

대형 지하구조물의 내진해석

최승호¹, 박인준^{2*}, 김상환³

Aseismic analysis for large underground structure

Seung Ho Choi, Inn Joon Park, Sang Hwan Kim

Abstract The large underground structure under earthquake is affected more by soil dynamic characteristic and volume of structure than by structural dynamic characteristic itself. Therefore, it is the purpose of research that the aseismic analysis for caverns including various aseismic analysis factors (rock quality-Q value, soil dynamic characteristic, shape ratio & volume, underground structural dynamic characteristic, and aseismic level) are applied by using the numerical analysis program (SAUS; seismic analysis of underground structures). The result of research is stated that maximum strain, maximum moment, and maximum shear are not sensitive with respect to shape ratio. However those values are sensitive with respect to Q value, volume of underground structure and aseismic level. Based on the results of this research, the assessment for the influence factors of aseismic analysis for large underground structure could be possible.

Keywords: Large underground structure, earthquake, dynamic characteristic, cavern, volume of underground structure, shape ratio

요 지 대형 지하구조물은 지진 시 지하구조물 자체의 동적특성보다는 주변 지반의 동적특성과 지하구조물의 체적에 더 큰 영향을 받는다. 따라서 본 연구의 목적은 다양한 내진해석 영향 인자들(지반조건-Q값, 지반의 동적 특성치, 단면 형상비 및 체적, 지하구조물 동적 특성치, 및 내진등급)을 포함하고 있는 대형 지하구조물의 대표적인 캐번(Cavern)에 대해 수치해석 프로그램(SAUS: 지하구조물 지진 해석 프로그램)을 이용하여 내진해석을 수행하는 것이다. 본 연구 결과 단면형상 비의 변화에 따라서 최대 변형률, 최대 모멘트, 최대 전단력에 별 영향을 주지 못한 반면에 지반조건(Q값), 지하구조물의 체적변화, 및 내진등급에는 상당히 민감하게 반응을 하였다. 본 연구의 결과를 기초로 내진 해석의 영향 인자들의 평가가 가능해졌다.

주요어: 대형 지하구조물, 지진, 동적특성, 캐번, 지하구조물 체적, 형상비

1. 서 론

일반적으로 지진은 지각변동에 의하여 지반이 흔들리는 현상을 뜻하는 것이다. 지반자체 또는 지상이나 지하에 설치되어 있는 구조물이 이런 지진의 영향을 받게 되면 구조물 자체에 손상이 발생되거나 붕괴될 수 있다. 대표적인 대형 지하구조물은 지하철, 철도터널, 지하저장탱크 등이 있으며 현대 사회에 매우 중요한 자리를 잡고 있다. 하지만 이러한 지하 구조물에 대한 내진 설계기준은 빈약한 편이다. 국내의 경우, 지진대 내의 위치하거나 과거에 큰 규모의 지진을 경험한 사례가 많은 국가들에 비해 지진에 대한 인식이 낮았기 때문에 지하 구조물에 대한 내진 설계기준 등이 체계적이지 않으며

대책 수립이 없어서 매우 취약한 상황이다. 최근에 발생한 크고 작은 지진 피해사례를 보면 이러한 지하 구조물이 매우 심각하게 피해를 입었음을 알 수 있다. 따라서 국내 주변지역에서도 크고 작은 지진의 발생빈도가 높아짐에 따라 지상구조물 뿐만 아니라 지하구조물에도 내진설계가 정립되어야 한다. 본 연구는 이러한 지하구조물에 대한 내진설계기법 향상 및 지진 시 발생하는 지하구조물의 동적변화를 분석하기 위해 기존에 제시한 엄밀해법에 기초한 수치해석 프로그램을 개발·이용하였으며, 대형 지하구조물 중 대표적인 캐번에 대해 지진 시 내진 안정성 해석을 수행하였다.

2. 지진 시 발생하는 지하구조물의 동적거동

지진 시 지하구조물의 거동 특성은 지반 속에서의 지반운동에 순응하여 구조물이 진동하기 때문에, 상대적

¹한서대학교 토목공학과 석사과정

²한서대학교 토목공학과 교수, 공학박사

³호서대학교 토목공학과 교수, 공학박사

*교신저자: 박인준 (E-mail: geotech@hanseo.ac.kr)

으로 큰 지진 피해를 받는 교량, 건물 등의 지상 구조물과 다르다. 지하구조물에서는 작용하는 지반운동이 지표면에서 정의된 지반운동보다 상대적으로 작다고 보고되어지고 있다. 그 이유로는 여러 가지가 있지만 첫째로, 대부분의 지반에 있어서 깊이에 따른 지반운동의 크기가 지표면에서 최대가 되며 지중에서는 상대적으로 작은 지반운동의 폭을 갖는다. 둘째로, 지하구조물의 겉보기 단위체적중량은 일반적으로 주변 지반의 단위체적중량보다 작던지 비슷한 정도인 경우가 많다는 것이다. 지하구조물의 겉보기 단위체적중량이 주변과 비교하여 작다는 것은 지하구조물에 작용하는 관성이 작다는 것이다. 즉, 지반 속에서 지하구조물을 거동시키려는 힘이 적다는 것을 의미한다. 마지막으로 지하구조물은 주변이 지반에 둘러싸여 있기 때문에 구조물에서 주변지반으로 빠져나가는 에너지 즉, 일산 감쇠가 상당히 크다는 점이다. 이는 지하구조물이 주변에 대해 상대적으로 진동을 일으켰다 하더라도 곧 작게 된다는 것을 나타낸다. 이와 같이 일반 지하구조물에서는 원지반에 대해 상대적인 진동을 일으키기 어렵고 일단 일어난 진동도 곧 소멸된다. 그러므로 지하구조물은 지진 시 지반에 변위나 변형이 생기면 그것에 따라 주위에 끌려 운동한다. 지상구조물에서는 관성력이 중요하지만 지하구조물에 대해서는 지진 시 지반에 생기는 변위 및 변형이 중요하다(박인준 등, 2005).

지진 시 지하구조물의 거동을 이론적으로 해석하는 방법에는 자유장 해석방법과 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석방법이 있다. 자유장 해석변형 해석방법은 지하구조물의 강성이 주변지반에 비해 상대적으로 약해서, 즉 주변지반이 지반이거나 단단한 토사인 경우에 적합한 방법으로 지진 시 지하구조물이 지반과 동일한 거동을 한다고 가정 하에 해석이다. 나머지 하나인 지반-구

조물 상호작용을 이용한 해석방법은 지하구조물의 강성이 주변지반에 비해 상대적으로 강할 경우, 즉 연약한 토사지반이 단단한 구조물이 위치할 경우에 적합한 해석방법으로 지반에 발생하는 변형에 의해 지하구조물에 가해지는 힘(그림 1)에 의해 지진 시 지하구조물에 발생하는 변형과 힘에 대한 엄밀 해법이 여러 학자에 의해 제안되었다(Wang, 1993).

본 연구에서는 대형 지하구조물 중 대표적인 캐빈 구조물에 대해서 지진 시 거동 특성의 엄밀해에 기초한 프로그램을 사용하여 그 해석결과를 분석 정리 하였다. 최종적으로 본 결과를 토대로 대형 지하구조물의 내진 해석 향상에 도움을 주고자 한다.

2.1 대형 지하 구조물 해석 방법

2.1.1 일차원 전응력 해석에 의한 지반응답해석

지진응답해석은 설계응답스펙트럼의 작성, 액상화의 피해를 위한 동적 응력변형을 관계의 정립 및 지하구조물의 지진 시 작용하는 지진하중을 결정하기 위하여 수행되어진다. 이상적인 지진응답 해석이 이루어지기 위해서는 진원의 구성, 진원으로부터 부지 기반암까지의 지진파의 전파, 그리고 기반암 위 지반층에 의한 지표면 거동의 영향정도를 포괄적으로 모형화 하여 수행되어야 한다. 하지만 실제로 단층 파괴 구조 및 진원의 매질사이의 에너지 전파 특성이 매우 불분명하다. 따라서 지반의 지진응답해석은 역사 지진기록을 배경으로 한 기반암 운동특성을 예측하기 위해 지진재해석과 연계되어 사용된다.

지진 발생 시 체적파는 진원으로부터 여러 방향으로 진행되어진다. 체적파는 지반 안에서 전파되는 도중 서로 다른 지층을 만나게 되면 그 경계면에서 반사 또는 굴절이 되어 진행해 나간다. 일반적으로 지층에서 파의 전파속도는 하부층이 상부층에 비해 빠르게 전파되며 연직면으로부터 경사각을 가진다. 또한 전파되는 지진파는 지층 경계면을 지나면서 snell의 법칙에 의해 전파경로의 굴절이 발생하여 차츰 연직 방향으로 전파경로를 가지게 된다. 따라서 1차원 지반해석 기법은 모든 지층 경계가 수평하며 지반의 응답은 기반암으로부터 수직 전파하는 SH파의 전파로 인하여 현저히 지배 받는다는 가정을 기본으로 한다. 이러한 해석 기법은 여러 경우에 있어서 지진 시 지표면 자유장 운동을 비교적 잘

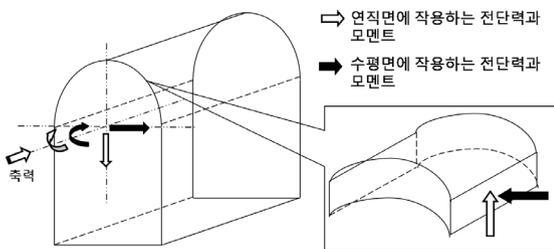


그림 1. 지진파에 의한 지하구조물의 변형 현상

예측하였다. 지진운동은 지표면에서의 지진운동을 자유장 운동이라 하며 지반 아래 기반암에서의 지진운동을 기반암 운동이라 한다. 기반암이 지표면성에 노출되어진 노두에서의 지진 운동은 노두 운동이라 하며 기반암 위의 지반층이 존재하지 않은 경우 기반암 노두운동이라 한다(박인준 등, 2008).

지반응답해석의 가장 기본적인 방법은 전달함수를 사용하는 방법이다. 전달함수는 기반암 가속도와 같은 입력변수에 대한 지표면 자유장에서의 변위, 속도, 가속도, 전단응력, 전단변형률의 응답을 표현하기 위해 사용된다.

지진 시 지반이 비선형 거동을 하는 것은 이미 잘 알려진 사실이다. 따라서 지진에 의한 응답해석에서 이를 고려하기 위한 등가 선형해석기법이 널리 사용되어지고 있다. 비선형 응력-변형률 이력거동을 하는 지반은 할선 전단탄성계수 G_{sec} 와 이력곡선 내부 한 사이클에서 발생하는 동일한 에너지 손실을 가지는 등가 선형감쇠비 ξ 로 표현할 수 있다. 선형 해석 시 사용되는 전단탄성계수(G_{sec})와 감쇠비(ξ)는 지반의 한 층에서 일정한 값을 갖도록 사용되어 지므로 이에 상응하는 각 층의 변형률 값을 산정하는 것이 무엇보다 중요하다(박인준 등, 2009).

2.1.2 축방향 힘과 모멘트에 대한 이론해

지반-구조물의 상호 작용을 해석하기 위해서는 탄성보 이론(*beam on elastic foundation theory*)을 이용한다. 지진 시 지하구조물의 단면은 지반의 자유장 축방향, 휨, 전단변형에 의해 축방향 휨과 전단력을 받는다. 지하구조물에 발생하는 최대 변형률을 다음과 같다(박성용 등, 2007). 지진파의 입사각이 45°일 경우에 최대 축방향 변형률이 발생되며 그 식은 다음과 같다.

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

여기서, L = 이상적인 sine 전단파의 파장
 K_a = 지하구조물 라이닝의 종방향 스프링 상수(터널의 단위길이 당 단위 변형을 일으키는데 필요한 힘)

A = 이상적인 sine 전단파의 자유장 변형 응답 진폭
 A_c = 지하구조물 라이닝의 단면적
 E_t = 지하구조물 라이닝의 탄성계수
 f = 지하구조물과 지반 사이의 극한마찰력 (단위 길이 당)

지하구조물에 발생하는 최대 휨 변형률은 지진파가 0°의 입사각으로 전파될 경우 발생하며 그 식은 다음과 같다.

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

여기서, I_c = 지하구조물 단면의 단면이차모멘트
 K_t = 지하구조물 라이닝의 횡방향 스프링 상수 (지하구조물의 단위길이 당 단위 변형을 일으키는데 필요한 힘)
 r = 지하구조물의 반지름

보수적인 해석을 위해서 최대 축 방향 변형률과 최대 휨 변형률을 더하여 최대 변형률을 산정한다.

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

최대 휨 변형률을 이용하여 최대 휨 모멘트를 정의하면 다음과 같다.

$$M_{max} = \left(\frac{E_t I_c \epsilon_{max}^b}{r}\right) \quad (4)$$

구조물 단면에 발생하는 최대 전단력은 다음의 식으로부터 구할 수 있다.

$$V_{max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_t I_c A}{1 + \frac{E_t I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{max} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \left(\frac{E_t I_c \epsilon_{max}^b}{r}\right) \quad (5)$$

2.2 대형 지하구조물의 동적특성을 고려한 수치해석 프로그램

2.2.1 지반의 비선형성을 고려한 지하구조물의 간편 해석법

지하구조물의 내진해석에 있어서 주로 이용되는 엄밀 해석기법 중 유사정적해석법인 응답변위법은 지하구조물은 지진이 발생했을 때 구조물은 지반과 동일한 거동을 한다는 가정을 하에 자유장 운동에서 지반의 변형을 구조물에 발생시켜 구조물의 단면력을 계산하게 된다. 따라서 해석기법을 수행하기 위해서는 지진에 의해 지반에 발생하는 자유장 지반의 응답변위를 계산하여야 한다. 균질하고 등방인 지반의 자유장 변형은 다음의 식으로 구할 수 있다.

$$u_{x, \text{freefield}} = \Delta_{\text{freefield}} = \gamma_{\text{freefield}} b = \frac{\tau_0}{G} b \quad (6)$$

여기서, b : 박스 구조물의 높이

G : 지반의 전단탄성계수

τ_0 : 자유장 운동에서의 전단응력

$\gamma_{\text{freefield}}$: 자유장 운동에서의 전단변형률

자유장 운동에서의 전단변형률, $\gamma_{\text{freefield}}$ 는 지진응답 해석을 수행하여 구할 수 있다. 정규화 지하구조물의 변형은 다음의 식으로부터 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_{\text{stru}}}{\Delta_{\text{freefield}}} &= \frac{G \Delta_{\text{stru}}}{\tau_0 b} \\ &= \frac{(1 - \nu_s^2)(1 + \lambda)}{12\Omega} \left[\frac{n}{5} + \left(\frac{m}{5} + \frac{\lambda}{2} l \right) \right] \end{aligned} \quad (7)$$

여기서, Δ_{stru} : 구조물의 변형

Ω : 구조물의 강성비 ($= \frac{E_s I_s}{G b^3}$)

ν : 구조물의 포아송비

λ : 구조물의 형상비

l, m, n : 구조물의 계수

해석기법은 지하구조물뿐만 아니라 지반도 탄성 거동을 한다고 간주한다. 이러한 가정은 상대적으로 강한 강성을 갖는 구조물의 경우에는 지진 시 구조물의 강도 감소가 적기 때문에 실제거동과 비교해서 오차가 미미

하다. 하지만 구조물이 비선형 영역에 존재하게 된다면 구조물의 강성의 감소가 중요한 요소가 되며, 이러한 가정에 의해 큰 오차가 발생할 수 있다. 따라서 구조물의 반응을 좌우하는 가장 중요한 요소는 강성비 Ω 이며, 결국 지반의 강성이 구조물의 응답을 결정하는 가장 중요한 요소가 된다.

지하구조물로부터 멀리 떨어져 있는 지반은 순간적인 지진동에 의해 자유롭게 움직이게 되고, 전단계수의 감소에 따른 큰 전단변형률이 발생하게 되어 결국 지반의 변형이 발생하게 된다. 그러나 구조물과 인접해 있는 지반의 거동은 구조물의 영향을 받는다. 단단한 구조물은 주변 지반의 자유장 변형을 감소시키며, 그 결과 지반의 전단탄성계수의 감소를 제한시킨다. 반면에 상대적으로 연약한 구조물이 존재할 경우, 주변의 지반은 자유장 변형 보다 큰 변형률이 발생하여 개구부 주위에 상당한 변형이 발생할 수도 있다. 따라서 구조물 주변 지반의 역할이 중요하며, 이러한 주변 지반을 “밀착지반(attached soil mass)”라고 한다. 이 체적 안에서의 흙의 강성 감소(등가 선형해석기법)는 반드시 고려되어야 하며(Kramer, 1996), 이 체적 이외의 지반에서는 부차적인 요소이다. 구조물의 변형에 따른 흙의 강성 변화는 반복계산 과정에 의하여 해석기법에 적용될 수 있다. 흙의 전단탄성계수는 이전 단계의 계산과정에 의해 지반의 변형에 따라 재계산되어 지며, 지반의 변형에 해당하는 마지막 반복 계산과정에 해당하는 전단탄성계수가 사용될 때 계산과정이 중단하는 과정을 거치게 된다.

본 논문에서는 지하구조물의 내진해석을 위해 앞에서 설명한 모든 알고리즘을 구현할 수 있는 프로그램 Visual Basic을 이용하여 만든 수치해석 프로그램을 사용하였다. 이 수치해석 프로그램은 지하구조물이 건설될 부지의 지반증폭 및 감쇠현상을 고려할 수 있도록 1차원 지반응답해석 모듈을 탑재하였으며 그 결과를 이용하여 지하구조물의 내진해석을 수행할 수 있도록 하였다. 또한 지반응답해석 수행 없이 지반의 물성치, 구조물의 물성치, 지진파의 물성치로부터 지하구조물의 내진해석을 수행 가능하도록 하였다. 따라서, 지하구조물의 내진해석 부분을 이용하여 대형 지하구조물 중 대표적인 캐빈에 대해서 지진 시 내진안정성 평가를 수행하였다. 해석 결과로는 구조물에 발생하는 변형, 전단 및 모멘트 등의 지하구조물 내진 해석 및 설계에 필요한 값들이다.

2.2.2 간편 내진해석 프로그램

본 연구에서는 지진 시 대형 지하구조물의 동적특성을 고려하기 위하여 2.1절에서 정리한 식을 기초로 한 수치 해석 프로그램 SAUS(Seismic Analysis of Underground Structures)의 특징은 아래와 같다(박성용 등, 2007).

1. 지진 시 지반의 증폭 및 감쇠현상에 의한 지반의 응답을 볼 수 있는 지반 응답해석을 수행
2. 지반과 구조물의 동적 상호작용을 고려한 해석 수행
3. 지진 시 지하구조물에 발생할 수 있는 구조물의 변형 형상에 의한 해석 수행

SAUS는 지반 응답해석과 지진 시 지하구조물의 내진 해석으로 크게 볼 수 있다. 지하구조물 지반 응답해석은 그림 2(a)에 정리하였다. 지반 응답해석은 지층의 수, 지하수위, 지진의 규모, 상재압, 암반 노두의 여부로 지반의 물성 값을 입력 후 해석을 수행한다. 수행 후 얻어지는 값들은 지반의 심도에 따른 지진증폭의 변화와 지층에 따른 전단응력의 변화를 그래프 및 데이터로 확인할 수 있다. 지하구조물 내진해석은 그림 2(b)에 정리하였다. 지하구조물의 내진해석에 필요한 데이터 즉, 지반의 구성 및 특징, 지진의 규모 및 특징, 지하구조물의 규모 및 특징을 상세히 입력 후 내진 해석을 수행한다. SAUS를 수행 후 지하구조물 내진해석에 필요한 지하구조물의 형상에 따른 내진해석에 필요한 인자를 도출할 수 있게 된다.

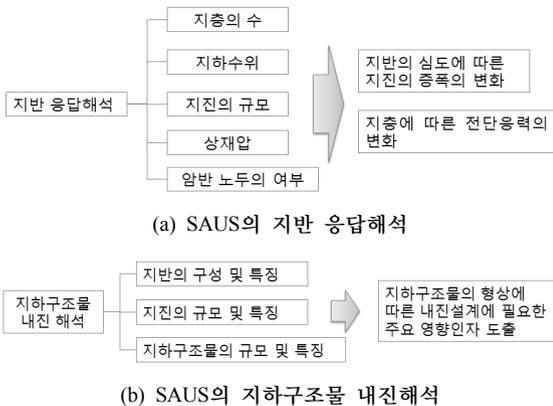


그림 2. 지하구조물 내진 간편 해석 프로그램 SAUS의 요약흐름도(박인준 등, 2008)

2.3 대형 지하구조물의 동적특성을 고려한 해석 조건

본 연구에서는 앞 절에서 제시한 축방향 힘과 모멘트에 대한 엄밀해와 타원형변형(ovalling strain)에 대한 엄밀해(exact solution)를 이용하여 다양한 지반조건과 지진조건 변화에 따른 지하구조물의 동적 거동 특성을 분석하였다. 지하구조물 내진설계의 목표는 정해진 수준의 지진동에 지탱할 수 있는 구조물을 설계하는 것이다. 진동의 세기는 전형적으로 설계지진운동에 의해 표현될 수 있는데, 설계지진운동은 진폭, 지반운동 특성, 재현주기에 의해 결정 된다 (Kramer, 1996).

지진의 주기는 국내 지진 환경 여건을 고려하여 설계지진운동 수준으로 1000년의 붕괴방지 1등급수준과 500년의 붕괴방지 2등급수준으로 정하여 지하구조물을 해석 하였다. 설계지진 가속도는 붕괴방지 1등급(0.154 g)과 붕괴방지 2등급(0.11 g)을 적용하였으면 국내 지진 여건을 고려하여 설계지진규모는 6.5를 적용하였다. 표 1에 해석에 이용된 지반과 지진 관련 물성을 정리 하였다. 지반의 종류는 Q-system에 의하여 B등급 두 가지(Q40, Q20), C등급 두 가지(Q8, Q4) 총 4가지 적용하였다. 지반등급에 따른 전단파속도는 각 대표 단위중량과 지반의 탄성계수를 이용하여 전단파 속도를 결정하였다.

표 2는 캐번 구조물과 관련된 해석 입력 물성이다. 캐번의 구조물 특성상 높이를 두 가지(H1, H2)로 나누었으며 단면형상에 따른 비(=(H1+H2)/D)가 0.5, 1.0, 1.5, 2.0으로 네 가지로 각 각의 체적(=단면적×단위깊이)을 달리 하여 해석하였다. 표 2는 캐번의 형상 및 단면의 제원을 정리한 것이다.

각 해석조건에 따라 지하구조물의 단면형상 비 형태를 4가지로 수행하였으며 같은 단면형상 비에 따라 체적을 다르게 하여 분석하였다. 아래 표 3에 형상비와 체적에

표 1. 지반물성과 지진특성

지반등급 (Q-system)	단위중량 (kN/m ³)	포아송 비	전단파속도 (m/sec)	최대 가속도
Q40	26	0.3	770	0.154 g 0.110 g
Q20	24	0.3	720	
Q8	22	0.3	620	
Q4	22	0.3	512	

표 2. 캐번의 단면 형상 및 제원

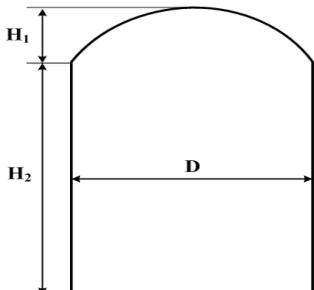
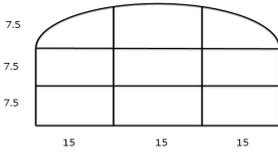
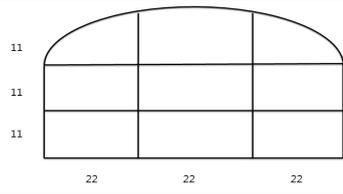
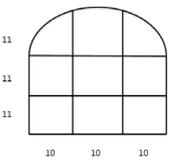
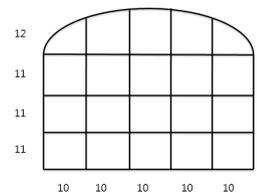
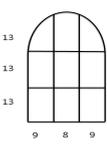
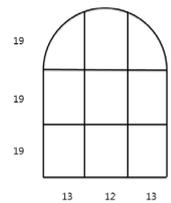
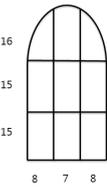
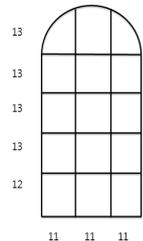
단면형상	단 면 제 원				
	case	H1(m)	H2(m)	D(m)	단면형상 비
	1	7.5	15	45	0.5
	2	11	22	66	0.5
	3	11	22	30	1.0
	4	12	33	50	1.0
	5	13	26	26	1.5
	6	19	38	38	1.5
	7	16	30	23	2.0
	8	13	51	33	2.0

표 3. 각 케이스별 형상화

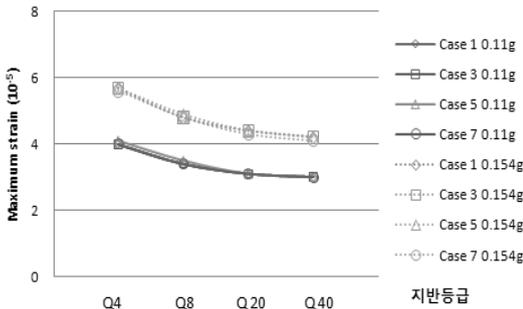
<p>Case 1 (단면형상 비 = 0.5)</p> 	<p>Case 2 (단면형상 비 = 0.5)</p> 
<p>Case 3 (단면형상 비 = 1.0)</p> 	<p>Case 4 (단면형상 비 = 1.0)</p> 
<p>Case 5 (단면형상 비 = 1.5)</p> 	<p>Case 6 (단면형상 비 = 1.5)</p> 
<p>Case 7 (단면형상 비 = 2.0)</p> 	<p>Case 8 (단면형상 비 = 2.0)</p> 

다른 지하구조물의 형상을 나타내었다. 각 각의 해석조건 별 상부 토피고는 100 m, 250 m 각 각 적용하였다. 라이닝의 두께는 0.3 m 해석을 수행하였다. 따라서 지반종류 4가지, 최대가속도 2가지, 캐번의 8가지 단면형상, 지하구조물의 토피고 2가지 경우에 대한 해석을 수행하였다.

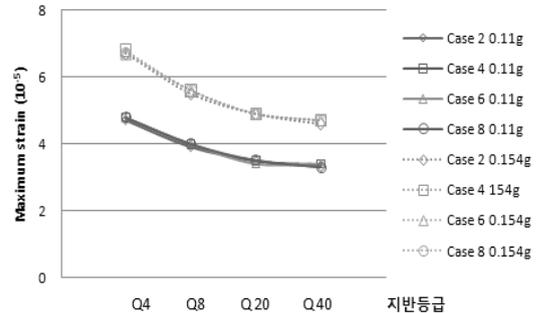
3. 대형 지하구조물의 동적 특성을 고려한 해석 결과

3.1 단면형상 비에 따른 수치해석 결과 분석

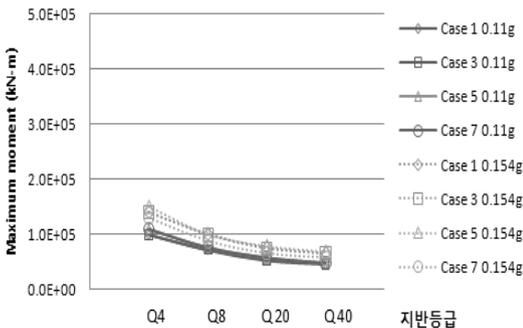
본 절에서는 단면형상 비의 영향을 분석하기 위하여



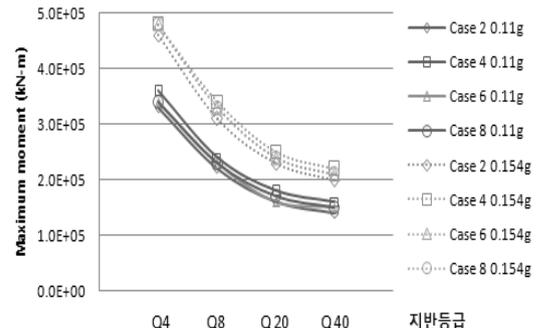
(a) 토피고 100 m에서의 단면형상 비(Case 1, 3, 5, 7)에 따른 최대 변형률



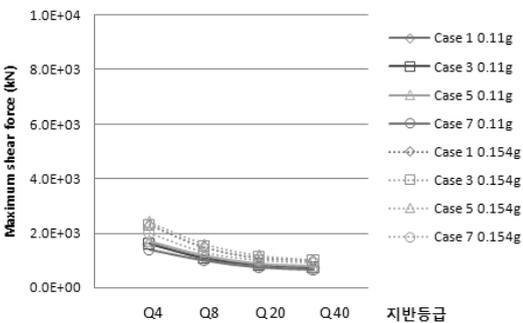
(b) 토피고 100 m에서의 단면형상 비(Case 2, 4, 6, 8)에 따른 최대 변형률



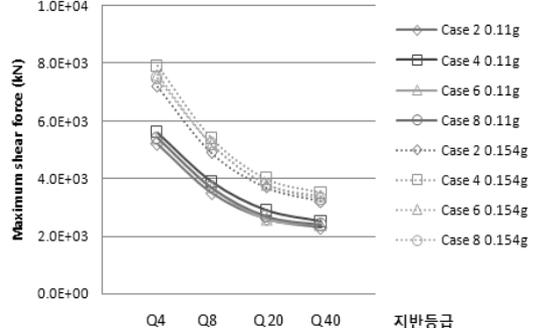
(c) 토피고 100 m에서의 단면형상 비(Case 1, 3, 5, 7)에 따른 최대 모멘트



(d) 토피고 100 m에서의 단면형상 비(Case 2, 4, 6, 8)에 따른 최대 모멘트



(e) 토피고 100 m에서의 단면형상 비(Case 1, 3, 5, 7)에 따른 최대 전단력



(f) 토피고 100 m에서의 단면형상 비(Case 2, 4, 6, 8)에 따른 최대 전단력

그림 3. 해석조건별 지반등급에 따른 변화량

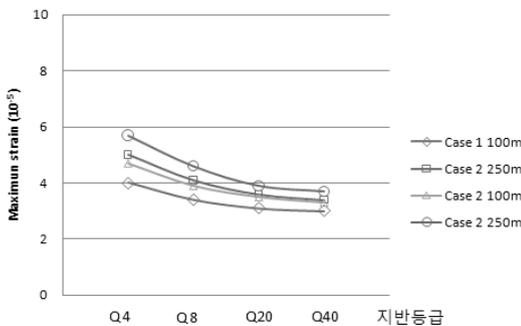
토피고 100 m에 대하여 지반등급 및 단면형상 비를 여러 조건으로 바꿔가며 그 결과 값에 대하여 정리하였다. 그림 3(a), (b)는 최대 변형률에 대해 지반등급에 따른 단면형상 비에 대해 정리하였다. 지반등급에 대해 분석한 결과 Q값에 따라 지반등급이 좋을 수록 최대 변형률은 감소하였다. Q값이 가장 좋은 Q40과 가장 낮은 Q4에 대해 약 1.17배 증가하였다. 그림 3(a), (b)를 비교 분석한 결과 단면형상 비는 같으나 체적(=단면적×단위 폭)을 약 2배 증가 시킨 경우(그림 3(b))에는 최대 변형률이 약 1.27배로 증가하였다. 하지만 각기 다른 단면형상 비(그림 3(a))에 대해서는 최대 변형률은 별 차이 없이 나타났다. 이는 지하구조물의 최대 변형률은 단면형상 비 보다 구조물의 체적에 따라 민감하게 반응하는 것으로 판단된다. 내진 등급에 따라 내진 1등급(0.154 g)의 경우와 내진 2등급(0.11 g)을 비교한바 그림 3(a), (b) 모두 내진 1등급이 내진 2등급에 비해 약 1.4배 증가되어 나타내었다. 그림 3(c), (d)는 지반등급에 따라 최대 모멘트를 분석한 결과이다. 최대 모멘트 또한 최대 변형률과 마찬가지로 지반등급에 따라 Q값이 좋을 수록 최대 모멘트가 작아짐을 보이고 있다. 단면형상 비에 대해서는 최대 변형률과 같이 별다른 차이가 없음을 알 수 있다. 하지만 단면형상 비는 같으나 체적을 약 2배 증가시킨 경우(그림 3(d))에 대해서는 약 3.3배 증가하는 것을 보이고 있다. 이는 최대 변형률 보다 최대 모멘트가 체적에 대해 매우 민감하게 반응한다는 것을 알 수 있다. 내진등급에 대해서도 최대 변형률과 같게 내진 1등급(0.154 g)의 경우 내진 2등급(0.11 g)보다 약 1.4배 증가됨을 볼 수 있다. 마지막으로 최대 전단력(그림

3(e), (f))에 대해 분석한 결과 최대 모멘트를 분석한 경향과 매우 흡사하다. 지반등급에 따라 Q값이 좋을 수록 최대 전단력도 작아짐을 보이고 있다. 또한 내진등급에 대해서도 앞에서 언급한 최대 변형률과 최대 모멘트와 같이 내진 1등급(0.154 g)의 경우 내진 2등급(0.11 g)보다 약 1.4배 증가됨을 볼 수 있다. 지반등급에 따른 단면형상 비에 대해서도 단면형상 비는 다르나 최대 전단력의 변화에는 별다른 차이가 없게 나왔다. 하지만 체적을 약 2배 증가 시킨 경우(그림 3(f))에 대해서는 약 3.4배의 증가하는 것을 보이고 있다. 이는 앞 절에서 언급했듯이 지하구조물은 주변지반의 영향을 크게 받기 때문에 체적이 클수록 최대 변형률, 최대 모멘트, 최대 전단력이 커지는 것으로 판단된다.

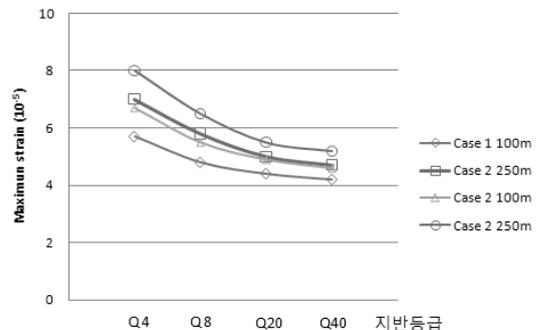
3.2 토피고 변화에 따른 수치해석 결과

3.2.1 지반등급에 따른 최대 변형률

최대 변형률은 크게 세 가지로 분류되어 지반의 지반 등급별, 내진등급 마지막으로 토피고에 대해 분석하였다. 그림 4에서 단면형상 비는 같으나 체적이 다른 Case를 비교 분석 하였다. 최대 변형률은 지반등급 Q값에 따라 지반등급이 낮을수록 최대 변형률의 값이 크게 나타나는 것을 보였으며 지반등급에 따른 그 차이는 Q값이 가장 좋은 Q4일 경우와 가장 낮은 Q4일 경우 Q40에 비해 Q4의 최대 모멘트는 약 1.35배 증가하였다. 내진 등급에 따라 내진 1등급(0.154 g)의 경우와 내진 2등급(0.11 g)을 비교한바 내진 1등급이 내진 2등급에 비해 약 1.4배 증가되어 나타내었다. 최대 변형률은 내진 2등급에서 지반의 등급이 좋아 질수록 약 $3.3 \times 10^{-5} \sim 3.7 \times 10^{-5}$ 의



(a) 내진2등급(0.11 g)에 따른 최대 변형률



(b) 내진1등급(0.154 g)에 따른 최대 변형률

그림 4. 지반등급에 따른 최대 변형률

값으로 점차 일정해진다. 반면 내진 1등급에서는 위에서 언급했듯이 1.4배가 증가되어 약 $4.7 \times 10^{-5} \sim 5.2 \times 10^{-5}$ 의 값으로 일정해 진다는 것을 알 수 있다. 토피고에 따라 100 m의 토피고와 250 m의 토피고를 비교한 결과 토피고 100 m인 경우보다 토피고 250 m일 경우 약 1.22배 증가하였다. 표 4에서 최대 변형률을 분석한 결과 최대 변형률은 단면형상 비와는 크게 영향을 받지 않음을 알 수 있다. 하지만 체적에 대해서는 매우 민감하게 지하구

조물에 영향을 미친다는 것을 알 수 있다.

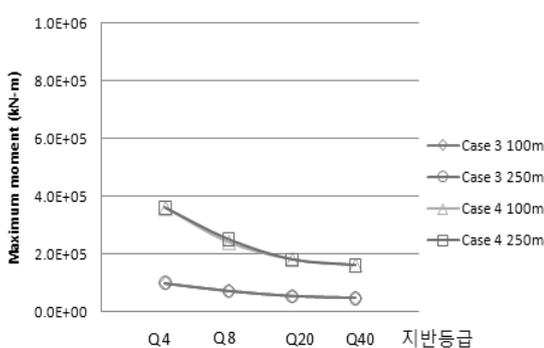
3.2.2 지반등급에 따른 최대 모멘트

최대 모멘트는 크게 세 가지로 분류되어 지반의 지반 등급별, 내진등급 마지막으로 토피고에 따라 분석하였다. 최대 변형률과 비슷한 경향으로 모멘트 또한 지반의 등급 Q값이 따라 지반등급이 낮을수록 최대 모멘트의 값이 크게 나타나는 것을 볼 수 있다. 지반등급 Q4일

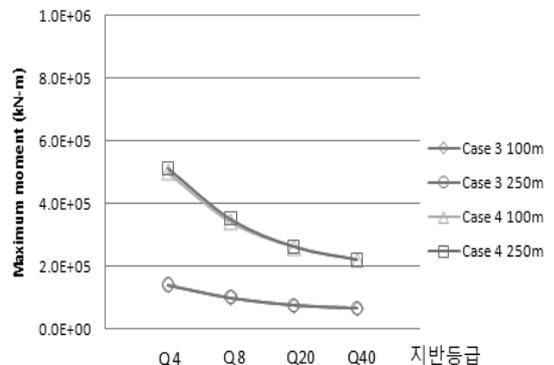
표 4. 최대 변형률 해석 결과

(단위: 10^{-5})

가속도 0.11		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8
Q4	100 m	4.0	4.7	4.0	4.8	4.1	4.8	4.0	4.8
	250 m	5.0	5.7	5.0	5.8	5.0	5.7	4.9	4.7
Q8	100 m	3.4	3.9	3.4	4.0	3.5	4.0	3.4	4.0
	250 m	4.1	4.6	4.1	4.7	4.1	4.6	4.1	4.6
Q20	100 m	3.1	3.5	3.1	3.5	3.1	3.3	3.1	3.5
	250 m	3.6	3.9	3.6	4.0	3.6	3.7	3.5	4.0
Q40	100 m	3.0	3.3	3.0	3.4	3.0	3.3	3.0	3.3
	250 m	3.4	3.7	3.4	3.7	3.4	3.7	3.3	3.7
가속도 0.154		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8
Q4	100 m	5.7	6.7	5.7	6.8	5.7	6.7	5.6	6.7
	250 m	7.0	8.0	7.0	8.1	7.0	8.0	6.9	8.0
Q8	100 m	4.8	5.5	4.8	5.6	4.9	5.6	4.8	5.6
	250 m	5.8	6.5	5.8	6.5	5.7	6.5	5.7	6.5
Q20	100 m	4.4	4.9	4.4	4.9	4.4	4.9	4.3	4.9
	250 m	5.0	5.5	5.0	5.6	5.0	5.6	5.0	5.6
Q40	100 m	4.2	4.6	4.2	4.7	4.2	4.7	4.1	4.7
	250 m	4.7	5.2	4.7	5.2	4.7	5.2	4.7	5.2



(a) 내진2등급(0.11 g)에 따른 최대 모멘트



(b) 내진1등급(0.154 g)에 따른 최대 모멘트

그림 5. 지반등급에 따른 최대 모멘트

경우와 지반등급 Q40 경우 약 2.25배 증가 한 것으로 나타내었다. 또한 내진 등급에 따라 내진 1등급(0.154 g)의 경우와 내진 2등급(0.11 g)을 비교한바 내진 2등급에서는(그림 5(a) 참조) 최대 모멘트가 지반등급이 좋아짐에 따라 $1.0 \times 10^5 \sim 1.6 \times 10^5$ 로 일정해지며 내진 1등급은(그림 5(b)참조) 내진 2등급에 비해 약 1.4배 증가되어 $1.4 \times 10^5 \sim 2.2 \times 10^5$ 나타내었다. 반면 토피고와는 별다른 영향을 받지 않은 것으로 판단된다. 그림 5에서 보이

듯이 토피고의 변화에도 일정한 값을 유지하는 것을 볼 수 있다. 즉 지반의 Q값과 내진등급에 따라 최대 모멘트가 변화하는 것으로 판단된다. 표 5는 모든 해석 케이스에 대한 최대 모멘트 결과 값으로 다른 케이스에서도 비슷한 경향이 나타남을 알 수 있다.

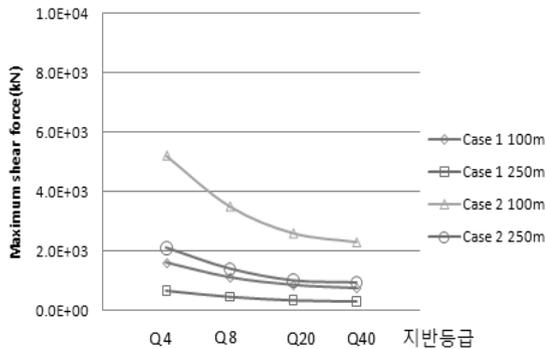
3.2.3 지반등급에 따른 최대 전단력

최대 전단력은 지반등급 및 내진등급, 토피고에 대해

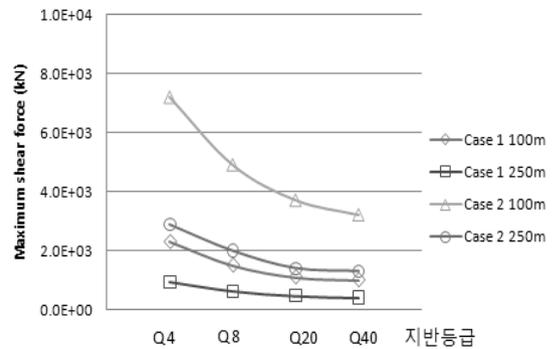
표 5. 최대 모멘트 해석 결과

(단위: kN·m)

가속도 0.11		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8
Q4	100 m	1.0E+05	3.3E+05	1.0E+05	3.6E+05	1.1E+05	3.4E+05	9.3E+04	3.5E+05
	250 m	1.0E+05	3.3E+05	1.0E+05	3.6E+05	1.1E+05	3.4E+05	9.3E+04	3.5E+05
Q8	100 m	7.2E+04	2.2E+05	7.2E+04	2.4E+05	7.6E+04	2.3E+05	6.3E+04	2.3E+05
	250 m	7.2E+04	2.2E+05	7.2E+04	2.5E+05	7.7E+04	2.3E+05	6.3E+04	2.3E+05
Q20	100 m	5.3E+04	1.6E+05	5.3E+04	1.8E+05	5.7E+04	1.6E+05	4.7E+04	1.7E+05
	250 m	5.3E+04	1.6E+05	5.3E+04	1.8E+05	5.7E+04	1.6E+05	4.7E+04	1.7E+05
Q40	100 m	4.7E+04	1.4E+05	4.6E+04	1.6E+05	5.0E+04	1.5E+05	4.1E+04	1.5E+05
	250 m	4.7E+04	1.4E+05	4.6E+04	1.6E+05	5.0E+04	1.5E+05	4.1E+04	1.5E+05
가속도 0.154		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8
Q4	100 m	1.4E+05	4.6E+05	1.4E+05	5.0E+05	1.5E+05	4.8E+05	1.3E+05	4.8E+05
	250 m	1.4E+05	4.7E+05	1.4E+05	5.1E+05	1.5E+05	4.9E+05	1.3E+05	4.8E+05
Q8	100 m	1.0E+05	3.1E+05	1.0E+05	3.4E+05	1.0E+05	3.3E+05	8.8E+04	3.3E+05
	250 m	1.0E+05	3.2E+05	1.0E+05	3.5E+05	1.0E+05	3.3E+05	8.9E+04	3.3E+05
Q20	100 m	7.5E+04	2.3E+05	7.4E+04	2.6E+05	7.9E+04	2.4E+05	6.5E+04	2.4E+05
	250 m	7.5E+04	2.3E+05	7.5E+04	2.6E+05	8.0E+04	2.4E+05	6.6E+04	2.4E+05
Q40	100 m	6.5E+04	2.0E+05	6.5E+04	2.2E+05	6.9E+04	2.1E+05	5.7E+04	2.1E+05
	250 m	6.5E+04	2.0E+05	6.5E+04	2.2E+05	7.0E+04	2.1E+05	5.7E+04	2.1E+05



(a) 내진2등급(0.11 g)에 따른 최대 변형률



(b) 내진1등급(0.154 g)에 따른 최대 변형률

그림 6. 토피고에 따른 최대 전단력

www.kci.go.kr

분석하였다. 그림 6에서 보는바와 같이 지반등급 Q값에 따라 지반등급이 낮을수록 최대 전단력의 값이 크게 나타나는 것을 보였다. 지반등급에 따른 그 차이는 Q값이 가장 좋은 Q40일 경우와 가장 낮은 Q4일 경우 Q40에 비해 Q4의 최대 전단력은 약 2.25배 증가하였다. 이것은 최대 변형률의 차이보다 약 1.6배 이상 발생함으로 내진 설계 시 전단력에 대해 신중한 분석이 필요하다고 판단된다. 최대 전단력은 내진 2등급에서 지반의 등급이 좋아 질수록 약 $2.9 \times 10^2 \sim 2.3 \times 10^3$ 의 값으로 수렴하는 경향을 보였다. 반면 내진 1등급에서는 위에서 언급했듯이 1.4배가 증가되어 약 $4.1 \times 10^3 \sim 3.2 \times 10^3$ 의 값으로 수렴해지는 것을 알 수 있다. 토피고에 따른 최대 전단력은 앞서 분석한 최대 변형률과 최대 모멘트와는 달리 토피고가 증가할 수록 최대 전단력이 약 2.5배 감소됨을 보였다. 표 6에서 최대 전단력을 분석한 결과 최대 변형률은 단면형상 비와는 크게 영향을 받지 않음을 알 수 있다. 하지만 최대 변형률과 마찬가지로 체적에 대해서는 매우 민감하게 지하구조물에 영향을 미친다는 것을 알 수 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 다양한 내진해석 영향인자를 고려하여 본 구조물의 체적변화, 지반 조건 및 내진등급에 따라 지진 시 내진 안정성을 분석하였다. 이에 따른 결론을 정리하면 다음과 같다.

1. 본 연구에서 해석한 지하구조물에 대해 내진1등급(0.154 g)과 내진2등급(0.11 g)을 비교한바 모든 해석결과가 내진 2등급에 비해 내진 1등급에서 전단력이 약 1.4배의 증가함을 보인다. 이를 바탕으로 내진 설계 시 내진 2등급으로 설계할 경우 보다 내진 1등급 설계 시 약 1.4배의 전단강도를 증가해야 할 것으로 판단된다.
2. 최대 전단력은 토피고가 높을 수록 감소하였다. 토피고 100 m에 비해 토피고 250 m 일대 약 2.5배 감소됨을 보였다. 따라서 최대 전단력은 지하구조물 내진 설계 시 지하구조물의 토피고가 깊을 수록 안전하다고 판단된다. 하지만 적절한 토피고를 결정하여 경제성에 따라 내진설계가 필요하다고 판단된다.

표 6. 최대 전단력 해석 결과

(단위: kN)

가속도 0.11		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8
Q4	100 m	1.6E+03	5.2E+03	1.6E+03	5.6E+03	1.7E+03	5.4E+03	1.4E+03	5.4E+03
	250 m	6.6E+02	2.1E+03	6.6E+02	2.3E+03	7.1E+02	2.2E+03	5.8E+02	2.2E+03
Q8	100 m	1.1E+03	3.5E+03	1.1E+03	3.9E+03	1.2E+03	3.7E+03	9.9E+02	3.7E+03
	250 m	4.5E+02	1.4E+03	4.5E+02	1.5E+03	4.8E+02	1.5E+03	4.0E+02	1.5E+03
Q20	100 m	8.4E+02	2.6E+03	8.4E+02	2.9E+03	8.9E+02	2.6E+03	7.4E+02	2.7E+03
	250 m	3.3E+02	1.0E+03	3.3E+02	1.6E+03	3.5E+02	9.8E+02	2.9E+02	1.1E+03
Q40	100 m	7.3E+02	2.3E+03	7.3E+02	2.5E+03	7.8E+02	2.4E+03	6.4E+02	2.4E+03
	250 m	2.9E+02	9.3E+02	2.9E+02	1.0E+03	3.1E+02	9.8E+02	2.5E+02	9.7E+02
가속도 0.154		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8
Q4	100 m	2.3E+03	7.2E+03	2.3E+03	7.9E+03	2.4E+03	7.6E+03	2.0E+03	7.5E+03
	250 m	9.3E+02	2.9E+03	9.3E+02	3.2E+03	9.9E+02	3.1E+03	8.2E+02	3.0E+03
Q8	100 m	1.5E+03	4.9E+03	1.5E+03	5.4E+03	1.6E+03	5.2E+03	1.3E+03	5.2E+03
	250 m	6.3E+02	2.0E+03	6.3E+02	2.2E+03	2.6E+03	2.1E+03	5.6E+02	2.1E+03
Q20	100 m	1.1E+03	3.7E+03	1.1E+03	4.0E+03	1.2E+03	3.8E+03	1.0E+03	3.8E+03
	250 m	4.7E+02	1.4E+03	4.7E+02	1.6E+03	5.0E+02	1.5E+03	4.1E+02	1.5E+03
Q40	100 m	1.0E+03	3.2E+03	1.0E+03	3.5E+03	1.0E+03	3.4E+03	9.0E+02	3.3E+03
	250 m	4.1E+02	1.3E+03	4.1E+02	1.4E+03	4.3E+02	1.3E+03	3.6E+02	1.3E+03

3. 지반조건(Q-system)에 따라 Q값이 높은 지반 일수록 최대 변형률, 최대 모멘트, 최대 전단력이 감소하는 경향이 나타나며 이는 내진 설계에 중요한 인자로 판단된다. 따라서 내진 설계 시 지반의 조건에 대해서는 매우 신중하게 판단해야 할 주요한 영향인자라고 판단된다.
4. 여러 가지 단면형상 비와 체적에 따라 분석한 결과 단면형상 비는 내진설계에 민감하게 영향을 받지 않는 반면, 지하구조물의 체적에 따라 매우 민감하게 영향을 주는 것으로 판단된다. 따라서 동일한 지반조건에 지하구조물 내진설계 시 체적은 지반조건 다음으로 중요한 영향인자라 판단된다.

내진안정성 해석에 있어 다양한 해석 조건을 모델로 수치해석 한 결과 본 해석단면에 대해서는 내진 해석 시 지하구조물 주변 지반조건, 지하구조물 체적 그리고 내진등급 등이 해석에 있어 중요한 영향인자라 판단된다.

감사의 글

본 논문은 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술

평가원에서 위탁 시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술C01)의 지원과 2008년도 한서대학교 교비 학술연구 지원 사업에 의하여 연구되었습니다.

참고문헌

1. 박인준, 박성용, 김수일, 김상환 (2005), “박스 지하 시설물의 간편 내진해석”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, Vol. 7, No. 3, pp. 249-255.
2. 박성용, 박인준, 이재진, 최승호, 김수일 (2007), “지진하중을 받는 지하시설물에 대한 동적 거동해석”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제9권 제 2호, 2007년 6월 pp. 205-217.
3. 박인준, 최승호, 정수매, 김재근 (2008), “대형 대단면 지하 시설물의 내진 안정성 평가 해석”, 한국터널공학회 정기학술발표회, pp. 275-285.
4. 박인준, 최승호, 김재근 (2009), “대형 대단면 지하구조물의 내진해석 시 주요 영향인자 평가”, 한국터널공학회 봄학술발표회, pp. 199-202.
5. Kramer, S. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
6. Wang, J. N. (1993), Seismic Design of Tunnels: A state-of-the-art Approach. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, NY, Monograph 7.

접수일(2009.5.18), 수정일(1차: 2009.5.22, 2차: 2009.5.27), 게재 확정일(2009.5.29)