

# 지하구조물의 내진설계

## Aseismic Design of Underground Structures

이인모(고려대학교 토목환경공학과, 교수), 김상균(고려대학교 토목환경공학과, 박사과정)

이형권(SK건설주식회사 토목기술팀, 부장), 박의섭(SK건설주식회사 토목기술팀, 과장)

### 1. 서론

일반적으로 지진은 지각변동운동(Tectonic Motion)에 의하여 지반이 흔들리는 현상을 뜻하는 것으로 지반자체 또는 지상이나 지하에 설치되어 있는 구조물이 지진의 영향을 받게 되면 손상(Damage)이 발생하거나 붕괴(Collapse) 될 수 있다.

국내의 경우, 지진대 내에 위치하거나 과거에 큰 규모의 지진을 경험한 사례가 많은 국가들에 비해 지진에 대한 인식이 낮았기 때문에 내진설계 등에 대한 체계적인 대책수립에 있어서 상대적으로 미약한 수준이다. 그러나 국내에서도 홍성지진(1978년) 등 실제로 재산피해를 초래한 다수의 지진 발생사례가 있으며 지진발생의 확률적 특성상 큰 규모의 지진에 대한 대책수립이 필요하다는 인식이 최근 대만과 터키에서 발생한 지진피해사례가 보도됨으로 인해 더욱 고조되어 있다. 현재 교량 등 지상구조물에 대한 내진설계는 비교적 체계가 갖추어져 시행되고 있으나 지하구조물은 주변지반과 구조물의 기하학적 특성 그리고 과거의 지진피해사례를 검토한 결과, 지상 구조물에 비해 상대적으로 지진의 영향이 적기 때문에 별도의 내진설계를 실시한 사례는 많지 않다. 그러나 지하구조물의 중요성이 증대되고 크기와 형태가 대형화됨에 따

라 일부 지하구조물에 대한 내진설계가 시도되고 있으며 2001년부터는 내진설계기준이 되는 지진의 크기를 현재 리히터 규모 4.5~5.0 수준에서 5.0~7.0 으로 강화할 계획으로 있어 지하구조물에 대한 내진설계는 보다 증가할 전망이다.

지진에 대한 지하구조물의 안정성을 검토하기 위해서는 우선, 구조물에 작용하는 지진하중을 결정해야 하고 이에 따른 지반과 구조물의 거동을 적절한 해석방법을 사용하여 파악해야 하며 지반과 구조물의 거동과 파괴조건을 비교하여 안정성확보 여부 및 보강방안을 수립하는 것이다. 그러나 현재 실무에서 실시되고 있는 내진설계내용을 검토해보면 지하 구조물의 지진에 대한 메카니즘은 이해하지 못한 채 지상구조물 설계 시와 유사한 방법을 적용하거나 지반과 구조물의 상호작용효과를 적절히 반영하지 못하는 실정이다.

본 원고에서는 지진하중을 받는 지반 내에 있는 구조물의 실제 거동에 주안점을 둔 설계지반운동의 결정방법 및 내진해석법 등을 검토하고 원형터널에 대한 내진설계 예제해석을 통해 지하 구조물 설계에 많은 실무경험을 갖고 있지만 내진 거동에 관한 사항에 대해서 친숙하지 못한 기술자의 이해를 돕고 지하구조물과 주변지반의 조건에 적절한 내진설계절차를 제시하고자 하였다.

## 2. 지하구조물 진동특성 및 터널 피해사례

### 2.1 지하구조물 진동특성

지하 구조물의 진동 특성은 지반 속에서의 지반 운동에 순응하여 구조물이 진동하기 때문에, 상대적으로 큰 지진 피해를 받는 교량, 건물 등의 지상 구조물과 다르다. 즉 지하 구조물에서는 작용하는 지반운동은 지표면에서 정의된 지반운동보다 작으며 증폭현상도 나타나지 않는다. 이의 원인은 첫째, 대부분의 지반에 있어서 깊이에 따른 지반운동의 크기가 지표면에서 최대가 되며 지중에서는 상대적으로 작은 지반운동 진폭을 갖는다.

둘째는 지하 구조물의 겉보기 단위 체적 중량은 일반적으로 주변 지반의 단위 체적 중량보다 작든지 같은 정도인 경우가 많다는 점이다. 지하 구조물의 겉보기 단위 체적 중량이 주변 지반에 비교하여 작다는 것은 지하 구조물에 작용하는 관성력이 작다는 것이다. 이것은 바꿔 말하면 지반 속에서 지하 구조물을 진동시키려는 힘이 작다는 것을 의미한다.

셋째는 지하 구조물은 주변이 지반에 의해 둘러싸여 있기 때문에 구조물에서 주변 지반으로 빠져나가는 에너지, 즉 일산 감쇄가 상당히 크다는 점이다. 이는 지하 구조물이 주변 지반에 대해 상대적인 진동을 일으켰다 하더라도 곧 작게 된다는 것을 나타내고 있다.

이와 같이 일반 지하 구조물에서는 원래 지반에 대해 상대적인 진동을 일으키기 어렵고 일단 일어난 진동도 곧 소멸된다. 그러므로 지하 구조물은 지진 시 지반에 변위나 변형이 생기면 그것에 따라 주위에 끌려 운동한다. 지상 구조물에서는 관성력이 중요하지만, 지하 구조물에 대해서는 지진 시 지반에 생기는 변위, 변형이 중요하다.

이와 같은 거동을 간단한 해석결과로부터 알 수 있는데 예를 들어 같은 형상과 중량을 갖는 구조물이 지반 위에 있는 경우와 지중에 있는 경우에 대해 같은 기반 지진동이 작용했을 경우이다. 이 때

구조물에 생기는 가속도를 주변 지반의 가속도와 함께 나타낸 것이 그림 2.1 이다. 지상에 설치한 구조물에서는 지표면이 600Gal의 가속도로 진동하는 것에 대해, 구조물의 최대 가속도는 770Gal로 지표의 1.3배로 나타났다. 가속도의 파형을 비교하여도 구조물은 지중·지표의 파형과는 다르게 독자적으로 진동하고 있다. 이에 반해 지하 구조물에서는 주위의 지반과 구조물의 가속도의 크기 및 파형이 거의 같다.

### 2.2. 터널의 피해사례

지진하중 작용 시 지하구조물의 거동을 이해하고 공동의 안정성을 파악하기 위해서는 지진피해가 발생한 현장에서 측정되거나 계산된 최대지반운동과 지중구조물의 피해상황의 상관관계에 대한 데이터를 검토하는 것이 중요하다.

Dowding과 Rozen (1978)은 지진을 겪었던 총 78개의 터널에 대한 피해사례를 종합하여 그림 2.2와 같은 지표에서의 최대지반운동과 지하공동의 피해정도에 대한 상관관계를 정리하였다. 그들은 지반 진동에 기인한 암반지역에 위치한 지하공

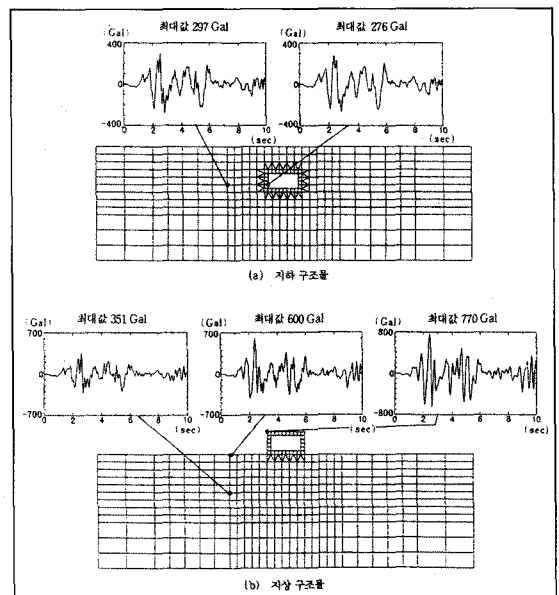


그림2-1. 지상 및 지하구조물에서의 가속도 응답파형

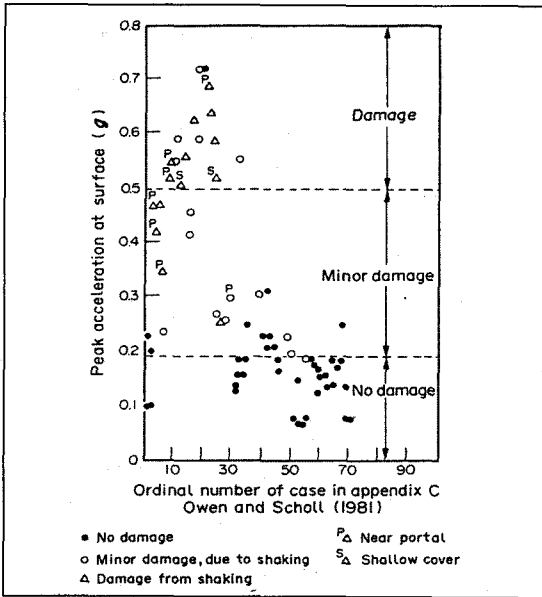


그림2-2. 최대지반가속도와 피해정도

동의 피해를 '피해 없음', '약간의 피해', 그리고 '피해'의 3단계로 나타냈다. 여기에서 '피해 없음'은 낙석이나 새로운 균열이 없음을 나타내고, '약간의 피해'는 새로운 균열과 경미한 암의 낙하가 있음을 의미하고, '피해'는 극심한 균열과 규모가 큰 암의 낙하, 그리고 굴착지의 붕괴를 뜻한다.

### 3. 지하구조물의 지진응답

지하구조물의 지진응답은 우선 지층구조에 의해 지반이 어떻게 영향을 받는가와 함께 자유장에서 지반운동을 파악하고 이에 대해 지하구조물이 어떤 반응을 하는가에 대하여 고려함으로써 파악된다.

#### 3.1 자유장 지반운동(Free-Field Ground Motion)

자유장 지반운동은 지상 또는 지하에 구조물이 존재하지 않는 경우, 지진에 의해 발생된 응력파의

전파에 따른 지반의 동적 거동이다. 이를 파악하기 위해 연속체역학에 근거한 탄성이론으로부터 삼차원 파전파 방정식과 발생하는 평면파의 형태 그리고 지반운동의 깊이 의존성에 관하여 설명하면 다음과 같다.

지진하중작용 시, 연속체내에서의 지반운동의 평형방정식은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\rho \alpha_i = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + X_i \quad i = 1, 2, 3 \quad (3.1)$$

여기서  $\rho$ 는 밀도,  $\alpha_i$ 는 입자 가속도,  $\sigma_{ij}$ 는 작용면 및 방향에 대한 응력 그리고  $X_i$ 는 단위 체적의 body force를 의미한다.

탄성론에 의하여 위의 방정식은 연속체 운동의 Eulerian 방정식으로 알려져 있는데 미소변형을 조건에서 입자변형( $\epsilon_{ij}$ ), 입자변위( $u_{ij}$ ), 입자속도( $v_{ij}$ ) 그리고 입자가속도( $a_{ij}$ )는 다음의 관계식으로 표현된다.

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (3.2)$$

$$v_i = \frac{\partial u_i}{\partial t} \quad a_i = \frac{\partial v_i}{\partial t} = \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (3.3)$$

위의 관계식과 균질이며 등방인 재료에 대한 Hook 법칙을 고려하면 식(3.4)가 얻어진다.

$$\sigma_{ij} = \lambda e_{kk} \delta_{ij} + 2G\epsilon_{ij} \quad (3.4)$$

$$\lambda = \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

여기서  $\lambda$ 와  $G$ 는 Lamé 상수를 의미하고 식 (3.4)를 식 (3.1)에 대입하여 소거하고 식 (3.2)를 이용하여 다음의 Navier 방정식을 얻어낼 수 있다.

$$G u_{i,jj} + (\lambda + G) u_{i,jj} + X_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (3.5)$$

정상상태의 주기운동(Steady State Harmonic Motion)인 경우, 위의 방정식에 대한 일반적 해를

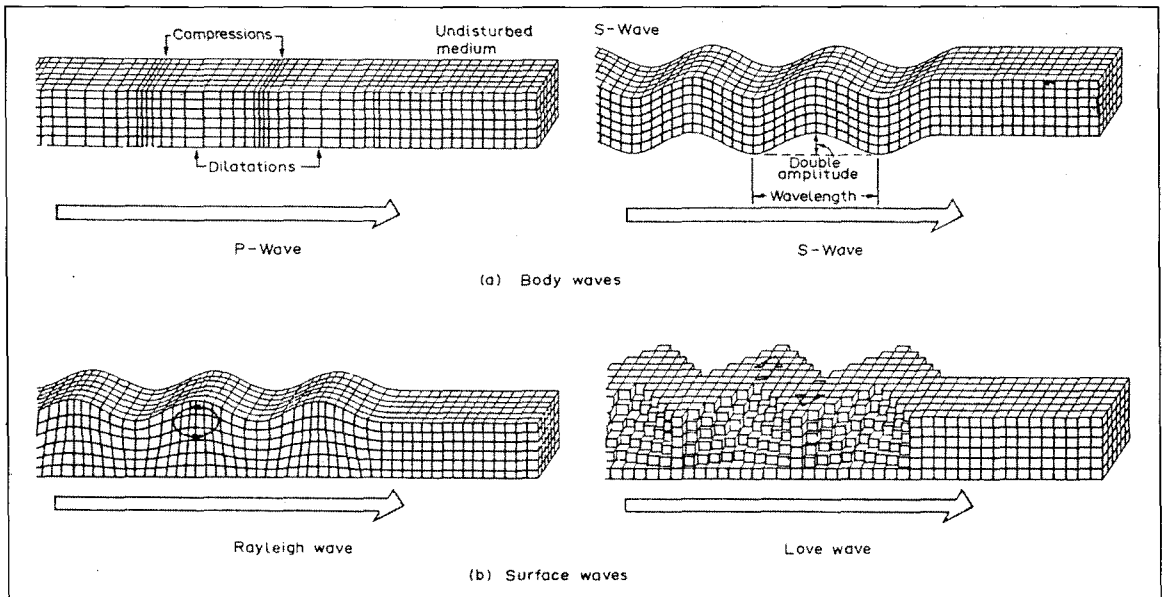


그림3-1. 지진에 의한 응력파

쉽게 구할 수 있으며 경계조건 등에 의해 위의 운동방정식을 만족하는 몇 가지 형태의 파를 도출할 수 있다.

그림 3.1은 지진에 의해 발생하는 응력파를 나타내는 것으로 (a)는 3차원적으로 전파되는 체적파를 (b)는 지표면을 따라 전파되는 표면파를 나타낸다.

가. 평면 탄성파(Plane Elastic Wave)

3차원 탄성체에 대한 운동방정식 (3.5)에서 만약 체적력(Body Force)을 무시하면 식 (3.6)과 같다.

$$\rho = \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = G u_{i,jj} + (\lambda + G)u_{,ii} \quad (3.6)$$

변위 요소  $u_1, u_2, u_3$ 를  $u, v, w$ 로 나타내면 이는 각각 파의 진행 방향에 평행한 것과 파 진행 방향에 직각이며 서로 수직한 두 방향을 의미한다.

이와 같은 방정식에 대한 해를 방향별로 고려하면 다음과 같이 한 방향에 대한 조화함수로 입자운동을 정의할 수 있다.

$$u = A \sin \frac{2\pi}{L} (x \pm ct), \quad v = w = 0 \quad (3.7)$$

식 (3.7)를 식(3.6)에 대입하여 정리하면 다음의 관계식이 얻어진다.

$$\rho c_p^2 = \lambda + 2G \quad \text{또는} \quad c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (3.8)$$

여기서  $c_p$ 는 파의 속도를,  $L$ 은 파장을 의미하고 식 (3.7)에 의하여 표현된 운동 형태는  $(x \pm c_p t)$ 가 일정하다면 변하지 않고 파의 진행방향과 입자의 운동방향이 같기 때문에 이것은 압축파가 되고 P 파(Primary Wave)라 불린다.

두번째는 다음과 같은 입자운동형태와 파전파속도로 정의되는데 이는 파의 진행방향과 입자의 운동방향이 서로 수직한 경우이다.

$$v = A \sin \frac{2\pi}{L} (x \pm c_s t), \quad u = w = 0, \quad (3.9)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.10)$$

이와 같이 입자운동이 파의 진행방향(x방향)과 수직인 응력파를 전단파 즉, S파(Shear Wave)라 한다. 세번째 운동 형태는 다음과 같이 정의된다.

$$w = A \sin \frac{2\pi}{L} (x \pm ct), \quad u = v = 0 \quad (3.11)$$

위의 파는 두 번째 파와 입자의 운동방향이 z 방향이라는 것 외에는 유사한 파형이 된다. 이것을 구분하기 위하여 파가 수평 혹은 수직 평면을 따라서 전파되는가에 의하여 횡단수평파(SH Wave)와 횡단수직파(SV Wave)로 각각 표시한다. 위에서 설명한 모든 파들은 식 (3.7), 식 (3.9), 그리고 식 (3.11)에 의하여 그 운동의 형태가 결정되어지는데 어떤 순간의 시간에 파의 정점이 평행한 평면 위에 존재하기 때문에 평면파라고 불려진다. 이 파들은 무한한 탄성체에서만 존재할 수 있고 경계조건이 유한하거나 서로 다른 층이 존재하는 경우에는 그 경계면에서 반사와 굴절현상이 발생하여 운동형태가 변화된다.

### 나. 표면파(Surface Wave)

지반 내를 통과하는 체적파와는 다르게 지표면에서 전달되는 파도 존재한다. 이러한 파는 표면파라고 하는데 그 특징은 경계면에서 깊이가 커짐에 따라 그 변위의 크기가 지수함수로 감소한다. 이러한 표면파 중 한가지가 Rayleigh 파인데 이것은 균질이며 등방이고 반무한체의 표면에서 존재한다. 2차원 반무한탄성체(Elastic Half-Space)이고 표면(y=0)에서의 모든 응력이 0인 경우, 지반 운동은 다음 식의 실수부를 취함으로써 정의할 수 있다.

$$\begin{aligned} u &= Ae^{-by} \exp[ik(x - ct)] \\ v &= Be^{-by} \exp[ik(x - ct)] \\ w &= 0 \end{aligned} \quad (3.12)$$

여기서  $i$ 는 허수 즉  $\sqrt{-1}$  이고, A와 B는 복소수 상수이다. 그리고  $b$ 는 실수이며 양의 상수로서  $y$

가 증가함에 따라 파의 크기가 지수함수로 감소하며  $y$ 가 무한대일 때 영으로 접근하게 된다. 위의 식에서 상수들은 운동 방정식과 경계조건에 따라 결정된다.

Rayleigh 파의 존재는 탄성론에 의해 파악할 수 있으며 입자운동은 그림 3.1과 같이 타원 역행성 운동 형태를 보인다. 또 다른 표면파는 상부층의 전단 속도에 비해 하부의 것이 큰 경우에 발생할 수 있는데 이러한 파를 Love 파라 한다.

### 다. 평면파의 반사와 굴절

압축파(P)파와 전단파(S)파의 굴절과 반사에 대한 문제를 다루기 위하여 자유면을 갖는 균질이며 등방조건인 반무한체를 고려한다. P파의 경우 자유 경계면을 만나게 되면 P파와 S파로 반사되는데 이와 유사하게 SV파도 P파와 SV파로 반사된다. 만일 두 개 이상의 층으로 이루어진 영역에서 경계면으로 입사되는 P파는 입사파와 다른 진폭을 지닌 P파와 SV파로 반사되고 이웃하는 층에서도 P파와 SV파가 생성되어 전파된다. 즉 1개의 파가 입사되는 경우, 총 4개의 반사파와 굴절파가 형성되어 서로 다른 방향과 진폭을 지니고 전파된다.

그러므로 지진에 의하여 응력파가 생성되면 지진운동의 크기와 주파수 내용은 진원지와 파전파 경로 그리고 지역의 특성에 의해 결정된다. 전파되는 지진파는 서로 다른 층에서 반사되거나 굴절됨으로써 국부적으로 파의 크기를 증감시키고 지반 운동의 주파수에 영향을 미친다. 그러나 파의 전달 경로가 매우 복잡하기 때문에 현재 체적파와 표면파 모두를 포함하는 일반적 해를 제시하기는 어렵다. 그러므로 파전파이론에 의한 다층지반의 지진 운동에 대한 해석은 지층이 수평으로 이루어졌다는 조건하에서 수직 방향으로 전달되는 전단파에 의한 수평운동을 파악하는 방향 등으로 단순화되어 실시된다. 이 경우에는 일차원 파의 흐름으로 쉽게 해석적인 해가 구해진다. 물론 실제 문제에 적용하는데는 많은 제한이 따르지만 이것은 실제

에 있어서도 진원지로부터 파의 전달이 일직선이 아니라 거의 수직에 가깝게 지표에 전달되어지는 현상에 근거하여 제시된 것이다. (Tsai and Housner 1970)

이러한 일차원 파전파이론은 다층지반의 내진해석에 있어서 기반암에서 전파되는 지반운동의 증폭현상을 파악하기 위해 이루어지며 이를 코드화한 것이 SHAKE 해석 프로그램이다. SHAKE 해석을 실시함으로써 기반암에서 전파되는 지반운동의 각 지층에서의 증폭현상을 주파수에 따른 전달함수(Transfer Function) 개념을 도입하여 파악할 수 있으며 또한 지반운동의 변형률 크기에 따른 동적지반정수 및 감쇄비의 비선형성을 고려하는 등가선형(Quasi Linear) 해석을 실시할 수 있다.

#### 라. 지반운동에 의한 변형률 및 응력

균질하고 등방인 무한 탄성체내에서 x 방향으로 전파되는 평면파에 대한 변위는 다음과 같은 시간과 위치에 대한 함수로 표현할 수 있다.

$$u(x,t) = f(x - ct) \quad (3.13)$$

이와 같은 지반운동에 대한 함수를 시간과 위치에 대해 각각 2 번씩 미분하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -cf'(x - ct), \quad \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 f''(x - ct) \quad (3.14)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = f'(x - ct), \quad \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = c^2 f''(x - ct) \quad (3.15)$$

여기에서  $\frac{\partial u}{\partial t}$ ,  $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$  는 지반운동의 속도와 가속도이고  $\frac{\partial u}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$  는 변형률과 곡률(Curvature)이며 이들의 관계는 다음과 같다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{c} \frac{\partial u}{\partial t}, \quad \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3.16)$$

만일 변위가 조화함수인 경우, 다음과 같이 파장이 L 이고 진폭  $u_m$  인 식으로 표현할 수 있다.

$$u = u_m \sin \frac{2\pi}{L}(x-ct) \quad (3.17)$$

그러므로 매질의 파장과 파전파속도를 알고 있는 경우 변위함수로부터 지반운동의 속도와 가속도 그리고 변형률과 곡률을 모두 파악할 수 있다. 예를 들면 가속도진폭은 변위함수를 시간에 대해 두 번 미분함으로써 다음과 같이 구할 수 있으며 T 는 지반운동의 주기를 나타낸다.

$$u_m = \left(\frac{L}{2\pi c}\right)^2 a_m = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 a_m \quad (3.18)$$

그림 3.1에서 파의 진행방향과 지반운동의 방향이 같은 압축파(P파)의 경우, 종단방향 변형률은 식 (3.19)과 같다.

$$\epsilon_i = \pm \frac{\partial u_i}{\partial l}, \quad \epsilon_i = \pm \frac{1}{c_p} \frac{\partial u_i}{\partial t} = \pm \frac{1}{c_p} v_i \quad (3.19)$$

또한 파의 진행방향과 지반운동의 방향이 수직인 전단파(S파)의 경우, 전단변형률은 식 (3.20)과 같다.

$$\gamma = \pm \frac{\partial u_s}{\partial l}, \quad \gamma = \pm \frac{1}{c_s} \frac{\partial u_s}{\partial t} = \pm \frac{1}{c_s} v_s \quad (3.20)$$

식 (3.19)과 식 (3.20)는 파전파 방향에서의 변형률을 나타낸 것이고 보다 일반적인 경우 즉 굴절면이나 지하구조물에 각도  $\phi$  로 입사하는 파에 대한 변형률과 곡률은 표 3.1과 같다.

파전파에 따른 변형률이 구해지면 다음과 같은 구성방정식으로부터 범선응력과 전단응력을 구할 수 있다.

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\epsilon_x + \nu(\epsilon_y + \epsilon_z)],$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} \quad (3.21)$$

〈표3-1〉 체적파의 전파에 따른 변형을 및 곡률

구분	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
P파	$\epsilon_l = \frac{V_p}{c_p} \cos^2 \phi$ $\epsilon_{l'} = \frac{V_p}{c_p}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_n = \frac{V_p}{c_p} \sin^2 \phi$ $\epsilon_{n'} = \frac{V_p}{c_p}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_p}{c_p} \sin \phi \cos \phi$ $\gamma_m = \frac{V_p}{2c_p}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{c_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$ $\frac{1}{\rho_m} = 0.385 \frac{a_p}{c_p^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
S파	$\epsilon_l = \frac{V_s}{c_s} \sin \phi \cos \phi$ $\epsilon_{l'} = \frac{V_s}{2c_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_n = \frac{V_s}{c_s} \sin \phi \cos \phi$ $\epsilon_{n'} = \frac{V_s}{2c_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma = \frac{V_s}{c_s} \cos^2 \phi$ $\gamma_m = \frac{V_s}{c_s}$ for $\phi = 0^\circ$	$K = \frac{a_s}{c_s^2} \cos^3 \phi$ $K_m = \frac{a_s}{c_s^2}$ for $\phi = 0^\circ$

평면파의 경우, 터널축에 평행하게 전파되는 압축파에 의해 발생하는 최대 법선변형률의 크기는 표 3.1로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_x = \frac{V_p}{c_p}, \quad \epsilon_y = \epsilon_z = 0 \quad (3.22)$$

이로부터 최대 법선응력의 크기는 식 (3.21)에 의해 식 (3.23)과 같다.

$$\sigma_p = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \frac{V_p}{c_p} \quad (3.23)$$

표 3.1과 마찬가지로 굴착면이나 지하구조물에 각도  $\phi$ 로 입사하는 압축 및 전단파에 의해 발생하는 최대응력은 표 3.2와 같다.

〈표3-2〉 체적파의 전파에 따른 자유장 최대응력

구분	Maximum normal stress	Maximum shear stress
P파	$\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \frac{v_p}{c_p}$	$\frac{G V_p}{2c_p}$
S파	$\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \frac{v_s}{2c_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{G V_s}{c_s}$ for $\phi = 0$

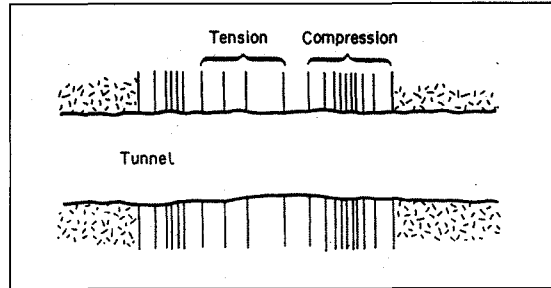


그림3-2. 터널축에 평행한 압축지진파에 의한 변형양상

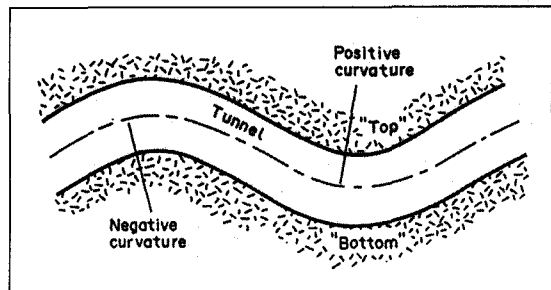


그림3-3. 터널축에 평행한 전단지진파에 의한 변형양상

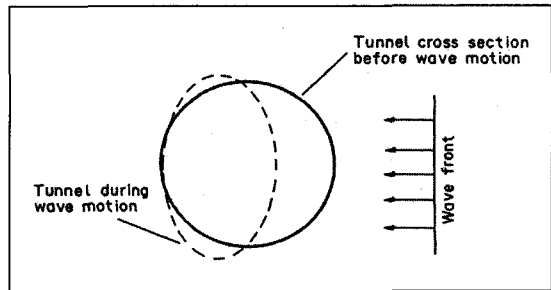


그림3-4. 터널축에 수직인 압축파에 의한 변형양상

### 3.2 원형 터널의 지진응답

지반운동을 정상상태 조화함수로 표현한 경우, 그림 3.2 와 그림 3.3 은 터널축에 평행하게 전파되는 압축파와 전단파에 의한 변형양상이며, 그림 3.4 는 터널축에 직각으로 전파되는 압축파에 의한 변형양상이다.

라이닝과 지반과의 상호작용은 압축비(Compressibility Ratio)와 유연비(Flexibility Ratio)에 따라 영향을 받는다(Hendron과 Fernandez 1983). 이 중 유연비가 휨에 저항하는 라이닝의 능력에 관계하기 때문에 보다 중요하며 다음과 같이 정의된다.

$$F = \frac{2E(1-\mu_1^2)R^3}{E_1(1+\mu)t^3} \quad (3.24)$$

여기서 E,  $\mu$ , R 그리고 t 는 탄성계수, 포아손비, 라이닝의 직경과 두께이고 아래 첨자 l 은 라이닝을 의미하고 첨자가 없는 것은 주변지반을 의미한다. 유연비가 20 이상인 경우, 라이닝의 변형이 지반변형에 순응하게 된다. 일반적으로 원형터널은 NATM 또는 TBM 공법에 의해 시공되기 때문에 공동주변의 지반상태가 양호한 경우가 대부분이다. 그러므로 지반강성이 크고 라이닝의 두께는 작기 때문에 라이닝은 지반변형에 순응한다. 이와 같은 경우, 라이닝의 안정성은 라이닝과 지반의 접촉지점에서 지반에 발생하는 변위가 라이닝에 발생한다고 가정하여 단면력을 산정하고 이를 라이

닝의 강도와 비교함으로써 평가한다. 변위로부터 지반에 발생하는 변형은 표 3.1로부터 파악할 수 있으며 라이닝에 발생하는 단면력을 구하는 절차를 설명하면 다음과 같다. 그림 3.5 와 같이 터널축에  $\phi$  의 각도로 파장 L과 진폭 A를 가지는 사인(sine)형태의 지진파가 터널에 전파되는 경우, 지반변형에 순응하는 구조물의 변위는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} u_y &= \cos \phi \sin\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) A, \\ u_x &= \sin \phi \sin\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) A \end{aligned} \quad (3.25)$$

이 때, 구조물이 보와 같이 거동한다고 가정하면 변위로부터 곡률(Curvature), 휨모멘트(Bending Moment), 전단력(Shear Force), 축력(Axial Force) 그리고 단위길이 당 작용하는 하중은 다음과 같다.

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = -\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^3 \phi \sin\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) A \quad (3.26)$$

$$M = \frac{E'I}{\rho} = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^3 \phi E' I A \sin\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.27)$$

$$V = \frac{\partial M}{\partial x} = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 \cos^4 \phi E' I A \cos\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.28)$$

$$Q = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \sin \phi \cos \phi E' A_c A \cos\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.29)$$

$$P = \frac{\partial V}{\partial x} = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^5 \phi E' I A \cos\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.30)$$

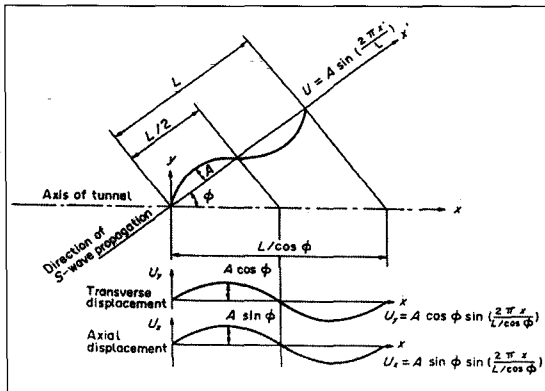


그림3-5. 터널축과  $\phi$ 의 각도로 만나는 지진파



### 3.3 사각형(Box) 구조물의 지진응답

원형터널과 달리 대부분의 사각형구조물은 상대적으로 연약한 지층에 위치하기 때문에 유연비가 작으며 구조물이 지반의 움직임에 저항하는 현상이 발생하는 경우가 많다. 그러므로 구조물이 설치되는 지반의 강성 및 구조물의 제원으로부터 먼저 유연비를 산정하여야 하며, 만일 유연비가 크게 나타나면 구조물의 단면력은 그림 3.6와 같이 지진에 의해 발생한 지반변위로부터 간단히 파악할 수 있다.

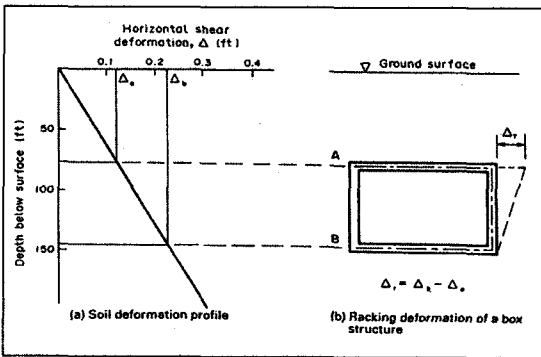


그림3-6. 지반과 일체로 거동하는 사각형구조물의 지진응답

그러나 구조물이 주위 매질에 비해 강성이 크면, 구조물의 변형은 자유로운 지반변형에 비해 작아지며 구조물과 주위 지반사이에는 상호작용이 발생하게 된다.

이러한 상호작용은 터널 구조물이 탄성기초 위의 보(Beam on Elastic Foundation)와 같은 거동을 한다고 가정하여 결정되고 이 때 지반과 구조물사이의 지반정수(Foundation Modulus)의 평가가 필요하다. 수평지반정수는 2차원 평면변형을 조건에서, 사인(sine)함수 형태의 변위를 반영하여 점하중에 의한 수직변위를 수치적으로 적분하고 이에 대한 해를 구함으로써 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$K_b = \frac{2\pi C}{L} \quad C = \frac{4(1-\nu)}{(3-4\nu)(1+\nu)} Ed \quad (3.31)$$

여기서 d는 구조물의 폭, E와 ν는 지반의 물성치를 나타낸다.

탄성기초 위의 보에 대한 미분방정식은 식 (3.32)와 같이 표현되고 여기서 E' 은 구조물의 탄성계수이고, u<sub>s</sub> 는 지반의 변위, u<sub>t</sub> 는 터널의 변위를 의미한다.

$$E'I \frac{d^4 u_t}{dx^4} = P \quad P = K_b(u_s - u_t)$$

$$E'I \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_b u_t = K_b u_s \quad (3.32)$$

미분방정식 식 (3.32)에 대한 해를 구하면 풀면 식 (3.26)로 표현되는 곡률은 다음과 같은 비율로 감소하게 된다.

$$R_1 = \frac{1}{1 + \frac{E'I}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^4 \phi} \quad (3.33)$$

이와 같이 곡률의 감소에 따라 휨모멘트, 전단력 그리고 단위길이 당 작용하는 하중도 다음과 같이 변화된다.

$$M = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^3 \phi}{1 + \frac{E'I}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^4 \phi} E' IA \sin\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.34)$$

$$V = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 \cos^4 \phi}{1 + \frac{E'I}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^4 \phi} E' IA \cos\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.35)$$

$$P = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^5 \phi}{1 + \frac{E'I}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 \cos^4 \phi} E' IA \sin\left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.36)$$

축력을 구하기 위해서도 같은 미분방정식이 사용되며 다만 휨강성을 표현하는 단면이차모멘트 I 가 축강성을 표현하기 위해 A<sub>c</sub> 로 대체된다.

$$E'A_c \frac{d^2 u_a}{dx^2} = +K_a (u_s - u_a) \quad (3.37)$$

$$R_2 = \frac{1}{1 + \frac{E'A_c}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^2 \phi} \quad (3.38)$$

$$Q = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) \sin \phi \cos \phi}{1 + \frac{E'A_c}{K_b} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^2 \phi} E' A_c A \cos \left(\frac{2\pi x}{L/\cos \phi}\right) \quad (3.39)$$

### 4. 설계 지반운동(Design Motion)

현재 설계지반운동의 결정에 고려되는 인자는 지진 구역, 재현주기, 내진성능 그리고 지반의 종류이다.

〈표4-1〉 지진구역 구분

지진구역		행정 구역
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도

〈표4-2〉 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07

〈표4-3〉 재현주기에 따른 보정계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1	1.4	2.0

〈표4-4〉 내진성능목표

재현주기	성능수준	가능수행	불과방지
50년		II 등급	
100년		I 등급	
200년		특 등급	
500년			II 등급
1000년			I 등급
2400년			특 등급

〈표4-5〉 지반의 종류

지반 종류	지반종류의 호칭	상부 30.480m에 대한 평균 지반특성		
		진단파속도 (m/s)	표준관입시험 N(N <sub>60</sub> )	비배수전단강도 s <sub>v</sub> (kPa)
S <sub>A</sub>	경암지반	1500 초과	-	-
S <sub>B</sub>	보통암지반	760에서 1500	-	-
S <sub>C</sub>	매우조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	>50	>100
S <sub>D</sub>	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
S <sub>E</sub>	연약한 토사지반	180 미만	<15	<50
S <sub>F</sub>	부지고유의 특성평가가 요구되는 지반			

〈표4-6〉 지진계수 C<sub>s</sub>

지반종류	지진구역	
	I	II
S <sub>A</sub>	0.09	0.05
S <sub>B</sub>	0.11	0.07
S <sub>C</sub>	0.13	0.08
S <sub>D</sub>	0.16	0.11
S <sub>E</sub>	0.22	0.17

〈표4-7〉 지진계수 C<sub>v</sub>

지반종류	지진구역	
	I	II
S <sub>A</sub>	0.09	0.05
S <sub>B</sub>	0.11	0.07
S <sub>C</sub>	0.18	0.11
S <sub>D</sub>	0.23	0.16
S <sub>E</sub>	0.37	0.23

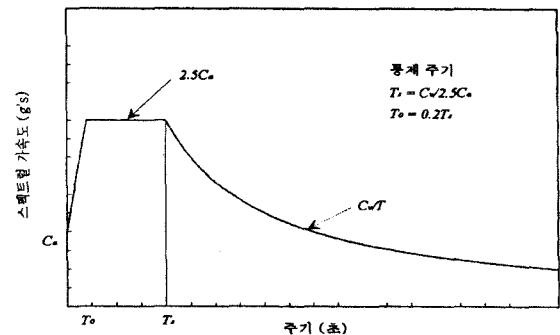


그림4-1. 표준설계응답스펙트럼

### 5. 지하구조물의 내진해석법

구조물의 내진해석을 실시하기 위한 계산법은 크게 진도법과 응답변위법 그리고 동적해석법으로 나누어진다. 진도법은 교량 등 지상에 있는 구조물의 경우에 간단히 사용되는 방법으로 구조물의 중량에 설계진도를 곱한 힘을 관성력으로 작용시켜 지진에 의해 구조물에 발생하는 응력 등을 구하는 방법이다. 그러나 전술한 바와 같이 지하구조물은 전체가 지반에 둘러싸여 있어 일산감쇄가 크고 구조물의 겉보기 중량이 주변지반에 비해 작기 때문에 진도법에 의한 계산결과와 지진에 의해 발생하는 실제 현상과는 거리가 있다.

응답변위법은 특별히 지하구조물의 내진계산을 위해 고안된 방법으로 동적인 지반운동을 정적으로 변환하여 지진해석을 실시한다는 점은 진도법과 같으나 구조물에 발생하는 단면력이 주변지반의 상대변위에 의해 발생하는 것으로 봄으로써 지중구조물의 실제거동을 보다 적절히 반영한 방법이다.

동적해석법은 구조물 및 주변지반을 적절히 모델링하고 해석대상의 내부 또는 경계면에 시간이력 지진운동을 입력하여 지반 및 구조물의 거동 그리고 지보재에 발생하는 단면력 등을 동적으로 구하는 것이다. 동적해석법은 주로 구조물의 형상이나 지반조건이 복잡한 경우 등에 대해 실시하는 경우가 많으며 응답변위법에 의한 계산 결과를 확인

하거나 다층지반인 경우, 응답변위법의 적용에 필요한 지반의 자유장운동을 파악하기 위해서 적용되기도 한다.

이와 같은 지진계산법들 중 응답변위법에 대해서는 앞에서 설명하였으므로 본 장에서는 설계조건에 따른 지반진동의 해석방법 및 지하구조물의 동적해석방법에 대해 설명한다.

#### 5.1 지반진동해석법

그림 5.1과 같이 기반면 위의 지반층을 깊이 H를 가지고 감쇄가 없는 균일한 지층으로 가정하면 지반의 자유진동방정식을 식 (5.1)과 같이 유도할 수 있고 이에 대한 해를 구하면 식 (5.2)와 같은 진동모드함수를 얻을 수 있다.

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G_s \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{5.1}$$

$$X(z) = C_1 \sin\left(\frac{\omega}{V_s} z\right) + C_2 \cos\left(\frac{\omega}{V_s} z\right) \tag{5.2}$$

여기서,  $\rho$  는 지반의 밀도,  $\omega$  는 표층 지반의 고유 원진동 수(rad/sec) 이며  $V_s$  는 지층의 전단 탄성과 속도로 다음 식으로 주어진다.

$$V_s = \sqrt{G_s / \rho_s} = \sqrt{g G_s / \gamma_s} \tag{5.3}$$

식 (5.2)의 계수  $C_1, C_2$  는 다음과 같은 경계조건으로부터 구할 수 있다.

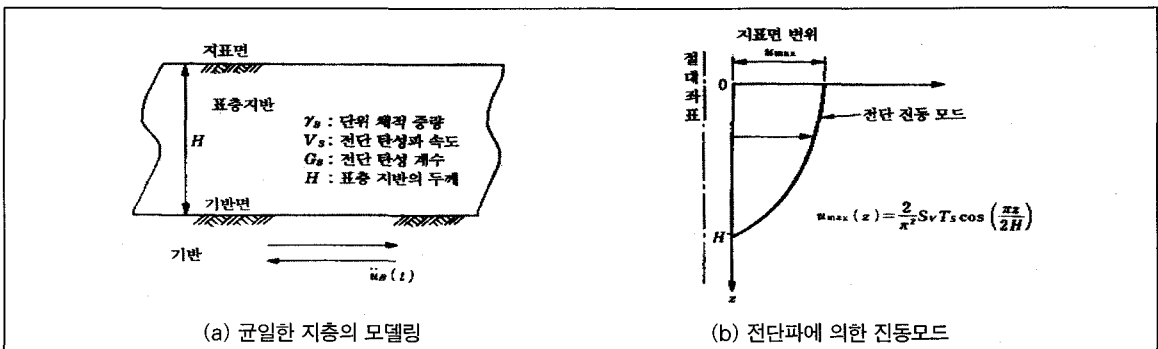


그림5-1. 균일지층에서의 전단진동

(5.9)

- 1) 기반면에서 변위=0, 즉  $z=H$  에서  $X=0$  이므로  $C_1$  은 0 이 되고
- 2) 지표면에서 전단력=0, 즉  $z=0$ 에서  $\frac{dX}{dz}=0$  이므로

$$\frac{\omega_i}{V_s} H = \frac{2i-1}{2} \pi \quad (i = 1, 2, 3, \dots) \quad (5.4)$$

여기서,  $\omega_i$  는  $i$ 차의 고유원진동수(1/sec)이며 고유 주기  $T_i$  (sec)는 다음과 같이 된다.

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = \frac{4H}{(2i-1)V_s} \quad (5.5)$$

식 (5.2)에서 최대값을 1.0으로 하면 진동 모드 함수는 다음 식으로 주어진다.

$$X_i(z) = \cos \left[ \left( \frac{2i-1}{2H} \right) \pi z \right] \quad (5.6)$$

그림 5.1 과 같이 기반면에 기반가속도  $\ddot{u}_B(t)$  가 작용하는 경우에 대한 해는 모드중첩법의 원리에 의해 다음과 같이 나타난다.

$$u(z,t) = \sum_{i=0}^{\infty} u_i(z,t) = \sum_{i=0}^{\infty} X_i(z) \cdot q_i(t) \quad (5.7)$$

- 여기서,  $u_i(z,t)$  :  $i$  차의 지반 변위
- $X_i(z)$  :  $i$  차의 진동 모드 함수
- $q_i(t)$  :  $i$  차의 기준 좌표

$q_i(t)$ 는 다음 식에 대한 해를 구함으로써 파악할 수 있다.

$$\ddot{q}_i + 2h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \Gamma_i \ddot{u}_B \quad (5.8)$$

- 여기서,  $h_i$  :  $i$  차의 감쇠 계수
- $\Gamma_i$  :  $i$  차의 자격 계수로, 식 (5.6)으로부터 다음 식으로 주어진다.

$$\Gamma_i = \int_0^H \frac{\gamma_s}{G} X_i dz / \int_0^H \frac{\gamma_s}{g} X_i^2 dz = \frac{4(-1)^{i-1}}{(2i-1)\pi}$$

식 (5.9)를 식 (5.8)에 대입하면

$$\ddot{q}_i + 2h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \frac{4(-1)^{i-1}}{(2i-1)\pi} \ddot{u}_B(t) \quad (5.10)$$

$q_i$  의 시간에 따른 응답은 기반에 놓여진 지진동의 가속도  $\ddot{u}_B(t)$ 가 주어지면 식 (5.10)을 적분함으로써 구할 수 있다. 응답 스펙트럼은 지진동이 작용한 경우에 고유 주기  $T$ (sec), 감쇄비  $h$ 의 1차 유도계에 생기는 최대 지반운동을 나타낸 것이다. 따라서 식 (5.10)의 최대 변위는 변위 응답스펙트럼을 써서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$|q_i|_{\max} = \frac{4}{(2i-1)\pi} S_D(T_i, h_i) \quad (5.11)$$

여기서,  $S_D(T_i, h_i)$ 는 고유 주기  $T_i$ (sec), 감쇄 정수  $h_i$ 의  $i$  차 모드에 대한 변위 응답 스펙트럼이고, 지진동의 가속도 기록은 미리 주어지고 있으므로 식 (5.11)로부터 구해진 각각의 모드에 대한 지반변위로부터 최대변위는 다음과 같이 된다.

$$|u|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=0}^{\infty} |u_i|^2} = \sqrt{\sum_{i=0}^{\infty} (|X_i| \cdot |q_i|_{\max})^2} \quad (5.12)$$

그러나 일반적으로 지반변위는 그림 5.1 의 (b)와 같은 1차의 모드가 탁월하므로 대부분의 경우 1차 모드만을 고려한다. 이 때 변위 응답스펙트럼  $S_D(T, h)$ , 속도 응답스펙트럼  $S_V(T, h)$ , 그리고 가속도 응답스펙트럼  $S_A(T, h)$ 은 근사적으로 다음과 같은 관계가 있다.

$$S_D(T, h) = \frac{T}{2\pi} S_V(T, h) = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_A(T, h) \quad (5.13)$$

따라서, 지반의 최대 변위  $u_{\max}(z)$ 는 근사적으로 다음과 같이 된다.

$$u_{\max}(z) = |q_i|_{\max} \cdot X_i(z) \quad (5.14)$$

$$= \frac{4}{\pi} S_b \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

여기서,  $T$ 는 표층 지반의 1차 고유 주기( $T_1$ )이다.

## 5.2 동적해석법

### 5.2.1 수치해석 프로그램

파전파이론을 사용하여 지진에 의한 동적거동을 파악하기 위한 수치해석적 기법은 유한차분법, 유한요소법, 경계 적분법 그리고 개별요소법 등이 이용된다. 각 방법의 유용성은 해석하고자 하는 문제에 따라 달라지며 또한 이들을 조합하여 사용하는 경우가 효율적일 수도 있다.

이와 같은 해석기법에 기초를 둔 수많은 컴퓨터 프로그램들이 있으며 현재 국내에서 사용되고 있는 해석코드로는 유한차분법을 이용한 FLAC, 유한요소법을 이용한 ANSYS, ABAQUS, ADINA 그리고 DYNA, 개별요소법을 이용한 UDEC 등이 있으며 경계적분기법은 각각의 프로그램 내에서 경계조건에 따른 계산을 수행하기 위해 부분적으로 이용된다.

### 5.2.2 해석영역 및 경계조건

일반적으로 지하공동의 굴착 등에 따른 정적거동을 파악하는 경우, 해석영역은 굴착 폭의 5배정도면 충분하고 경계조건(Boundary Condition)은 양측면에서는 수평방향변위 하부경계면은 연직방향의 변위 등을 고정시켜 해석을 실시한다. 그러나 동적해석 시에는 파의 전파에 따른 굴절 및 반사에 의한 영향 및 지진하중의 재하위치 등에 따라 해석영역이 넓어지며 실제 설계조건에 적합한 경계조건을 설정해야만 신뢰할 수 있는 지반 및 구조물의 동적거동을 파악할 수 있다.

#### 가. 자유장 경계조건(Free-field Boundary Condition)

자유장 경계조건(Free-field Boundary Condition)은 평면파의 형태로 전파되는 지진파에

의한 측면에서의 변형을 파악하고 경계면에 도달한 파를 흡수하여 지진파의 반사현상을 방지하기 위한 경계조건이다. 이는 일종의 경계요소법의 수단을 해석영역의 측면에만 적용한 것으로 이전에 설정되어 있던 고정경계조건은 해제되며 평면지진파에 의한 지반의 자유장운동 즉, 같은 깊이에 있는 모든 절점의 지반운동이 동일하게 계산된다.

#### 나. 감쇄 경계조건(Quiet or Viscous Boundary Condition)

자유장 경계조건과 함께 지하구조물의 동적해석에 사용되는 경계조건으로 감쇄 경계조건이 있으며 필요에 따라 해석영역의 상부 및 하부경계에 사용된다. 상부경계에서의 감쇄 경계조건은 지하구조물의 심도가 매우 깊어 상부 원지반을 해석영역에 포함시키지 못한 경우에 경계면에 도달한 지진파의 굴절 및 반사 현상이 발생하지 않고 상부로 발산되는 현상을 모델링하기 위해 설정된다. 지하구조물의 심도가 낮아 상부지반을 해석영역에 포함하게 되는 경우에는 감쇄 경계조건을 설정하지 않고 자유면에서의 굴절과 반사에 의한 영향이 반영되는 반무한 영역(Half Space)에 대한 모델링이 필요하다. 하부경계에서의 감쇄 경계조건도 마찬가지로 해석대상이나 지층조건에 적절하게 설정해야 한다.

자유장 경계조건을 설정한 경계면에서는 역학적 특성에 의해 자동적으로 감쇄 경계조건이 함께 설정된다. 감쇄경계조건에 대한 수치해석적인 처리방법은 여러 가지가 있으나 일반적으로 경계면에 법선 및 접선방향의 Dashpot를 설치하여 경계면에 도달한 지진파를 흡수하는 방법이 사용되며 경계면에 입사되는 지진파에 의해 발생하는 하중과 같은 크기의 반력(Traction Force)을 반대방향으로 가함으로써 처리된다. 그림 5.2 와 그림 5.3 은 하부에서 상부로 전파되는 지진파의 동적해석에 사용되는 경계조건을 나타내며 그림 5.2 는 지진하중이 작용되는 기반면에서 변형이 발생

하는 경우이고 그림 5.3 은 지진하중이 작용되는 기반면이 강체인 경우에 대한 경계조건이다.

상부는 반무한 영역(Half Space)에 대한 경우로 별도의 경계조건이 필요하지 않고 지진에 대한 입력치는 속도, 가속도 또는 응력이나 하중의 시간이력 등이 이용된다. 그러나 그림 5.2 에서 보듯이 속도, 가속도의 시간이력을 감쇄경계면에는 적용할 수 없으며 이때에는 다음과 같이 속도에 대한 시간이력을 응력에 대한 시간이력으로 변환하여 입력하여야 한다.

$$\sigma_n = 2(\rho C_p) v_n, \quad \tau_s = 2(\rho C_s) v_s \quad (5.15)$$

- $\sigma_n$  : 적용되는 법선응력
- $\tau_s$  : 적용되는 전단응력
- $C_p$  : P 파 속도

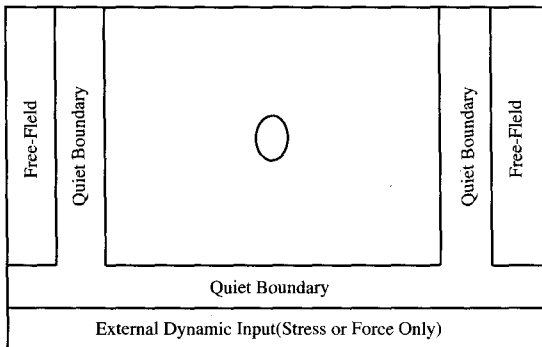


그림5-2. 동적해석시 경계조건(기반면에서 변형이 발생하는 경우)

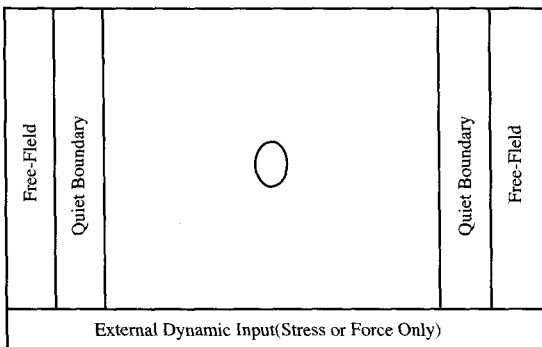


그림5-3. 동적해석시 경계조건(기반면이 강체인 경우)

$C_s$  : S 파 속도

$v_n$  : 수직지진파에 의한 입자속도

$v_s$  : 전단지진파에 의한 입자속도

### 5.2.3 역학적인 감쇄비의 설정

동적해석 수행시, 경계면에서 발생하는 지진파의 흡수와의 달리 해석영역내에서 지반운동의 형상에 따른 기하학적감쇄(Geometric Damping)나 매질의 역학적 특성에 의한 재료감쇄(Material Damping)에 의해 지진파가 전파되면서 진폭이 감소하는 현상을 적절히 고려할 필요가 있다.

연속체역학에 근거한 동적해석 수행 시, 시스템의 자유진동을 감쇄시키고 거리에 따른 감쇄현상을 고려하기 위해 일반적으로 Rayleigh Damping 이 사용되며 감쇄정도를 나타내는 C 행렬은 질량(Mass)에 비례하는 성분과 강성(Stiffness)에 비례하는 성분으로 구성된다.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (5.16)$$

$\alpha$  : 질량에 비례하는 감쇄정수

$\beta$  : 강성에 비례하는 감쇄정수

다중모드(Multiple Degree of Freedom)시스템에서의 한계감쇄비(Critical Damping Ratio)와 감쇄정수의 관계는 다음과 같다.

$$\alpha + \beta \omega^2 = 2\omega \xi_i \quad (5.17)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} (\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i) \quad (5.18)$$

$\omega_i$  : 모드 i 에서의 주파수

$\xi_i$  : 모드 i 에서의 한계감쇄비

## 6. 지하구조물 내진설계 예제

〈표6-1〉 입력물성치

입력치 지층	단위중량 (ton/m <sup>3</sup> )	강직력 (ton/m <sup>3</sup> )	내부 마찰각(도)	단상계수 (ton/m <sup>3</sup> )	포아송비	진단파 속도(m/sec)	비고
풍화토	1.9	2	30	8000	0.35	123.56	
풍화암	2.2	10	35	30,000	0.3	226.95	
기반암	2.5	20	40	500,000	0.2	904.23	
라이닝	2.5	-	-	3,000,000	0.2	-	라이닝두께(30cm)

이제까지 언급한 내용을 중심으로 지하구조물 내진설계절차를 제시하고 해석방법에 따른 결과를 비교하기 위해 지하에 설치된 원형터널에 대한 예제해석을 실시하였다.

### 6.1 해석조건 및 입력 물성치

지진해석을 위한 지층조건은 그림 6.1과 같이 상부 10m 지층은 풍화토, 하부 40m 지층은 풍화암, 50m 이하 지층을 기반암으로 모델링하였으며 입력운동의 작용위치는 풍화암과 기반암의 경계면으로 설정하였다. 터널의 제원은 직경 8m, 길이 500m 그리고 설치위치는 지표면 하부 25m 지점으로 설정하였다.

해석에 적용된 지층 및 라이닝에 대한 입력물성치는 표 6.1과 같다.

### 6.2 설계지반운동의 결정

국내의 경우, 설계지반운동은 지표면 지반운동

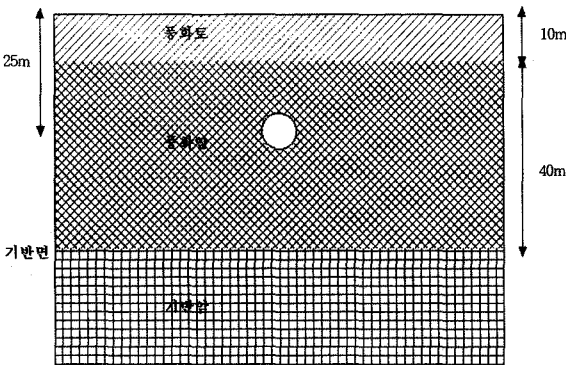


그림-6.1. 터널 및 지층조건

에 대한 단일 자유도 시스템의 가속도 응답스펙트럼으로 제시되어 있다. 이와 같은 표준설계 응답스펙트럼은 지상구조물의 내진해석을 위해 제시된 것으로 지하구조물의 경우, 지표면 지반운동이 아닌 기반면에 작용하는 지반운동에 의한 표층지반의 응답스펙트럼이 필요하다.

그러므로 본 장에서는 예제해석 조건으로부터 표준 설계응답스펙트럼과 지표면에서의 지반운동 시간이력곡선을 작성하는 방법을 살펴보고 이로부터 기반면에 작용하는 지반운동 및 표층지반의 지반운동스펙트럼(Ground Motion Spectrum) 결정과 구조물 설치지점에서의 지반운동 최대진폭을 파악하는 방법을 설명한다.

#### 6.2.1 지표면 지반운동의 결정

내진설계를 수행하기 위해서는 설계에 사용되는 지반운동(Design Motion)이 우선적으로 결정되어야 한다. 본 예제에서는 설계지반운동을 결정하기 위해 내진성능수준 1등급에 재현주기 1000년(붕괴방지수준) 그리고 상부지반조건은 단단한 토사지반(SD)을 기준으로 하였다.

먼저 지반조건으로부터 설계응답스펙트럼을 작성하기 위해 그림 6.1에 제시된 변수들을 계산하면 다음과 같다.

$$C_a = 0.16, C_v = 0.23 \quad T_s = C_v / 2.5C_a = 0.23 / 0.4 = 0.575 \quad T_0 = 0.2 \times T_s = 0.115$$

이와 같이 계산된 값들은 재현주기 500년에서 지반의 조건에 따른 응답스펙트럼의 형상을 결정하기 위한 것이며 재현주기 1000년에 대한 설계용

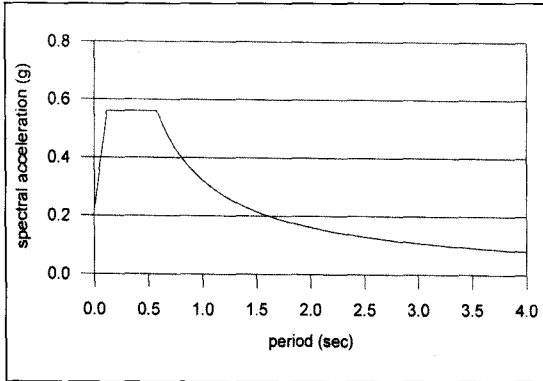


그림6-2. 설계응답스펙트럼

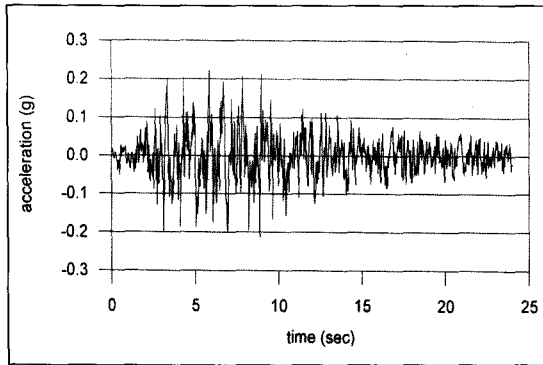


그림6-3. 지표면 가속도 시간이력 곡선

답스펙트럼은 보정계수 1.4 를 곱한 0.224g 가  $C_a$  값이 되며 설계응답스펙트럼은 그림 6.2와 같다.

지표면 가속도에 대한 시간이력곡선은 해당지역 또는 부근에서의 지진실측치를 이용하거나 설계응답스펙트럼에 부합하는 시간이력곡선을 SIMQKE 등과 같은 인공지진과 생성프로그램을 이용하여 작성한다. SIMQKE는 응답스펙트럼을 포괄하는 지진지반운동을 확률과정을 통해 산정하는 프로그램으로 MIT의 Gasparini 등에 의해 개발되었다. 그림 6.3 은 그림 6.2의 설계응답스펙트럼에 부합하는 가속도 시간이력곡선을 SIMQKE를 이용하여 작성한 것이다.

그림 6.4 는 감쇄비 5% 인 단일 자유도 시스템의 그림 6.3과 같은 지표면 가속도가 작용한 경우에 대한 응답을 주파수영역(Frequency Domain)

으로 변환한 것과 설계응답스펙트럼을 동시에 표현한 것이다.

### 6.2.2 지반운동 스펙트럼

지반운동 스펙트럼을 파악하기 위해서는 먼저 지진에 의한 지반의 자유장운동을 파악하여야 깊이에 따른 진폭의 감쇄현상을 고려할 수 있다. 이를 위해 SHAKE 해석 등을 실시하여 다음과 같이 기반면의 가속도 시간이력곡선을 작성하여야 한다.

- 1) 기반면에 그림 6.3 의 가속도 시간이력데이터 입력하여 SHAKE 해석
- 2) SHAKE 해석 결과로부터 지표면 가속도 시간이력곡선의 최대 가속도와 기반면의 가속도 시간이력곡선의 최대가속도로부터 보정계수(F) 산출  
 $F = \text{기반면의 최대 가속도} / \text{지표면의 최대 가속도}$
- 3) 그림 6.3 의 가속도 시간이력곡선에 보정계수(F)를 곱한 값을 지반운동으로 한 경우에 대해 상부지층의 고유주기에 따른 응답스펙트럼을 산정하거나 깊이에 따른 최대가속도 및 최대변형률 파악. 이때, 상부지반의 고유주기는 다음과 같이 산정.

$$T = \frac{4H}{c_s} \tag{6.1}$$

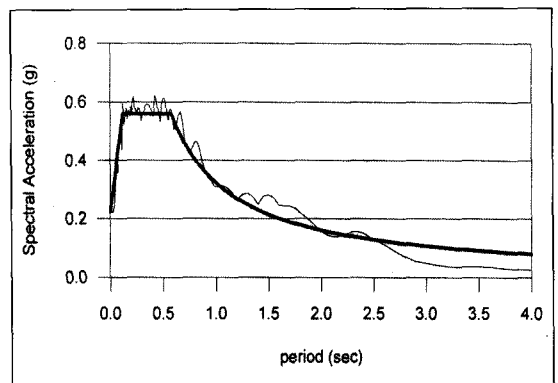


그림6-4. 인공지진 및 설계 응답스펙트럼



여기에서, H 는 기반면 상부지층의 두께이고  $c_s$  는 평균전단파 속도이다.

그림 6.5 는 상기의 방법을 이용하여 산정된 기반면에서의 가속도 시간이력곡선으로 지표면 최대 가속도 0.224g에 비해 낮정도인 0.072g의 최대가속도를 갖는 것으로 나타났다. 그림 6.6 은 기반면 상부지층을 5%의 감쇄비를 갖는 단일 자유도 시스템으로 한 경우의 응답스펙트럼을 나타낸다.

### 6.3 터널 횡단방향 내진해석

터널의 횡단방향 내진해석을 수행하기 위해 연직으로 전파되는 전단지진파에 대한 지반의 자유장운동과 지반응력을 산정하였으며 터널 라이닝에 발생하는 단면력을 파악하였다.

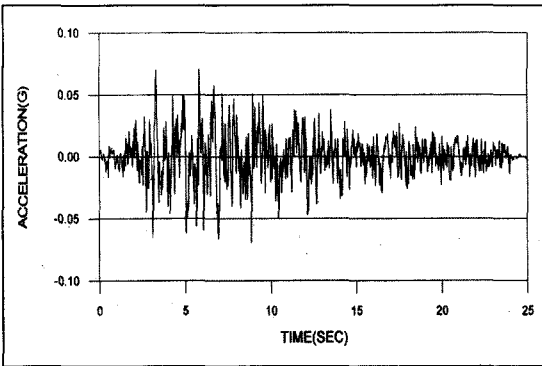


그림6-5. 기반면에서의 가속도 시간이력 곡선

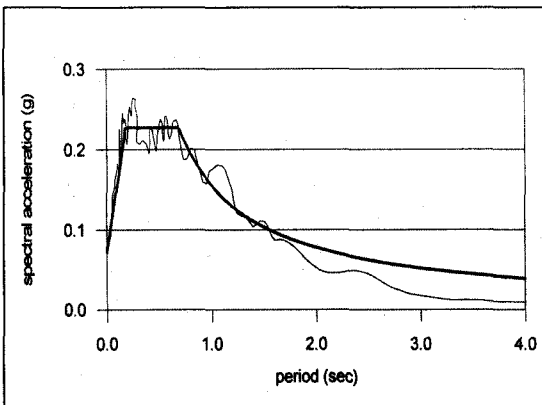


그림6-6. 상부지층의 응답스펙트럼

### 6.3.1 지진에 의한 자유장운동(Free-Field motion)

지진하중작용 시, 지반의 자유장운동을 응답스펙트럼에 의한 단순계산 방법, 다층지반의 증폭현상을 고려하는 SHAKE 해석 그리고 동적해석방법(FLAC)을 이용하여 파악하였다.

#### 가. 응답스펙트럼에 의한 단순계산법

##### - 상부지반의 고유주기(T)

기반면 위의 지층이 단일층으로 구성되어 있지 않으므로 풍화도와 풍화암의 평균 전단파 속도로부터 상부지층의 고유주기를 구하면 다음과 같다.

$$V_s \text{ (avg)} = \frac{\sum (V_{si} \times H_i)}{\sum H_i}$$

$$= \frac{(123.56 \times 10 + 226.95 \times 40)}{(10 + 40)} = 206.27 \text{ m/sec}$$

$$T = \frac{4H_t}{V_s \text{ (avg)}} = \frac{4 \times 50}{206.27} = 0.97 \text{ sec}$$

##### - 깊이에 따른 가속도 및 변위 결정

그림 6.2 의 설계응답스펙트럼으로부터 주기 0.97 초에 대한 가속도는 0.17g 즉, 1.67m/sec<sup>2</sup> 의 최대가속도 진폭을 가지는 것으로 나타났으며 이로부터 상대변위진폭은 0.04m 가 된다.

식 (5.11)의 1차 모드만을 고려하면  $|q_1|_{\max} = \frac{4}{\pi} S_D = \frac{4}{\pi} \times 0.04 = 0.051 \text{ m} = 5.1 \text{ cm}$  가 되며, 깊이에 따른 상대변위 및 가속도 분포는 그림 6.7과 같다.

#### 나. SHAKE 해석

본 예제의 경우, 기반면 상부지층이 단일층이 아닌 2개의 서로 다른 지층으로 구성되어 있어 지반운동의 증폭현상이 발생하여 응답스펙트럼에 의한 단순계산 결과와 같은 조화함수 형태의 깊이에 따른 지반운동형상이 나타나지 않는다. 그러므로 보다 정확한 지반운동형상을 파악하기 위해 SHAKE

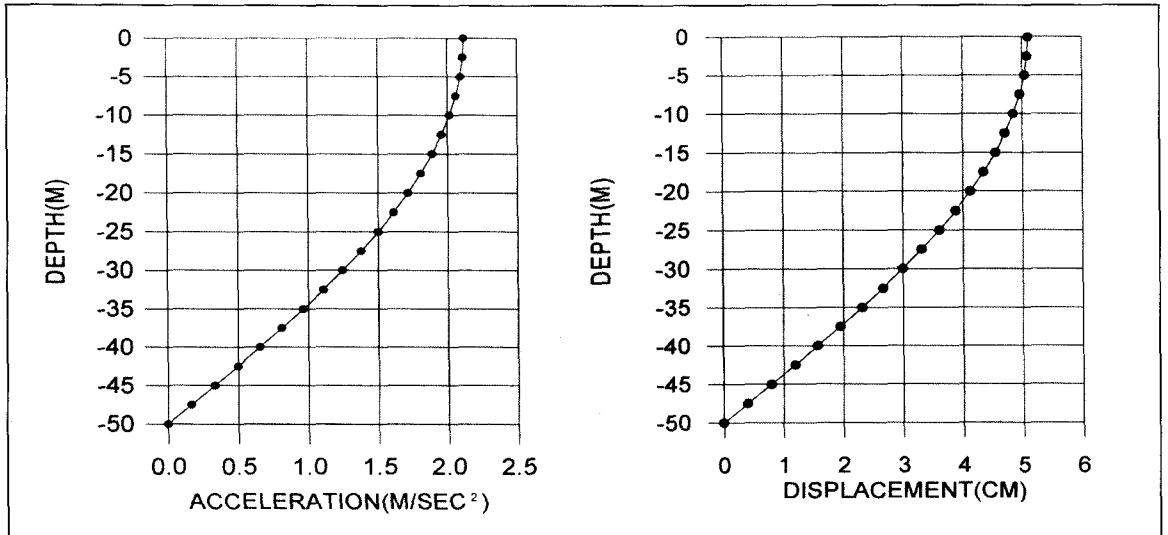


그림6-7. 깊이에 따른 가속도 및 변위분포

해석을 실시하였으며 해석 절차는 기반면에서의 가속도 시간이력곡선을 산정하는 경우와 같다. 다만 깊이에 따른 지반운동 파악을 위해 지층을 5m 씩 총 11(기반암포함)개로 분할하여 해석을 실시하였다. 그림 6.8은 깊이에 따른 가속도 및 변위분포를 나타내며 여기에서 변위분포는 응답스펙트럼에 의한 단순계산법과 마찬가지로 깊이에 따른 가속도를 적분하여 산정한 값이다.

다. 유한요소해석

유한요소해석(FLAC)으로 지반의 자유장운동을 파악하여 SHAKE 해석결과와 비교하기 위해 그림 6.1의 지층조건에 터널이 존재하지 않는 경우에 대한 해석을 실시하였으며 기반면에 재하된 가속도 시간이력은 SHAKE 해석 시와 같이 그림 6.5의 가속도 시간이력곡선을 사용하였다. 그림 6.9는 유한요소해석결과로 SHAKE 해석결과와 유사하게 깊이에 따른 지반운동양상을 나타냈다.

라. 결과비교

지진에 의한 지반의 자유장운동을 응답스펙트럼에 의한 단순계산법, SHAKE 해석 그리고 유한

요소해석(FLAC)해석을 이용하여 파악한 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) SHAKE 해석과 유한요소해석에 의해 산출된 깊이에 따른 최대변위는 매우 일치하는 것으로 나타났다.
- 2) 단순계산에 의한 방법은 지표면의 최대지반운동에 있어서는 SHAKE 해석과 유한요소해석결과와 비슷한 값을 보였으나 지반을 균질한 지층으로 가정하기 때문에 풍화암과 풍화토의 경계면에서의 증폭효과를 반영하지 못하므로 깊이에 따른 최대변위양상은 상이하게 나타났다.
- 3) 그러므로 기반면 위의 지층이 균질한 단일층이 아닌 경우에는 응답스펙트럼에 의한 단순계산법은 적용에 한계가 있는 것으로 나타났다.

6.3.2 라이닝에 발생하는 단면력 산출

지진에 의해 라이닝에 발생하는 단면력은 SHAKE 해석결과를 토대로 한 응답변위법과 지층에 라이닝을 모델링한 후, 직접적분법을 이용한 동적해석을 실시하여 산출하였다.

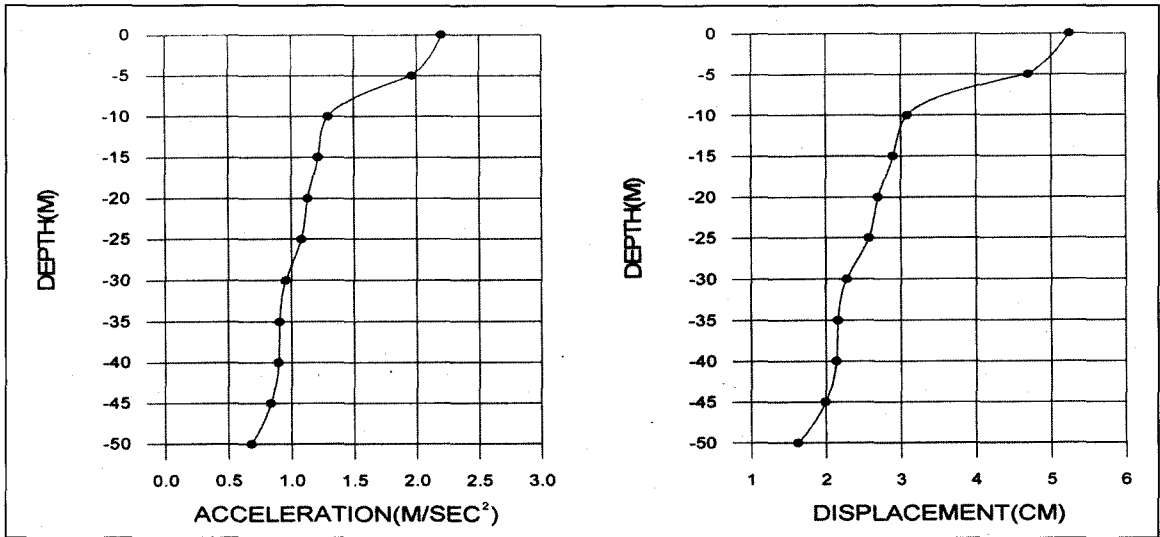


그림6-8. 깊이에 따른 가속도 및 변위분포(SHAKE)

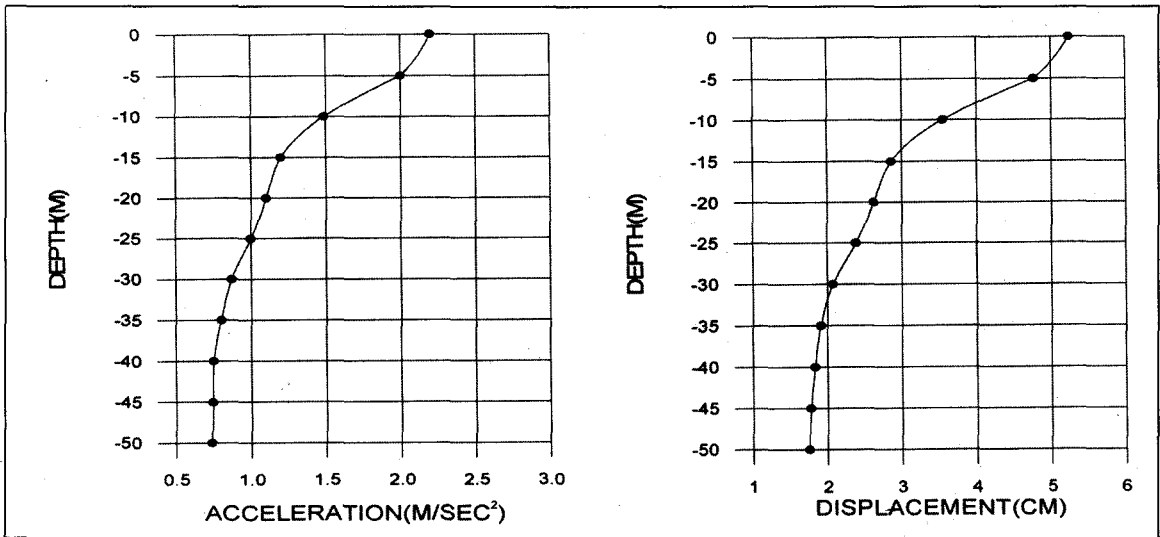


그림6-9. 깊이에 따른 가속도 및 변위분포(FLAC)

가. 응답변위법에 의한 횡단방향 단면력 산출

연직으로 전파되는 전단파에 의해 터널에 발생하는 단면력에 대한 모델링을 위해 그림 6.10 과 같이 터널의 횡단면을 강성이 같은 링으로 모사하고 링 주위에 법선방향 및 접선방향의 지반강성을 설치한 후 지진력을 재하한다.

지진력은 터널이 없는 상태에 대한 지진응답 해

석결과로부터 구하며 지반변위, 지반 내 응력 그리고 관성력의 세 가지이지만 일반적으로 관성력은 무시한다. 또한 터널이 지반변위에 순응하는 경우는 법선방향 및 접선방향의 지반강성을 설치하지 않고 지반에 발생하는 변형이 전부 터널로 전달되는 것으로 가정하여 단면력을 산출한다.

- 지반과 라이닝의 연성도(Flexibility) 검토

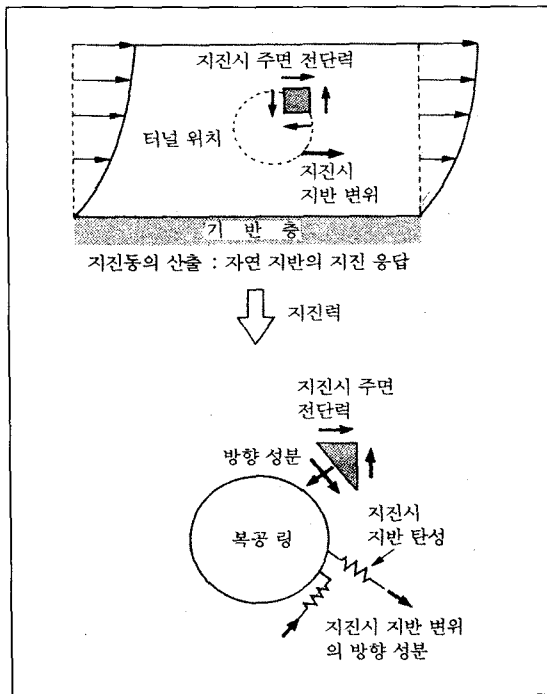


그림6-10. 응답변위법에 의한 해석모델링

$$F = \frac{2E(1-\mu_i^2)R^3}{E_i(1+\mu)t^3}$$

$$= \frac{2 \times 30000 \times (1-0.2^2) \times 4^3}{3000000 \times (1+0.3) \times 0.3^3} = 35 > 20$$

$E_i, \mu, R, t$ : 라이닝의 탄성계수, 포아손비, 직경, 두께

$E, \mu$ : 지반의 탄성계수, 포아손비

∴ 라이닝의 변형은 지반변형에 순응(라이닝의 저항이 없음)

- 휨모멘트 계산

라이닝의 변형이 지반변형에 순응하므로 단면력은 지반변형으로부터 직접 계산할 수 있으며 이 때 라이닝의 각 지점에서의 단면력은 지반운동과 라이닝의 각도에 따라 달라지며 최대 휨모멘트와 축력은 전단변형률의 방향이 라이

닝면과 45도를 이루는 경우에 최대가 된다. SHAKE 해석결과로부터 파악된 터널설치지점에서의 최대가속도가 1.08m/sec<sup>2</sup> 이므로 3장에서 제시한 식으로부터 휨응력  $\sigma_b = 88.8 \text{ ton/m}^2$ , 축력  $Q = 207 \text{ ton}$  로 계산된다.

나. 동적해석에 의한 횡단방향 단면력 산출

동적해석은 지중에 라이닝을 보요소로 모델링한 것을 제외하고는 터널이 없는 경우에 대한 자유장 운동 파악 시의 방법을 그대로 적용하였다. 터널굴착완료 후에 설치된 라이닝의 정적인 단면력을 0으로 하고 지진하중에 의한 증분단면력이 최대가 되는 시점에서의 단면력을 파악하였다.

- 최대 휨모멘트 : 148 ton-m

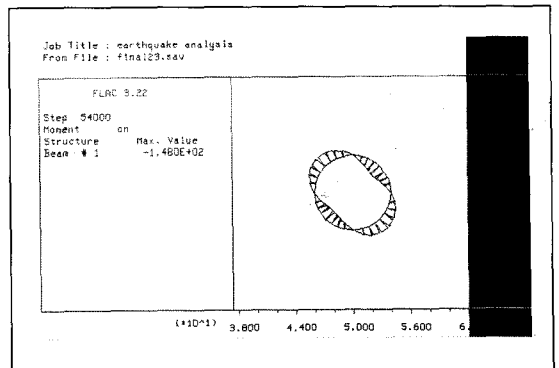


그림6-11. 라이닝 횡단방향 최대 휨모멘트

- 최대 축력 : 86.48 ton

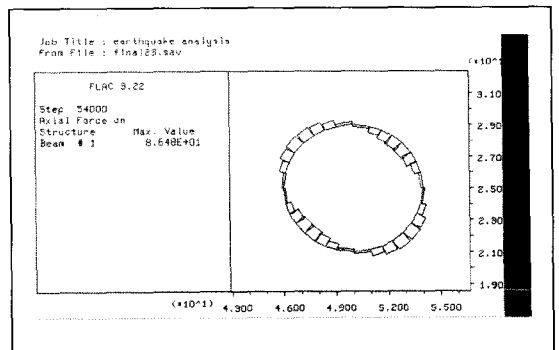


그림6-12. 라이닝 횡단방향 최대 축력

### 6.4 터널 종단방향 내진해석

터널의 종단방향 내진해석은 그림 6.13과 같이 보(Beam)로 모델링된 터널축과 평행하게 전파되는 전단지진파에 대한 단면력을 응답변위법 및 동적해석을 이용하여 파악하였다.

#### 6.4.1 응답변위법에 의한 종단방향 단면력 산출

지반운동은 연직으로 전파되는 전단파에 대한 SHAKE 해석결과로부터 터널위치에서의 최대지반운동을 진폭으로 하고 파장은 기반면 상부지층의 고유주기로부터  $L=4H$  로 하는 조화함수형태로 터널에 수직하게 발생하는 것으로 하였다. 그러므로 최대가속도진폭은 횡단방향내진해석 시와 같으나 지진파의 입사각이 다르기 때문에 라이닝에 발생하는 단면력이 달라진다.

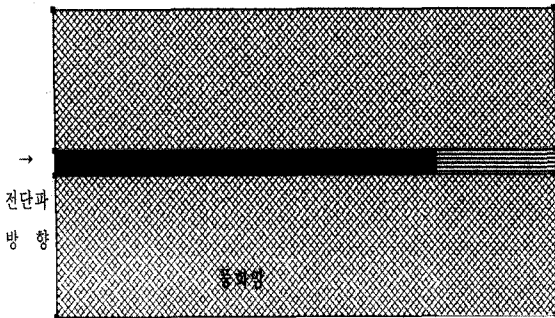


그림6-13. 종단방향 해석조건

- 종단방향 최대 휨모멘트 산정  
3장에 제시한 식으로부터 휨응력  $\sigma_b = 252\text{ton/m}^2$  이다.
- 종단방향 축력(Longitudinal Force) 계산  
전단변형률의 방향이 터널축방향과 수직이므로 종단방향 축력은 0 이다.

#### 6.4.2 동적해석에 의한 종단방향 단면력 산출

입력지반운동의 가속도 진폭은  $1.08 \text{ m/sec}^2$  으로 하였으며 조화함수의 주파수는 기반면 상부지층의 고유주기로부터  $1.03 \text{ cycle/sec}$  으로 설정하

였고, 비조화함수는 기반암 가속도 시간이력을 사용하였다. 경계조건은 양측면 모두 감쇄경계로 하였으며 입력지반운동은 가속도기록을 적분하여 속도에 대한 시간이력을 산출하고 식(5.15)을 적용, 응력으로 환산하여 좌측면에 재하하였다.

그림 6.14 는 조화운동 입력 시, 터널이 없는 경우에 대한 종단방향의 지반운동에 대한 해석결과이고 그림 6.15 는 터널 굴착 및 라이닝 설치 후, 지진하중에 의해 라이닝에 발생하는 단면력 해석결과이다. 그림 6.16 은 비조화운동 입력 시, 터널이 없는 경우에 대한 종단방향의 지반운동에 대한 해석결과이고 그림 6.17 은 터널 굴착 및 라이닝 설치 후, 지진하중에 의해 라이닝에 발생하는 단면력 해석결과이다.

라이닝에 발생하는 최대 휨모멘트는 조화운동 입력 시  $1997 \text{ ton-m/m}$  로 계산되어 비조화운동

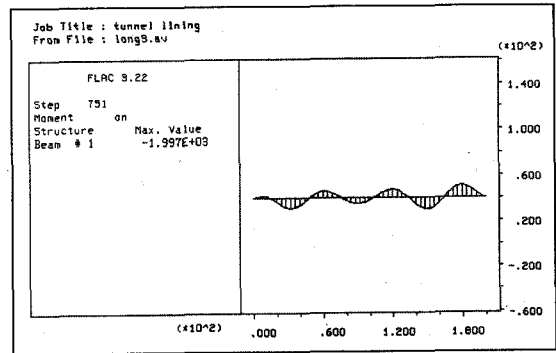


그림6-14. 종단방향 휨모멘트(조화함수)

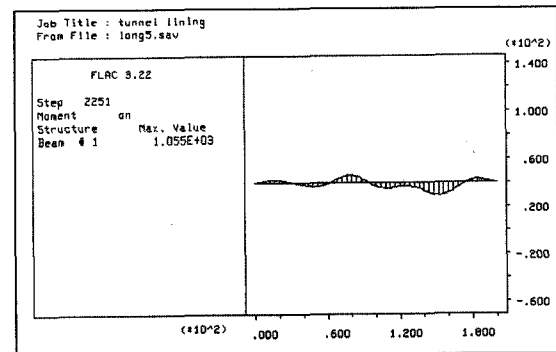


그림6-y15. 종단방향 휨모멘트(비조화함수)

입력 시(1055 ton-m/m)에 비해 상대적으로 작은 휨모멘트 값을 보였다.

## 7. 결론

본 원고에서는 지진에 의한 지하 구조물의 동적 거동에 대한 실제적인 메카니즘을 파악하고 이에 적절한 설계절차를 제시함으로써 실무자들이 체계적으로 적용할 수 있는 방안을 제시하고자 하였으며 이에 대한 결론은 다음과 같다.

- 1) 지상구조물과 달리, 지하에 위치하는 구조물에서의 지진응답은 구조물의 겉보기 단위 체적 중량이 주변 지반의 단위 체적 중량보다 작으며 에너지 흡수효과로 인해 증폭현상이 발생하지 않는다.
- 2) 그러므로 지하 구조물의 지진 시 거동은 지반에 발생하는 변위에 순응하거나 구조물의 강성에 따라 저항하게 되므로 지표면에서 정의된 지반운동과 구조물이 위치하는 지하에서의 지반운동의 상관관계를 적절히 파악해야 한다.
- 3) 국내의 경우, 기반면 상부지반을 단일자유도 시스템으로 한 설계응답스펙트럼이 작성되지 않은 상태이므로 SHAKE 해석 등을 실시하여 지반을 따라 전파되는 지진파에 의한 지반운동의 크기를 적절히 파악할 필요가 있다.
- 4) 동적해석에 의해 내진설계를 실시할 경우, 해석영역 및 경계조건이 해석결과에 미치는 영향이 크기 때문에 지반 및 지하구조물의 조건에 따라 적절한 해석영역 및 경계조건을 설정하여야 한다.
- 5) 예제해석결과, 지진에 의해 유발되는 지반응력 및 단면력의 증가량은 터널굴착에 의해 유발되는 지반응력 및 단면력에 비해 작은 것으로 파악되었다.

- 6) 원형터널에 일방향으로 전파되는 전단파의 경우, 연직으로 전파되는 지진파에 비해 종단방향으로 전파되는 지진파가 상대적으로 큰 단면력을 유발시키는 것으로 나타났다.
- 7) 동적해석 시, 지하구조물에 발생하는 증분단면력은 구조물이 지반변형에 저항함으로 인해 응답변위법에 의한 단면력보다 작게 나타났다.
- 8) 종단방향으로 전파되는 지진파에 대한 입력 지반운동의 조건에 따른 동적해석결과, 조화운동을 입력한 경우가 상대적으로 큰 단면력을 유발하였다.

## 감사의 글

본 원고는 (주) SK건설과의 협동연구에 의해 수행한 “지하구조물의 내진설계” 결과로부터 작성한 것이며 이에 감사한다.

## 참고문헌

1. 한국지진공학회, (1999), “지중구조물의 내진 설계”, 한국지진공학회 제3회 기술강습회.
2. 도서출판 건설도서, (1996), “지하 구조물의 내진설계”
3. Barton, N. (1981), “Importance of joint parameters on deformations observed in dynamically loaded models of large excavations”, Proc. Workshop Seismic Performance of Underground Struc., DE-1623, pp.243-248. Aiken, SC : Pont de Nemours, Savannah River Laboratory.
4. Dowding, C. H., (1977), “Seismic stability of underground openings”, Proc. Rockstore Conf., Stockholm.
5. Dowding, C. H. and Rozen, A., (1978),

- "Damage to rock tunnels from earthquake shaking.", J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 104 (GT2): 175-191.
6. Duddeck, H. and Erdman, J., (1982), "Structural design models for tunnels", Tunneling '82, pp.83-91. London: The Institute of Mining and Metallurgy.
  7. Gasparini, D. A. and Vanmarke, E. H.(1976), "SIMQKE, Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra.", MIT.
  8. Goodman, R. E., Shi, G. H. and Boyd, W. (1982), "Calculation of support for hard, jointed rock using the keyblock principle", 23rd Symp. on Rock Mech., Univ. of Cal., Berkeley, pp.883-898.
  9. Hendron, A. J., Jr and Fernandez, G. (1983), "Dynamic and static design considerations for underground chambers.", Seismic Design of Embankments and Caverns, pp.157-197. NewYork: ASCE.
  10. Housner, G. W. and Jennings, P. C. (1982), "Earthquake design criteria.", EERI Monograph Series, Berkeley. CA.
  11. Schnabel, P. B. et al. (1972), "SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites.", Report No. EERC 72-12. Berkeley: Univ. of Calif.