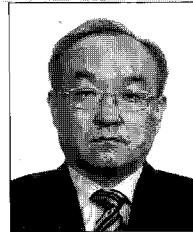
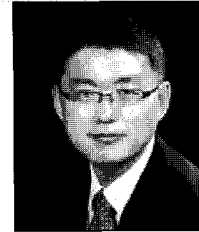


응답변위법을 사용한 지중구조물의 지진해석

Seismic Deformation Method for Earthquake Analyses of Underground Structures



이 병 로*



김 두 기**

* (주)청석엔지니어링 민자철도부 전무
** 군산대학교 토목공학과 부교수

1. 서 론

지중관, 침매터널, 지하철 등의 지중구조물은 지반과 접해 있으므로, 지진시 지중구조물 응답은 지상구조물의 고유 주기에 주로 영향을 받는 지상구조물의 응답과는 상이한 경향을 나타낸다. 지상구조물의 경우 주변 매개체인 공기보다 상대적으로 구조물의 중량이 매우 크므로, 지진시 구조물의 관성력이 지상구조물의 응답에 큰 영향을 미친다. 그러나 지상구조물과는 달리 대부분의 지중구조물의 내부는 비어있는 상태(즉, 중공인 상태)이므로, 지중구조물의 겉보기 단위체 적당 중량은 주변 매개체인 지반의 단위 체적당 중량에 비해 같거나 작다. 또한, 지중구조물은 주변 지반으로 인해 자유롭게 진동하지 못하므로, 지상구조물에 비해 감쇠가 매우 크게 발생하며, 변위 거동도 지반 진동과 유사하다. 즉, 지진시 지중구조물 응답은 구조물의 질량에 의한 관성력보다는 주변 지반에서 발생하는 지반의 상대변위에 영향을 받는다.

응답변위법(seismic deformation method)은 지중구조물의 내진설계를 위하여 1970년대에 일본에서 고안된 방법으로, 구조물의 단위체적당 중량이 구조물을 둘러싼 주변 매개체의 단위체적당 중량보다 작거나 같을 경우에 사용하는 내진설계방법이다. 응답변위법은 지진시 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하며, 구조물과 지반의 구조해석모형(일반적으

로 구조물은 프레임요소, 지반은 스프링요소로 모델링)에 구조물이 없는 자유장 지반에서의 수평상대변위, 가속도, 응력을 입력으로 작용하여 구조해석을 수행한다. 이 방법은 동적인 지반운동을 정적으로 전환하여 지진해석을 한다는 점은 진도법과 같으나, 관성력을 구하는 것이 아니라 지진운동으로 인한 주변지반의 변위를 먼저 구하고 주변지반의 변위에 의해 지중구조물에도 거의 같은 변위가 발생한다고 가정하여 이 변위에 의한 구조물의 응력 등을 구하는 방법으로 진도법과는 근본적인 차이가 있다.

본 기사에서는 응답변위법을 사용한 지중구조물의 지진해석 및 내진설계절차를 도시철도 설계기준¹⁾을 위주로 설명하였다.

2. 자유장응답을 사용한 응답변위법의 개념

2.1 자유장지반응답

지중구조물이 없는 자유장지반(free field soil)의 지진에 의한 지반응답은 δ_f 와 같다. 여기서 지중구조물 위치에서 변형된 지중구조물의 형상을 가상경계면으로 가정하면, 가상경계면의 내부와 외부에서의 전단응력은 서로 평형상태를 유지한다.

2.2 공동지반응답

지중구조물의 들어설 지반을 제거한 공동지반(cavity soil)의 지진에 의한 전단변형은 δ_c 와 같다. 여기서 자유장지반응답(δ_f)에서 가상경계면의 내부에서의 전단응력은 없으므로, 평형상태가 무너져 추가변형(δ_a)이 발생하여 경계면에서의 응력이 0으로 된다. 즉, $\delta_c \neq \delta_f$ 이며, 다음과 같다.

$$\delta_c = \delta_f + \delta_a$$

여기서, 추가변형 δ_a 는 자유장지반응답(δ_f)상태에서 가상경계면의 외부에 작용하는 전단응력을 작용시킬 때 발생하는 지반의 추가응답이다.

2.3 지중구조물 지반응답

지중구조물의 지반응답(δ_s)은 자유장지반응답 효과와 공동지반응답 효과를 포함하여야 한다. 즉, δ_s 는 지중구조물 지반을 모델링한 후, 자유장지반응답(δ_f)을 작용시키고, 동시에 δ_f 상태에서 가상경계면의 외부에 작용하는 전단응력을 작용시킬 때 발생하는 지중구조물의 응답을 의미한다.

자유장변위응답을 사용한 응답변위법을 정리하면 다음과 같다.

- 1) 지중구조물의 인접지반을 스프링으로 모델링 한 후,
- 2) 스프링 지지 지중구조물에 자유장지반응답에서 구한 변위를 작용시키고,
- 3) 다시 자유장 지반의 지중구조물의 가상경계면에서의 전단응력을 구조물의 주변에 작용시킨다.

지중구조물의 자체 질량 효과는 관성력을 사용하여 고려한다. 참고로 응답변위법은 정적하중으로 변환된 지진하중을 지중구조물에 작용시키는 정적해석법이므로, 구조체의 강성과 하중과의 관계만으로 해석을 수행한다.

3. 응답변위법을 사용한 내진설계절차

응답변위법을 사용한 지중구조물의 내진설계를 위한 해석절차는 그림 3과 같다.

- 1) 단면을 설정한 후 지반조건에 따른 지진계수를 산정한다.
- 2) 지반의 최대 변위진폭을 결정한다. 여기서 지반의 변위진폭 산정시 이용되는 기반면에서의 설계응답속도는 기존의 가속도 응답스펙트럼을 속도 응답스펙트럼으로 변환시켜 사용하며, 이 경우 각 성능수준별 속도 응답스펙트럼 산정에 유의해야 한다.

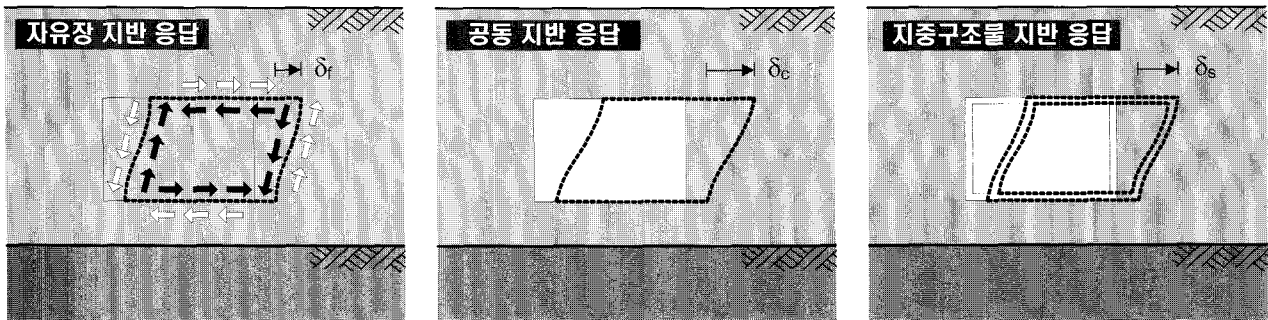


그림 1 응답변위법의 개념⁹⁾

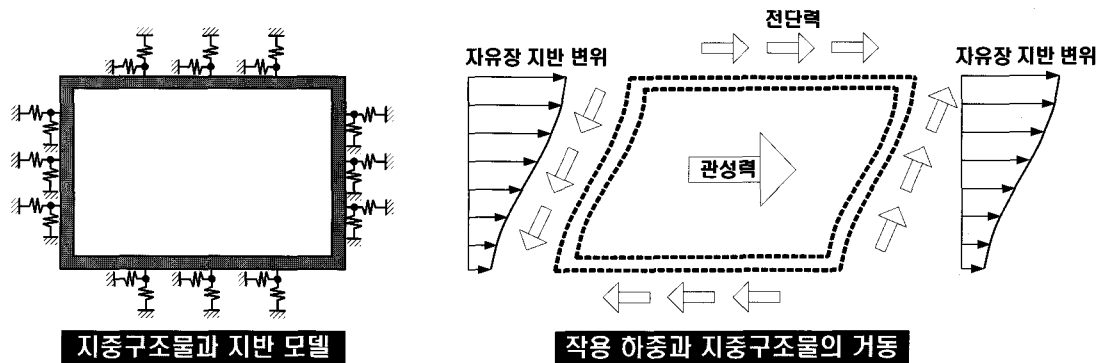


그림 2 지중구조물 모델과 하중⁹⁾

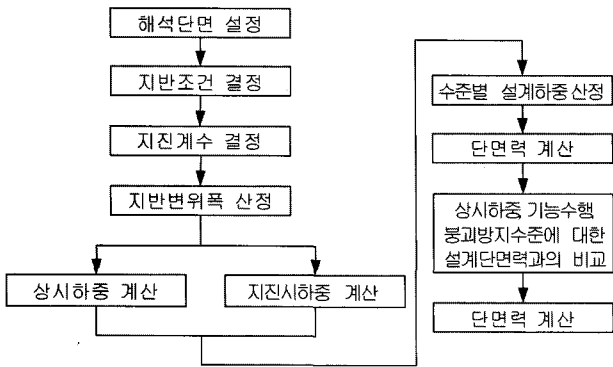


그림 3 응답변위법을 사용한 내진설계 절차

- 3) 지반조건에 따라 지반반력계수를 산정한다.
- 4) 설정된 단면의 상시하중과 지진시 하중에 의한 단면력을 계산한다. 여기서 지진하중은 지중구조물에 가장 불리한 응력, 변위 또는 그 밖의 영향이 발생되도록 작용시킨다.
- 5) 계산된 단면력과 상시하중에 의한 설계 단면력의 비교를 반복하여 최적 단면을 산정한다.

3.1 지반-구조물 전체시스템의 모델링

응답변위법에 의한 모델링과 해석은 2차원 횡단면 모델링과 해석을 원칙으로 하되, 지반변화가 급변하는 경우에는 종방향에 대해서도 검토할 필요가 있다. 그림 4는 응답변위법의 개념을 보여 주는 것으로 응답변위법에서 고려해야 하는 하중은 자연지반 변위에 의한 하중, 자연상태에서 구조물 주변 지반에 발생하는 전단력 및 구체의 관성력이 있다.

응답변위법에서는 그림 5와 같이 지반-구조물계를 구조물 주위를 지반반력계수로 지지되는 구조모델로 치환하고, 지반반력계수를 통하여 자연지반의 변위를 작용시키면서 자연지반의 구조물 위치에서 발생하는 전단력을 구조물에

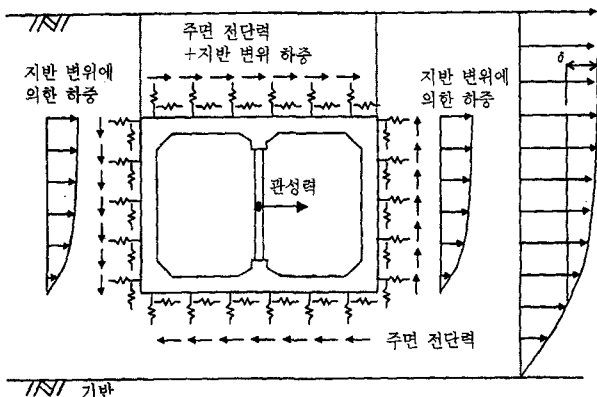


그림 4 응답변위법의 개념도¹⁾

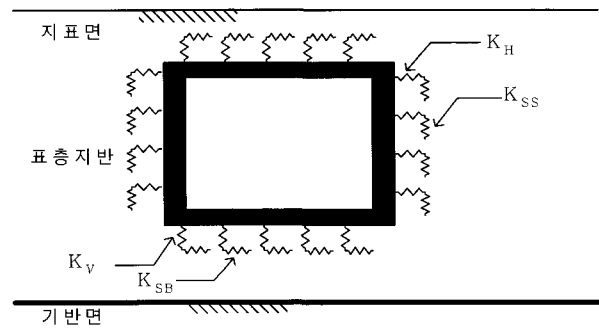


그림 5 지반반력계수와 Frame요소를 사용한 구조물 모델링¹⁾

작용(주면전단력)시킨다. 이 그림에서 K_H , K_V 는 수평 및 수직 방향 지반반력계수이고, K_{SS} , K_{SB} 는 측벽 및 상하판의 전단 지반반력계수이다.

3.2 기반면의 결정

응답변위법을 적용하기 위해서는 자연지반의 변위를 산정해야 할 필요가 있다. 이를 위하여 기반압 위의 표층지반을 단자유도계로 치환하여 자연지반의 변위를 산정하게 된다. 따라서 내진설계상의 기반면 결정은 지중구조물의 응답해석에 있어서의 정도를 높이는데 있어서 중요한 문제가 된다.

응답변위법을 사용한 내진 해석에서 사용되는 기반면이란, 그 이상 깊이의 지반에서의 물성변화가 적고, 해석 대상구조물의 하부에 걸쳐 넓게 존재하는 지반으로 강성이 충분히 높은 암반을 의미한다. 이에 대한 판정 기준은 다소 모호하여 여러 가지 견해가 있을 수 있으나, 우리나라 도시철도가 건설된 대부분의 지역 특성을 고려하여 내진설계기준연구(II)²⁾의 지반의 종류 중에서 S_B 에 해당되는 전단파속도 760m/s인 지반으로 정한다. 그러나 지중구조물, 특히 도시철도 구조물의 구체는 대부분 이와 같은 지반 중에 위치하므로 물성변화가 적고 해석대상 구조물의 아래 면에 걸쳐 넓게 존재하는 지반으로 충분히 강성이 큰 암반과의 경계면을 기반면으로 간주하는 것이 바람직하다. 여기에서는 지반조사 결과를 고려하여 경암 경계면, 또는 주상도에 경암이 나타나지 않을 경우, 구조물 저면의 10~15m이하인 30~35m정도를 기반면으로 간주한다.

3.3 설계지진계수

설계지진계수는 지진에 의한 지반진동의 강도를 나타낸 설계 가속도를 의미한다. 설계지진계수는 내진성능 목표와 지진구역에 따라 결정한다.

설계지진계수 = 지진구역계수(또는 지진계수) × 위험도계수
 여기서, 지진구역계수, 지진계수, 위험도계수는 표 1 ~ 표 4와 같다.

설계지진계수는 지진해석시 기반면에서의 설계수평지진계수(K_h)와 지표면에서의 설계수평지진계수(K_s)를 사용하며 대상깊이의 설계수평지진계수는 지표면과 기반면의 설계수평지진계수를 직선보간하여 구하도록 한다. 각 등급과 성능수준에 따른 기반면의 설계수평지진계수는 표 5와 같다.

도시철도 구조물의 경우 내진 I등급의 구조물로 규정하므로 지진구역 I에서 기능수행수준으로는 0.063을 사용하며, 붕괴방지수준으로는 0.154의 값을 사용한다. 지표면의 설계수평지진계수는 기반면의 수평지진계수와 동일한 개념으로 결정되나 지반의 종류에 따라 지진계수 C_a 가 세분화된다. 수평지진계수(K_h)는 다음과 같다.

$$K_h = C_a \cdot I \quad (1)$$

여기서, C_a 는 지진계수이고, I 는 지진위험도계수이다.

표 1 지진구역계수(재현주기 500년)

지진구역	I	II
구역계수, Z(g)	0.11	0.07

표 2 지진계수 C_a

지반종류	지진구역	
	I	II
S_A	0.09	0.05
S_B	0.11	0.07
S_C	0.13	0.08
S_D	0.16	0.11
S_E	0.22	0.17

표 3 지진계수 C_v

지반종류	지진구역	
	I	II
S_A	0.09	0.05
S_B	0.11	0.07
S_C	0.18	0.11
S_D	0.23	0.16
S_E	0.37	0.23

표 4 위험도계수 I

재현주기(년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0

표 5 기반면의 설계수평지진계수(K_h)

구분	I등급			
	기능수행		붕괴방지	
	I	II	I	II
설계 수평지진계수	0.063	0.040	0.154	0.098

3.4 지반반력계수의 산정

응답변위법에 의한 지진해석에는 지진시 지반반력계수를 정확히 산출할 필요가 있다. 지진시 지반반력계수를 작게 산정하여 사용할 경우에는 지진의 영향을 과소평가하게 되는 결과가 얻어지기 때문이다. 지진시 지반반력계수의 산출에는 몇 가지 방법이 있는데, 지중구조물의 경우 “도로교 설계기준”¹⁾ 또는 “철도설계기준”³⁾의 하부구조편을 이용하여 구하는 방법과 2차원 유한요소모형을 작성하여 단위하중을 작용시켜 구하는 방법이 있다. 어느 경우이든 지반의 동역학적 성질은 지진의 세기에 의한 영향을 받으므로 기능수행수준과 붕괴방지 수준의 각 지반특성에 적합한 지반반력계수를 적용하는 것이 바람직하다.

3.4.1 도로교 설계기준(철도교 설계기준)을 이용하는 경우^{3),4)}

$$K_H = k_{h0} \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-3/4} \quad (2)$$

$$K_V = k_{v0} \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4} \quad (3)$$

$$K_{SS} = \lambda K_H \quad (4)$$

$$K_{SB} = \lambda K_V \quad (5)$$

K_V : 구체저판의 연직 지반반력계수(KN/m^3)

K_{SS} : 구체측벽의 전단 지반반력계수(KN/m^3)

K_{SB} : 구체저판의 전단 지반반력계수(KN/m^3)

k_{h0} : 지름 30cm의 강제원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 수평 지반반력계수

k_{v0} : 지름 30cm의 강제원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 연직 지반반력계수

B_h : 수평 환산재하폭

B_v : 연직 환산재하폭

$$\lambda = 1/3 \sim 1/4 \quad k_{v0} = \frac{1}{30} \cdot E_D, \quad k_{h0} = \frac{1}{30} \cdot E_D \quad (6)$$

지진시 지반의 동적탄성계수 E_D 를 구하는 방법에는 식 (7)과 같이 동적전단탄성계수 G_D 와 동적 포아송비 ν 을 이용하는 방법이 있다.

$$E_D = 2(1+\nu) G_D \quad (7)$$

$$G_D = \gamma_t / g \times V_s^2 \quad (8)$$

$$V_s = 0.8 V_0 \text{ (기능수행수준)} \quad (9)$$

$$V_s = 0.5 V_0 \text{ (붕괴방지수준)} \quad (10)$$

여기서, V_0 는 초기전단파속도 (m/sec), V_s 는 성능수준별 전단파 속도, G_D 는 동적전단탄성계수이다. 단, 동적 포아송

비 v 의 경우에는 해당 지반에 탄성파시험 등을 수행하여 그 결과로부터 산출되는데, 보통 이는 0.40~0.50 정도의 값을 나타낸다. 단, 지하수위 이하에서는 동적 포아송비를 구할 수 없으므로 관련 문헌자료를 참조하여 구한다.

3.4.2 2차원 유한요소법을 이용하는 경우

단위하중을 작용시켜 정적인 해석을 하는 것으로, 일반적으로 2차원 유한요소법(FEM)을 이용한다. 이 방법을 이용할 경우 “도로교 설계기준(또는 철도설계기준)”에 의한 방법 보다 지반의 조건을 효율적으로 고려할 수 있는 장점이 있으나, 유한요소화를 위한 시간이 소요되는 단점이 있다.

지진시 지반반력계수(K_H, K_V, K_{SS}, K_{SB})를 구하기 위하여 다음 그림 6과 같이 공동지반의 2차원 유한요소 모델을 작성하고, 구하고자 하는 지반반력계수의 방향으로 단위하중을 작용시켜 그 방향의 하중과 변위의 관계에서 지반반력계수 값을 산출한다.^{5,6)}

여기서,

- K_H : 측벽에 대한 수평지반반력계수 ($K_H = P_H / \delta_H, KN/m^3$)
- K_V : 상판 및 저판에 대한 연직지반반력계수 ($K_V = P_V / \delta_V, KN/m^3$)
- K_{SS} : 측벽에 대한 전단지반반력계수 ($K_{SS} = P_{SS} / \delta_{SS}, KN/m^3$)
- K_{SB} : 상판 및 저판에 대한 전단지반반력계수 ($K_{SB} = P_{SB} / \delta_{SB}, KN/m^3$)
- P_H : 측벽에 가해지는 수평방향의 단위하중
- P_V : 상판 및 저판에 가해지는 연직방향의 단위하중
- P_{SS} : 측벽에 가해지는 전단방향의 단위하중

- P_{SB} : 상판 및 저판에 가해지는 전단방향의 단위하중
- δ_H : 측벽에 단위하중을 부여한 경우에 발생하는 수평방향의 변위(m)
- δ_V : 상판 및 저판에 부여한 단위하중에 의한 연직방향의 변위(m)
- δ_{SS} : 측벽에 단위하중을 부여한 경우에 발생하는 전단방향의 변위(m)
- δ_{SB} : 상판 및 저판에 부여한 단위하중에 의한 전단방향의 변위(m)

이 때, 주의할 점은 측방의 경계와 구조물 측벽과의 거리를 충분히 확보하지 않으면 지반반력계수를 구할 때 경계의 영향을 받게 되므로, 유한요소 모델의 경계는 구조물 측벽에서 다음식 (11)에서 지정한 거리 이상을 고려해야 한다.

$$L \geq 3H \tag{11}$$

3.5 지중구조물에 작용하는 지진하중

구조물에 작용하는 지진하중으로는 지반변위에 의한 하중으로 구조물 상판에 작용하는 하중 P_0 와 지진시 측벽토압 $P(z)$, 상하판 슬래브에 작용하는 주면전단력 τ_u 와 τ_b , 측벽에 작용하는 주면전단력 τ_s 그리고 관성력 f_i 가 있다. 그림 7은 각각의 하중과 이를 구하는 방법을 보여주고 있다.

$$p_0 : \text{상판 지진토압} = K_{SB} \cdot u(z_T) \tag{12}$$

$$p(z) : \text{지진시 측벽토압} = K_H \cdot \{u(z) - u(z_B)\} \tag{13}$$

$$\tau(z) : \text{주면 전단력} = G_D / (\pi H) \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin(\pi z / 2H) \tag{14}$$

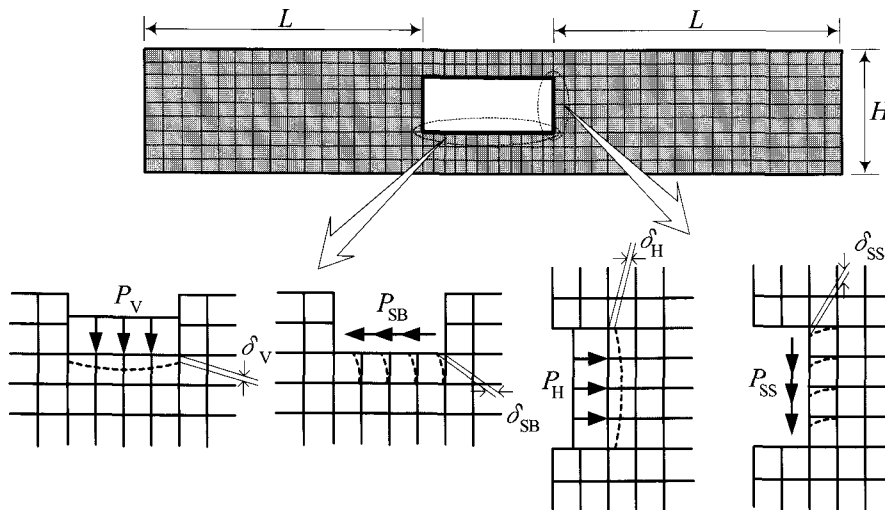


그림 6 지반반력계수 산정을 위한 유한요소 모델¹⁾

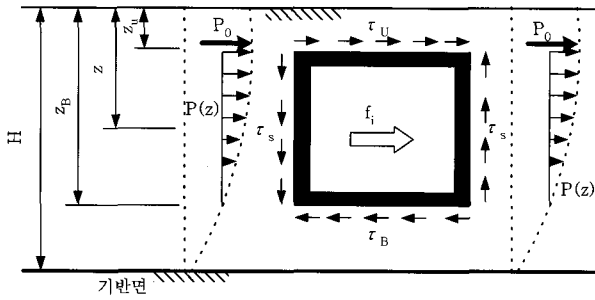


그림 7 구조물에 작용하는 하중들¹⁾

$$f_i : \text{관성력} = m_i \cdot a_i = w_i \cdot K_{hi} \quad (15)$$

여기서,

- $u(z)$: 지진시 깊이 z 에서의 지반변위 (m)
- z : 지표면으로부터의 깊이 (m)
- z_U : 지표면으로부터 구조물 상판 상부까지의 깊이 (m)
- z_B : 지표면으로부터 구조물 저판 아랫면까지의 깊이 (m)
- K_{SB} : 상판에 대한 지반의 전단지반반력계수 (KN/m^3)
- K_H : 측벽에 대한 지반의 수평지반반력계수 (KN/m^3)
- K_n : 지진의 성능 수준별 수평진도 (m/sec^2)
- K_{hi} : 해당깊이에 대해 보정한 수평진도 (m/sec^2) = $K_h \cdot C_U(z)$
- $C_U(z)$: 깊이에 대한 보정계수 = $1 - 0.015z$
- S_v : 기반면에서의 속도응답 스펙트럼 (m/s) (설계기준에
는 가속도응답 스펙트럼 S_a 만이 주어져 있으므로,
이를 변환하여 사용한다.) = $T_s / (2\pi) \cdot S_a$
- T_s : 표층지반의 고유주기 (s) = $1.25 \cdot T_G$
- T_G : 표층지반의 특성값 (s) = $\Sigma(4H_i / V_{si})$
- T_s' : 설계응답스펙트럼에서의 통제주기 (s) = $C_v / (2.5C_a)$
- C_v, C_a : 지진구역 및 지반종류에 따른 지진계수
- H_i : 제 i 번째 토층의 두께 (m)

- V_{si} : 제 i 번째 토층의 전단파속도 (m/s)
- H : 기반면의 깊이 (보통암 까지의 깊이 또는 구조물 저면
이하 10~15m정도, m)

3.6 지반변위의 산정

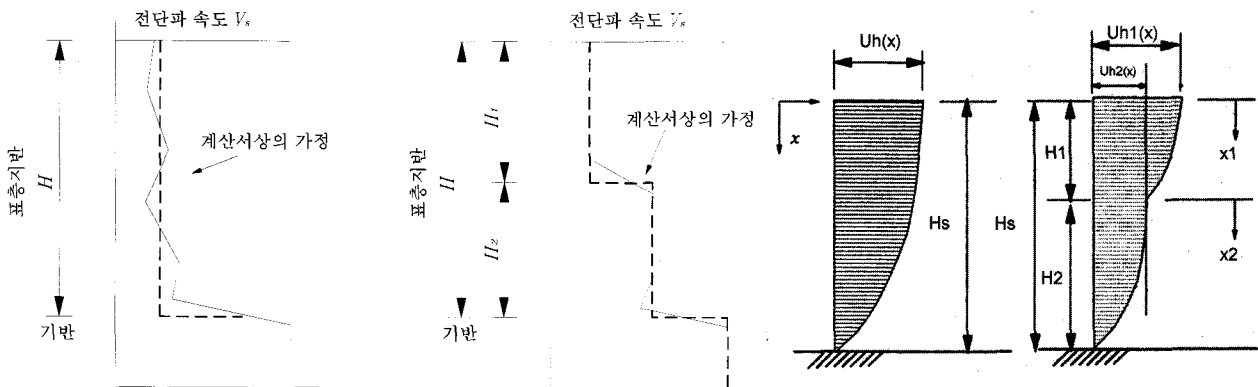
응답변위법에서 사용되는 지반의 수평 변위량의 연직방향분포는 표층지반의 특성을 고려하여 산정할 필요가 있다. 지층구성이 복잡하고 지반의 증폭 특성이 복잡한 지반이나 지진시에 지반의 특성이 크게 변화하는 지반의 경우와 같이 상세한 검토를 필요로 하는 지반에는 지진응답해석을 이용하여 구하는 것이 좋다. 그러나 상세한 검토가 필요하지 않다고 판단되는 경우, 즉 표층지반의 지층구성이 크게 변화하지 않아서 전단탄성파속도가 불규칙하게 변화하지 않는 경우에는 표층지반을 단일층 혹은 이중층으로 나누고 각각의 평균 전단탄성파속도로부터 표층지반의 고유주기를 구하고 이를 이용하여 지반 변위의 연직방향분포를 구해도 좋다.

그림 8과 같이 지반을 단일층으로 가정하여 지중변위를 산정하는 방법은 다음 식을 이용한다.

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2H_s} x\right) \quad (16)$$

여기서,

- S_v : 지표층(기반암 상부 토층) 지반의 고유주기에 해당되는 기반암 설계속도응답스펙트럼 (m/sec)
- T_G : 지반의 고유주기 (sec)
- H_s : 지표층 지반의 두께 (m)



(a) 전단파속도에 따른 지층의 분할 및 평균전단파속도 산정

(b) 변형형상(모드)

그림 8 단일코사인, 이중코사인, 이론을 이용한 지중변위 산정법¹⁾

지반을 두 층으로 가정하여 지중변위를 산정하는 방법을 식 (17) ~ (19)를 이용한다.

$$U_{h1}(x) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi}{V_{s0d1}} x_1\right) \quad (17)$$

$$U_{h2}(x) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{V_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{\omega_0 x_2}{V_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{\omega_0 x_2}{V_{s0d2}}}{\tan\frac{\omega_0 H_2}{V_{s0d2}}} \right) \quad (18)$$

$$(1 + \alpha) \cos\left\{\omega_0 \left(\frac{H_1}{V_{s0d1}} + \frac{H_2}{V_{s0d2}}\right)\right\} + (1 - \alpha) \cos\left\{\omega_0 \left(\frac{H_1}{V_{s0d1}} - \frac{H_2}{V_{s0d2}}\right)\right\} = 0 \quad (19)$$

여기서,

H_s : 전체 토층 지반의 두께 (m)

H_1, H_2 : 제1층, 제2층의 두께 (m)

V_{s0d1}, V_{s0d2} : 제1층, 제2층의 평균 전단파속도 (m/sec)

ω_0 : 지반의 설계 고유 진동수, 식 (19)에서 시행착오법으로 구함.

α : 제1층과 제2층의 임피던스비, $\alpha = \frac{\gamma_1 V_{s0d1}}{\gamma_2 V_{s0d2}}$

기반면의 속도 응답스펙트럼을 산정할 경우, 해석대상 지반의 공진주기가 0.4초보다 작은 대부분의 국내지반에서는 S_A 지반의 지표면 가속도 응답스펙트럼을 적분하여 기반면 속도 응답스펙트럼으로 사용하는 방법이 적절하다. 그러나, 공진주기가 0.4초 이상인 장주기 지반에서는 지진 응답해석을 수행하여 결정하는 것이 바람직하다.

3.7 설계 지진 응답스펙트럼

3.7.1 설계지진 응답스펙트럼 작성시 고려사항

설계지진 응답스펙트럼은 표준설계 응답스펙트럼에 성

능수준, 지반종류, 감쇠율에 대한 각각의 보정을 적용하여 작성한다.

3.7.2 설계가속도 응답스펙트럼

기반면에서의 설계가속도 스펙트럼은 다음 그림에서 나타내는 값에 보정계수를 곱하여 적용한다.

3.7.3 설계속도 응답스펙트럼

해석대상 부지의 공진주기에 따라 표에 따라 작성한다. 기반면에서의 설계 속도 응답스펙트럼은 다음 그림에서 나타내는 값에 보정계수를 곱하여 적용한다.

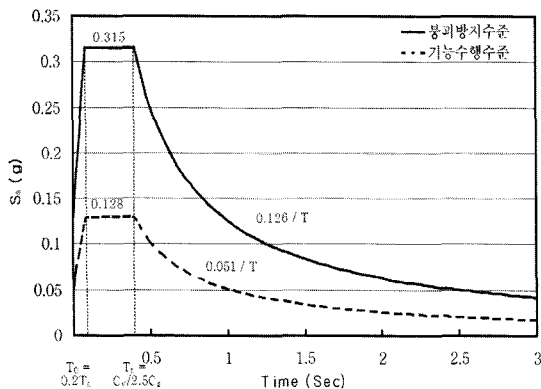
3.8 안정성 평가기준

3.8.1 내진성능에 따른 하중조합

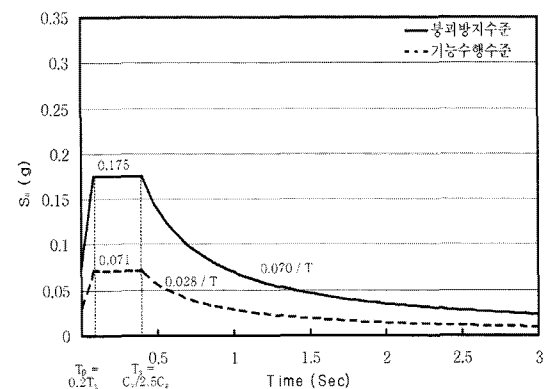
도시철도의 구조물의 내진설계에 있어서 시공 중 또는

표 6 설계지진응답스펙트럼 작성시 보정계수 적용방법

구 분	보정계수 적용방법
성능 수준에 대한 보정	<ul style="list-style-type: none"> 성능 수준별 위험도 계수의 재현주기에 의해 구분 기능수행 수준 : 재현주기 100년 $\Rightarrow I = 0.57$ 붕괴방지 수준 : 재현주기 1000년 $\Rightarrow I = 1.4$
지반적용 위치에 대한 보정	<ul style="list-style-type: none"> 지상구조물 : 지표면의 설계응답스펙트럼 적용 지중구조물 : 기반암에서의 설계응답스펙트럼 적용 기반암에서의 설계응답스펙트럼 : 성능수준별 감쇠율에 대한 보정을 적용하여 S_A 지반의 응답스펙트럼으로 정의
감쇠율에 대한 보정	<ul style="list-style-type: none"> 성능수준별 감쇠율을 적용하며 표준설계 응답스펙트럼에 감쇠율에 대한 보정계수를 곱한값으로 정의됨 성능수준별 감쇠율, h 기능수행수준 $\Rightarrow h = 0.1$, 붕괴방지구준 $\Rightarrow h = 0.2$ 감쇠율에 대한 보정계수, C_D $C_D = 1.5/(40h+1) + 0.5$ 단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한값을 적용할 수도 있다.

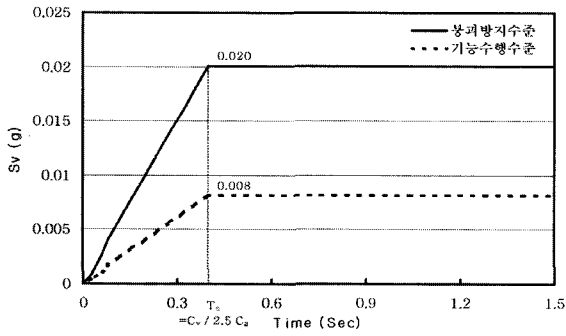


a 지진구역 I

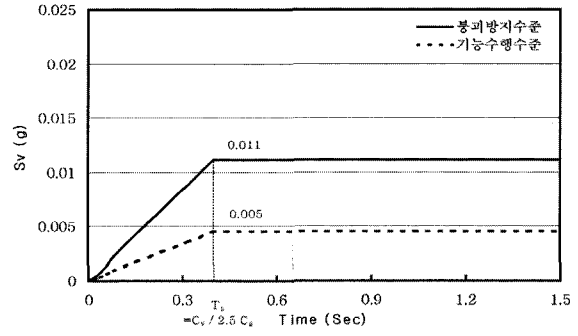


b 지진구역 II

그림 9 기반암에서의 설계가속도 응답스펙트럼 (S_A 지반)



a 지진구역 I



b 지진구역 II

그림 10 기반면 설계속도 응답스펙트럼

표 7 속도응답스펙트럼 작성방법

<p>공진주기가 0.4초 이하인 경우</p>	<ul style="list-style-type: none"> 기반면에서의 속도응답스펙트럼은 SA지반의 지표면 가속도 응답스펙트럼을 직접 적분하여 구할 수 있으며 다음 환산식을 이용한다. $S_v = \frac{T}{2\pi} \cdot S_a$ <p>여기서, S_v : 기반면 응답속도 S_a : SA지반의 지표면 응답 가속도 $T (= \frac{1}{f})$: 지반의 고유주기</p>
<p>공진주기가 0.4초 이상인 경우</p>	<ul style="list-style-type: none"> 해석 대상 부지가 연약층이 깊게 발달된 경우와 같이 공진주기가 0.4초 이상인 경우에는 지진응답해석을 이용하여 기반면의 가속도 응답스펙트럼을 구하는 것이 바람직하다.

완성 후에 구조물에 작용하는 고정하중, 활하중, 토압, 그리고 지진하중 등 각종하중 및 외적작용의 영향을 고려하여야 한다. 도시철도 구조물의 모든 구조 요소는 서로 다른 하중조건하에서 균일한 안전율을 유지할 수 있도록 설계되어야 한다. 이는 각 구조 부재의 강도가 하중계수를 고려한 예상하중을 지지하는데 충분하고 사용하중수준에서 구조의 사용성이 보장되는 것을 요구하고 있다. 강도설계에 대한 기본적 요구사항은 다음과 같다.

$$\text{소요강도}(U) \leq \text{설계강도}(\psi \times \text{공칭강도}) \quad (20)$$

강도설계법에서는 구조물의 안전 여유를 두 가지 방법으로 제시한다.

- ① 소요강도(U)는 사용성에 예상을 초과한 하중 및 구조해석의 단순화로 인하여 발생하는 초과 요인을 고려한 하중계수를 곱함으로써 계산한다.
- ② 구조부재의 설계강도는 공칭강도에 1.0보다 작은 값인 강도감소계수 ϕ 를 곱함으로써 계산한다.

도시철도 구조물을 설계할 때 다음에 제시된 하중계수와 하중조합을 모두 고려하여 해당 구조물에 작용하는 최대

소요강도에 대하여 만족하도록 설계하여야 한다. 특히, 시공 중 또는 시공 후 횡토압이 실제보다 작게 작용하여 구조물에 불리하게 작용하는 경우 실제 감소된 토압을 계산하여 적용하여야 한다. 또한 지하구조물의 상부 슬래브에 연직으로 작용하는 흙과 지하수 하중에 대해서는 고정하중에 대한 하중계수를 적용한다. 고정하중(D), 활하중(L) 및 지진하중(E), 횡토압과 횡방향지하수압(H)이 작용하는 경우 기능수행 수준과 붕괴방지 수준으로 구분하여 내진 성능에 따라 다음과 같이 고려하여야 한다.

가. 기능수행수준

$$U = 0.75 (1.54D + 1.7L + 1.8H + 1.8E) \quad (21)$$

이 때, 활하중(L)은 영(0)일 때도 고려하여야 한다. 그리고 고정하중과 지진하중의 재하효과가 서로 상쇄되는 경우는 다음 하중조합도 고려하여야 한다.

$$U = 0.9D + 1.4E \quad (22)$$

나. 붕괴방지수준

$$U = 1.00 (D + L + H + E) \quad (23)$$

여기서, D는 고정하중, L은 활하중, H는 토압 및 수압, E는 지진하중이다.

도시철도 구조물의 내진 설계시 수평 2방향의 설계 하중을 고려할 필요가 있는 경우에는 부재 각각의 주축에 대한 탄성지진력은 다음과 같이 조합하여 사용한다.

- ① 하중 경우 1 = 종축방향의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)에 횡방향축의 해석으로

부터 구한 탄성지진력(절대값)30%를 합한 경우

- ② 하중 경우 2 = 횡방향의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)에 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)의 30%를 합한 경우

3.8.2 내진 설계 변수 (반응수정계수 ; R)

기능수행 수준의 지진은 대상구조물에 발생하는 변형을 탄성한도 내에서 거동하도록 규정하지만, 붕괴방지 수준의 지진은 구조물에서 발생하는 소성변형을 허용한다. 구조물이 비탄성 거동을 하게 되면 탄성거동을 하는 경우보다 부재력이 작아진다. 일반 구조물의 경우 이를 고려하기 위하여 부재설계시 탄성해석으로 구한 탄성부재력을 반응수정계수(R, 연성계수)를 사용하여 수정하게 된다. 즉, 지진에 의한 탄성부재력을 반응수정계수로 나눈 값이 지진에 대한 설계부재력이 되며 설계자는 이 설계 부재력을 다른 하중에 의한 부재력과 조합하여 부재의 안전성을 검토하면 된다. 연성계수는 두 가지 측면에서 고려할 수 있는데 하나는 구조물 부재의 최대 곡률과 항복 응력 상태의 곡률의 비이고, 또 다른 하나는 구조물 부재의 최대 변위와 항복응력 상태의 변위의 비이다. 이를 각각 곡률연성계수와 변위연성계수로 정의할 수 있으며 다음과 같은 식으로 나타낸다.

- 곡률연성계수

$$u_{\psi} = \frac{\psi_{max}}{\psi_y} \tag{24}$$

여기서, ψ_{max} 는 최대소성변형에 대한 곡률, ψ_y 는 항복상태의 곡률이다.

- 변위연성계수

$$u_{\Delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \tag{25}$$

여기서, Δ_{max} 는 소성변형과 탄성변형의 합이고, Δ_y 는 탄성변형이다.

해석적인 방법으로 연성계수를 구할 때 Δ_y 는 콘크리트 부재의 경우 철근이 최초로 항복하는 시점에서의 변위이고, 강부재의 경우는 부재가 최초로 항복을 하는 시점에서의 변위이다. 곡률연성계수와 변위연성계수 중에는 후자가 구조적인 측면에서 접근이 용이하기 때문에 연성계수로서는 변위연성계수를 사용하는 것이 일반적이다.

- ① 기능수행 수준의 내진 성능을 갖도록 설계하는 경우

표 8 붕괴방지 수준에서의 반응수정계수 (R)

구 분	기동	보
철근콘크리트 부재	3	3
강 부재 또는 합성부재	5	5

에는 탄성해석을 수행하게 되며, 연성계수(R)는 적용하지 않아야 한다.

- ② 붕괴방지 수준의 내진 성능을 갖도록 설계하는 경우에는 탄성해석과 탄-소성해석을 필요에 따라 선택할 수 있다.

- 탄성해석을 수행하는 경우에는 계산 결과를 연성계수로 나뉘춤으로써 탄성해석만으로 소성변형까지도 고려할 수 있게 된다.
- 탄-소성해석을 수행하는 경우에는 계산 결과를 그대로 사용하고 연성계수는 고려하지 않아야 한다.

4. 예제해석

4.1 일반사항

응답변위법은 구조물과 지반을 지반스프링으로 분리하여 모델링한 후, 지진시 주변 지반의 자유장 거동에서 발생하는 지반변위가 구조물에 미치는 거동을 해석하는 정적인 해석방법으로 지진시 지반의 변위를 산정하는 것이 응답변위법에서 가장 중요하다.⁷⁾ 본 기사에서는 정거장 4면 BOX에 대하여 응답변위법을 이용한 해석과정(구조물의 모델링 → 지반스프링산정 → 지진시 하중산정 → 지진시단면력산정)을 기술하였다.

4.2 지반 제원

해석을 수행할 지반조건을 그림 11에서 보면 지표면으로부터 -6m는 토사, -22.60m 풍화토, -22.60m부터는 경암으로 이루어져 있다. 구조물은 지하철 정거장이고 높이가 12.35m이고 지표면으로부터 -10.25m 깊이에 위치하고 있고, 구조물의 바닥이 기반암에 위치한 (a)예제 I 과 구조물이 풍화토 내부에 존재하는 (b)예제 II로 이루어져 있다. 표 9를 보면 토사는 전단파속도 275m/s 포아송비 0.35 질량밀도가 18kN/m³이고 풍화토는 전단파속도 500m/s 포아송비 0.35 질량밀도가 20kN/m³, 경암은 전단파속도 1500m/s 포아송비 0.25 질량밀도가 23kN/m³임을 알 수 있다.

4.3 구조물의 제원

해석을 수행할 구조물의 조건을 그림 12에서 보면 지하

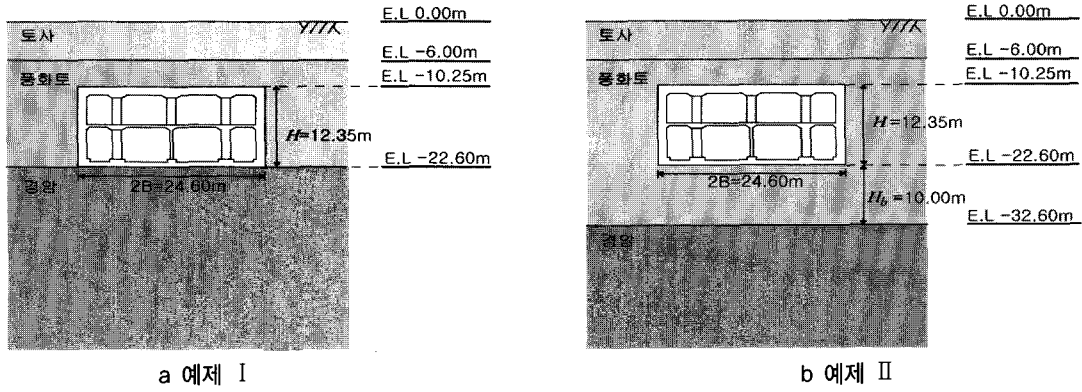


그림 11 지반조건 및 구조물의 위치

표 9 지반의 물성치

지반층	전단파속도 V_s (m/s)	질량밀도 ρ (KN/m ³)	탄성계수* E (kPa)	포아송비 ν	감쇠비
토사	275	18	367,538	0.35	0.03
풍화토	500	20	1,350,000	0.35	0.03
경암	1,500	23	12,937,500	0.25	0.03

* 탄성계수 : $E = 2(1+\nu)(\rho)(V_s)^2$

철 정거장으로 1층과 2층으로 이루어져 있다. 구조물은 표 11과 같이 철근콘크리트로 이루어져 있으며 구조물 2층 기둥의 경우에 $\phi 1200\text{mm}$, CTC=5000mm이며, 1층 중앙 기둥은 $400 \times 2000\text{mm}$, CTC=5000mm이다. 전체 구조물 단면 제원은 다음 표와 같다.

표 10 구조물 단면 제원

부재구분	종방향 유효폭 b (m)	두께 h (m) 또는 직경 d (m)	단면적 $A = bh$ (m ²)	단면 2차 모멘트 $I = \frac{1}{12}bh^3$
상부 슬래브	1	1.3	1.3	0.183083
중앙 슬래브	1	0.4	0.4	0.005333
하부 슬래브	1	1.2	1.2	0.14400
1층벽체	1	1.2	1.2	0.14400
2층벽체	1	1.2	1.2	0.14400
기둥 (0.4×2 , CTC = 5m)	0.4	0.4	0.160	0.002133
기둥 ($\phi 1.2\text{m}$, CTC = 5m)	-	1.2	0.2262*	0.020358*

* 원기둥 : $A = \frac{1}{4} \pi d^2$, $I = \frac{1}{64} \pi d^4$

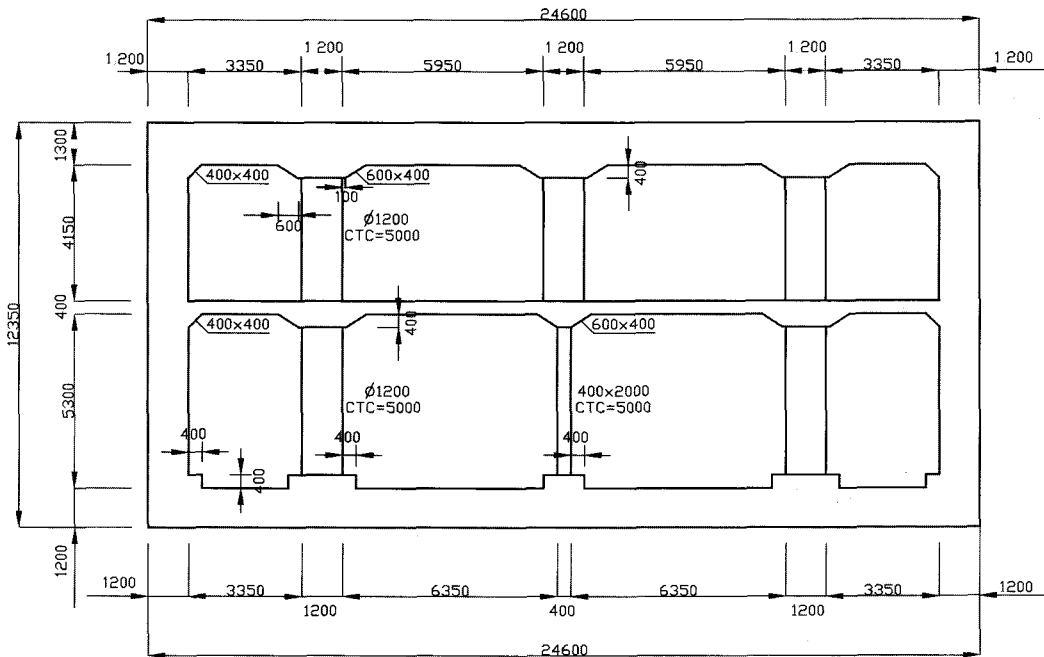


그림 12 구조물의 치수 (단위 : mm)

표 11 철근콘크리트의 물성치

구조물	포아송비	탄성계수 E_c (kPa)	질량밀도 ρ (t/m ³)	감쇠비
철근 콘크리트	0.17	31,232,574	2.45	0.03

- 콘크리트 압축강도 : $f_{ck} = 300\text{kgf/cm}^2$ (29.42 MPa)
 - 탄성계수 E_c (kPa) = $E_c = 0.077 W_c^{1.5} \sqrt{f_{cu}}$
 = $(0.077)(2.45)^{1.5} \sqrt{29.42 + 8} = 31,121,574$ (kPa)

4.4 모델링

측벽의 수평/전단 스프링은 1m간격으로, 상부 및 하부슬래브의 연직/전단 스프링은 약 0.9m간격으로 설치하여 다음 그림과 같이 모델링하였다.

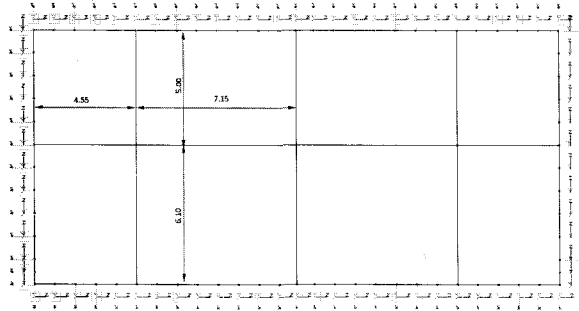


그림 13 모델링

4.5 지반반력계수

지반반력계수는 평판재하공식을 이용하는 방법과 2차원 유한요소법을 이용하는 방법이 있으나, 여기서는 평판재하공식을 사용하여 지반반력계수를 구하였으며 지반반력계수값을 표 12와 같이 산출하였다.

$$K_H = k_{h0} \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-3/4}, \quad k_{h0} = \frac{1}{30} \cdot E_D$$

$$K_V = k_{v0} \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4}, \quad k_{v0} = \frac{1}{30} \cdot E_D$$

4.6 기반면의 속도응답스펙트럼

4.6.1 일반적인 속도응답스펙트럼 산정

• 지진구역 : 1

- 구역계수 (Z) = 0.11

• 기반면의 지반종류

- S_A (경암지반, V_s = 1500m/s 초과)

표 12 지반반력계수

(단위: KN/m²)

위 치	예제1의 지반반력계수		예제2의 지반반력계수	
	K_V or K_H	K_{SB} or K_{SS}	K_V or K_H	K_{SB} or K_{SS}
상부바닥판 하면	82,570	27,523	82,570	27,523
하부바닥판 하면	69,221	23,073	69,221	23,073
측 벽	791,296	263,764	82,570	27,523

• 지진계수 (C_a, C_v)

- $C_a = 0.09$ (지진구역 I, 지반종류 S_A)

- $C_v = 0.09$ (지진구역 I, 지반종류 S_A)

• 위험도계수 (I)

- 기능수행수준 = 0.57 (100년 재현주기)

- 붕괴방지수준 = 1.40 (1000년 재현주기)

• 최대지반가속도 (PGA)

- 기능수행수준 : PGA = $(0.09)(0.57) = 0.0513g$

- 붕괴방지수준 : PGA = $(0.09)(1.40) = 0.1260g$

• 가속도 설계응답스펙트럼(기반면 노두)

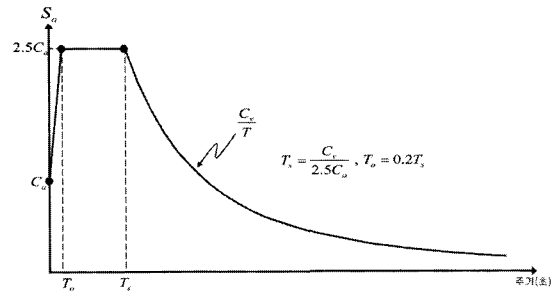


그림 14 가속도 설계응답스펙트럼

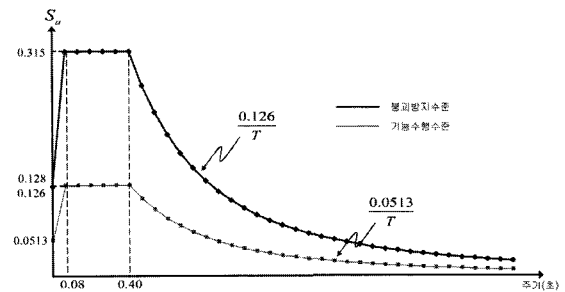


그림 15 기반면 응답스펙트럼

$$T_0 = 0.2T_s = (0.2)(0.4) = 0.08(\text{초})$$

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} = 0.4$$

4.6.2 지진응답해석에 의한 속도응답스펙트럼 산정

해석대상지반이 Sc지반 또는 그보다 연약한 층이 깊게 발달되어 있어 공진주기가 0.4초 이상이므로 지진응답해석을 이용하여 기반면의 속도응답스펙트럼을 구하였다.

본 해석에서는 1차원 지진응답해석에 널리 쓰이는 등가 선형해석프로그램인 Proshake (v1.1)을 이용하였다

지진해석에 필요한 지반의 동적물성치인 변형률에 따른 전단탄성계수 감소곡선과 감쇠비곡선은 문헌자료와 국내 지반을 사용하여 실내실험에서 구한 데이터베이스를 이용하여 결정하였다.

설계지반운동수준은 지진구역 I 구역과 위험도계수는 재현주기 1,000년에 해당하는 1.4을 적용하여 보통암 노두기준으로 0.154g을 설계지반운동수준으로 결정하였다

인공지진파를 기반암노두에 수평으로 입력하여 구한 응답스펙트럼은 그림 16과 같다.

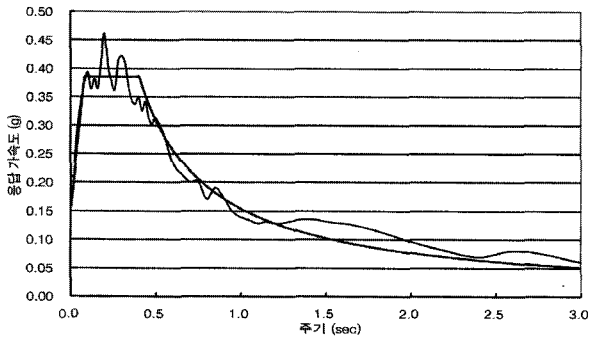


그림 16 응답스펙트럼 (감쇠비 5%)

4.7 지진하중 산정

4.7.1 상부슬래브 지진토압

$$P_0 = K_{SB} \times u(z_u)$$

여기서, K_{SB} 는 상부슬래브에 대한 수평지반반력계수, Z_u 는 지표면으로부터 구조물 상부슬래브까지의 깊이이다.

4.7.2 측벽토압

$$P(z) = K_h \times \{u(z) - u(z_b)\}$$

$$u(z) = 2/\pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi z / 2H)$$

여기서,

S_v : 기반면에서의 속도응답스펙트럼(m/s)

T_g : 표층지반의 고유주기

K_h : 측벽에 대한 수평지반 반력계수

$u(z)$: 지표면으로부터의 깊이 z에서의 지반변위

z : 지표면으로부터 깊이

z_b : 지표면으로부터 구조물 하부슬래브까지의 깊이

4.7.3 주면전단력

상부슬래브 : $\tau_t = G_t / (\pi H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi Z_u / 2H)$

하부슬래브 : $\tau_b = G_b / (\pi H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi Z_b / 2H)$

측 벽 : $\tau_s = (\tau_t + \tau_b) / 2$

여기서, G_t 는 상부 슬래브에서의 동적전단탄성계수, G_b 는 하부 슬래브에서의 동적전단탄성계수이다.

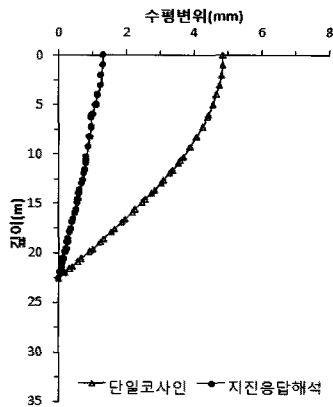
4.7.4 관성력

$$P = W \times K_{hi}$$

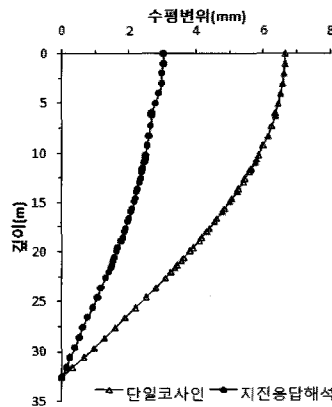
해당깊이에 대한 보정한 수평지진계수 : $K_{hi} = K_h \times C_u(z)$

여기서, W 는 구조물 자중, $C_u(z)$ 는 깊이에 대한 보정계수 = $1 - 0.015z$, K_h 는 지진의 성능수준별 수평진도이다.

지반변위를 구하는 방법으로는 단일코사인/이중코사인 방법을 사용하여 구하는 방법과 지진응답해석을 이용하여 구하는 방법이 있다.



a 예제 I의 깊이별 변위



b 예제 II의 깊이별 변위

그림 17 깊이별 변위

표 13 응답변위법을 이용한 구조물의 주요 휨모멘트 (예제 I)

위치	휨모멘트 (kN-m)	
	단일코사인이론	지진응답해석
①	2201.60	1034.13
②	2216.68	972.33
③	3379.13	1705.45
④	3035.90	1473.50
⑤	996.11	447.83
⑥	311.10	234.52
⑦	403.80	163.81
⑧	897.89	429.10
⑨	67.49	26.16
⑩	73.38	61.14

표 14 응답변위법을 이용한 구조물의 주요 휨모멘트 (예제 II)

위치	휨모멘트 (kN-m)	
	단일코사인이론	지진응답해석
①	1584.29	912.83
②	1407.16	910.85
③	2007.65	1092.36
④	2145.08	1159.23
⑤	608.36	581.04
⑥	239.80	186.99
⑦	370.22	248.32
⑧	604.92	499.70
⑨	67.30	43.78
⑩	82.72	65.68

구조물이 풍화토에서만 위치하고 있는 점을 감안하여 표층지반을 단일층으로 가정한 단일코사인이론 및 지진응답해석에서 구한 깊이별 변위는 그림 17과 같다.

일반적으로 풍화토의 경우 표층지반보다 전단파의 속도와 구속압이 크고 지진시 지반변위가 크게 발생하지 않는다. 단일코사인 경우 기반암 바로 위에서부터 지반변위가 급격히 증가하는 모드형상을 가지고 있어 풍화토에서의 지반특성을 효과적으로 반영하지 않음을 알 수 있다.

국내 도시철도의 역사나 지상에서 지하로 진입하는 본선구간의 경우, 지표면 근처의 표층에 건설되며, 연약층이 존재하는 지중 얇은 곳에 설치되는 매설관로 등을 포함한 지중구조물의 경우에는 **SHAKE** 등을 사용한 자유장해석(또는 부지응답해석)을 수행하거나, 그렇지 못할 경우 단일코사인 방법 보다는 이중코사인 방법을 적용하는 것이 바람직하다.⁸⁾

4.8 응답변위법에 의한 지중구조물의 최대 부재력

구조물에 상부슬래브 지진토압, 측벽토압, 주변전단력, 관성력을 작용시켜 얻은 최대부재력은 표 13 및 14과 같다.

표 13과 14에서 보는 바와 같이 구조물이 풍화토에 위치할 경우 단일코사인이론에 의해 구한 변위로 구조해석을 수행하면 지진응답해석에 비해 부재력이 크게 나타나고 있어 과다설계될 우려가 있다.

5. 맺음말

응답변위법은 오랜 기간의 연구를 통해 해석결과의 합리성이 검증된 방법으로, 현재 국내 내진설계기준에서 지중구조물의 내진해석을 위해 널리 권장되는 간략 방법이다. 그러나 이 방법을 사용하여 합리적이며 일관성있는 해석결과를 얻기 위해서는 지진시 지반스프링 상수의 선정 및 부지응답의 선정을 포함하여 응답변위법을 유도하기 위해 가정된 사항들에 대한 해석기술자의 충분한 이해와 합리적 판단이 매우 중요하다.

이 기사에서는 지중구조물의 응답변위법에 대해 기초 이론과 해석절차를 소개하고, 응용예제를 통해 해석절차를 살펴보았다. 부족하지만 이 기사를 통해 응답변위법의 해석절차와 적용에서 해석기술자의 이해와 판단이 중요함을 보여주하고자 하였으며, 향후 응답변위법을 합리적인 사용에


조금이라도 일조할 수 있기를 소망한다.

감사의 글

본 기사는 국토해양부 도시철도표준화 2단계연구개발사업의 연구비지원에 의해 수행된 연구의 일부입니다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부, “도시철도 내진설계기준”, 건설교통부, 2005
2. 건설교통부, “내진설계기준연구(Ⅱ) :제6절(지중구조물), 제8절(터널)”, 1997

3. 대한토목학회, “철도설계기준“대한토목학회”, 2004
4. 대한토목학회, “도로교 설계기준해설”, 2008
5. 일본 토목학회, “개착터널 내진설계”, 일본토목학회, 1998
6. 일본운수성, “철도구조물 등 설계기준·동해설 내진설계”, 일본운수성, 1999
7. 대한토목학회, “철도설계편람(토목편)(Ⅷ) 지하구조물”, 2004.
8. 윤종구, “지하 시설물의 내진성능 평가 방법”, 콘크리트학회지, 19(5), 35-38, 2007. 9
9. 김두기, “구조동역학”, 구미서관. 2009 

[담당 : 김두기, 편집위원]