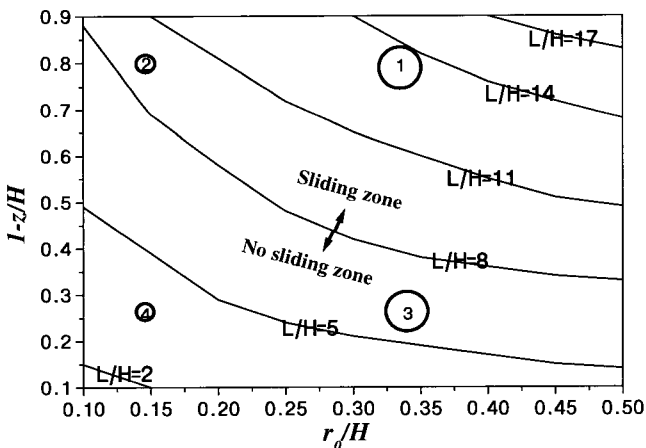


그림 4 지하구조물의 크기와 위치, 표층지반의 형상에 따른 미끄러짐 경계조건의 변화 ($E_i/G_s = 200$, $\tan \phi = 0.8$)

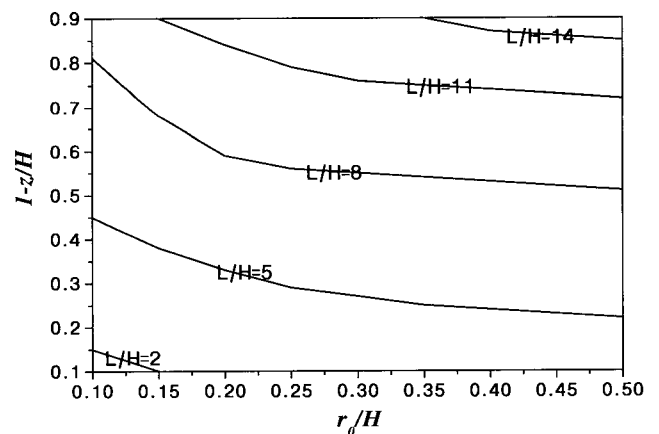


그림 5 지하구조물의 크기와 위치, 표층지반의 형상에 따른 미끄러짐 경계조건의 변화 ($E_i/G_s = 400$, $\tan \phi = 0.8$)

그림 6은 그림 4와 다른 조건을 갖게 하고 경계마찰계수 값을 0.8에서 0.3으로 작게 하였을 경우에 대한 결과이다. 이 두 그림으로부터 경계마찰계수가 작을수록 미끄러워지기 쉽다는 것을 알 수 있다.

강한 지진이 발생할 경우에 지반으로부터 지하구조물로 전달되는 전단응력을 감소시키는 방법을 고려할 때 위의 해석 결과를 활용할 수 있으리라 생각된다. 여러 조건들 중에서도 지반과 지하구조물사이의 경계 마찰계수를 줄이는 방법은 공사 후 뒷채움재의 적절한 선택으로 지하구조물의 지진위험도를 줄일 수 있는 한가지 좋은 방법으로 제시 될 수 있다.

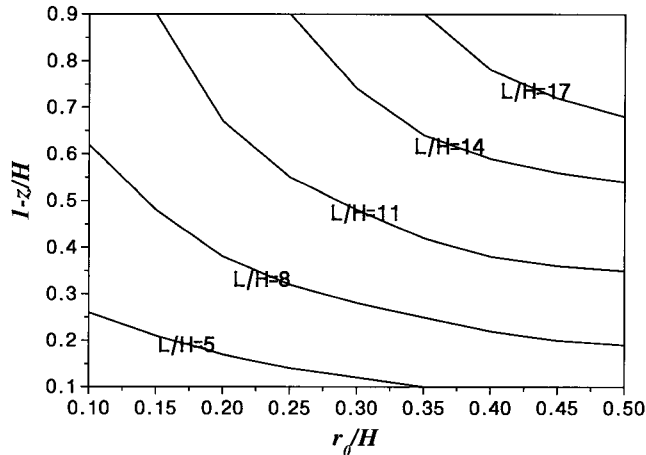


그림 6 지하구조물의 크기와 위치, 표층지반의 형상에 따른 미끄러짐 경계조건 변화($E_s/E_g=200$, $\tan \phi=0.3$)

5. 결 론

다단계 방법(multi-step method)을 사용하여, 지반과 지하구조물 경계가 가장 미끄러지기 쉬운 상태일수 있는 지반 공진시에 대하여 지반-지하구조물계를 단순화된 1자유도계로 모델링함으로써, 공진시의 지하구조물 축방향 동지반강성계수와 미끄러지기 쉬운 조건들을 구하였다.

동지반강성계수의 경우, 지하구조물의 크기가 크고 깊은 곳에 위치할수록 증가하며, 얇은 곳에 위치할수록 위상각이 증가하여 위상지연(phase lag)이 커짐을 알 수 있었다.

또한, 매개변수해석을 통하여 중규모 지진의 경우($U_g/H=$

0.1%) 미끄러짐이 발생하지 않고, 강진의 경우($U_g/H=1\%$)에 지하구조물의 크기가 크고 얇은 곳에 위치할수록, 표층지반의 폭이 좁거나 지하구조물의 탄성계수에 대한 지반의 전단탄성계수의 비가 작을수록, 경계마찰계수값이 작을수록 지반과 지하구조물의 경계가 미끄러지기 쉬워짐을 알 수 있었다.

위의 조건들은 지반과 지하구조물 경계에서의 미끄러짐을 이용하여 강진 발생시에 지반으로부터 지하구조물로 전달되는 전단응력을 감소시키는 방법으로 활용할 수 있으리라 생각된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 지원, 지진공학연구센터(KEERC)의 연구비 지원에 의하여 이루어 졌음을 밝히며 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Konagai, K. and Kim, D. S., "Simple evaluation of the effect of seismic isolation by covering a tunnel with a thin flexible material," Vol. 21, No. 4, 2001, pp. 287-295.
2. Kim, D. S., "Key Parameters Governing Seismic Isolation Effect on Underground Structures," Doctoral Thesis, Department of Civil Engineering, University of Tokyo, 2000.
3. Gazetas, G. and Dorby, R., "Simple radiation damping model for piles and footings," *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110, No. 6, 1984, pp. 937-956.
4. Tamura, C., Konagai, K., and Suzuki, T., "Earthquake response analysis of soft soil deposit on undulating bedrock," *Report of the IIS*, Univ. of Tokyo, Vol. 36, No. 5, (Serial No. 234), 1991, pp. 227-261.
5. 김대상, "조립토와 건설재료(steel)사이의 동마찰계수", 한국지반공학회논문집, 제17권, 제3호, 2001년 6월, pp. 33-39.
6. Zaman, M., Desai, S., and Drumm, C., "Interface model for dynamic soil-structure interaction," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 9, 1984. 9.