단지조성에 따른 시설물의 내진연구

- 제 I 편 내진설계 지침서
- 제 II 편 내진설계 적용(예)

2001. 7



한국토지공사

연구 참여진

■ **연구책임자**

장 승 필 (전 한국지진공학회 회장, 공학박사, 연구수행 총괄)
박 창 업 (현 한국지진공학회 회장, 이학박사, 연구수행 총괄)

■ **연구수행자**

▪ **연구원급**

김 문 겸 (연세대학교 교수, 공학박사, 책임연구원, 선상구조물 분야)
강 영 종 (고려대학교 교수, 공학박사, 연구원, 설계지진력 분야)
김 명 모 (서울대학교 교수, 공학박사, 연구원, 토류구조물 분야)
김 수 일 (연세대학교 교수, 공학박사, 연구원, 지반거동 분야)
박 인 준 (한서대학교 교수, 공학박사, 연구원, 지반거동 분야)

▪ **연구보조원급**

김 태 욱 (연세대학교 토목공학과, 박사과정, 선상구조물 분야)
하 익 수 (서울대학교 토목공학과, 박사과정, 토류구조물 분야)
한 택 희 (고려대학교 토목공학과, 박사과정, 설계지진력 분야)
곽 창 원 (연세대학교 토목공학과, 석사과정, 지반거동 분야)
김 경 식 (연세대학교 토목공학과, 석사과정, 지반거동 분야)
박 주 완 (연세대학교 토목공학과, 석사과정, 선상구조물 분야)
윤 상 열 (고려대학교 토목공학과, 석사과정, 설계지진력 분야)
정 대 희 (연세대학교 토목공학과, 석사과정, 선상구조물 분야)

■ **연구주관자**

김 석 명 (한국토지공사 단지설계처 부장, 연구주관 총괄)
김 영 진 (한국토지공사 연구개발처 연구원, 연구주관 총괄)
예 전 수 (한국토지공사 단지설계처, 선상구조물 주관)
윤 종 근 (한국토지공사 단지설계처, 지반거동 주관)
장 종 진 (한국토지공사 단지설계처, 토류구조물 주관)
황 필 재 (한국토지공사 단지설계처, 지반거동 주관)

■ **자문위원**

김 동 수 (한국과학기술원 교수, 공학박사)
이 동 근 (성균관대학교 교수, 공학박사)
이 종 세 (한양대학교 교수, 공학박사)
유 제 남 (삼안건설기술 공사, 이사)

제 출 문

한국토지공사 사장 귀하

본 보고서를 "단지조성에 따른 시설물의 내진연구"의 최종보고서로 제출합니다.

2001년 7월

한국 지진공학회

회장 박 창 업

요 약 문

I. 연구과제명 : 단지조성에 따른 시설물의 내진연구

II. 연구기간 : 2000.6 ~ 2001.7

III. 연구의 필요성 및 연구 개요

최근 들어 외국에서 지진으로 인한 대규모의 인명피해가 속출하였으며 사회 전체적으로 핵심적인 기능을 수행하는 많은 구조물들의 피해가 발생되었다. 특히 1990년대 중반 이후, 미국 캘리포니아에서 발생한 Northridge 지진(1994, 지진규모 6.7), 고베지진으로 불리우는 Hyogoken-Nanbu 지진(1995, 지진규모 6.9) 등은 국내 지진재해 대책 연구의 필요성에 대한 공감대를 불러일으켰다. 그 결과 1997년 한국지진공학회 및 한국지진공학센터의 설립을 시작으로 본격적인 지진연구에 착수한 우리 나라는 1997년 12월 건설교통부 주관으로 상위개념의 「내진설계기준(II)」가 제정된 이래 구조물별 하위개념의 내진설계기준 연구와 더불어 각 분야에 대한 본격적인 지진연구가 계속되고 있는 실정이다.

이러한 국내·외적인 상황에 부응하고자 한국토지공사에서도 토지공사 내 단지시설물의 내진 안정성을 확보하기 위해 2000년 6월 한국 지진공학회에 "단지조성에 따른 시설물의 내진연구"라는 연구과제를 의뢰하게 되었으며, 국내 주요 대학을 중심으로 약 12여개월의 연구기간을 통해 단지시설물을 위한 "내진설계 지침서" 및 "내진설계 적용(예)", "용어정리"가 작성되었다. 제 I 편 "내진설계 지침서"는 크게 "제 1장 설계지진력 산정", "제 2장 지반의 동적거동 특성 파악 및 액상화 해석기법 설정", "제 3장 선상구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정", "제 4장 토류구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정" 으로 구성되어 있으며 각각의 내용은 다음과 같다.

"제 1장 단지 내 시설물의 설계지진력 산정"부분에서는 건설교통부에서 제정한 상위개념의 「내진설계기준(II)」의 주요부분을 소개하면서 이를 기준으로 각각의 단지시설물에 적용될 수 있는 설계지진력을 결정해 주고 있다. 또한 이 부분에서는 지진 및 구조 동역학 일반에 대한 내용과 함께 비탄성 응답 스펙트럼에 대한 간략한 소개도 첨가함으로써 내진설계 실무자의 이해를 돕고 있다. "제 2장 지반의 동적거동 특성 파악 및 액상화 해석기법 설정"부분에서는 지반의 동적 물성을 파악할 수 있는 현장 및 실내 실험기법에 대한 소개와 함께 국외의 액상화 판정 기법에 대한 이론 및 절차를 정리해 주고 있으며, 국내 실정에 적합한 액상화 판정기법 및 액상화 대책 공법을 제시해 주고 있다. "제 3장 선상구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정"부분에서는 선상구조물로 분류되는 공동구, 지하보차도 및 지중 매설관로에 대한 지진 거동특성 및 주요 해석기법을 소개하고 있으며 특히 매설관로의 주요 피해 원인인 영

구지반변형과 지진파 전파에 대해 연속관과 분절관으로 구분하여 적용될 수 있는 간략한 해석기법을 제시해주고 있다. "제 4장 토류구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정"부분에서는 토류구조물로 분류되는 옹벽 및 사면의 지진 거동특성 및 주요 해석기법을 소개하고 있다.

제II편, "내진설계 적용(예)"의 경우 "내진설계 지침서"에서 제시된 해석방법의 실제 해석 예제를 상세하게 보여주고 있으며 본 지침서와 설계예제들은 최종적으로 단지 조성 사업 수행시 각 시설물의 내진 안정성을 확보하는 데 있어서 내진 설계의 편이성과 질적 향상에 기여하도록 구성되어 있다.

마지막 별첨에는 "용어정리"를 뒷편에 게재하여 어려운 용어에 대한 정리를 했다.

제 I 편
내진설계 지침서

Seismic Mapping

단지내 시설물의 설계지진력 산정

- 지진의 특성 및 한반도 지진 특성
- 내진설계의 원칙
- 지진에 의한 구조물의 응답해석방법
- 내진설계 규정
- 내진성능 설계 기준
- 중진,약진 비탄성 응답 스펙트럼

지반의 동적거동 특성 파악 및 액상화 해석기법 설정

- 지반특성별 지진피해사례
- 지반 동적 물성 및 부지 고유 평가
- 액상화 판정기법 선정
- 액상화 대책공법



선상구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

- 배경 및 기술현황
- 내진설계 절차
- 등가정적 해석방법
- 응답변위법
- 매설관로의 내진설계

토류구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

- 옹벽 및 사면 구조물 진동 특성
- 옹벽 및 사면의 지진해석 방법
- 옹벽 및 사면의 내진설계 기준

내진설계 지침서 목차

제 1 장 단지내 시설물의 설계지진력 산정

1.1 서론 3

1.2 지진의 특성 및 한반도 지진 특성 5
1.2.1 지진의 정의 및 발생원인 5
1.2.2 지진의 일반적 특성 7
1.2.3 지진의 강도 11
1.2.4 지진의 예보 15
1.2.5 한반도의 지진 활동 17
1.2.6 한반도의 지진 위험도 분석 및 최대 지반 가속도의 산정 25
1.2.7 한반도 인공지진 파형 30

1.3 내진설계(Seismic Design)의 원칙 34

1.4 지진에 의한 구조물의 응답 해석 방법 35
1.4.1 단 자유도 구조계 35
1.4.2 응답 스펙트럼 40
1.4.3 시간 이력 응답 해석 45
1.4.4 선형 탄성 구조계의 지진 응답 59
1.4.5 비선형 비탄성 구조계에 대한 응답 66

1.5 내진설계 규정 75
1.5.1 내진설계 상위 개념 75
1.5.2 국외 내진설계 기준 (UBC-97) 80

1.6 내진 성능 설계 기준 83
1.6.1 내진등급 83
1.6.2 내진 성능 수준 83
1.6.3 지진구역 84
1.6.4 가속도 계수(A) 84
1.6.5 지반의 분류 85
1.6.6 지반계수 86

1.6.7 탄성지진응답계수 86
1.6.8 응답스펙트럼의 작성법 88

1.7 중진, 약진을 고려한 비탄성 설계응답스펙트럼 89
1.7.1 비탄성 응답스펙트럼 90
1.7.2 비탄성 응답스펙트럼에 대한 기존연구 90
1.7.3 중진, 약진을 고려한 비탄성 응답스펙트럼 연구 90

참고문헌 99

제 2장 지반의 동적거동 특성 파악 및 액상화 해석 기법 설정

2.1 서론 103

2.2 지반특성에 따른 지진 피해 사례 104
2.2.1 지반특성에 따른 국외 지진 피해 사례 104
2.2.2 국내 지진 발생 규모 111

2.3 지반의 동적물성 및 부지고유평가 111
2.3.1 현장지반조사 기법 114
2.3.2 실내시험 120
2.3.3 부지특성 평가방법 131

2.4 액상화 판정기법 선정 135
2.4.1 액상화 현상 135
2.4.2 기존의 액상화 현상 평가방법 142
2.4.3 국내에 적합한 액상화 평가방법 제안 155

2.5 액상화 대책공법 162
2.5.1 액상화 대책공법의 종류 163
2.5.2 매립지반의 액상화 대책에 적합한 다짐공법 164

참고문헌 173

제 3 장 선상구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

3.1 서론 177

3.2 배경 및 기술현황 177
3.2.1 선상구조물 지진재해사례 177
3.2.2 선상구조물의 파괴형태 178
3.2.3 해외기술 현황 180

3.3 내진설계절차 182
3.3.1 내진설계절차 일반 182
3.3.2 내진설계 절차시 일반고려사항 183
3.3.3 단지시설물 선정 185
3.3.4 건설지점의 선정 185
3.3.5 내진 등급 및 설계 거동 한계 185
3.3.6 시설물별 지진해석방법 187

3.4 주요지진해석방법 I : 등가정적 해석 방법 191
3.4.1 등가정적 해석 일반 191
3.4.2 등가정적 해석 세부 사항 191
3.4.3 등가정적 해석 요구사항 194

3.5 주요지진해석방법 II : 응답변위법 196
3.5.1 응답변위법 일반 196
3.5.2 응답변위법 세부사항 197
3.5.3 응답변위 해석 요구사항 214

3.6 매설관로의 지진해석 및 내진설계 217
3.6.1 개론 및 문제점 217
3.6.2 지진파 전파시 매설관로의 거동특성 217
3.6.3 지진파 전파시 매설관로의 설계 고려 인자 218
3.6.4 영구지반변형시 매설관로의 거동특성 220
3.6.5 영구지반변형에 대한 매설관로의 설계고려 인자 221
3.6.6 매설관로의 지진해석절차 224

참고문헌 232

제 4 장 토류구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

4.1 서론 235

4.2 옹벽 및 사면 구조물의 진동특성 236

4.3 옹벽과 사면의 지진 해석 방법 237
4.3.1 옹벽의 지진해석 방법 237
4.3.2 사면의 지진 해석 방법 251

4.4 옹벽과 사면의 내진 설계 기준 259
4.4.1 옹벽의 내진 설계 기준 259
4.4.2 사면의 내진 설계 기준 260

참고문헌 262

제 1 장
단지내 시설물의
설계지진력 산정

빈 면

1. 단지내 시설물의 설계지진력 산정

1.1 서론

20세기에 들어와서 세계적으로 지진 활동이 다시 활발해지고 있고 그에 따른 피해 또한 크게 발생하고 있다. 특히 최근에 발생한 미국 캘리포니아와 일본 고베 대지진, 터키, 대만의 지진, 그리고 가장 최근의 인도 구자라트 지역의 지진은 지진에 의한 피해가 얼마나 심각한지를 잘 보여주고 있다.

우리 나라는 일반적으로 지진에 대해 안전지대로 생각하고 있지만, 과거 15세기와 18세기 사이에는 우리 나라에서도 지진 활동이 활발하여 많은 지진이 발생했다는 기록이 있다. 한편 18세기 이후 20세기 초반까지는 지진 발생에 대한 기록이 많지 않으므로 지진 활동이 약화된 지진 휴지기(Seismic Gap)였다고 볼 수 있다. 그러나 20세기 중반 이후에 지리산 지진(JMA진도 V, 1936.7.3), 동해지진(JMA진도 III, 1963.9.6), 속리산 지진(JMA진도 III, 1978.9.15.), 홍성 지진(JMA진도 V, 1978.10.7.)이 발생하였으며 그 외에도 MM진도 IV 이하의 중진이 여러 차례 관측되었다. 이러한 관측 기록들로 조사 분석한 결과, 한반도에도 지진 활동이 활성화 될 확률이 증가함을 알 수 있다. 다행히도 근래에 발생한 크고 작은 여러 지진들에 의해 토목구조물이나 건축구조물의 붕괴와 같은 큰 사고는 발생하지 않았지만, 우리 나라에서도 구조물에 치명적인 손상을 줄 수 있는 강진이 발생할 가능성을 배제할 수는 없다. 특히 과거에 건설된 교량이나 구조물의 대부분이 지진의 영향을 고려하지 않은 설계에 의해 시공되었기 때문에 지진이 발생한다면 그 피해의 정도는 매우 심각할 것으로 예상된다.

이러한 요구에 의해 국내에서도 내진설계의 개념이 설계에 반영되기 시작하였으며 1988년 1월에 개정된 "건축물 구조 기준 등에 관한 규칙"에서 건축구조물에 대한 내진설계가 의무화되었고 토목구조물에 대해서도 1991년에 제정된 "고속전철용 설계시방서"의 "하중"편에 지진력이 도입되었으며, 1992년 12월에 개정된 도로교 표준시방서에 내진설계편이 신설됨에 따라 토목구조물에 대한 내진설계가 도입되었으며, 1997년 건설교통부의 "내진설계 기준연구"가 이루어졌다. 그러나 현재 토목관련 구조물에 대한 내진설계의 규정과 설계자료가 미비한 관계로 토목구조물에 대한 정확하고 안전한 내진설계를 기대하기는 어려운 것이 또한 현재 우리가 직면하고 있는 실정이라 할 수 있다.

따라서, 정확하고 안전한 내진설계를 위해서는 지진의 특성과 지진이 구조물에 미치는 영향에 대한 정확한 이해와 관련 자료의 습득이 필요하다. 본 장에서는 지진에 대한 이해와, 지진의 영향으로 인한 구조물의 거동특성을 파악하여, 내진설계를 함에 있어, 가장 기초가 되며 필수적인 항목인 설계지진력의 산정

에 관해 기술하였으며, 본 연구에서 시설물 중 교량에 관한 사항은 상위법에 의한 도로공사의 교량에 대한 기준을 따르므로, 연구범위에서 제외한다.

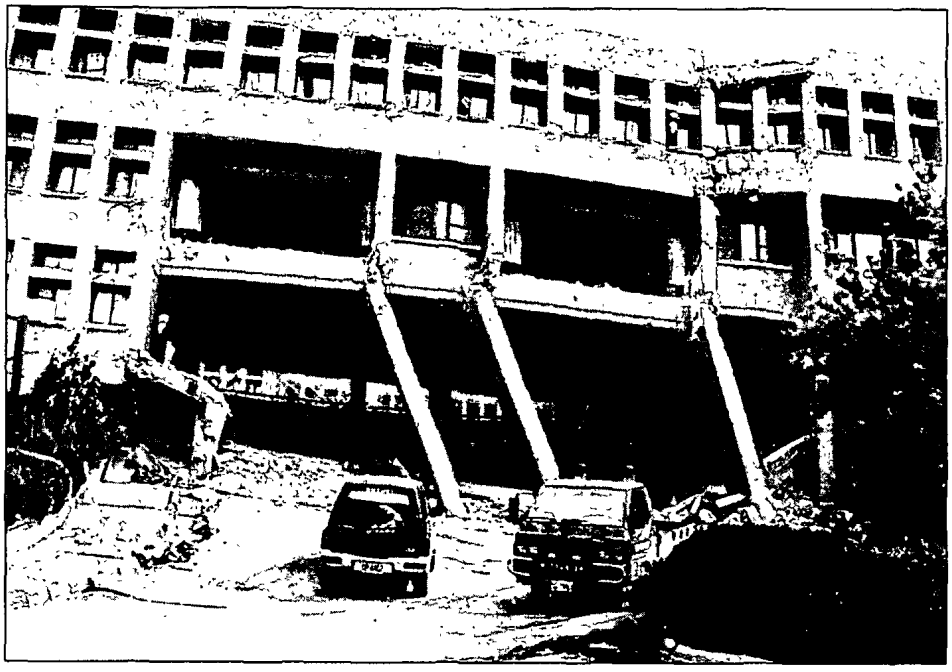


그림 1.1 지진 피해 사례 (1999년, 대만)



그림 1.2 지진 피해 사례 (1999년, 터키)

1.2 지진의 특성 및 한반도 지진 특성

1.2.1 지진의 정의 및 발생원인

지구 내부에는 많은 에너지가 보존되어 있으며, 대륙이 팽창하면 지표부에도 변화가 일어난다. 지진은 그 변화 중의 하나이며, 지각 내 또는 맨틀 상부에 급격한 변동이 일어나고, 짧은 기간에 에너지가 방출되어서 지상에 급격한 진동이 일어나는 현상이다. 지진시 1회에 방출되는 최대에너지는 약 5×10^{25} erg ($1\ erg = 10^{-7}\ joule$) 정도이며 지구가 1년간 방출하는 에너지의 1/1000에 해당한다. 즉 지진은 지구내부 어느 곳에서 급격한 지각변동이 생겨 그 충격으로 생긴 파동, 즉 지진파(Seismic Wave)가 지표면까지 전해져 지반을 진동시키는 것이다. 일반적으로 지진은 넓은 지역에서 거의 동시에 느껴진다. 이 때 각 지역의 흔들림의 정도, 즉 진도(Seismic Intensity)를 조사해 보면 갈라짐이 발생한 땅속 바로 위의 지표, 즉 진앙(Epicenter)에서 흔들림이 가장 세고 그곳으로부터 멀어지면서 약하게 되어 어느 한계점을 지나면 느끼지 못하게 된다. 이것으로부터 흔들림이 가장 큰 장소 부근의 땅속에서 어떤 급격한 변동이 발생하여 그것에 의한 진동이 사방으로 전해져 여러 지역을 흔드는 것이라 볼 수 있다. 이것은 마치 종을 쳤을 때 사방으로 울려 퍼지는 음파와 같은 성질을 갖고 있다.

지진의 직접적인 원인은 암석권에 있는 판(Plate)의 움직임이다. 이러한 움직임이 직접 지진을 일으키기도 하고 다른 형태의 지진 에너지원을 제공하기도 한다. 판을 움직이는 힘은 다양한 형태로 나타나는데, 침강지역에서 판이 암석권 밑의 상부맨틀에 비해 차고 무겁기 때문에 이를 뚫고 들어가려는 힘, 상부맨틀 밑에서 판이 상승하여 분리되거나 좌우로 넓어지려는 힘, 지구내부의 열대류에 의해 상부맨틀이 판의 밑부분을 끌고 이동하는 힘 등이라고 생각할 수 있으나, 이것들이 어느 정도의 비율로 작용하는지는 정확히 알 수는 없다. 암석권(Lithosphere)은 지표에서 $100km$ 정도 두께의 딱딱한 층이며 그 밑에는 암석권에 비해 덜 딱딱하고 온도도 높아 쉽게 변형될 수 있는 층이 존재하는데(상부맨틀) 지진이 일어날 수 있는 깊이의 한계는 여기까지로 지표로부터 약 $700km$의 깊이이다. 지진발생의 원인에 대한 학설은 여러 가지가 있으나 대표적 학설은 다음과 같다.

(1) 탄성반발설(Elastic Rebound Theory)

이 이론은 1906년 캘리포니아 대지진이 발생했을 때, H. F. Reid가 산안드레아스 단층을 조사하여 San Francisco 지진의 원인을 규명한 것이다. 이것은 지면에 기존의 단층이 존재한다고 가정하고 이 단층에 가해지고 있는 힘(탄성력)

에 어느 부분이 견딜 수 없게 되는 순간 급격한 파괴를 일으켜 지진이 발생한다는 것으로 이 이론의 핵심은 다음과 같이 요약할 수 있다.

① 지진은 장기간에 걸쳐 지각의 일부에 변형이 축적되어 암석의 강도(strength) 한계를 넘게 될 때 이 지각이 파쇄되며 발생한다.
② 지진발생 시, 파쇄 전의 암석 양쪽은 변형이 없는 위치로 급속히 튕겨가고, 이 운동은 파쇄부에서 멀어질수록 감소한다.
③ 지진에 의한 진동은 처음엔 파쇄면의 작은 면적에서 시작되며 이 면적은 곧 빠른 속도로 팽창해 나간다(단 이 속도는 P파의 속도보다는 느리다). 파쇄와 이에 수반하는 진동이 맨 처음 시작되는 지각내의 한 점을 진원(Focus 또는 Hypocenter)이라 부른다.
④ 지진발생 시 방출된 에너지는 파쇄되기 직전 변형된 암석의 탄성에너지이다.

그러나 모든 지진들이 단층운동으로 일어난다고 설명하는 것에는 불충분한 면이 많다. 무엇보다 지진이 단층운동에 지나지 않는다고 하면 단층을 움직이는 힘은 어디로부터 유래하는가가 다음의 문제로 되는데 이것을 설명하는 학설이 판구조론이다.

(2) 판구조론(Plate Tectonics)

남미의 동부 해안선과 아프리카의 서부 해안선이 잘 들어맞는 현상은 과거부터 하나의 수수께끼로 제시되어 왔다. 1912년 독일의 지질학자인 알프레드 베게너는 이에 대한 설명으로서 현재 지구의 지각은 약 2억년 전에 판게아라는 하나의 초대륙으로부터 갈라져 나왔다는 가설을 제시하였다. 이러한 대륙이동설이 원동력이 되어 1960년대 후반에 등장한 판구조 이론은 현재까지 가장 성공적인 지구물리학 이론 가운데 하나로 인정받고 있다.

판구조론에 따르면 지구의 표층이라고도 하는 수십 km 혹은 그 이상의 두께를 가진 암석권은 유라시아판, 태평양판, 북미판 등 10여 개의 판으로 나뉘어져 있다. 이들은 각각 서로 부딪치거나 밀고 때로는 서로 포개지면서 각각 매년 수 cm 정도의 속도로 점성이 있는 맨틀 위를 제각기 이동하고 있다. 이러한 지각판들의 운동은 그들의 가장자리 사이의 마찰에 의하여 경계부위에서 저항을 받는데 이는 두 개의 벽돌을 맞대고 문지를 때 미끄러지지 않으려는 것과 같다. 그러나 지구적인 힘이 판의 마찰저항을 초과할 수 있는 단계에 도달하면 갑작스런 미끄러짐이 일어나며 이것이 바로 지진이다. 따라서, 지진이 발생하기 쉬운 지역은 보통 판경계(Interplate) 부근이지만 판내부(Intraplate)에서도 종종 지진이 발생하고 있다. 판과 판의 경계에서는 마그마가 분출하기도 쉽기 때문에 지

진발생 빈번지역과 화산이 주로 발생하는 지역은 서로 유사하게 마련이다. 따라서 이 이론은 대규모 수평면운동이 지진, 화산 및 조산현상의 원인임을 설명하였다.

1.2.2 지진의 일반적 특성

지진의 발생 위치를 진원이라 하며 그 바로 위의 지표상의 위치를 진앙이라고 한다. 지진은 진원의 깊이에 따라 분류하여 30km이내를 극천발지진(極淺發地震), 30~100km를 천발지진(淺發地震), 100km이상을 심발지진(深發地震)으로 나눈다. 지진 시 지각 내에는 종파와 횡파의 2종류의 파동이 전파되며 진원에서 에너지가 방출되는 경우 2종류의 파동은 동시에 일어난다. 그러나, 그 전파속도는 종파가 빠르기 때문에 지표상의 관측점에 도달하는 시각은 종파가 앞서게 된다. 규모가 큰 지진은 몇 회에 걸쳐 지진이 발생하며 최초로 발생한 지진을 본진(Main Shock), 연속되는 지진을 여진(After Shock)이라고 한다. 여진의 진원은 본진의 진원과 일치하지 않으며, 본진의 진원은 여진의 진원부분의 끝부분에 위치하는 것이 보통이다. 지구의 표면에서 지진이 발생하지 않은 지역은 없다고 볼 수 있다.

그러나, 지진의 발생빈도로 볼 때, 전지표상에서 고르게 발생하지 않고 띠모양의 특정지역을 따라서 지진이 많이 발생함을 볼 수 있는데 이러한 지진 다발지역을 지진대라고 한다. 지진대의 종류에는 남미 및 북미 서해안, Aleutian 열도, Tishima 열도, Ryukyu 열도, Philippine, New Guinea 및 New Zealand에 이르는 태평양을 둘러싼 환상지역인 환태평양 지진대, 지중해 북부 일대에서 소아시아, 중앙아시아, 인도의 Himalaya 남단을 지나 중국내륙에 이르는 대상지역을 Alps-Himalaya 지진대, Tienshan Baikal호에 이르는 대상지역인 Tienshan Baikal호 지진대와 태평양, 인도양에 위치한 해저산맥 지진대가 있다. 세계지진의 75%는 환태평양 지진대에서 발생한다. 1.2.1절에서 밝힌 바와 같이, 지진대에 관한 이론은 판구조론(Plate Tectonics)이 등장하면서 밝혀지기 시작하였으며, 지질학적 현상을 새로운 시각에서 이해할 수 있는 기초가 되었다.

판구조론에 의하면, 암권의 12개 부분을 암판(Lithosphere Plate) 또는 판이라고 부른다. 판은 해저산맥에서 생성되며 수평 이동하여 해구에서 맨틀 속으로 침강하며, 고온과 고압 하에서 다시 맨틀물질로 되어 소멸한다. 판은 강체이므로 외력을 받아도 그 내부에서는 변형이 일어나지 않으나 판의 경계에 있는 암석은 판들 사이의 상대운동으로 파쇄 되어 지진이 발생하게 된다. 이때 해양판은 45° 기울기로 대륙판 밑으로 침강하여 심발지진이 발생한다. 또한 해양판과 대륙판의 경계에서 마찰열에 의하여 맨틀물질이 녹아서 용암이 맨틀의 약한 부분으로 상승하여 화산 활동이 발생한다.

지진이 발생하게 되면 대지를 진동시키는 지진파의 전파뿐만 아니라 이와 관

련된 여러 가지 현상들이 동반되게 된다. 이중에서 특히 공학적인 관점에서 중요한 현상은 지각변동, 단층, 해일 등이 있다. 이러한 현상들을 간단히 설명하면 다음과 같다.

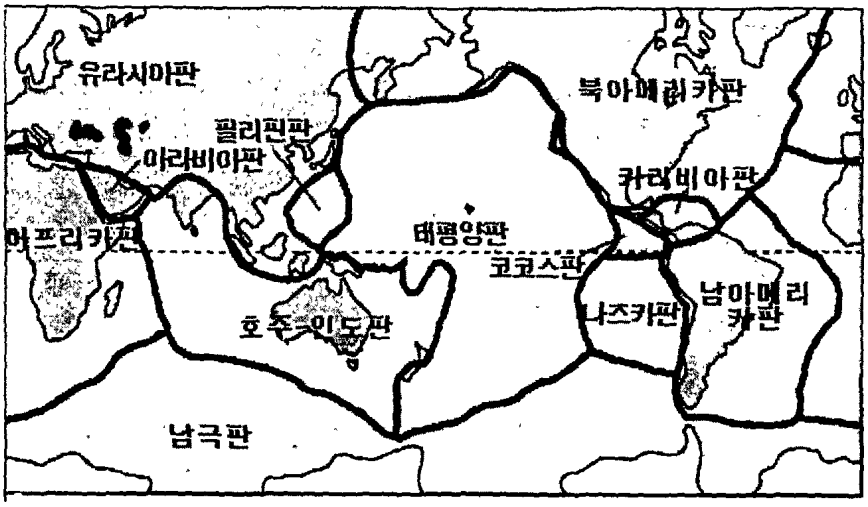


그림 1.3 세계의 주요지진대

(1) 지진파의 특성

지진이 발생한 후 관측되는 지진파는 종파(P-Wave)라 하고 다음 도달파를 횡파(S-Wave)라 한다. 마지막으로 큰 진폭을 가지고 들어오는 PS파가 도달되며 PS파는 다시 레일리파와 러브파로 나누어진다. P파의 입자운동방향은 파의 진행방향과 평행이며 S파는 파의 진행방향과 수직이다. 그리고 레일리파는 입자의 운동이 항상 수직평면에서 타원운동을 하며 진행방향에 대해서 역행한다. 러브파는 항상 고속도 층에 위에 있는 저속도 층에서 관측되며 입자운동은 수평방향에 횡으로 전파된다.

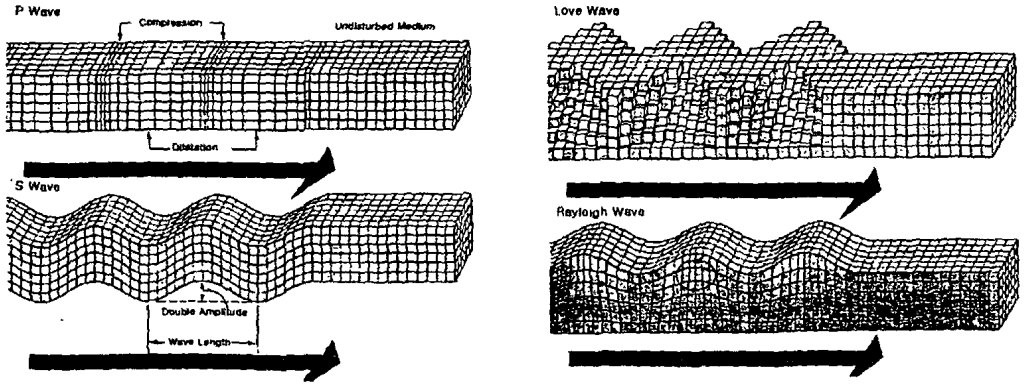


그림 1.4 지진파에 의한 에너지 전이

(2) 지각변동

지진발생 전·후에 실시한 측정 결과를 비교하면 지표면이 수평 및 연직방향으로 광범위하게 변화되어 있는 경우가 많다. 이러한 지각변동은 여진이 발생하는 동안 비교적 활발하게 일어나며 시간이 경과함에 따라 감소된다.

(3) 단층

지진 시에는 지진 발생 지역을 경계로 지각이 서로 불연속하게 이동하는 경우가 있다. 이때의 불연속면을 단층(Fault)이라 하며, 단층의 경계를 단층면이라 하는데 단층면의 마찰운동은 지진파와 진동을 일으키며 단층운동이 발생하면 대지진이 유발된다. 이 중에서 수평방향의 변위를 일으키는 단층을 횡변위 단층(Strike Fault)이라 하고, 연직방향의 변위를 일으키는 단층을 종변위 단층(Dip Fault)이라 한다.

단층은 활성단층과 잔존단층으로 분리되며 대부분의 지진은 활성단층에 기인하며, 활성단층은 지진발생 후 한동안 휴지하다가 오랜 시간이 경과된 후 다시 활동한다. 단층의 이동은 연속적 활동과 간헐적 활동이 있으며, 평상시에 일어나는 방향과 지진 시에 일어나는 방향이 동일한 경우와 반대의 경우가 있다. 우리 나라의 양산단층은 활성단층으로 MM VII 지진이 11회 발생하였고, 최근에도 규모 1.0 이상의 미진이 매회 1회 정도 발생하고 있다.

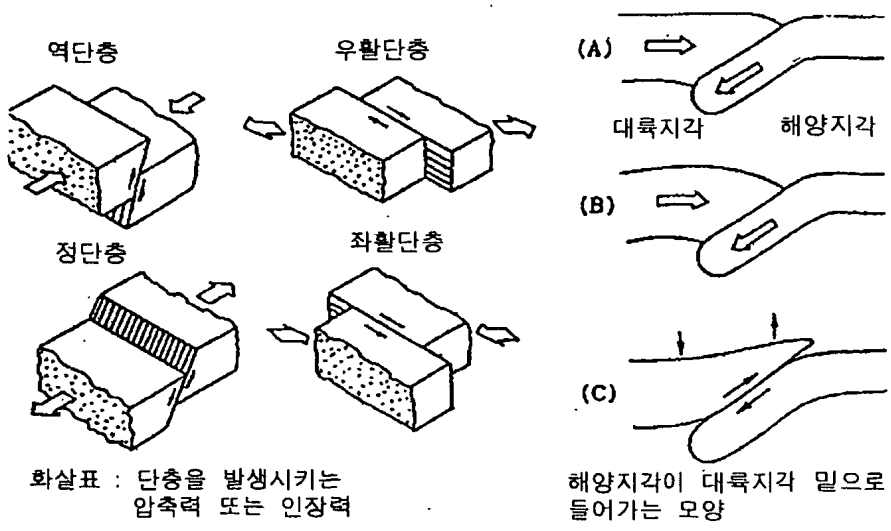


그림 1.5 단층의 기본형식

(4) 해일(Tsunami : 항구의 파도)

지진과 관련된 가장 무서운 현상인 해일은 해저에 지각변동이 일어나 해안지역에 엄습하는 장파이다. 장파는 쉽게 감쇠하지 않기 때문에 원거리까지 도달하며, 칠레 지진 시 해일의 파고는 해안선의 형상에 따라 변하며 파고 증대는 만의 지형과 해일의 파장에 의해 변화한다. 진폭은 단주기의 해일인 경우 작은 만에서 심하고 장주기의 해일은 큰 만에서 심해진다. 해일의 파고는 해안선의 형상에 따라 매우 다르게 나타나며 평활한 해안선의 파고는 높지 않다. 진로는 지형에 따라 복잡하며 특히 해안으로 향한 평지인 경우 해수 침입 후 빠른 속도로 후퇴하여 지상을 휩쓸어 피해가 매우 크다. 최근 우리 나라에 큰 피해를 준 해일의 사례로는 1983년 5월 26일 일본 혼슈 아키다현 서쪽 근해(북위 40.4° , 동경 139.1°)에서 발생한 지진으로 인한 아키다 지진해일이 있으며, 이 해일은 지진발생 후 우리 나라 동해안에 1시간 30분~1시간 50분 동안 10분 주기로 지진해일이 몰려와 동해안의 여러 지역에 많은 피해를 주었다. 이 해일의 특성은 다음과 같다.

표 1.1 동해안 주요항구의 제 1파 도착시각 및 해일특성

지 명	제1파 도착시각(시간)	최대파고/평균수면높이	주기	지속시간
울릉도	13시 17분(77분)	126cm/80cm	12분	큰 수위변동:
묵 호	13시 35분(95분)	200cm이상/150cm이상	14분	3~5시간,
속 초	13시 43분(103분)	156cm/123cm	13분	전체 24
포 항	13시 52분(112분)	62cm/52cm	8분	시간 이상

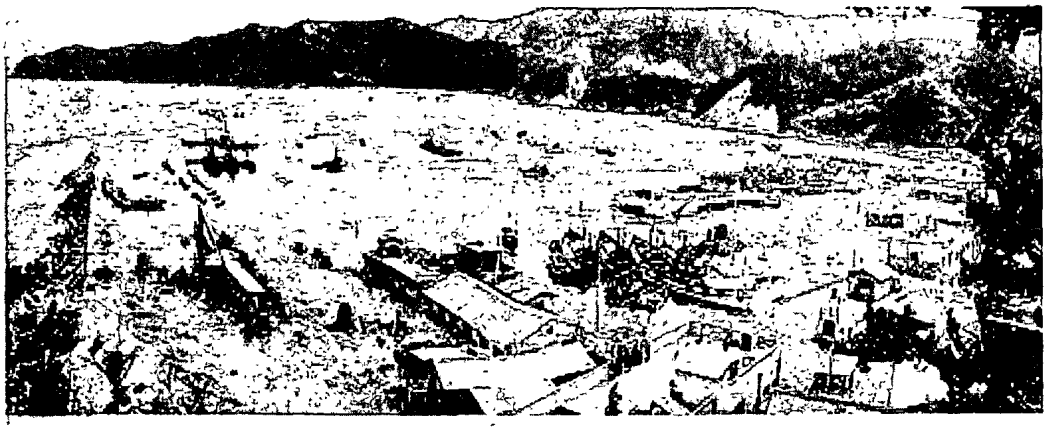


그림 1.6 아키다 지진해일로 인한 임원항의 침수된 모습

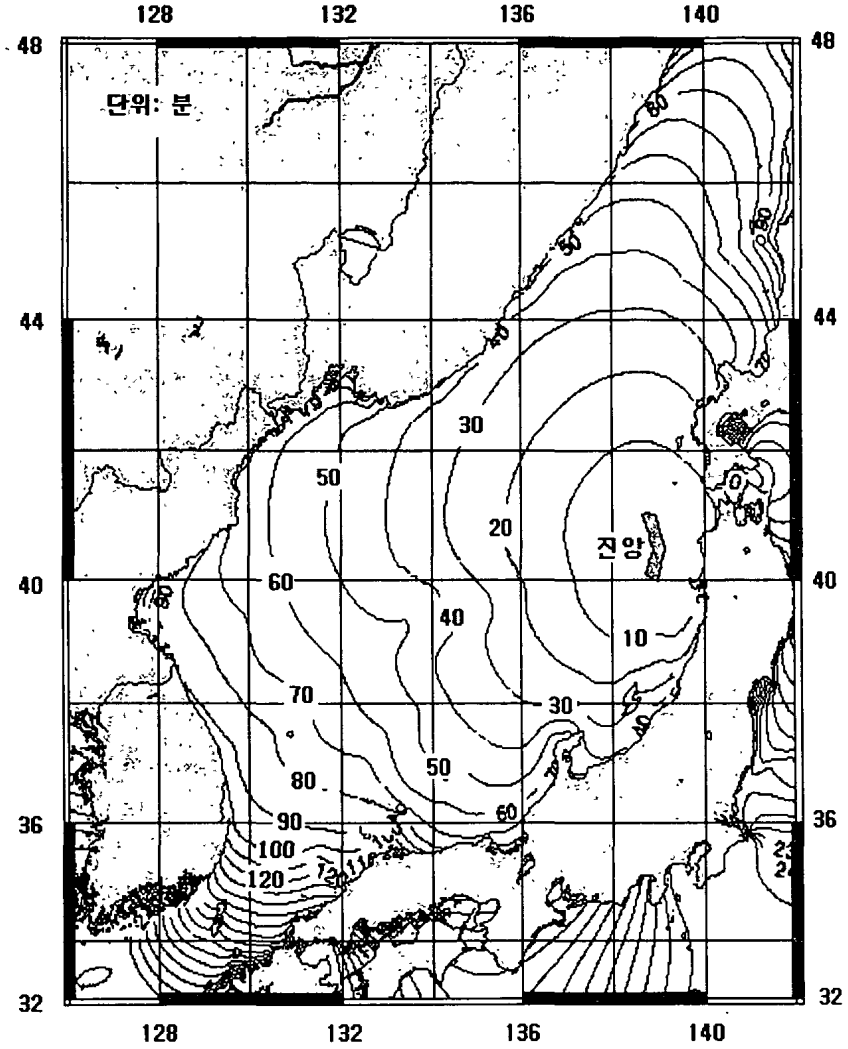


그림 1.7 아키다 지진해일 전파도 (진앙 : 40.4 °N, 139.1 °E)

1.2.3 지진의 강도[1)]

지진활동을 정량적으로 분석하기 위해서는 지진이 어디에서 발생하는가 하는 문제 이외에 지진의 크기 또는 발생에 수반된 에너지에 관한 분석이 필요하다. 지진의 크기는 보통 2가지 척도 즉, 진도와 규모로 표현되며, 이 중 진도의 개념이 먼저 도입되었다.

(1) 진도 (Intensity)

진도는 지진에 의한 지면진동의 효과에 의하여 몇 개의 계급으로 구분되는데, 보통 널리 이용되는 진도 표시체계는 일본 기상청(Japan Meteorological

1) 지진의 크기를 대표하는 수치로는 절대적 개념의 '규모'와 상대적 개념의 '진도'라는 용어가 사용되고 있으며, "지진의 강도"라는 용어는 사용하지 않으나, 본 연구에서는 규모와 진도를 모두 통칭하는 의미로 "강도"라는 용어를 사용하였다.

Agency)의 진도계급(JMA) (0-VII), 유럽의 로시-포렐(RF)진도계급(I-X), 그리고 아메리카 대륙에서 최근 많이 사용하고 있는 수정 머캘리(Modified Mercalli) 진도계급(MM) (I-XII), 이 밖에 동유럽에서 소련을 중심으로 발달한 MSK (Medvedev Sponheuer Karnik) 진도계급(I-XII)등이 있다. 진도는 지면진동의 효과를 기술하는데 이용되므로 진앙지 근처에서 가장 큰 값을 갖고 진앙에서 멀어질 수록 그 값이 감소한다. 일본 기상청 진도계급과 수정 머캘리 진도계급에 대한 설명은 표 1.2, 표 1.3과 같다.

(2) 규모 (Magnitude)

진도가 지면진동의 효과를 나타내는 데 비하여 규모는 지진이 발생했을 때 지진파의 파동으로 방출된 총 운동에너지와 관계되어 있다.

규모는 1935년 미국 지진학자 리히터(Richter)에 의하여 캘리포니아에서 발생하는 지진들의 크기를 적당한 방법으로 구분하기 위하여 제안되었다. 그리고 리히터가 제안한 규모는 지진발생 시 방출된 총 파동에너지와 연관시킬 수 있음이 발견되었다. 리히터 규모 이외에도 표면파나 실체파를 이용하여 결정하는 표면파규모 또는 실체파규모도 제안되었다.

리히터는 캘리포니아에서 발생한 지진들에 대하여 진앙으로부터 100km 떨어진 곳에 위치한 Wood-Anderson형의 지진계에 기록된 지진파의 최대 폭을 micron ($10^{-6}cm$) 단위로 측정한 값의 상용대수를 취하여 규모로 정의하였다. 캘리포니아에서 지진파의 최대파장이 거리에 대하여 특정한 양상으로 감소하므로 이 방법은 다른 진앙거리에 대하여 연장할 수 있다. 또한 Wood-Anderson 지진계의 증폭율을 이용하여 지진계에 기록된 최대진폭을 실제 지면진동의 진폭으로 환원시킬 수 있으므로 리히터 규모는 다른 형의 지진계를 이용하여도 결정할 수 있다. 리히터의 규모는 지진파의 진폭이 거리에 따라 감소되는 율이 고려되었으므로 어떤 진앙거리에서 발생하는 천발지진의 경우 표면파규모를 결정하여 이용한다. 그러나 심발지진의 경우 표면파의 진폭이 매우 작으므로 실체파 규모로 계산한다. 이상적으로 리히터 규모, 표면파규모, 실제파 규모가 모두 동일한 값을 갖도록 조정되었으나 실제로는 계산한 값에 다소의 차이가 난다.

지진 규모 M과 지진에 의하여 방출된 에너지 E사이에는 다음과 같은 관계가 성립된다.

$$\log E = 11.8 + 1.5M \quad (Gutenberg\ \&\ Richter) \tag{1.1}$$

이 식에서 규모 M은 리히터 규모이고, E의 단위는 erg이다.

규모는 지진에너지를 표현하는 정량적인 양이고, 진도는 단지 지면진동의 효과만을 기술하는 척도에 지나지 않지만 이들 사이에 경험적인 관계식이 제시되었다. 예로서 캘리포니아에서 발생하는 지진에 대하여 MM진도 계급에 의한 최

대진도 I_{mm}와 리히터 규모 M 사이에 다음과 같은 경험식이 제시되었다.

$$M = 1 + 2/3\, I_{mm} \quad (Gutenberg\ \&\ Richter) \tag{1.2}$$

진도 I_{mm}와 지반가속도 $a(m/\sec^2)$사이에는 다음과 같은 관계식도 제시되었다.

$$\log a_h = 0.014 + 0.30 I_{mm} \quad (Trifunac\ \&\ Brady) \tag{1.3}$$

상기의 규모-진도, 진도-가속도의 관계식들은 지역에 따라 수집된 지진자료에 따라 다르게 표현될 수 있다.

표 1.2 일본기상청의 진도계급 (JMA)

진도	명 칭	해 설	가속 (g)
0	무감각	인체에 느껴지지 않고 지진계에만 기록되는 정도의 지진	0.0008 이하
I	미 진	정지하고 있는 사람이나 지진에 주의 깊은 사람에게만 느껴지는 정도의 지진	0.0008 - 0.002
II	경 진	많은 사람에게 느껴지며 창문이 약간 움직이는 것을 알 수 있는 정도의 지진	0.0025 - 0.008
III	약 진	가옥이 흔들리고 창문이 덜거덕거리며 전등처럼 매달려 있는 물체가 심하게 흔들리며 그릇 안의 수면이 움직이는 것을 알 수 있는 정도의 지진	0.008 - 0.025
IV	중 진	가옥이 심하게 흔들리며 불안정한 꽃병이 넘어지고 그릇 안의 물이 넘쳐흐른다. 또 보행자도 느끼며 많은 사람이 집밖으로 뛰어 나오는 정도의 지진	0.025 - 0.08
V	강 진	벽이 갈라지고 비석, 돌등이 넘어지며, 굴뚝, 돌담이 파손되는 정도의 지진	0.08 - 0.25
VI	열 진	무너지는 가옥이 30% 이하이며, 산사태가 일어나고 지면이 갈라지며 사람이 서 있을 수 없는 정도의 지진	0.25 - 0.4
VII	격 진	무너지는 가옥이 30% 이상이며, 산사태가 일어나고 지면이 갈라지며, 단층이 생기는 정도의 지진	0.4 이상

표 1.3 수정 머캘리 진도계급 (MM)

진 도	일 어 나 는 현 상
I	민감한 기구에 의해 감지된다.
II	구조물의 상층에 있는 소수의 사람들에 의해서 느껴진다.
III	실내에서 느낄 수 있으며, 지진으로 인식하지 못할 수도 있다.
IV	실내에서 대부분 느낄 수 있으나 실외에서는 일부 느낄 수 있다. 창문, 그릇이나 문이 흔들리고 정지하고 있는 자동차가 흔들린다.
V	거의 모든 사람들이 느끼며, 잠자는 사람을 깨운다. 약간의 그릇과 창문이 깨진다.
VI	모두가 느끼며 놀라서 실외로 나온다. 벽의 흙이나 석회 등이 떨어지며 굴뚝이 피해를 입는다.
VII	보통 구조물은 일부 피해를 입는다. 운전중인 사람이 느낄 수 있다.
VIII	무거운 가구가 넘어지며 굴뚝, 벽 등이 무너진다. 자동차의 운전에 지장을 받는다.
IX	잘 설계된 구조물이 기울어지고, 일반구조물에 큰 피해를 주고 일부 붕괴된다. 땅은 금이 가고 지하 파이프가 부러진다.
X	대부분의 목조 구조물이 피해를 입고 석조구조물이 무너진다. 땅은 심하게 금이 가고, 철로가 휘어진다. 산사태가 일어난다.
XI	잘 설계된 일부구조물이 남아있고, 다리가 부서지고, 땅에 넓은 균열이 간다. 지하 파이프가 완전히 부서지고 산사태가 일어나며 철로가 심하게 휘어진다.
XII	전면적인 피해가 발생하며, 지표면의 흔들림이 육안으로 보인다. 시야와 수평선이 뒤틀리고 물체가 하늘로 튀어 오른다.

지진발생의 통계적 분석에 있어 중요한 문제는 규모와 발생빈도와의 관계이다.

Gutenberg와 Ritchter의 다음 관계식이 규모-발생빈도와의 일반적인 표현으로 되어있다.

$$\log N = a - bM \tag{1.4}$$

이 식에서 a와 b는 상수이고, N은 리히터 규모 M 또는 그 이상의 지진발생수이다. a값은 지역에 따라 취급기간에 따라 다른 값을 갖으나 b값은 전세계적으로 대략 0.9에 가까운 값이라는 것이 발견되었다. 또한 화산활동과 연관된 지진활동에서 b값은 1을 넘는 큰 값을 갖게 됨도 발견되었다.

규모가 1 증가함에 따라 에너지는 약 $31(=10^{1.5})$배 이상 증가하므로 실제로 전세계의 지진활동은 에너지 측면에서 볼 때 큰 규모의 지진발생에 절대적인 영향을 받게 된다. 다음 표 1.4는 각 지역의 진도계급과 규모와의 관계를 나타낸 것이다.

표 1.4 진도계급과 규모와의 관계

진	MM	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
	JMA	I			II	III	IV	V		VI		VII	
	RF	II	III	IV	V	VI	VII	VII	VIII	IX	X		
도	MSK	II		III	IV		V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
규 모		2		3	4		5		6		7	8	
가속도(g)		0.008 ~ 0.002			0.0025 ~ 0.008	0.008 ~ 0.025	0.025 ~ 0.08	0.08~0.25		0.25~0.4		0.4 이상	

1.2.4 지진의 예보

(1) 지진의 전조

전진활동을 비롯하여, 지진이 발생하기 전에 일어나는 몇 가지 전조현상이 임박한 지진을 예보하는데 도움을 줄 수 있는 경우가 있다. 이를 이용하여 대형 지진이 발생하기 전에 통보를 하여 주민들을 대피시키는 연구가 여러 국가에서 수행되고 있으나 아직 실용적이 되기에는 어려움이 많은 실정이다. 그림 1.8은 일반적으로 대규모 지진이 발생하기 전에 나타나는 전조현상들을 알기 쉽게 도시한 것이다.

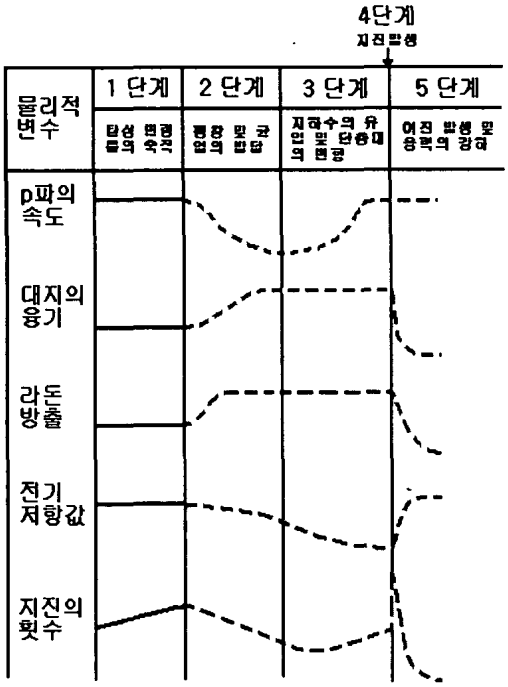


그림 1.8 지진예보로 간주되는 물리적 현상들

① 지진파 P파의 속도

지진이 발생하기 전에 전조로서 나타나는 P파 속도의 변화는 지진학자들에게 있어 매우 중요한 관심의 대상이 되고 있다. 이 현상이 일어나는 원리는 간단하다. 지진이 발생하기 전에는 암석의 성분이 변하기 때문에 지진파의 속도도 변화하는 것이다. 예를 들어 약 20km 지역에서 P파의 속도가 10% 정도 변화한다면 이 지역을 가로지르는 P파의 도달시간은 0.4초 가량 변화한다. 이 정도의 변화는 현대의 시계 및 지진계로 쉽게 파악할 수 있다. 이러한 지진정보는 1962년 소련의 타지키스탄 지진의 전조로서 발표된 바 있다.

② 지평면 수준의 변화

지진의 전조로서 나타나는 두 번째 현상은 지표가 기울어지거나 융기하는 등 수준면의 변화가 나타나는 것이다. 이는 일본에서 1964년 Nigata 지진 때 중요한 전조로서 나타난 바 있다. 그러나 1960년대 캘리포니아의 경우처럼 적어도 150km에 걸쳐 최대 35cm정도의 융기가 관찰되었는데도 지진이 일어나지 않은 경우도 있다.

③ 라돈 가스 방출

지진현상의 세 번째 전조는 활성단층일대를 따라 대기 중으로 불활성 가스인 라돈이 방출되는 것이다. 이 현상은 구소련에서 여러 차례 보고된 바 있다.

④ 암석의 전기저항값

관심의 대상이 되는 네 번째 변수는 암석의 비저항값이다. 실험실에서 물로 포화된 화강암 등의 암석을 고압력 하에서 볼 경우 파쇄부위에서 저항 값이 상당히 크게 변화하는 것을 알 수 있다. 구소련, 중국, 일본, 미국 등의 현장실험에서도 이 현상을 계속 연구하고 있다. 앞으로 더 연구가 필요하나 현재까지의 실험결과는 고무적인 것으로 보인다.

⑤ 지진활동 비율의 변화

지진활동 비율의 변화가 다섯 번째의 변수이다. 간단히 말하여 큰 지진과 작은 지진의 비율에 변화가 일며 보통 작은 지진의 횟수가 늘어난다. 이러한 변화는 1975년에 오로빌 지진과 중국 만주지진에서 관찰되었으며 1976년 9월초 이탈리아에서도 이 현상을 통하여 지진예보에 성공한 바 있다.

그림 1.8에서 보듯이 지진현상은 다섯 가지 단계로 나뉜다. 첫 번째 단계는 구조적 힘 아래에서 탄성 변형이 점차 축적되는 기간이다. 두 번째는 단층대의 암석에서 쪼개짐이 일어나기 시작하면서 전체 부피가 늘어나는 단계이다. 세 번째는 주위의 암석들로부터 미세균열과 공극을 통하여 지하수가 침투하여 불안

전한 상황이 되는 단계이다. 지하수가 균열사이를 메우면 이 지역을 지나는 P파 속도가 다시 빨라지고 지표면이 융기하며 라돈 가스가 균열 틈을 따라 방출되고 전기저항 값이 낮아진다. 네 번째 단계는 지진이 일어나는 것이고 다섯 번째는 이 지역에서 많은 후속지진들이 일어나는 단계이다. 그러나 모든 지진들이 이 단계를 전부 거치는 것은 물론 아니다.

1.2.5 한반도의 지진 활동

(1) 한반도의 지질

한반도의 지질은 선 캄브리아기의 암류이며 몇 개의 퇴적분지로 구성되며, 북부의 평북-개마육괴와 중부의 경기육괴 사이에 고생대의 평안분지가 놓여 있으며 옥천지향사는 경기육괴와 소백산육괴 사이에 위치해 있다. 옥천지향사는 북동주의 고생대 퇴적암으로 이루어진 비변성구(태백산 분지)와 남서부의 옥천변성구로 나누어진다.

중생대 및 신생대 제3기의 지층을 포함한 두만강 트라프와 경상분지는 각각 한반도의 북동부와 남동부에 위치한다. 경상분지 동쪽 끝의 포항분지는 신생대 제3기층으로 구성되어 있다. 서울과 원산을 연결하는 추가령지구대에는 신생대 제4기의 현무암이 분포해 있다. 선 캄브리아기의 변성퇴적층, 주로 화강질 편마암과 결정편암으로 된 기반누층이 한반도의 반 이상이나 분포한다. 이 기반누층에는 단순한 조륙운동(Eperiogenic Movement)이 발생하여 비교적 안정한 지각상태로 머물러 있다.

고생대 퇴적분지인 평안분지와 태백분지에는 캄브리아-오도비스기의 조선대층군의 퇴적이 있었고 그후 오도비스 중기에는 석탄후기까지 대결층이 있었다. 석탄기 후기부터는 해성층이 퇴적되었고 이첩기의 초기에는 비해성층의 퇴적이 계속되어 평안대층군을 형성하게 되었다. 이들 지층은 삼첩기의 초기에서 중기까지 송림변동을 받았다. 이 영향으로 평안분지의 퇴적층에도 습곡작용이 일어났으나 한반도 남부의 태백산분지 내에는 단순한 선유 또는 경동이 발생하였다. 송림변동 후 삼첩기 후기에서 쥬라기 초기에 걸쳐 대동대층군의 비해성층이 태백산분지의 서남부 옥마산 트라프, 김포지역에 퇴적되었다. 쥬라기 중기에서 백악기의 초기에 걸쳐 대보운동이 한반도 중부에 주로 분포하고 있는 대보화강암류의 관입이 뒤따랐고 대규모 습곡작용과 변성작용이 발생한다. 옥천변성구는 이때 이루어졌다.

격렬한 대보운동이 있는 후 다시 평온한 시기가 지속되다가 백악기 말기에 화산활동이 있었으며, 다시 암주 상의 대규모 화강암류(불국사화강암류)의 관입이 있었다. 삼첩기 초기의 송림변동에서 쥬라기의 대보운동을 거쳐 백악기 말기에 이른 화산활동까지는 한반도에서 대지곡운동의 시기이다. 제4기에는 백두산을 중심으로 하여 용암대지와 추가령지구대, 제주도 및 울릉도에서 화산운동이

있었다. 이와 같이 한반도의 지각두께는 대략 35*km*정도이며, 전체적으로 지각 평형을 이루고 있음이 밝혀졌다.

한반도 북동부의 두만강 트라프, 함북육괴, 마천령지향사, 평북-개마육괴 등은 중생대 이후에 지각변동을 거의 받지 않은 안정한 지각으로 되어 있다. 이외의 지역은 중생대에 송림변동, 대보운동, 불국사화강암류의 관입에 따른 격심한 지각변동을 받아 지각에 수많은 단층이 존재한다. 이 단층들에서 한반도에 작용하는 지구조력에 의하여 지진이 발생한다고 볼 수 있다.

경산분지, 소백산육괴, 옥천지향사 내의 주요단층과 추정단층(Inferred Fault) 및 이들 지체구조경계(Tectonic Boundary)를 따라서 지진이 많이 발생하였음을 볼 수 있다. 경기육괴, 평안분지 및 평북육괴에서도 주요 단층 및 지체구조경계에서 지진들이 발생하나, 이 지체구조경계 서부의 지진활동이 동부에 비하여 더욱 높음을 알 수 있다. 이는 한반도 지진활동의 주 에너지원이 Himalaya에서 Eurasian 판과 Australia-India 판이 충돌하여 전파해 오는 지구조력이기 때문이다.

한반도의 지각구조는 Comrad 면, Moho 면 및 저속도 층으로 구분할 수 있다. 그리고, 이들 각층의 깊이는 15*km*, 32*km*, 55*km*, 75*km*이다. 각층의 P파와 S파의 속도는 지표에서부터 각각 5.98*km*/sec와 3.40*km*/sec, 6.83*km*/sec와 3.79*km*/sec, 7.95*km*/sec와 4.58*km*/sec 그리고 미지속도를 가지고 있는 저속도 층과 그 밑의 속도는 8.73*km*/sec, 5.05*km*/sec 이다. 따라서 한반도 내에서 일어나는 지진의 진원깊이는 대부분 70*km*미만의 지각내부에서 일어나는 천발지진이며 판 내부에서 발생하는 판중지진(Intra-Plate Earthquake)의 특성으로 주향운동의 메커니즘을 보여주는 것이 특색이다. 그러나, 한반도에서 일어나는 지진의 메커니즘을 평가하는데 가장 어려운 점은 지진메커니즘을 분석할 수 있는 중규모 이상의 계기지진관측이 거의 없었다는 사실이다. 따라서 이를 보충하기 위해 공동진앙(Common Epicenter)개념을 고려하여, 초기운동(Initial Motion)의 압축과 팽창을 한 평면 위에 나타내어 전체적인 한반도 지진운동의 응력분포를 찾아보는 방법이 이용되고 있다.

(2) 한반도의 지진 활동

우리 나라의 지진활동은 크게 분류해서 역사적 기록에 의한 지진과 근래의 지진계로 측량 기록된 지진으로 나눌 수 있다. 한반도의 지진 자료는 삼국시대로부터 이조 말까지의 사료에 기록된 역사지진과 1905년 인천에 국내 최초로 지진계가 설치된 이후의 계기지진으로 나눌 수 있다. 역사적 지진기록은 주로 삼국사기, 고려사, 국조보감 등에 기록되어 있다. 이들 역사기록에 의하면 우리나라의 지진활동은 13세기까지는 안정된 상태였으며, 그 이후부터는 점차 증가하여 16, 17세기에는 매우 활발한 상태였다. 그후 18세기 중엽부터 20세기초까

지는 다시 지진휴지기이었던 것으로 보인다. 역사지진과 계기지진에 의한 한반도에서의 지진발생회수는 1985년 6월까지 2,729회에 달하고 있으며, 최초의 한반도의 지진은 서기 2년 만주 졸본에서 발생한 것으로 기록되어있다. 삼국시대에도 많은 지진기록이 있는 데 구조물에 피해를 줄 수 있는 MM VII이상의 지진만 16회 발생하였다. 특히 경주 근처에서 MM VIII이상의 지진이 무려 10회나 발생하였는데 이것은 부산 근처에서 양산, 경주를 지나 영덕으로 이어지는 양산단층이 활성단층임을 시사한다. 고려시대의 지진자료는 총 170회의 기록이 있으며 MM VII이상의 지진도 13회 발생하였다. 고려시대 이후, 조선시대에서 현재까지의 MM V이상의 주요지진을 살펴보면 경상도 및 충청도 일대에서는 역사지진과 계기지진으로 관측할 수 있었으나 경기도나 서울지역에서는 과거에는 많은 지진이 발생하였으나, 최근에는 뚜렷한 계기지진은 하나도 관측되지 않고 있다. 이러한 사실로 볼 때 남부지역은 변형에너지의 축적과 방출이 어느 정도 균형을 이루었다고 볼 수 있지만 중부지역은 에너지의 축적만이 계속되어온 지진정지기로 간주된다. 최근 지진발생지역은 남부지역(충청도 이남), 중부지역(서울, 경기, 황해남부, 강원도 일부) 및 서북부(황해북부, 평안도)의 3지역으로 나뉘어지며 남부지역은 정지기를 벗어나 축적되어 있던 변형에너지를 방출한다고 판단된다. 서북부 지역도 지진 정지기를 벗어나 탄성에너지의 방출이 있었다. 그러나 중부지역에서는 과거의 활발했던 지진기록에도 불구하고 최근 200년 동안은 뚜렷한 지진현상이 없었다. 따라서 지진정지기에 들어 있다고 볼 수 있기 때문에 언젠가는 축적된 변형에너지가 방출될 것으로 보이며 이에 대한 대비를 철저히 하여야 할 것으로 보인다.

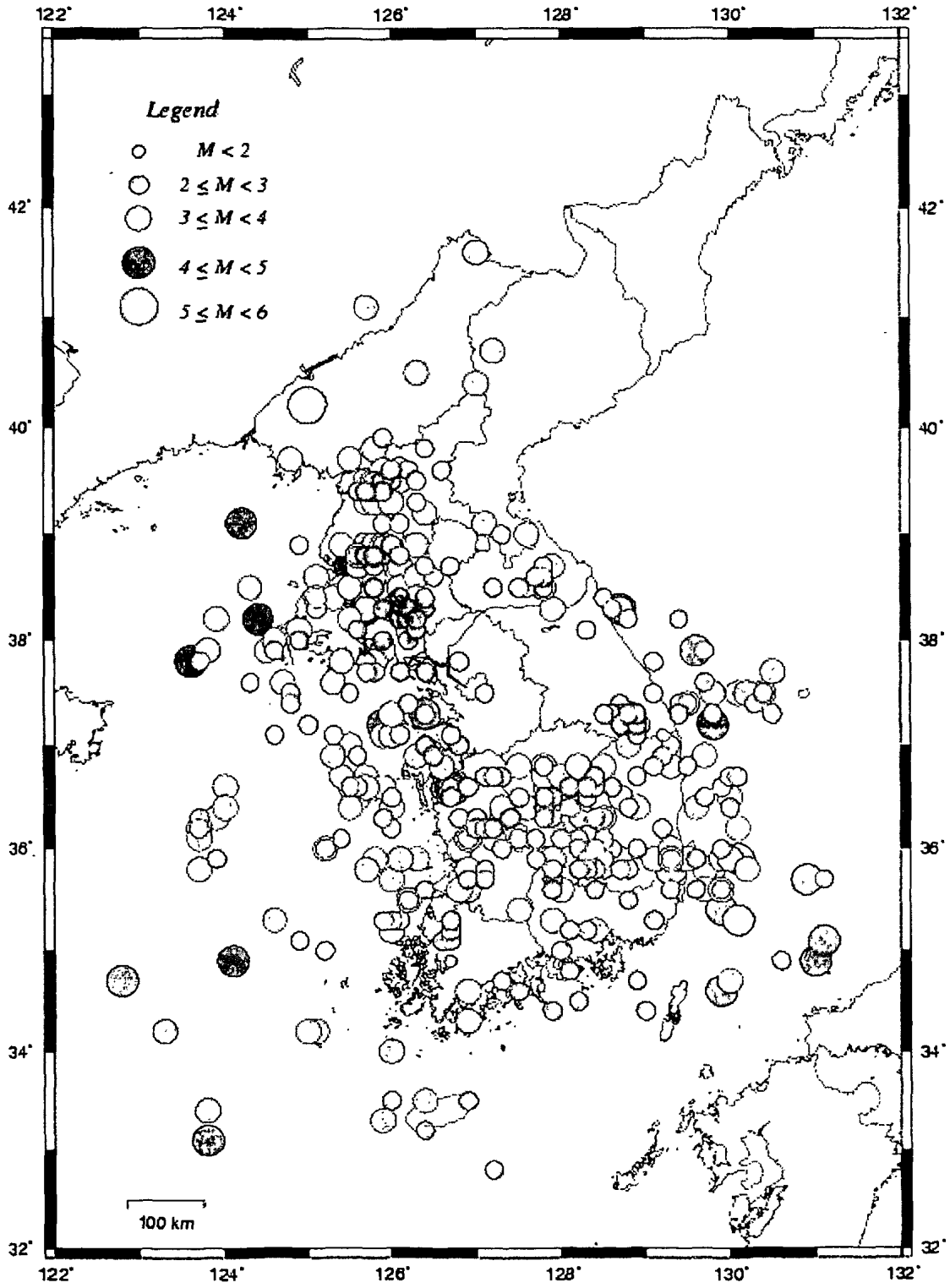


그림 1.9 한반도의 진앙분포도(1978~2000년)

표 1.5 연도별·규모별 지진발생 빈도

규모 / 년	6>M≥5			5>M≥4			4>M≥3			3>M			총 계		
	남	북	계	남	북	계	남	북	계	남	북	계	남	북	계
1978	2		2	2		2	1		1	1		1	4	2	6
1979				1		1	10	6	16	3	2	5	14	8	22
1980	1		1				1	4	5	3	7	10	4	12	16
1981				1		1	2	7	9	3	2	5	6	9	15
1982				2	1	3	6	2	8	2		2	10	3	13
1983					1	1	4	5	9	2	8	10	6	14	20
1984							4	3	7	8	4	12	12	7	19
1985				2		2	4	5	9	5	10	15	11	15	26
1986							11	1	12	1	2	3	12	3	15
1987					1	1	3		3	2	5	7	5	6	11
1988								4	4	2		2	2	4	6
1989							2	11	13		3	3	2	14	16
1990							1	2	3	6	6	12	7	8	15
1991							7		7	10	2	12	17	2	19
1992				3		3	1	3	4	8		8	12	3	15
1993				1		1	5	2	7	11	4	15	17	6	23
1994				4		4	4	3	7	12	2	14	20	5	25
1995				1		1	7	3	10	11	7	18	19	10	29
1996				2		2	8	4	12	21	4	25	31	8	39
1997				1		1	6	1	7	12	1	13	19	2	21
1998				1		1	4	2	6	23	2	25	28	4	32
1999				1		1	14	1	15	20	1	21	35	2	37
2000							5	3	8	17	4	21	22	7	29
총 계	2	1	3	20	5	25	110	72	182	183	76	259	315	154	469

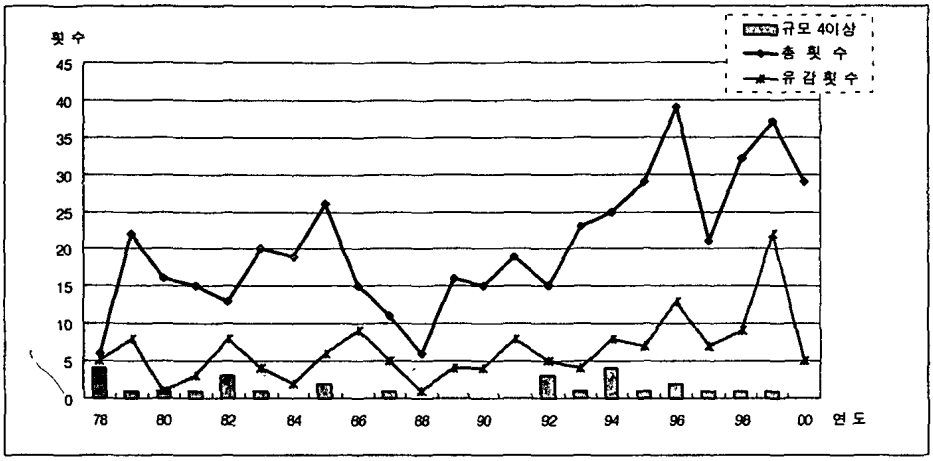


그림 1.10 연도별 지진발생 추이 (기상청 자료)

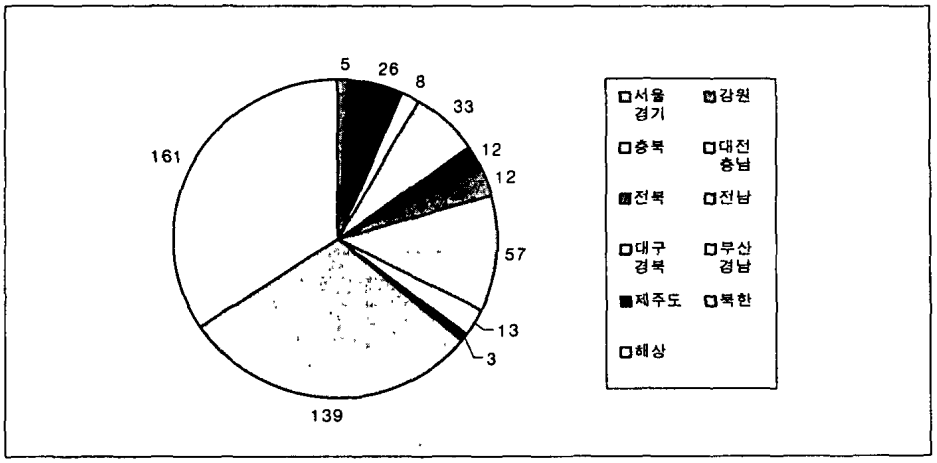


그림 1.11 지역별 지진발생 빈도(기상청자료)

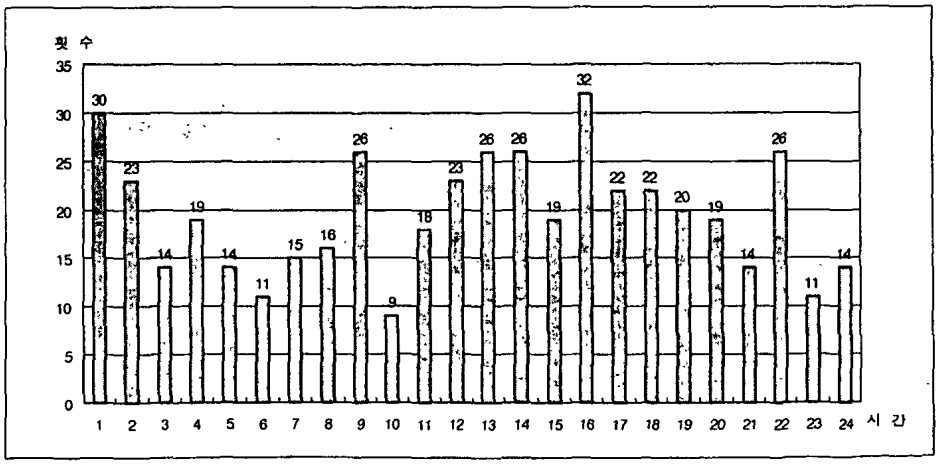


그림 1.12 시간별 지진발생 빈도 (기상청 자료)

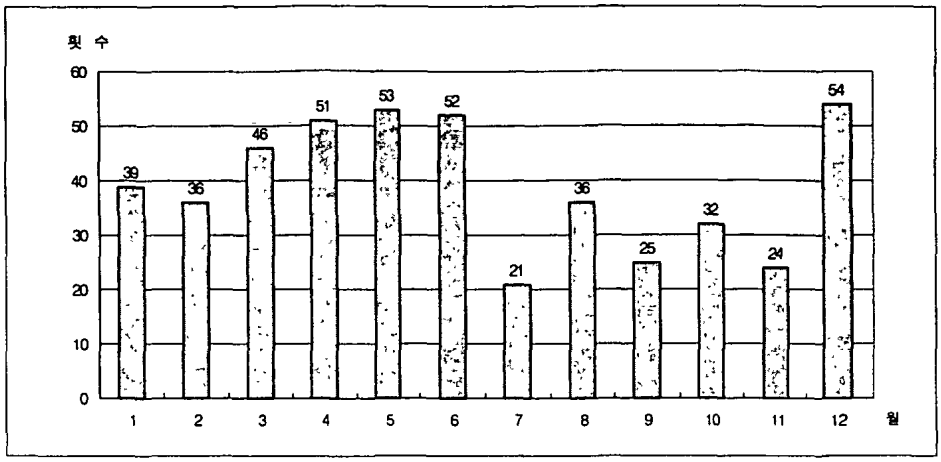


그림 1.13 월별 지진발생 빈도 (기상청 자료)

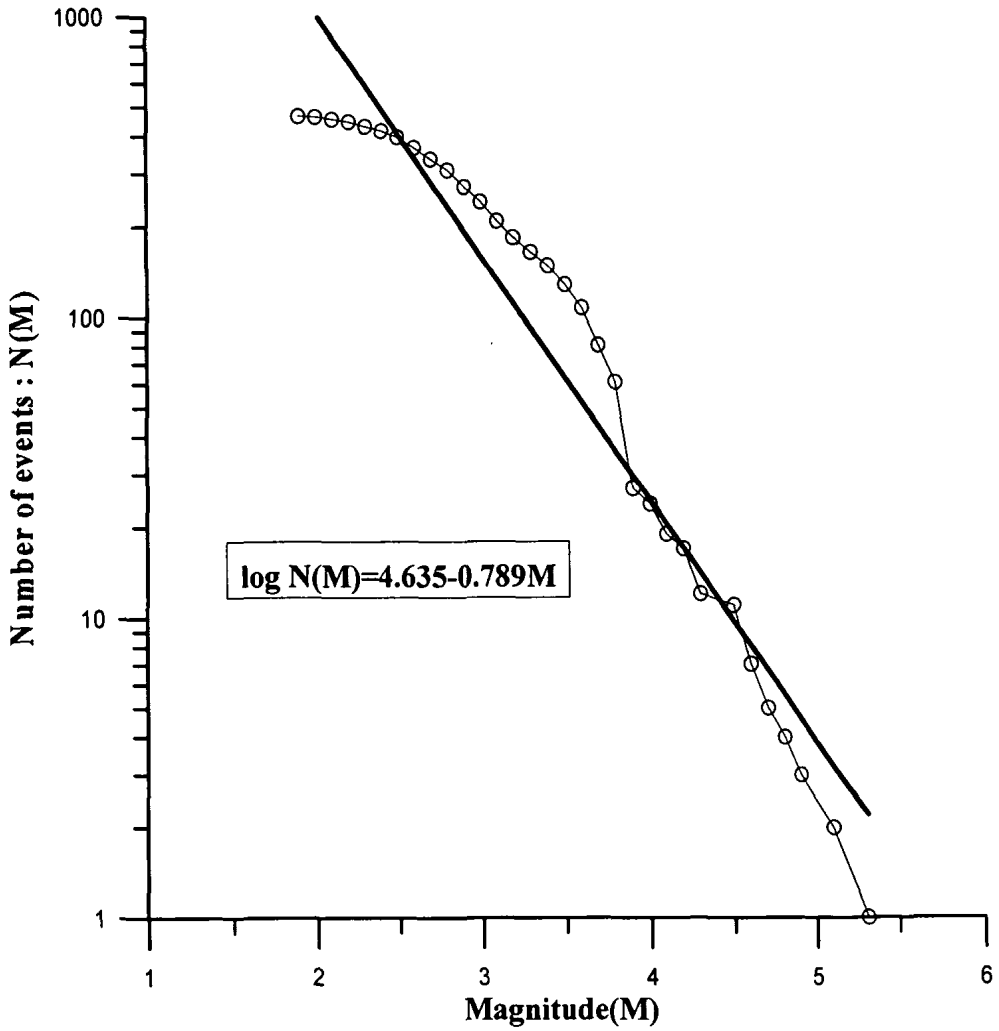


그림 1.14 규모별 누적도수 분포

(3) 한반도 지진 특성

한반도의 지진성향을 분석하는데는 여러 가지 학설이 제시되어 있어나 외국의 유효지진지역과 마찬가지로 명확한 지진발생 이유는 아직 규명되고 있지 못한 상태이다. 판 이론에 의하면 한반도는 유라시아판 내에 위치하여 태평양판이 일본해구에서 유라시아판 밑으로 비스듬히 침강하고 오스트레일리아-인도 판이 히말라야 산맥에서 유라시아판과 충돌함에 따라 이 판들의 상대운동으로 지진이 발생한다고 한다. 따라서 한반도에는 주로 진원깊이가 70km미만인 천발지진이 발생된다. 한반도 지진의 시간적인 지진발생 추이를 보면, 세계적인 지진추세와 같이 한반도에서도 15세기부터 17세기까지 지진활동이 활발한 후에 18세기 중엽부터는 지진휴지기에 들어갔다. 그러나 최근 20세기 중엽부터 다시 활발한 지진활동을 남부지역과 서부지역에서 관측할 수 있었는데, 이것을 지진에너지의 축적과 방출관계로 설명하면 200여 년의 지진휴지기 동안에 축적된 탄성변형에너지가 최근에 방출되고 있다고 볼 수 있다. 또한 현재까지의 지진발생 기록을 분석하면 대체로 다음과 같은 3가지의 지역별 특성으로 분류할 수 있다.

첫째, 서해안쪽에서 발생한 지진은 대부분이 JMA(Japan Meterological Agency) 진도 II 이하의 미진들로서 해안선을 따라 분포하며 깊이가 대개 60km인 천발지진이다. 이 지역에서는 강진들이 발생하지 않은 반면에 미진들의 발생빈도가 매우 높다.

둘째, 동해안에서는 대륙사면을 따라 진앙들이 선상분포로 영일만까지 와서 양산 단층과 만난다. 이 지역은 서해안에 비하여 미진들의 발생빈도가 매우 적으며, 북부동해안에서는 진원의 깊이가 500km이상인 심발지진들이 주로 발생되었다.

셋째, 북부내륙지방에서는 지진들이 거의 발생하지 않았으나 남부내륙지방에서는 미진뿐만 아니라 강진들도 많이 발생되었는데 남부지역의 지진은 단층선에 따른 응력집중현상과 관계 있다고 생각할 수 있다.

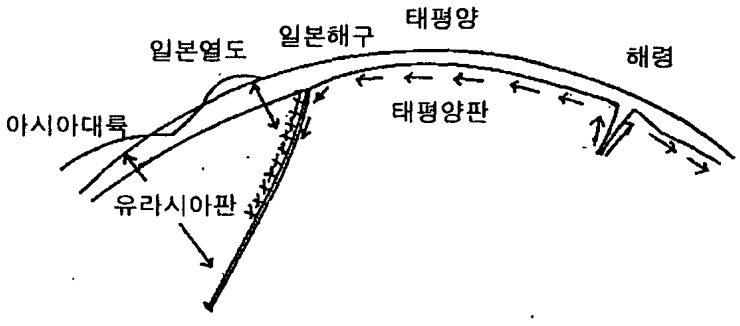


그림 1.15 판구조론에 의한 한반도 부근의 지각운동

1.2.6 한반도의 지진 위험도 분석 및 최대 지반 가속도의 산정

(1) 개요

지진에 의한 구조물의 안전검토 또는 내진설계 시에는 그 지역의 지진특성에 적합한 대표적인 지진하중을 평가하여야 한다. 지진하중은 일반하중과는 달리 발생확률은 낮은 반면에 하중의 크기는 매우 큰 특성을 가지고 있다. 따라서 지진하중을 산정하기 위해서는 어떤 지역의 지진발생 빈도와 크기 등을 고려한 확률론적 통계처리가 요구된다. 어떤 지역에서의 지진에 대한 위험도를 결정하는 방법으로서는 지반운동의 특성을 고려하여 작성된 유사한 구역들에 따라 지진위험구역을 나눈 지진위험도(地震危險圖)와 그에 따른 최대지반가속도를 설정하는 방법을 사용한다. 일반적으로 지진하중은 지진가속도의 시간이력곡선 또는 설계응답스펙트럼으로 표현된다.

(2) 지진 위험도 분석 방법

지진위험도 해석은 결정론적인 방법(Deterministic Approach, 보수적 방법)과 확률론적인 방법(Probabilistic Approach, 통계적 방법)으로 대별된다.

결정론적인 방법은 해당지역부근에 활동성단층(活動性斷層)의 유무에 따라 구별되며, 해당지역부근에 활동성단층이 가까이 있는 경우는 해당지역으로부터 가장 가까운 단층선상(斷層線上)의 한 지점을 과거에 발생된 최대지진의 진앙으로 설정하여, 거리에 따른 감쇠법칙(Attenuation Law)에 의하여 최대지반가속도를 구하며, 만일 해당지역에 활동성 단층이 없는 경우는 조사지역을 여러 개의 지진지체구조구(Seismic Tectonic Province)로 나누어 각 구조구에서의 최대지진을 이용하여 감쇠법칙에 의한 최대응답을 구함으로써 설계기준값을 구한다.

확률론적인 방법은 비교적 최근에 개발된 방법으로서 각 지점에서의 지진위험도에 대한 확률적 특성을 좀 더 적절히 나타낼 수 있는 장점이 있으므로 가장 널리 사용되고 있다. 이 방법은 넓은 지역을 일정한 간격의 (예 : $0.5^{\circ} \times 0.5^{\circ}$)격자로 나눈 후, 과거에 발생한 지진들이 각 격자 점에 미치는 지반가속도를 진앙과 격자 점간의 거리에 따른 에너지 감쇠효과를 고려하여 추산하며, 이 지반가속도의 통계적 분석을 통하여 각 격자 점에서의 최대지반가속도를 추정하며, 평가결과를 구역별로 표시한 경우와 등가속도 곡선을 사용한 경우가 있다. 이와 같은 방법에 의한 설계지반가속도의 결정은 어느 기간동안에 얼마 정도의 확률을 갖는 최대지반가속도를 설계지반가속도로 할 것인가를 결정해야 하는 데, 일반적으로 교량 또는 건축물과 같은 일반구조물에 대해서는 30년 또는 50년 동안에 초과확률 10%를 갖는 최대지반가속도를 사용하며, 국내 도로교설계기준의 경우 30년에 초과확률 10%로 설정된 지반가속도를 사용하고 있다. 그리고 원자력발전소와 같은 특수구조물에 대해서는 IAEA(International Atomic Energy Agency)에서의 SSE(Safe Shutdown Earthquake)에 대한 발생확률

은 단위년당 초과확률 10^{-4}로 정의하고 있으며 ANS(American Nuclear Society)에 의하면 SSE에 대한 발생확률은 단위년당 $10^{-4} \sim 10^{-6}$으로 제시하고 있다.

결정론적인 방법은 과거에 발생된 최대지진을 기준하여 해석함으로서 위험도가 비교적 높게 평가되는 단점이 있으므로 선진국에서는 주로 확률론에 근거한 확률적 방법을 내진설계에 적용하고 있다.

(3) 지진 위험도 연구 결과

한반도를 $1^\circ \times 1^\circ$ 크기의 격자로 나눈 후, 각 격자에 대하여 과거의 역사지진 및 계기지진에 의해 방출된 변형에너지를 산출한 후, 이 자료를 바탕으로 통계학적 방법에 의하여 지진위험도를 작성하였다. 지진자료는 AD1000년~1985년까지의 자료를 이용하였으며, Gutenberg-Richter식에 의해 지진재발빈도를 계산하고 거리에 따른 진도-감쇠식 대신에 변형에너지 분배방법을 사용하여 최대잠재지진의 가속도를 산정하였다. 최종 지진위험도의 구역 결정은 실용상의 편리성을 고려하여 국내의 도 단위 행정구역에 따라서 설정하였으며 그 방법은 다음과 같다.

① 변형에너지 방출조사

지진은 지각의 일부가 힘을 받아 변형되었다가 일정한 한계에 이르면 축적된 탄성에너지의 돌발적인 방출로 인하여 진동을 일으켜 전파해 나가는 현상이라 할 수 있다. 따라서 지진의 크기와 지진의 방출에너지의 상호관계를 고려하여 변형에너지 방출에 따른 지진의 크기를 추측할 수 있다. 한반도에서 변형에너지 방출 조사를 위해 위도 1°, 경도 1° 의 크기로 70개 구간으로 나누었다. 그리고, 각 구간에서의 지진 자료를 진도별로 합산하여 규모(Magnitude)와 방출에너지량과의 관계식인 $\log E = 11.8 + 1.5M$ 에 의해 변형에너지 방출량이 산출되었다. 구조물에 손상을 주는 정도인 규모(Magnitude) 4 이상의 지진의 영향을 고려하여 변형에너지 방출량을 나타내기 위해 상대 수치 개념인 $N-4$치를 도입하여 나타내면 각 구간별 변형에너지 방출량은 그림 1.16과 같다.

그림 1.16에서 관찰할 수 있듯이 행정구역상으로 경상도지방과 황해도 남부를 포함하는 경기도 연안지방이 변형에너지 방출이 가장 많다. 변형에너지 방출이 많다는 것은 지설 구조적 운동이 상대적으로 활발하다는 것을 말해주므로 지진위험이 크다는 것을 알 수 있다.

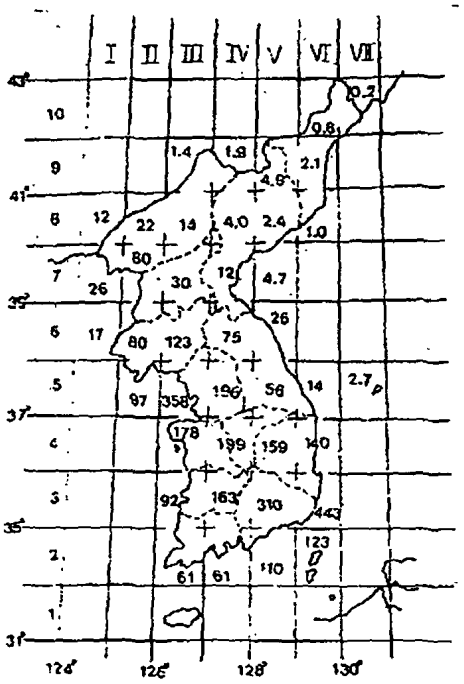


그림 1.16 누적변형에너지 방출량의 상대적 분포 (리히터 규모 4기준)

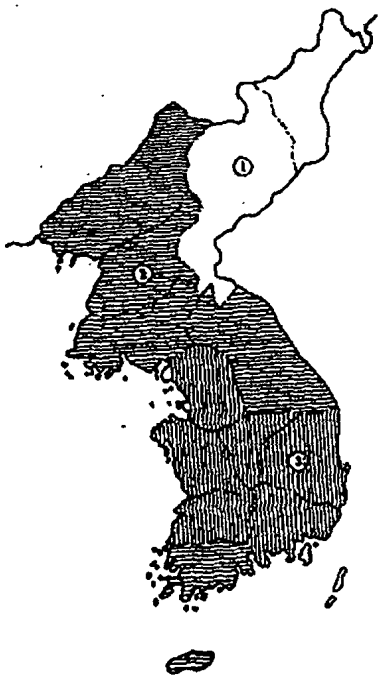


그림 1.17 500년 재현기의 최대가속도를 행정구역별로 표시한 한반도의 지진위험도

② 지진위험도와 지진 발생빈도

(a) 지진위험도(地震危險圖, Seismic Zoning Map)

내진설계를 위해서는 유사한 지진 발생 특성을 갖는 지역별로 임의 지역을 구분해 주는 지진위험도가 필요하다. 지질학적, 지진학적 정보로부터 지진위험도는 여러 등급으로 나누어진다. 가장 큰 등급으로서 지진위험도는 지진동의 여러 진도가 발생했거나 기대할 수 있는 지역 혹은 장소를 정해준다. 세계 여러 나라에서 사용되고 있는 지진위험도는 지질적 요소, 지진의 빈도와 규모, 역사적 진도, 그리고 세계 다른 지방의 지진으로부터 오는 주관적 외삽법에 기초를 두고 있다. 지도상에서 위험은 상대적 혹은 확률적 상태이다.

지진위험도를 작성하는 방법으로서 진도감쇠식(震度減衰式)의 이용이나 변형에너지 분배에 의한 경우가 있다. 그림 1.17[2]은 Gutenberg-Richter식에 의한 지진, 재발빈도를 계산한 통계적 방법으로 변형 에너지 분배를 이용하여 작성된 한반도의 지진위험도이다.

(b) 각 지역의 진도-빈도 관계

지진 특성을 나타내는 데는 변형에너지 방출량과 더불어 진도-빈도 관계가

2) 그림 1.17의 구역은 도로교설계 기준의 지진구역과는 별개임.

중요하다. 진도-빈도 관계식은 Richter의 식으로 표시할 수 있다.

$$\log N = a - b I_{mm} \tag{1.5}$$

여기서, I_{mm} ; 진도
N ; I_{mm}이상의 누적빈도
a, b ; 상수

③ 최대 지반가속도 (Peak Ground Acceleration)

내진설계를 목적으로 각 지역의 설계진도를 결정할 때 어느 기간 동안에 어느 정도의 발생확률을 갖는 진도를 설계진도로 하는가가 매우 중요하다.

일반 구조물에서 내진설계를 목적으로 사용하는 진도는 50년 이내에 비초과확률 90 %인 진도이다. 따라서 지진 발생이 우발적이고 Poisson분포를 갖는다고 가정하면 재현기 T_r년 중 k년째까지 지반가속도 a_h이하인 것이 발생할 누적확률인 비초과확률은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$C_k(a_h) = \frac{1}{e^{k/T_r}} \tag{1.6}$$

식 (1.6)을 이용하여 구한 재현기는 약 500년 정도가 된다. 즉, 50년 내에 비초과확률이 90%인 진도는 재현기 500년인 진도와 같다.

또한, 설계진도를 결정하는 데에는 재현기와 더불어 기준 면적이 중요하다. 설계진도란 재현기 T_r년에 어느 기준면적 내에 한번 초과 발생할 수 있는 진도를 말한다. 한 지진구역 내에서 지진의 빈도는 면적에 비례한다고 가정할 때 다음과 같은 관계가 성립한다.

$$\log N = a - b I_{mm} \tag{1.7}$$

여기서, I_{mm} ; 설계 진도
N ; 면적 A_Z 에서 T_t년동안에 발생할 누적빈도
a, b ; 상수

따라서 재현기 T_r년 동안 기준면적 A_s에서 발생할 지진의 빈도 N'는 다음과 같은 관계식이 성립한다.

$$N = \frac{N' \times A_Z \times T_t}{A_s \times T_r} \tag{1.8}$$

식 (1.8)에 $N' = 1$을 대입하면 T_r년 동안 A_s의 기준 면적에 한번 초과할 수 있는 설계진도를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$I_{mm} = \frac{a + \log A_s T_r - \log A_Z T_t}{b} \quad (1.9)$$

그림 1.18의 (a)는 10,000 km^2 의 면적에 재현기 500년인 일반 구조물의 각 구역에 대한 진도-빈도 관계 그래프이다.

설계진도가 결정되면 이것으로부터 내진설계에 직접적으로 필요한 최대지반가속도를 다음과 같은 진도-가속도 관계식으로 산출할 수 있다.

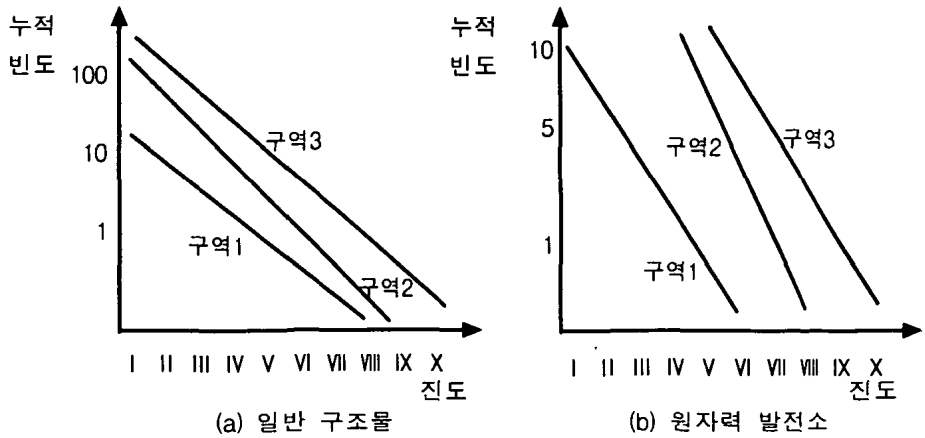
$$\log a_h = 0.014 + 0.30 I_{mm} \quad (Trifunac \ \& \ Brady) \quad (1.10)$$

이와 같이 구한 한반도에서의 각 지진위험구역에 대한 일반 구조물의 최대지반가속도는 표 1.6과 같다.

한편, 위와 같은 연구 과정에서 지진의 재현기를 300년(30년에 초과확률 10%)으로 하게 되면, 현재 도로교설계기준에 채택하고 있는 것과 같은 지역 II에서 최대지반가속도 $0.07g$와 지역 III에서의 최대지반가속도 $0.14g$를 얻을 수 있다.

표 1.6[3] 우리 나라에서 각 구조물의 최대지반가속도(g : 중력가속도)

지 역	최대 지반가속도	
	일반 구조물	원자력발전소
지 역 1	0.03 g	0.04 g
지 역 2	0.10 g	0.13 g
지 역 3	0.20 g	0.28 g



(a) 일반 구조물 (b) 원자력 발전소

그림 1.18 각 지역에 대한 진도-빈도 관계 그래프

3) 표1.6 및 그림 1.18의 지진구역은 도로교 설계기준의 지진구역과는 별개임.

1.2.7 한반도 인공지진 파형

구조물의 내진설계를 위한 설계지진하중을 결정하는 방법으로는 크게 실제 관측된 파형이나 여러 실측 파형을 조합한 인공 파형을 이용한 시간이력해석법과 지진파의 진동수 분포 특성과 지반의 동적 특성을 고려하여 작성된 스팩트럼을 이용한 응답스펙트럼해석법으로 나눌 수 있다. 구조물의 형태가 간단하고 모드간의 구분이 명확한 구조물의 선형해석에는 응답스펙트럼을 이용한 방법이 효과적이지만, 구조물의 형태가 복잡하여 모드간의 구분이 명확하지 못하여 연성거동(Coupling)이 발생하기 쉬운 구조물의 경우나, 높은 안전성이 요구되어 비선형해석에 의한 안전성 검토를 필요로 하는 구조물의 경우, 시간이력해석이 필수적이다. 이러한 시간이력해석을 위해서는 입력으로 사용되는 지진파의 시간이력곡선을 필요로 하는 데, 지진파의 통계적 특성(강도, 지속시간, 파형)이 지진의 발생원인, 진앙지와 피해지역 사이의 지질학적 특성, 피해지역의 국부적 지반형태 등에 따라 달라지므로 단 하나의 지진기록파형에 의한 구조물의 내진설계는 적절하지 못하다. 따라서 진앙거리, 강도(Intensity), 지속시간(Duration) 등에 따른 다양한 지진기록이 있어야 한다. 그러나 국내의 경우 계측지진자료의 부족과 부정확성을 때문에 실제 설계에 사용할 수 있는 지진파형이 없는 실정이다. 따라서 국내에 건설되는 중요구조물의 정확하고도 안전한 내진설계를 위해서는 한반도의 지진특성을 고려한 인공지진파의 작성이 필수적이라 하겠다.

(1) 인공지진파 작성의 기준설정

인공지진파에 실제지진파의 특성을 반영하기 위해서 한반도의 지진위험도 평가결과인 최대지반가속도와 지진계에 의해 관측된 지진파의 포락함수(Envelope Function) 및 유효지속시간, 그리고 지진의 진동수 분포특성을 분석하여 이를 이용하였다. 한반도의 지진특성을 분석한 결과에 의해서 지진파의 최대지진가속도의 크기를 타당성이 있는 $0.2g$로 택하였고 포락함수는 관측된 지진파가 속도-시간이력곡선이기 때문에 이 지진파로부터 분석된 포락함수를 사용하였다. 따라서 일반적으로 사용되고 있는 가속도-시간이력곡선의 포락함수를 이용한 작성방법과는 다른 방법을 거쳐 인공지진파형을 작성하였으며, 자료분석 결과에 따라 진앙지와 관측지의 거리에 따른 2가지 형태의 포락함수를 고려하였다. 유효지속시간은 한반도에서 발생된 지진의 최대규모($M=7$)로부터 일본의 지진학자 久田이 제시한 식을 이용하여 24초로 결정하였다.

$$\text{久田式 : } T = 10^{(M-2.5)/3.23}$$

여기서, T=유효지속시간, M=규모

지진의 진동수 분포특성을 한반도의 지진기록으로는 구할 수 없기 때문에 ATC-3의 표준지면응답스펙트럼을 단순하게 수정하여 토질층별로 작성한 설계

응답스펙트럼으로부터 반영시켰다.

(2) 인공지진파의 작성

인공지진파의 작성은 그림 1.19에 제시된 흐름도에서와 같이 속도-시간이력곡선의 포락함수를 반영시키는 과정, 설계응답스펙트럼에 인공지진파의 응답스펙트럼을 일치시키는 과정 및 최대가속도 값에 대한 수정과정, 그리고 인공속도-시간이력곡선의 기본선 보정 등을 반복 수행하여 이루어진다.

(3) 작성결과

그림 1.19의 흐름도와 같은 과정을 거쳐서 형태 I (진앙과 관측지가 비교적 가까운 경우)과 형태 II (진앙과 관측지가 먼 경우)의 두 가지 경우에 대하여 토질조건별로 그림 1.20~그림 1.23과 같은 인공지진파형을 작성하였다.

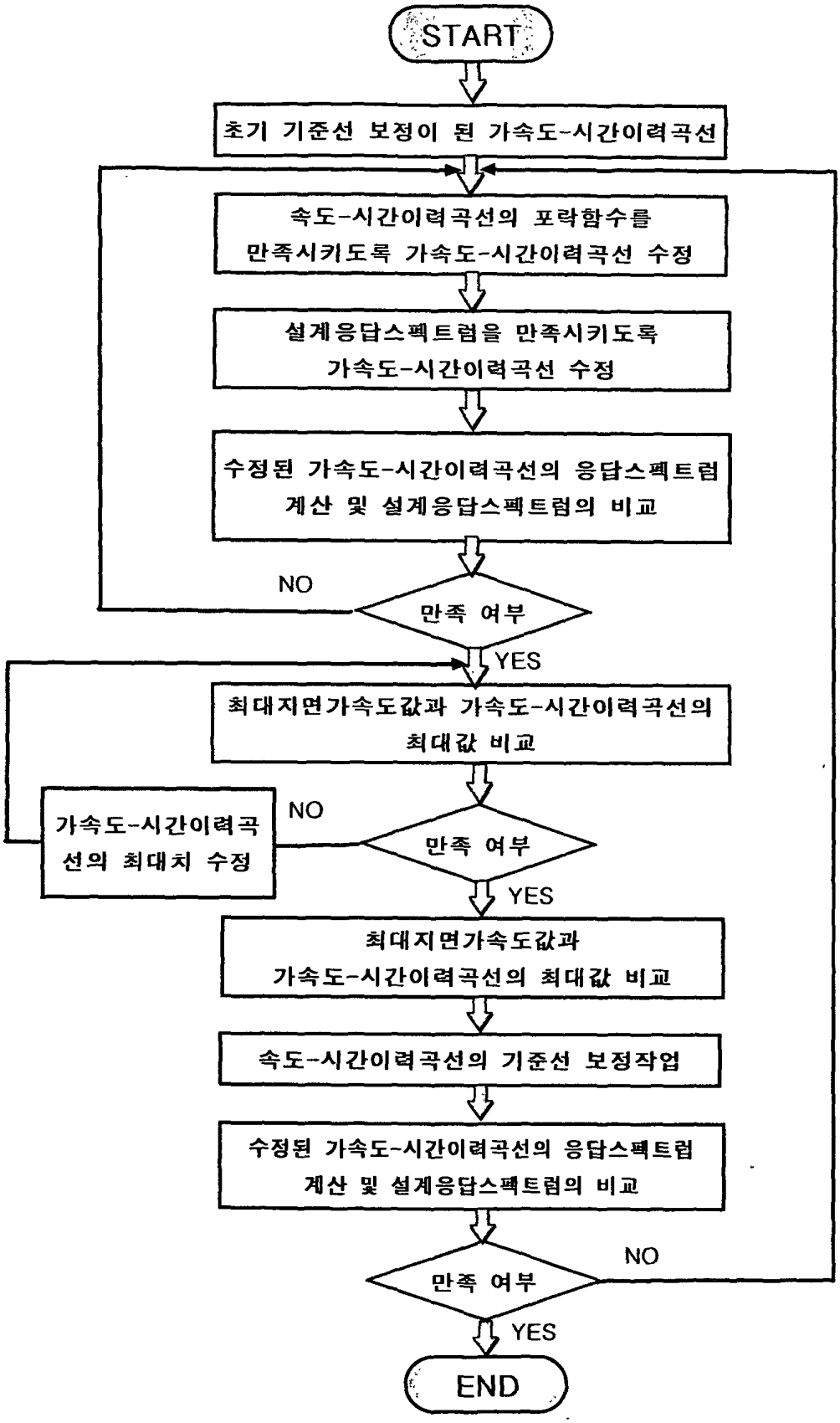


그림 1.19 인공지진파 작성의 흐름도

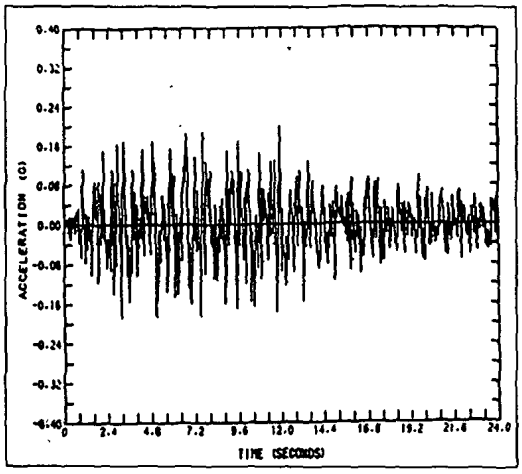


그림 1.20 작성된 형태 I의 인공지진파

지속시간= 24 sec, 토질층= 암반 또는 경질의 토층

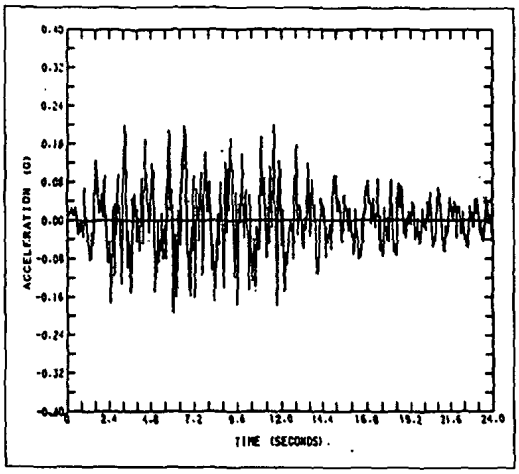


그림 1.21 작성된 형태 I의 인공지진파

지속시간= 24 sec, 토질층= 중간 굳기의 점토 또는 모래층

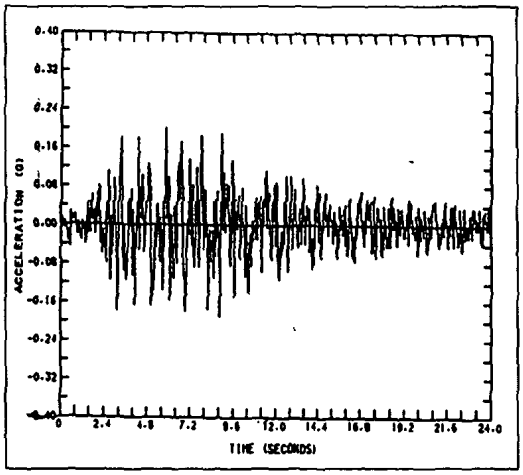


그림 1.22 작성된 형태 II의 인공지진파

지속시간= 24 sec, 토질층= 암반 또는 경질의 토층

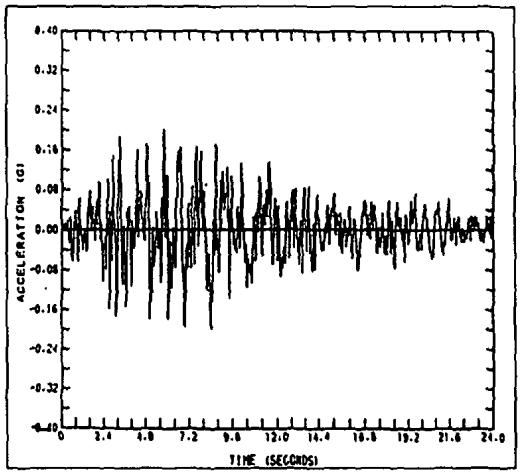


그림 1.23 작성된 형태 II의 인공지진파

지속시간= 24 sec, 토질층= 중간 굳기의 점토 또는 모래층

1.3 내진설계(Seismic Design)의 원칙

내진설계란 지진 시나 지진이 발생된 후에도 구조물이 안전성을 유지하고 그 기능을 발휘할 수 있도록 설계 시에 지진하중을 추가로 고려하여 설계를 수행하는 것이다.

선상구조물의 설계를 위한 하중은 사하중, 활하중, 토압, 수압, 부력, 지반변동에 해당하는 지진력 등이 있다. 선상구조물 같은 지중구조물의 특성은 관성력이 크게 작용하는 교량, 건축물과 같은 지상구조물과 다르게 생각하여야 한다. 지중구조물의 거동 특성이 지상구조물의 특성과 다른 점은 크게 두 가지이다. 첫째는 지중구조물의 진동이 지반의 진동보다 크지 않다는 점이다. 이는 지중구조물의 단위중량은 일반적으로 주변 지반의 단위중량보다 작거나 같으므로 관성력의 영향이 줄어들고 주변 지반에 둘러 싸여있으므로 구조물에서 주변 지반으로 소산되는 에너지, 즉 감쇠효과가 매우 크기 때문이다. 둘째는 지중구조물의 진동특성은 지중구조물이 주변 지반으로 둘러 싸여있기 때문에 지반의 운동과 밀접한 관계가 있다는 것이다. 이러한 지반운동으로는 지진파의 전달과 액상화, 단층 등의 영구지반변형이 있다. 옹벽 및 사면의 내진설계 시 고려되는 하중은 다음과 같다.

ⓐ 정적인 상태에서 파괴쐐기에 작용하는 하중
ⓑ 지진 시 파괴쐐기에 추가되는 등가횡방향력

옹벽 및 사면구조물의 내진해석은 지진파에 대한 지반의 응답특성을 고려해야 한다. 일반적으로 설계수평가속도는 기반암에서의 값으로 주어지는데, 기반암에서의 지진파는 표층을 지나면서 증폭현상이 발생한다. 지진 시 사면에 작용하는 하중은 지진파의 지표면 최대수평가속도에 따라 결정되므로 지진파가 표층을 지나면서 발생하는 증폭현상을 고려하는 것은 매우 중요하다. 등가정적하중을 결정하는 기준이 되는 지표면 최대수평가속도는 지반의 지진응답해석을 통하여 얻는다. 지표면 최대수평가속도로는 지진파의 증폭을 지층의 종류에 따라 고려한 설계수평지진계수를 사용할 수 있다. 그러나 표층이 $30m$ 이상 존재하거나 느슨한 사질토 지반인 경우 지진파가 크게 증폭될 수 있으므로 지반응답특성을 검토해야 한다. 특히 액상화가 발생할 수 있는 포화된 느슨한 사질토층이 있는 경우에는 지진파로 인한 액상화 발생여부를 검토해야 한다.

일반적으로 구조물의 설계 시에 영구하중이나 일반적인 활하중에 대해서는 구조물이 설계수명 동안 그 기능을 충분히 발휘하게 하기 위하여 완전탄성거동을 하도록 설계를 하지만 지진하중과 같이 하중의 크기에 비하여 발생빈도가 낮은 하중에 대해서 완전탄성거동을 하게 설계하게 되면 비경제적일 수가 있다. 따라서 지진하중에 대해서는 어느 정도 손상을 허용하는 설계를 하게 되는데 그 원칙은 다음과 같다.

ⓐ 기능수행수준 : 중간 이하의 규모를 가진 지진에 대해서는 구조부재들이 탄성영역 내에서 저항하여 심각한 손상을 입지 않아야 한다.

ⓑ 붕괴방지수준 : 비교적 큰 규모의 지진에 의한 지반진동에 의해서도 구조물의 전부 또는 일부가 붕괴되어서는 안되며, 가능하면 지진에 의한 피해의 예측이 가능하고 피해조사와 보수를 위해 현장접근이 가능하도록 설계를 하여야 한다.

1.4 지진에 의한 구조물의 응답 해석 방법

1.4.1 단 자유도 구조계

구조물 중 교량의 경우, 지진하중에 대해 2개의 수평방향 즉, 종방향(교축방향)과 횡방향(교축직각방향)에 대해 변위를 발생시키며 거동하는 것으로 가정되며 일반적으로 연직방향 지진에 의한 거동은 무시된다.

교량은 탄성스프링에 의해 단자유도계로 그림 1.24와 같이 모델링할 수 있다. 이러한 가정은 직교형 연속교의 종방향 거동에서는 상당히 정확한 것으로 알려져 있으나 횡방향 거동에 대해서는 여러 가지 요소들에 의해 정확도가 영향을 받는 것으로 알려져 있으며, 특히 교량의 형식이 복잡한 경우에는 정확성이 떨어지는 것으로 보고되고 있다. 그럼에도 불구하고 단자유도 모델링에 의한 구조물의 해석은 구조물의 질량 및 강성의 선정에 주의한다면 설계목적을 위해서는 충분히 정확한 것으로 알려져 있다.

(1) 단자유도 구조물의 자유진동

구조물은 동적인 운동상태에서 탄성력 이외에 관성력을 받으며 이러한 상태가 그림 1.25에 도시되어 있다. 여기서 관성력 F_I 및 탄성력 F_S는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$F_I = m\,a = m\,\ddot{u} \tag{1.11}$$

$$F_S = k\,u \tag{1.12}$$

따라서, 운동방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$F_I + F_S = 0 \quad or \quad m\,\ddot{u} + k\,u = 0 \tag{1.13}$$

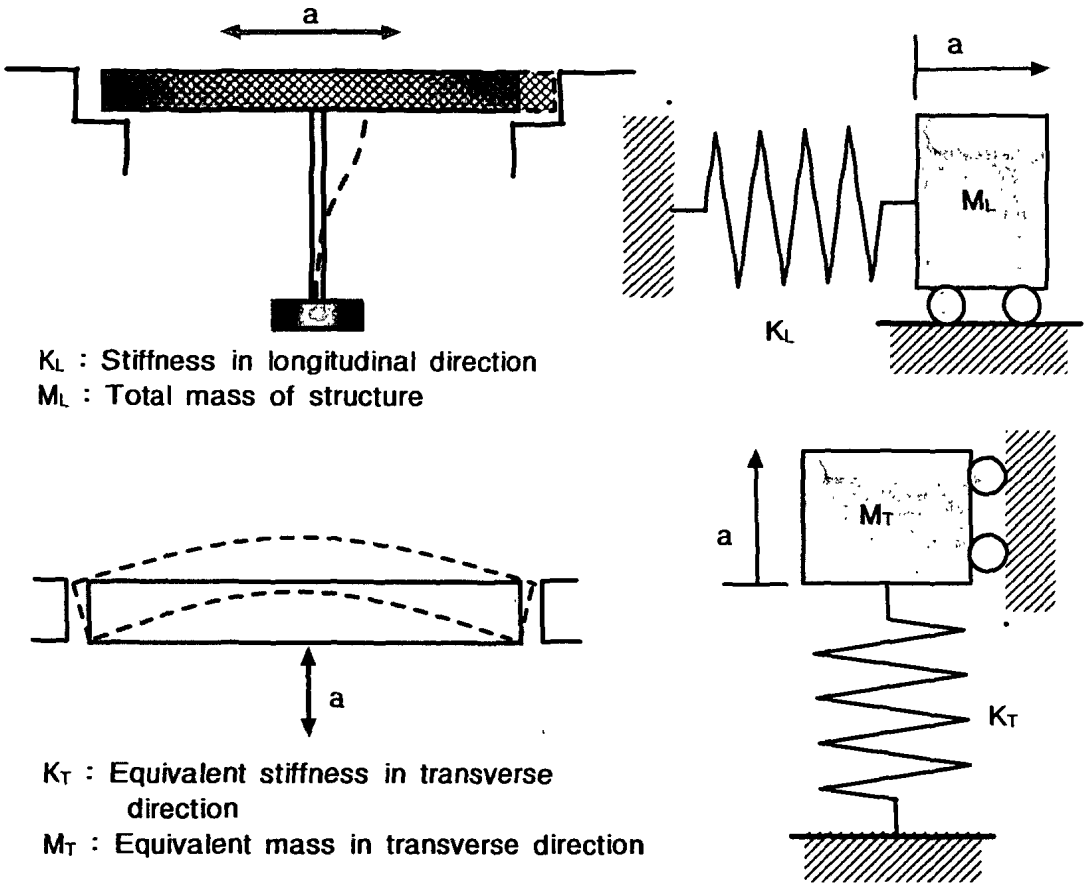


그림 1.24 교량의 종방향, 횡방향 운동에 대한 단자유도 모델링

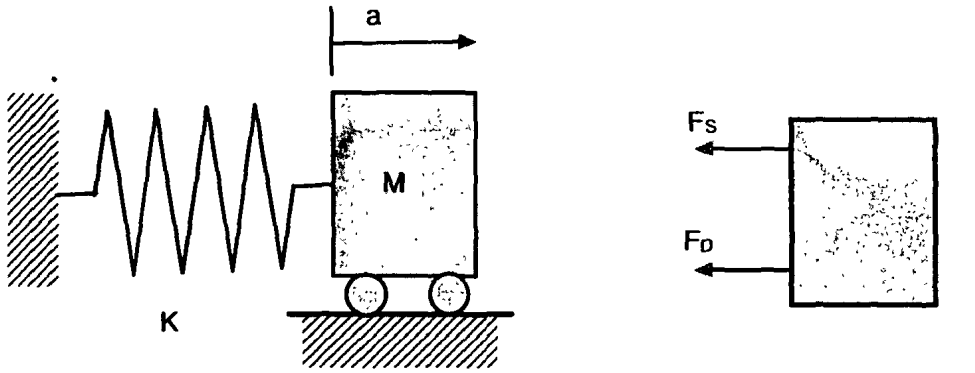


그림 1.25 단자유도 구조물의 자유진동

따라서, 단자유도 구조물의 자유진동에 관한 운동방정식은 변위 u에 관한 비제차 2차 미분방정식이 된다. 위 방정식의 해는 초기조건에 의해 결정되며 시간 $t=0$에서의 변위 및 속도가 u_o 및 $\dot{u}_o$ 일 때의 해는 다음과 같다.

$$u = u_o \cos\omega t + \frac{\dot{u}_o}{\omega}\sin\omega t = u_{\max}\cos\omega t\ , \quad u_{\max} = \sqrt{u_o^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega}\right)^2} \tag{1.14}$$

위 식에서 ω는 구조물 자유진동의 고유진동수로서 다음과 같이 정의되며 주기 T는 식 (1.15)와 같이 계산할 수 있다.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}\ , \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \tag{1.15}$$

식 (1.15)로부터 다음을 알 수 있다.[4)]

$$\dot{u}_{\max} = \omega\, u_{\max} \tag{1.16}$$

$$\ddot{u}_{\max} = \omega^2 u_{\max} \tag{1.17}$$

(2) 감쇠강제진동

(1)절에서 정리된 자유진동해석에서는 감쇠 및 외력이 고려되어 있지 않다. 그러나 대부분의 구조물은 어느 정도의 감쇠효과는 갖고 있으며 이러한 감쇠효과는 구조물의 거동에 유리하게 작용하게 된다. 이러한 감쇠력은 대부분 구조재료의 점성감쇠에 기인한 것으로서 변위의 속도 항에 비례한다. 일반적으로 감쇠정도는 감쇠계수 c를 임계감쇠계수 $c_{cr}(=2m\omega)$로 나눈 감쇠비(ξ)로 표현하게 되는데 이 감쇠비는 일반적인 구조물에서 약 $0.02\sim0.10$의 값을 갖는다. 이러한 감쇠값은 작은 값으로 보이지만 그림 1.26에서 보는 바와 같이 구조물의 최대변위나 최대부재력을 제어함에 있어서 매우 중요한 요소가 된다. 또한 감쇠를 갖는 구조물의 고유진동수(ω)는 감쇠를 갖지 않는 구조물의 고유진동수($\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$)에 비해 약간 줄어들지만 그 영향은 미미하여 일반적으로 고려하지 않는다.

그림 1.26에서 보는 바와 같이 감쇠력, 및 외부하중이 고려된 구조물의 운동방정식은 식 (1.13)에 감쇠력 및 외부하중항을 포함하여 식 (1.18)과 같이 쓸 수 있다.

$$F_I + F_D + F_S = F(t) \quad \text{or} \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + k\,u = F(t) \tag{1.18}$$

---

4) 식 (1.14)를 t에 관하여 미분하면 다음식을 구할수 있으며,

$\dot{u} = -\omega\, u_{\max}\sin\omega t$, $\ddot{u} = -\omega^2 u_{\max}\cos\omega t$

다음을 알 수 있다. $\dot{u}_{\max} = \omega\, u_{\max}$ $\ddot{u}_{\max} = \omega^2 u_{\max}$

위 방정식의 해는 외부하중에 따라 달라지게 되며 그 해는 표 1.7에 정리되어 있다.

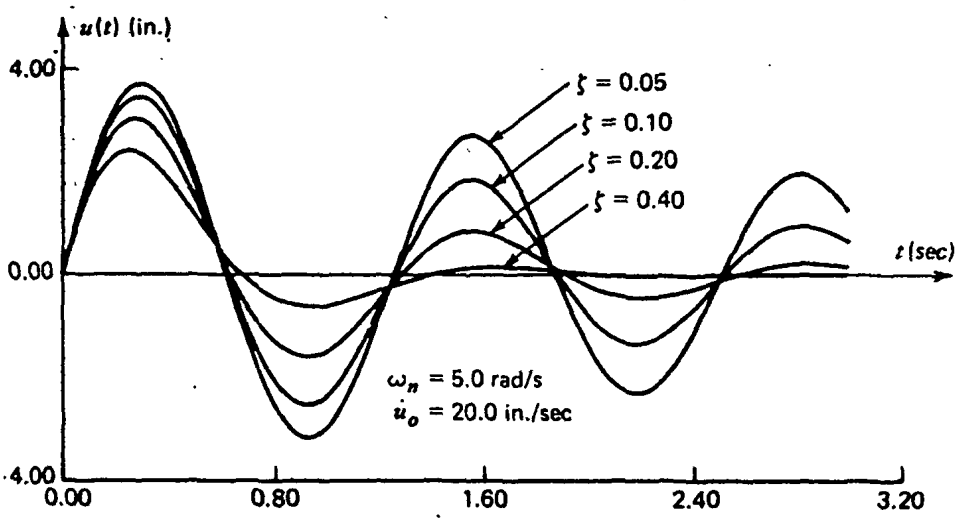


그림 1.26 구조물의 동적거동에서 감쇠의 영향

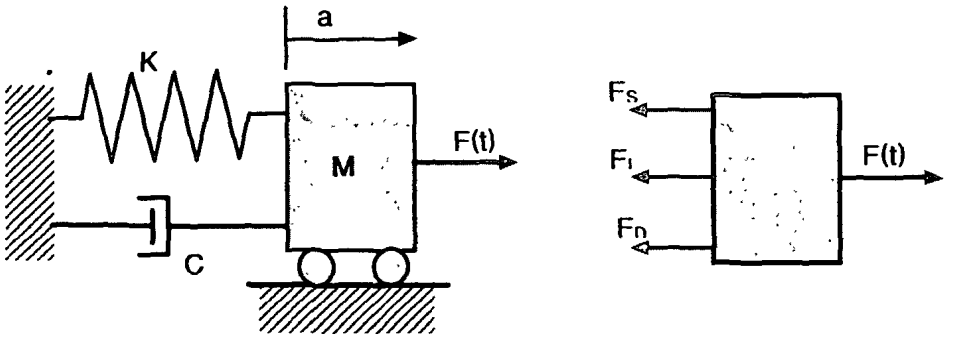


그림 1.27 단자유도 구조물의 강제진동

표 1.7 외부 하중에 따른 단자유도 구조물의 변위

자유진동 ($F(t)=0$)	$u(t)=u_{max}e^{-\xi\omega t}\cos(\omega_D t-\theta)$ u_{max} 및 θ 는 초기조건에 의해 결정되는 상수
조화하중 ($F(t)=F_o\sin\bar{\omega}t$)	초기전이항(初期轉移項:Initial Transient Solution)은 감쇠의 영향으로 소멸한다고 가정하면 $u(t)=u_{max}\sin(\bar{\omega}t-\theta)$ 여기서, $u_{max}=\frac{F_0}{k}[(1-\beta^2)^2+(2\xi\beta)^2]^{-1/2}$ $\theta=\tan^{-1}\frac{2\xi\beta}{1-\beta^2}$, $\beta=\bar{\omega}/\omega$
조화지반진동 ($F(t)=m\ddot{u}_g\sin\bar{\omega}t$)	초기전이항(初期轉移項:Initial Transient Solution)은 감쇠의 영향으로 소멸한다고 가정하면 $u(t)=u_{max}\sin(\bar{\omega}t-\theta)$ 여기서, $u_{max}=\frac{m\bar{\omega}^2u_g}{k}D=u_g\beta^2D$ $D=[(1-\beta^2)^2+(2\xi\beta)^2]^{-1/2}$
비주기 하중	Duhamel 적분에 의해 $u(t)=\frac{1}{m\omega_D}\int_0^t F(\tau)e^{-\xi\beta(t-\tau)}\sin\omega_D(t-\tau)d\tau$ $+\ u_o e^{-\xi\omega t}\cos\omega_D t$ $+\ \left(\frac{1}{\omega_D}\right)[\dot{u}_o+\xi\omega u_o]\,e^{-\xi\omega t}\sin\omega_D t$

1.4.2 응답 스펙트럼

(1) 응답스펙트럼의 정의

지진에 의한 지반의 운동과 같은 동적 하중에 대해 단자유도 구조물이 가지는 응답(변위, 속도, 가속도)은 감쇠율이 일정한 경우에 고유진동주기(고유진동수)에 따라 변하게 된다. 이와 같은 서로 다른 고유진동주기를 갖는 단자유도 구조물의 최대 응답을 고유진동주기와 관련시켜 그린 그림을 응답스펙트럼이라 한다. 따라서, 하나의 주어진 지진 가속도 기록에 대해서 응답스펙트럼이 얻어지면 그것을 이용하여 단자유도 구조물이 아닌 다른 구조물의 최대 거동도 예측할 수 있다. 즉, 뒤에서 설명할 모드해석법을 사용하면 각 모드별 최대거동을 스펙트럼으로부터 구할 수 있으며, 그 모드별 최대 거동을 SRSS(Square Root of Sum Squares)방법 등의 적당한 방법을 사용하여 조합하면 구조물의 최대 거동을 쉽게 예측할 수 있다.

이와 같은 수치해석을 통해 변위, 속도 및 가속도의 응답 스펙트럼을 구할 수 있다. 그러나 일반적으로 변위 및 가속도의 응답 스펙트럼은 단자유도 구조물의 거동이 조화운동에 가까운 점을 이용하여 구한 유사 응답스펙트럼(Pseudo-Response Spectrum)을 많이 사용한다. 즉, 조화운동(Harmonic Loading)을 받는 단자유도 시스템에서의 변위, 속도, 가속도 관계를 사용하여 속도 및 가속도 응답스펙트럼을 결정하는 방법이다. 변위 응답스펙트럼을 S_d 라 할 때, 유사 속도 및 가속도 응답스펙트럼은 다음과 같이 구해진다.

$$S_v = \omega S_d \tag{1.19}$$

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \tag{1.20}$$

식 (1.19) 및 식 (1.20)의 관계를 이용하면, 응답스펙트럼은 그림 1.28과 같이 "Tripartitelogarithmic plot" 또는 "Four-way logarithmic plot"이라 불리는 그래프 위에 간단히 나타낼 수 있다. 그림에 보인 바와 같이 가로축은 고유진동수(또는 고유주기)를 나타내며, 속도, 변위, 가속도를 서로 45° 가 되도록 배열함으로써 이들을 하나의 그래프에 나타낼 수 있다.

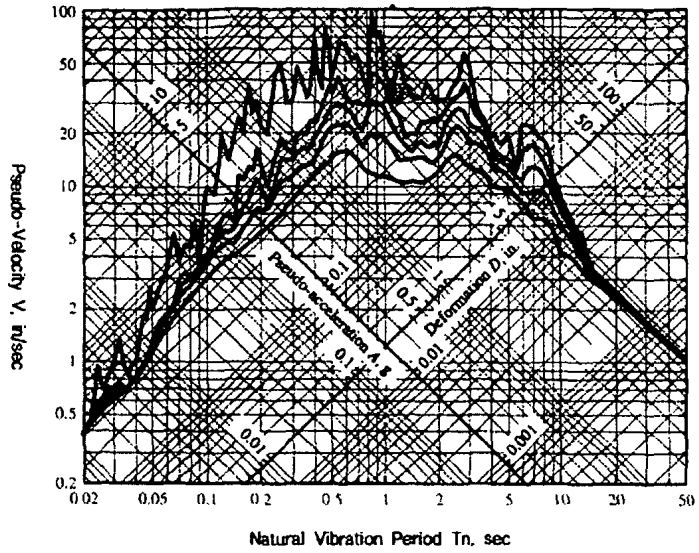


그림 1.28 El Centro지진(1940) 남북방향 성분에 대한 응답스펙트럼의 Four Logarithmic Plot (ξ=2%)

그림 1.29는 감쇠율의 변화에 따른 응답 스펙트럼의 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 응답 스펙트럼은 감쇠율이 크면 클수록 감소하게 된다.

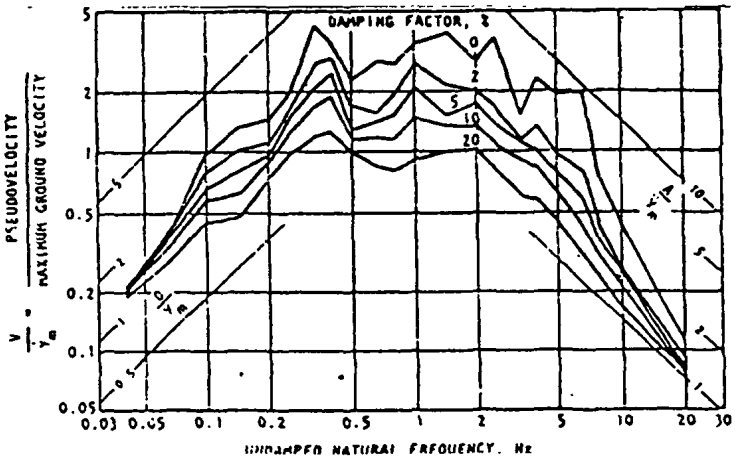


그림 1.29 응답스펙트럼에 대한 감쇠의 영향

그림 1.30은 연성율 변화에 따른 응답스펙트럼의 변화를 나타낸 것이다. 일반적으로 연성율이 증가할수록 구조물의 지진에 대한 응답은 작아지게 된다.

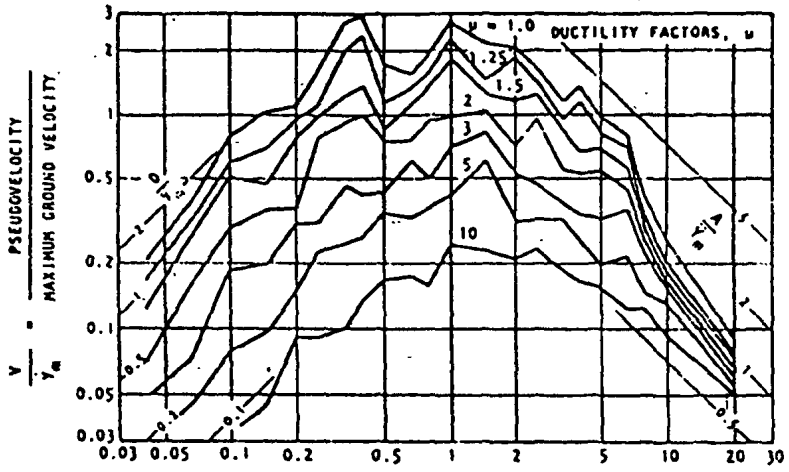


그림 1.30 연성율 변화에 따른 스펙트럼의 변화

(2) 설계응답스펙트럼

설계응답스펙트럼은 해당 지역에서 예상되는 지진의 성질과 지반조건에 따라 결정되어 진다. 그러나 지역마다 이들을 일일이 결정하는 것은 대단히 번거로운 일이므로 세계 각국에서 사용하고 있는 설계기준에서는 동역학 이론에 근거하여 표준치(동역학 계수: *C*)를 결정하고 각 지역의 지진위험도 및 지반의 성질 등을 고려하여 표준치를 수정하여 사용하는 방법 등을 주로 사용하고 있다. 내진설계에 사용되는 스펙트럼은 그림 1.31과 같이 단순화된 스펙트럼에서 유도된다.

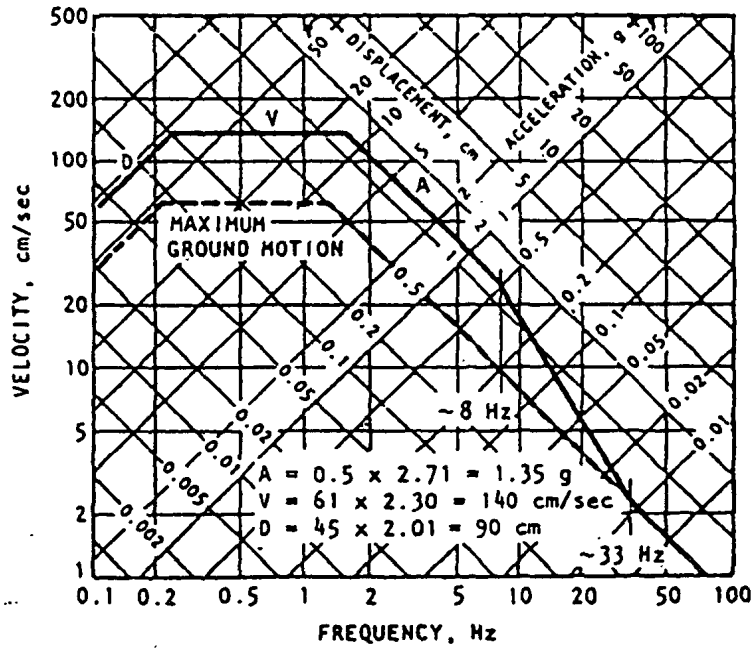


그림 1.31 탄성설계스펙트럼

이때, 진동수가 약 $33Hz$이상이면 가속도 스펙트럼은 대략 지반의 가속도와 같아지고 $1.5Hz$와 $8Hz$사이에서는 최대지반가속도의 2.71배 증가하며, $8Hz$와 $33Hz$사이에서는 점차적으로 변하는 것을 알 수 있다. 또 진동수가 $1.5Hz$이하인 경우에는 가속도 스펙트럼이 지반의 최대 속도의 약 2.3배 증가된 속도 스펙트럼에 의해서 결정된다는 것을 알 수 있다. 이러한 원리는 미국 NRC의 원자력 발전소 설계용 스펙트럼(그림 1.32)에서도 잘 나타나 있다.

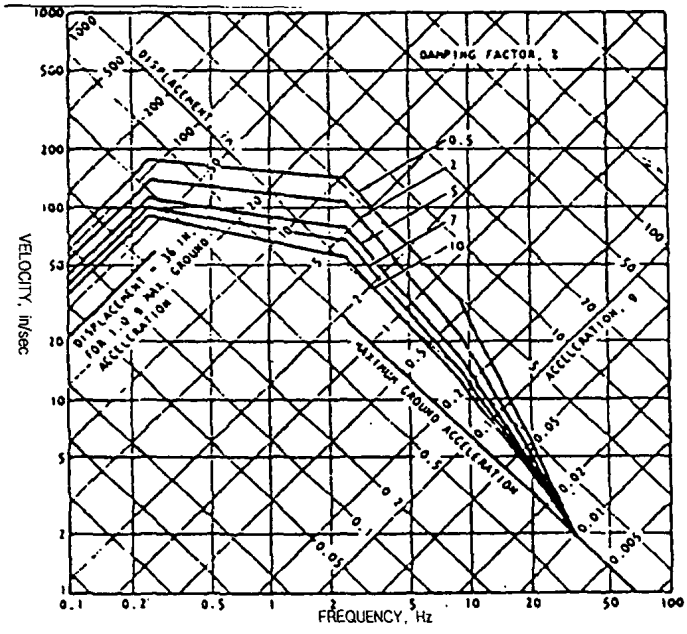


그림 1.32 미국 NRC의 원자력 발전소 설계용 스펙트럼

그림 1.33과 그림 1.34는 가속도 응답스펙트럼을 진동주기에 따라 표시한 것이다.

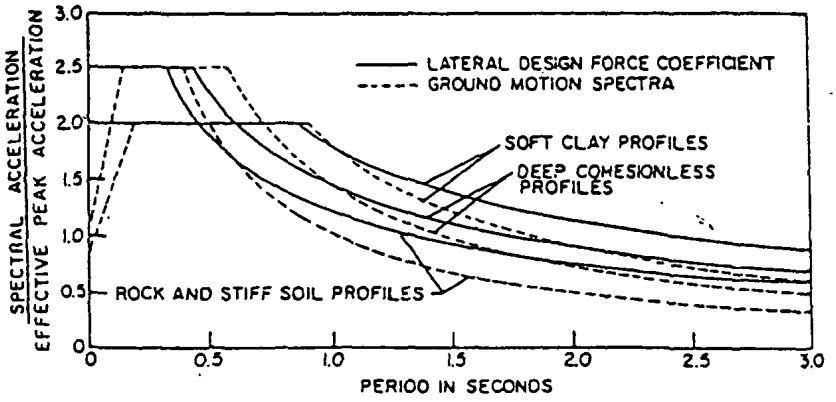


그림 1.33 지반조건에 따른 가속도 응답스펙트럼과 ATC-3에서 내진설계를 위하여 수정한 스펙트럼

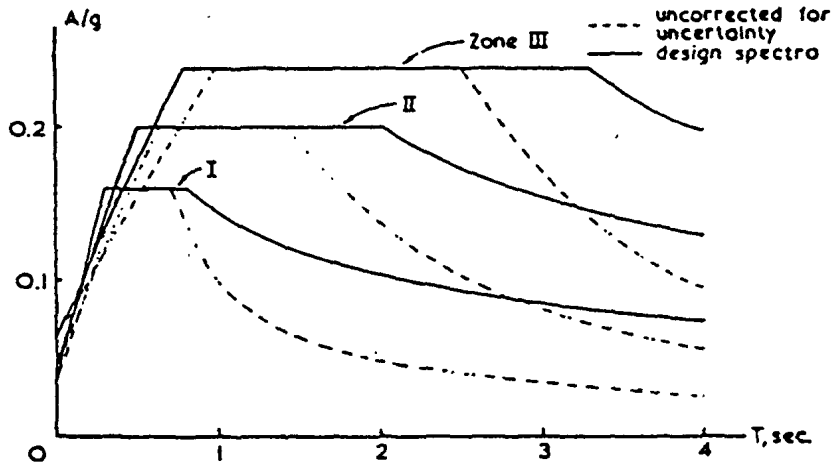


그림 1.34 진동주기의 불확실성이 보정된 설계스펙트럼

그림에서 점선은 가속도 스펙트럼을 여러 가지 지반 조건에 따라 표시한 것이고, 실선은 ATC-3에서 내진설계를 위하여 수정한 스펙트럼을 나타낸다. 지반운동에 의한 스펙트럼과 설계용 스펙트럼은 연성계수가 사용된다는 점 이외에도 두 가지 차이가 있다.

첫 번째로는 진동주기가 0.15초 이하의 부분에서 사용되는 값을 0.15초와 0.4초 사이의 값과 같이 단순화한 것인데, 이것은 내진설계기준에 단순한 스펙트럼을 사용하도록 하는 의미 외에도 진동주기가 대단히 짧은 구조물의 거동에 작은 지진에 대한 안정성을 높임으로써 자주 일어날 수 있는 지진에 대한 피해를 줄이는 효과도 있다. 그러나 멕시코와 같이 지반의 고유진동주기가 전 지역에서는 그림 1.34에서와 같이 원래의 모양(점선)을 그대로 사용하기도 한다.

두 번째로는 진동주기가 긴 부분의 스펙트럼은 원래 진동주기의 역수에 비례하지만(점선), ATC-3과 UBC 88에서는 진동주기의 2/3 제곱에 반비례하는 식을 사용하는 것이다. 그림 1.33과 그림 1.34에 보인 바와 같이 진동주기가 긴 경우에는 설계용 스펙트럼 값이 이론적인 값보다 약간 크게 만드는 결과를 초래하게 되는데, 이러한 차이를 두는 이유는 진동주기가 긴 고층건물이 더 높이 평가하는 효과를 주도록 하자는 것과 진동주기를 구하기 위해서 사용하는 모델이나 계산방법의 부정확성을 고려하고 또 그림 1.35에 보인 바와 같이 실제 지진에 의한 가속도 스펙트럼이 단순화된 이론적 스펙트럼보다 더 크게 나타나는 경우 등을 설계에 고려할 수 있도록 하기 위함이다.

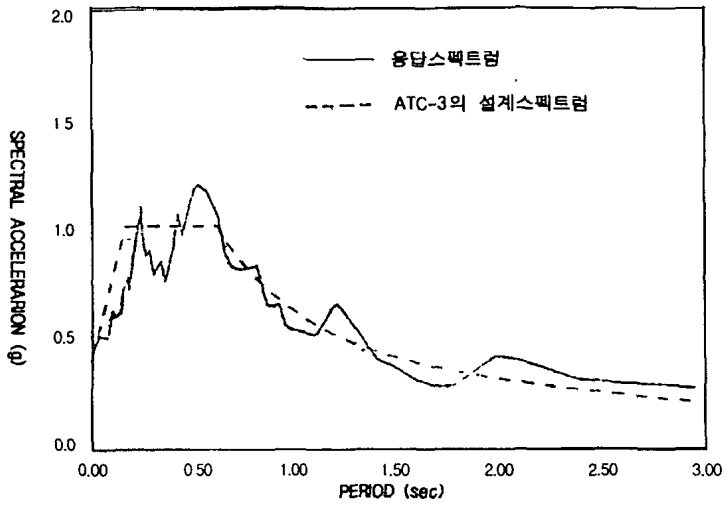


그림 1.35 응답스펙트럼(El Centro 남북방향성분)과 ATC-3의 설계스펙트럼 비교

1.4.3 시간 이력 응답 해석

(1) 모드중첩법(Mode Superposition Method)에 의한 시간이력 해석

다자유도의 운동 방정식을 풀어 동적 해를 구하는 데에는 많은 시간과 노력이 필요하므로 동적 해를 효율적으로 구하기 위해 모드중첩법이 많이 쓰인다. 이 방법도 역시 지진발생시의 구조물의 복잡한 응답의 시간이력(Time History)을 정확히 구할 수 있다. 이 모드중첩법은 앞 절에서 설명한 모드의 직교성에 따라 각 고유 진동모드에서의 응답은 다른 모드들과는 독립적으로 구해질 수 있고 각 모드에서의 응답을 조합해, 전체 응답을 결정할 수 있다는 사실을 근거로 한다. 그러므로 응답스펙트럼을 이용하여 각 모드 응답의 최대치를 직접 구해내는 응답스펙트럼법에 응용된다. 모드중첩법으로 응답의 시간이력(Time History)을 구하려면 앞에서 설명한 바와 같이 운동방정식을 서로 완전히 독립적인 모드별 방정식으로 분리하여 각 모드별로 구성되는 단자유도 방정식으로부터 응답의 시각력을 구한 후 $\{u\}=[\Phi]\{q\}$의 식으로부터 각 모드에서의 값을 조합해 전체 응답의 시간이력을 구한다. 각 모드는 하나 하나의 단자유도계로 분리되어 각각의 고유의 변형특성인 모드형상 $\{\phi\}_i$과 고유의 진동수 ω_i , 고유의 감쇠율인 ξ_i 로 거동한다고 본다. 따라서 독립된 N개의 단자유도 방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\ddot{q}_i+2\xi_i\omega_i\,\dot{q}_i+\omega_i^2 q_i=Q_i/m_i=-\Gamma_i\,\ddot{u}_g(t)\quad(i=1,2,\cdots,N) \tag{1.21}$$

식 (1.21)의 임의의 시간 t 에 대한 해는

$$q_i(t) = \left(\frac{1}{m_i\omega_{Di}}\right)\int_0^t Q_i(\tau)e^{\xi_i\omega_i(t-\tau)}\sin\omega_{Di}(t-\tau)d\tau + q_i(0)e^{-\xi_i\omega_i t}\cos\omega_{Di}t$$

$$+ \left(\frac{1}{\omega_{Di}}\right)[\dot{q}(0)+\xi_i\omega_i q_i(0)]\,e^{-\xi_i\omega_i t}\sin\omega_{Di}t \qquad (1.22)$$

여기서, τ : 하중지속시간

ω_{Di} : $\omega_i\sqrt{1-\xi_i^2}$

그러므로 임의시간 (t)에서의 구조물의 상대변위 $\{u(t)\}$는 다음의 식에 의해서 구해진다.

$$\{u(t)\} = [\Phi]\{q(t)\} = \sum_{i=1}^{N}\{\phi\}_i q_i(t) \qquad (1.23)$$

이 방법에서 모든 모드(총 자유도수)에서의 응답을 전부 중첩시키면 이론상 "정확한" 응답의 시간이력을 구할 수 있다. 그러나 이 방법의 장점은 각 모드로부터 구성되는 단자유도계에 대한 독립적인 해석이 가능하다는 점으로서 동적거동을 지배하는 몇 개의 저차 진동모드에 대한 해석만으로도 정해에 아주 근접한 해를 얻을 수 있다는 점이다. 그러므로 일반적으로 전체 모드를 다 중첩하여 거동을 알아내지 않고 기여도가 큰 몇 개의 저차모드만을 중첩하여 정확한 해에 아주 가까운 근사적 해를 구한다.

이와 같은 모드중첩법에 의한 시간이력해석은 다음과 같이 도식적으로도 설명할 수 있다. 그림 1.37에서 u_1, u_2, u_3는 지진하중에 대한 각각 1,2,3층의 수평방향변위이고 각 층의 변위가 시간에 따라 변하는 모양이 그림에 도시되어 있다. 이 때, 시각 1,2,3에서 구조물이 가지는 변형이 오른쪽 그림에 나타나 있고 이러한 구조물의 전체적인 변위는 다시 그림 1.37의 (a),(b),(c)에서와 같이 각 모드별로 분리하여 생각할 수 있다.

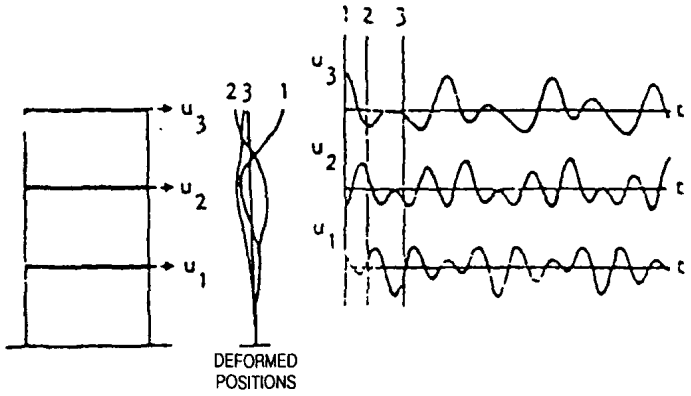


그림 1.36 3층 구조물의 진동

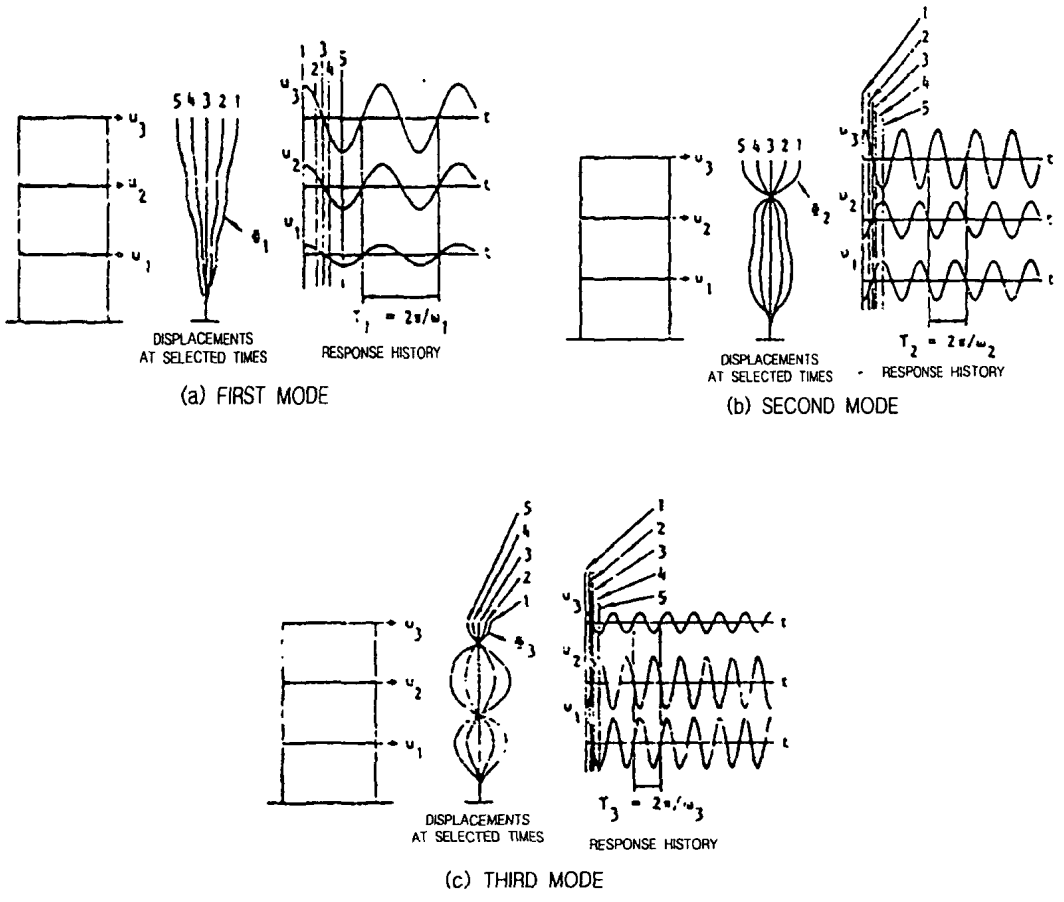


그림 1.37 구조물 진동의 모드별 성분

이것이 바로 식 (1.23)에 표시된 각 모드별 방정식으로 도식적 표현이라 할 수 있다. 그림 1.37(a)에서는 첫 번째 모드($i=1$)에 의한 구조물의 변형과 각 층의

수평변위를 시간에 따라 나타내고 있는데, 이 때 관심을 가지고 볼 것은 각 층의 변위는 언제든지 일정한 비례관계를 가지며 그 비례관계가 첫 번째 모드 형태에 의해 결정이 된다는 점이다. 그림 1.37의 (b)와 (c)는 각각 두 번째($i=2$)와 세 번째($i=3$) 모드에 의한 구조물의 거동을 나타내는 데 이 때 그림 1.37 (a),(b),(c)에서 각 층 변위를 중첩하면 구조물 전체를 해석했을 때의 각 층의 변위 그림 1.36과 같아지게 된다.

이 방법에 의하면 직접적분법에 의해 구한 결과와 거의 비슷한 정확도를 유지하면서 컴퓨터 계산시간의 절약으로 매우 경제적인 해석을 할 수 있다. 그러나 각 모드를 중첩하여 해를 구하는 중첩의 원리에 의한 해석이므로 선형 탄성해석에 한정되고 비선형 해석에는 사용할 수 없다.

(2) 직접적분법에 의한 시간이력 해석

단자유도의 운동 방정식의 해는 가해진 하중이나 지반 가속도가 시간에 따라 변하는 경우 그리고 시스템의 비선형(nonlinear) 문제에 대해서는 일반적으로 가능하지 않다. 그러한 문제점을 해결할 수 있는 방법이 바로 시간 단계별 수치해석법(numerical time-stepping method)이다.

직접적분에 의한 수치해석법은 다자유도계의 운동방정식을 변화시키지 않고 점진적(Step by Step)방법에 의해 수치적으로 적분한다. 이 방법은 임의의 시간 t에서의 거동을 구하는 것이 아니라 Δt간격의 시점에서만 구조물의 응답(변위, 속도, 가속도)을 점진적으로 구하는 것이다. 이 방법은 한 시점 t에서의 거동이 구해져 있을 때 이를 이용하여 다음 시점인 $t+\Delta t$에서의 거동을 구하는 작업을 반복하여 전체시간 구간에 걸친 거동을 구하는 것이다. 그리고 이러한 시간간격의 길이(Δt)는 단계의 간격이 같을 때 전체시간을 총 시간간격의 수 n으로 나누고($\Delta t = t/n$), 이 크기(Δt)는 변위, 속도 및 가속도의 각 해법과정의 정확성, 안정성, 그리고 계산량에 직접적인 영향을 미친다. 여러 수치 해석법 중 중앙차분법과 Newmark 방법 그리고 Wilson 방법을 설명하면 다음과 같다.

① 중앙차분법(Central Difference Method)

이 방법은 속도와 가속도를 가정함에 있어서 3시점($t-\Delta t$, t, $t+\Delta t$)에서의 변화의 차를 이용하여 표현하게 되며, 변위에 대한 시간의 적분으로써 속도 및 가속도는 다음과 같이 정의된다.

$$\dot{u}(t) = \frac{-u(t-\Delta t)+u(t+\Delta t)}{2\Delta t} \tag{1.24}$$

$$\ddot{u}(t) = \frac{u(t-\Delta t)-2u(t)+u(t+\Delta t)}{\Delta t^2} \tag{1.25}$$

위의 두 식에서 속도 $\dot{u}$ 및 가속도 $\ddot{u}$는 몇 단계의 변위만으로, 즉 $u(t-\Delta t)$, $u(t)$, $u(t+\Delta t)$만으로 표현됨을 알 수 있다. $t+\Delta t$에서의 구조물의 거동 $u(t+\Delta t)$ 는 식 (1.24)와 식 (1.25)의 속도 $\dot{u}$ 및 가속도 $\ddot{u}$ 를 시간 t에서의 동적평형방정식에 대입하면 다음과 같은 식을 얻는다.

$$M\frac{u(t+\Delta t)-2u(t)+u(t-\Delta t)}{(\Delta t)^2}+\mathrm{C}\frac{\mathrm{u(t+\Delta t)-u(t-\Delta t)}}{2\Delta \mathrm{t}}+\mathrm{K\,u(\Delta t)=P_i} \tag{1.26}$$

이 식을 u에 대한 함수로 정의하면 다음과 같다.

$$\left(\frac{[M]}{\Delta t^2}+\frac{[C]}{2\Delta t}\right)u(t+\Delta t)=P(t)-\left([K]-2\frac{[M]}{\Delta t^2}\right)u(t) -\left(\frac{[M]}{\Delta t^2}-\frac{[C]}{2\Delta t}\right)u(t-\Delta t) \tag{1.27}$$

위 식에서

$$\bar{k}=\frac{[M]}{\Delta t^2}+\frac{[C]}{2\Delta t} \tag{1.28}$$

$$\bar{\mathrm{p}}(\Delta \mathrm{t})=\mathrm{p}(\Delta \mathrm{t})-\left([\mathrm{K}]-2\frac{[\mathrm{M}]}{\Delta \mathrm{t}^2}\right)\mathrm{u(t)}-\left(\frac{[\mathrm{M}]}{\Delta \mathrm{t}^2}-\frac{[\mathrm{C}]}{2\Delta \mathrm{t}}\right)\mathrm{u(t-\Delta t)} \tag{1.29}$$

$$\bar{k}\,u(t+\Delta t)=\bar{p}(\Delta t) \tag{1.30}$$

미지수는 다음 식에 의해 구할 수 있게 된다.

$$u(t+\Delta t)=\frac{\bar{p}(\Delta t)}{\bar{k}} \tag{1.31}$$

식 (1.27)에서 $u(t+\Delta t)$를 구하고 이를 다시 식 (1.24), 식 (1.25)에 대입하여 속도 $\dot{u}(t)$ 및 가속도 $\ddot{u}(t)$를 구하는 과정을 반복함으로서 원하는 전체시간에 걸쳐 거동을 구할 수 있다. 이 방법은 t에서의 평형식으로부터 $t+\Delta t$의 거동을 구함으로서 명시적(Explicit) 적분방법이라 한다. 지금까지 설명된 방법을 Computer에서 수행되는 절차로 나타내면 다음 표와 같다.

중앙차분법은 적분 시간 간격이 충분히 짧지 않는다면 수치적인 절삭오차(round-off error)가 발생할 수 있다. 안정성 확보를 위한 수치 적분 시간 간격을

만족하는 식은 다음과 같다.

$$\frac{\Delta t}{T_n} < \frac{1}{\pi} \tag{1.32}$$

그러나 좀 더 정확한 결과를 얻기 위해서는 이보다 더 적은 시간간격으로 나누어야 한다. 일반적으로 응답을 충분히 얻기 위해서는 $\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0.1$이어야 하고 대부분의 지진해석에 있어서는 $\Delta t = 0.01$, 0.02초 정도여야 한다.

표 1.8 중앙차분법의 적용절차

<1> 초기치 설정

1.1 $\ddot{u}(t) = \frac{p(t) - c\dot{u}(t) - ku(t)}{m}$

1.2 $u(t-\Delta t) = u(t) - \Delta t\dot{u}(t) + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}(t)$

1.3 $\bar{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t}$

1.4 $a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t}$

1.5 $b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2}$

<2> 시간 t에서 하중, 변위, 속도, 가속도 계산

2.1 $\bar{p}(t) = p(t) - a u(t-\Delta t) - b u(t)$

2.2 $u(t+\Delta t) = \frac{\bar{p}(\Delta t)}{\bar{k}}$

2.3 $\dot{u}(t) = \frac{-u(t-\Delta t) + u(t+\Delta t)}{2\Delta t}$

$\ddot{u}(t) = \frac{u(t-\Delta t) - 2u(t) + u(t+\Delta t)}{\Delta t^2}$

<3> 다음 단계 계산을 위해서 t를 $t + \Delta t$로 치환해서 2.1, 2.2 그리고 2.3의 식을 반복 계산한 후 다음 단계로 넘어간다.

② Newmark-β Method

1959년 Newmark는 단일 자유도계에서 다음 식으로 가정된 속도와 변위에 바탕을 둔 식을 제안했다. 편의상 시점 t에서 변위값을 u_i로, 그리고 $t+\Delta t$에서의 값을 u_{i+1}로 표시하고 이를 이용하여 여러 방법에 대해 설명하고자 한다.

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\ \ddot{u}_i + \gamma\ \ddot{u}_{i+1}]\Delta t_i \tag{1.33}$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t_i + [(\frac{1}{2} - \beta)\ \ddot{u}_i + \beta\ \ddot{u}_{i+1}](\Delta t_i)^2 \tag{1.34}$$

여기서, γ는 시간구간 Δt_i내에서 수치적인 감쇠효과를 나타내는 것으로 1/2보다 작을 때에는 인위적인 부(-)감쇠효과를, 그리고 1/2보다 클 때에는 정(+)의 감쇠효과를 나타낸다. 따라서 Newmark-β 방법에서는 γ를 1/2로 취하는 것이 보통이다. 한편, β는 시간구간 Δt_i내에서는 가속도의 변화를 정의하는 매개변수로서 $\beta=0$이면 구간 내에서 일정속도를, β=1/6 일 때에는 Wilson의 θ방법($\theta=1$인 경우)과 같은 선형가속도를, 그리고 β=1/4 일 때는 평균가속도를 의미하게 된다. 다음은 평균 가속도와 선형 가속도에 대한 가정에 대한 수치적 방법을 구분한 것이다.

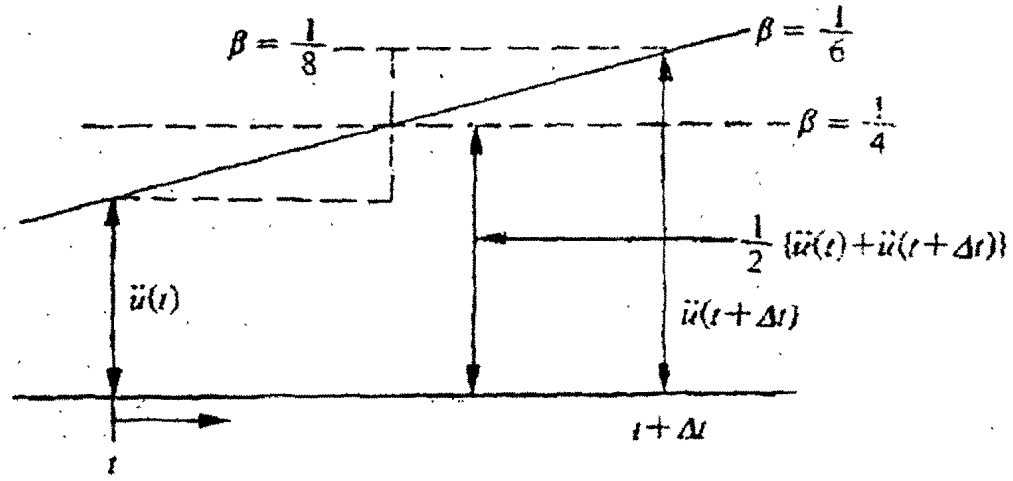
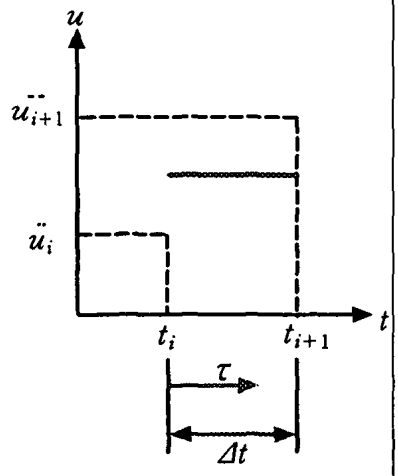


그림 1.38 가속도의 일정한 변화가정

표 1.9 평균가속도와 선형가속도의 비교

Average Acceleration



$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i$$

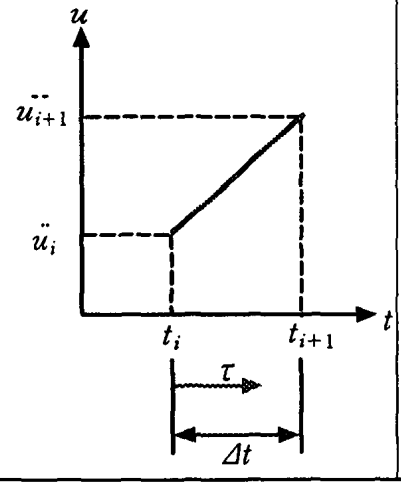
$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

Linear Acceleration



$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$$

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \ddot{u}_i\frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + (\Delta t)^2\left(\frac{1}{6}\ddot{u}_{i+1} + \frac{1}{3}\ddot{u}_i\right)$$

앞에서 언급된 개념을 단자유도계에서 다자유도계 구조물로 확대하여 행렬형태로 계산상의 편의를 위해 외력, 변위, 속도 및 가속도 증분을 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\Delta R_i = F_{i+1} - F_i \tag{1.35}$$

$$\Delta u_i = u_{i+1} - u_i \tag{1.36}$$

$$\Delta \dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i \tag{1.37}$$

$$\Delta \ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i \tag{1.38}$$

식 (1.33)과 식 (1.34)로부터 Δu_i 및 $\Delta \dot{u}_i$를 다음과 같이 쓸 수 있게 된다.

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t_i + \frac{1}{2} \ddot{u}_i \Delta t_i^2 + \beta \Delta \ddot{u}_i \Delta t_i^2 \tag{1.39}$$

$$\Delta \dot{u}_i = \ddot{u}_i \Delta t_i + \gamma \Delta \ddot{u}_i \Delta t_i \tag{1.40}$$

식 (1.40)을 $\Delta \ddot{u}_i$에 대해 풀면 다음과 같이 된다.

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta \Delta t_i^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t_i} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} u_i \tag{1.41}$$

또한, 식 (1.41)을 식 (1.39)에 대입하고 정리하면 다음 식을 얻는다.

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t_i} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t_i \ddot{u}_i \tag{1.42}$$

무조건 안정을 확보할 수 있는 값으로 $\gamma = 1/2$ 과 $\beta = 1/4$ (평균가속도법)을 취하면 식 (1.41)과 식 (1.42)는 다음과 같이 된다.

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{4}{\Delta t_i^2} (\Delta u_i - \dot{u}_i \Delta t_i) - 2 \ddot{u}_i \tag{1.43}$$

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{2}{\Delta t_i} \Delta u_i - 2 \dot{u}_i \tag{1.44}$$

또한, 식 (1.39)는 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \Delta u_i &= \dot{u}_i \Delta t_i + \frac{\Delta t_i^2}{4} (\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}) \\ &= u_i \Delta t_i + \frac{\Delta t_i^2}{2} \ddot{u}_i + \frac{\Delta t_i^2}{4} \Delta \ddot{u}_i \end{aligned} \tag{1.45}$$

한편, 식 (1.37)을 증분형태로 표현하면

$$[M]\{\Delta \ddot{u}_i\} + [C]\{\Delta \dot{u}_i\} + [K]\{\Delta u_i\} = \{\Delta \ddot{u}_i\} \tag{1.46}$$

식 (1.43), 식 (1.44) 및 식 (1.45)를 식 (1.46)에 대입하고 정리하면 다음과 같

이 된다.

$$[K^*]\{\Delta u_i\} = \{\Delta F_i^*\} \tag{1.47}$$

여기서,

$$[K^*] = [K] + \left(\frac{2}{\Delta t_i}\right)[C] + \left(\frac{4}{\Delta t_i^2}\right)[M] \tag{1.48}$$

$$\{\Delta F_i^*\} = \{\Delta F_i\} + \left[\left(\frac{4}{\Delta t_i}\right)[M] + 2[C]\right]\{\dot{u}_i\} + 2[M]\{u_i\} \tag{1.49}$$

식 (1.47)에 의해 변위증분 Δu_i가 결정되면 속도증분 $\Delta \dot{u}_i$는 식 (1.44)로부터 구하며 가속도증분 $\Delta \ddot{u}_i$를 구할 수 있다. 그리고 다음 단계의 변위, 속도, 가속도는 다음과 같이 구한다.

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i \tag{1.50}$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \tag{1.51}$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \tag{1.52}$$

u_i 및 $\dot{u}_i$가 알려진 경우(예: 초기치문제)에는 식 (1.37)에 의해 $\ddot{u}_i$를 다음과 같이 구한다.

$$\ddot{u}_i = [M]^{-1}([F] - [C]\{\dot{u}_i\} - [K]\{u_i\}) \tag{1.53}$$

지금까지 설명된 방법을 Computer에서 수행되는 절차로 나타내면 다음 표와 같다.

표 1.10 Newmark 방법의 적용절차

<1> 초기치 설정

1.1 $\ddot{u}_o = \dfrac{p_o - c\,\dot{u}_o - k\,u_o}{m}$

1.2 Δt 선택

1.3 $\bar{k} = k + \dfrac{\gamma}{\beta \Delta t}\,c + \dfrac{1}{\beta(\Delta t)^2}\,m$

1.4 $a = k + \dfrac{1}{\beta \Delta t}\,m + \dfrac{\gamma}{\beta}\,c\,,\quad b = \dfrac{1}{2\beta}\,m + \Delta t\left(\dfrac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c$

<2> 시간 t에서 하중, 변위, 속도, 가속도 계산

2.1 $\Delta \bar{p}_i = \Delta p_i + a\,\dot{u}_i + b\,\ddot{u}_i$

2.2 $\Delta u_i = \dfrac{\Delta \bar{p}_i}{\bar{k}}$

2.3 $\Delta \dot{u}_i = \dfrac{\gamma}{\beta \Delta t_i}\Delta u_i - \dfrac{\gamma}{\beta}\,\dot{u}_i - \left(\dfrac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t_i\,\ddot{u}_i$

2.4 $\Delta \ddot{u}_i = \dfrac{1}{\beta \Delta t_i^2}\Delta u_i - \dfrac{1}{\beta \Delta t_i}\,\dot{u}_i - \dfrac{1}{2\beta}\,u_i$

2.5 $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i\,,\quad \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i\,,\quad \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$

<3> 다음 단계 계산을 위해서 t를 $t + \Delta t$로 치환해서 2.1에서 2.5의 식을 반복 계산한 후 다음 단계로 넘어간다.

Newmark의 방법은 다음과 같은 조건을 만족하면 안정적이다.

$$\frac{\Delta t}{T_n} \le \frac{1}{\pi\sqrt{2}}\,\frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \tag{1.54}$$

만약 $\gamma = \dfrac{1}{2}, \beta = \dfrac{1}{4}$인 평균가속도 가정에서는 식 (1.54)는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\frac{\Delta t}{T_n} \le \infty$$

이것은 평균가속도 가정이 시간간격 Δt가 크다고 할지라도 안정적이라는 뜻이 된다. 그러나 Δt가 작으면 정확한 값을 얻어낼 수 있다.

$\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6}$인 경우는 선형가속도 가정을 나타내는 경우로 $\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0.551$의 조건을 만족하면 안정적이 된다.

그러나 시간간격이 $0.551 T_n$보다 작아야 반응에 대해 훨씬 정확한 값을 얻어낼 수 있다.

③ Wilson-θ Method

Wilson-θ 방법은 선형가속도를 수치적으로 안정되도록 확장한 방법이라 할 수 있다. 즉, t로부터 시간간격 Δt까지의 시간에 걸쳐 가속도의 변화를 다음 (그림 1.39)에서와 같이 선형이라고 가정한다.

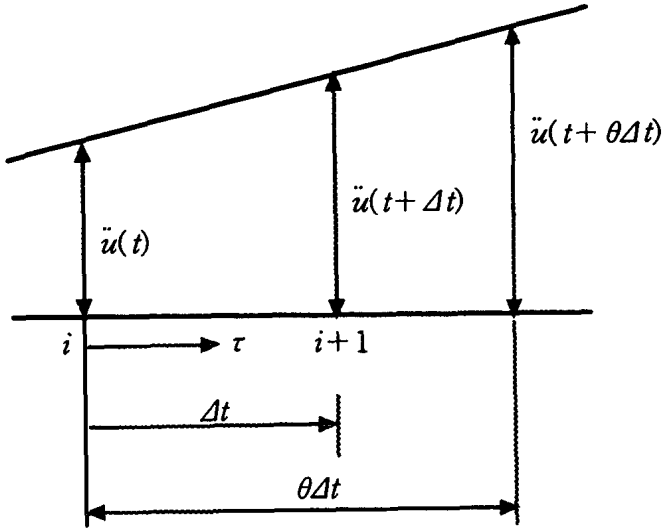


그림 1.39 가속도의 선형변화

여기서 θ는 1.0보다 큰 값을 취해야 하며 시간간격의 크기에 관계없이 안정적으로 해를 구하기 위해서는 $\theta \geq 1.37$(근사적으로 1.4)를 사용하여야 한다. θ값의 최적치는 1.420815로 알려져 있다.

$t+\theta\Delta t$에서의 동적평형방정식은 다음과 같이 표현된다.

$$[M]\{\ddot{u}_\theta\} + [C]\{\dot{u}_\theta\} + [K]\{u_\theta\} = \{F_\theta\} \tag{1.55}$$

여기에서 시간 τ를 0으로부터 $\theta\Delta t$까지 변한다고 하면 임의의 시점 τ에서의 가속도는 그림 1.39에서 직관적으로 다음과 같이 구해진다.

$$\ddot{u}_\tau = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\theta \Delta t}(\ddot{u}_\theta - \ddot{u}_i) \tag{1.56}$$

이 식을 τ에 관해 적분하면, t로부터 τ만큼 지난 뒤의 속도 $\dot{u}_{i+\tau}$와 변위 $u_{i+\tau}$를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\dot{u}_\tau = \dot{u}_i + \tau\, \ddot{u}_i + \frac{\tau^2}{2\theta \Delta t}(\ddot{u} - \ddot{u}_i) \tag{1.57}$$

$$u_\tau = u_i + \tau\, \dot{u}_i + \frac{\tau^2}{2}\, \ddot{u}_i + \frac{\tau^3}{6\theta \Delta t}(\ddot{u}_\theta - \ddot{u}_i) \tag{1.58}$$

위 식에서 $\tau = \theta \Delta t$를 대입하여 $\dot{u}_\theta$, u_θ를 전개하면 다음과 같이 된다.

$$\dot{u}_\theta = \dot{u}_i + \frac{2\theta \Delta t}{2}(\ddot{u}_\theta - \ddot{u}_i) \tag{1.59}$$

$$u_\theta = u_i + \theta \Delta t\, \dot{u}_i + \frac{\theta^2 \Delta t^2}{6}(\ddot{u}_\theta - 2\, \ddot{u}_i) \tag{1.60}$$

식 (1.59) 및 식 (1.60)은 Wilson-θ 방법의 한 변형으로서 이 식들을 다시 증분 형태로 바꾼다면 시간 $t + \theta \Delta t$에서의 속도와 변위의 증분 형태는 다음과 같다.

$$\Delta \dot{u}_\theta = \ddot{u}_i \Delta t_\theta + \frac{1}{2} \Delta\, \ddot{u}_\theta \Delta t_\theta \tag{1.61}$$

$$\Delta u_\theta = \dot{u}_i \Delta t_\theta + \frac{1}{2}\, \ddot{u}_i (\Delta t_\theta)^2 + \frac{1}{6} \Delta\, \ddot{u}_\theta (\Delta t_\theta)^2 \tag{1.62}$$

식 (1.62)에서 $\Delta\, \ddot{u}_\theta$를 구하면 다음이 된다.

$$\Delta\, \ddot{u}_\theta = \frac{6}{(\theta \Delta t)^2} \Delta u - \frac{6}{\theta \Delta t}\, \dot{u}_i - 3\, \ddot{u}_i \tag{1.63}$$

이 결과를 식 (1.61)에 대입하면 다음 식을 얻는다.

$$\Delta \dot{u}_\theta = \frac{3}{\Delta t_\theta} \Delta u_\theta - \frac{\Delta t_\theta}{2}\, \ddot{u}_i - 3\, \dot{u}_i \tag{1.64}$$

식 (1.55)를 증분 형태로 변환 ($\ddot{u}_\theta,\ \dot{u}_\theta,\ u_\theta \rightarrow \Delta\ddot{u}, \Delta\dot{u}, \Delta u$)하고 식 (1.63) 및 식 (1.64)를 대입하면 다음 결과를 얻는다.

$$[K_\theta^*]\{\Delta u_\theta\} = \{\Delta F_\theta^*\} \tag{1.65}$$

여기서,

$$[K_\theta^*] = [K] + \left(\frac{3}{\Delta t_\theta}\right)[C] + \left(\frac{6}{\Delta t_\theta^2}\right)[M] \tag{1.66}$$

$$\{\Delta F_\theta^*\} = \{\Delta R_i\} + \left(\frac{6}{\Delta t_\theta}\ \dot{u}_i + 3\,\ddot{u}_i\right)[M] + \left(3\,\dot{u}_i + \frac{\Delta t_\theta}{2}\ \ddot{u}_i\right)[C] \tag{1.67}$$

식 (1.65)는 의사정적(Pseudo-Static)문제로서 우선 변위증분 Δu_θ에 대해 해를 구하여, 가속도증분 $\Delta\ddot{u}_\theta$를 구하고 이를 다시 다음 식에 의하여 $\Delta\ddot{u}_i$를 구한다.

$$\Delta u_i^2 = \frac{1}{\theta}\Delta u_\theta \tag{1.68}$$

또한 속도증분 $\Delta\dot{u}_i$와 변위증분 Δu_i는 사다리꼴의 법칙에 따라 다음 식으로 구한다.

$$\Delta u_i = \dot{u}_i\Delta t_i + \frac{1}{2}\Delta u_i\Delta t_i \tag{1.69}$$

$$\Delta u_i = \dot{u}_i\Delta t_i + \frac{1}{2}\ \ddot{u}_i\Delta t_i^2 + \frac{1}{6}\ \ddot{u}_i\Delta t_i^2 \tag{1.70}$$

Newmark-β 방법과 같이 식 (1.50)~식 (1.52)에 의해 다음 단계의 변위 u_{i+1}, 속도 $\dot{u}_{i+1}$, 및 가속도 $\ddot{u}_{i+1}$ 를 구한다.

지금까지 설명된 방법을 Computer에서 수행되는 절차로 정리하면 다음과 같다.

표 1.11 Willson 방법의 적용절차

<1> 초기조건

1.1 $m\ddot{u}_o = p_o - c\dot{u}_o - (f_s)_o$ 를 풀어서 $\Rightarrow \ddot{u}_o$

1.2 Δt, θ 선택

1.3 $a = \frac{6}{\theta\Delta t} m + 3c,\ b = 3m + \frac{\theta\Delta t}{2} c$

<2> 시간 t에서 계산

2.1 $\delta \bar{p}_i = \theta(\Delta p_i) + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$

2.2 강성행렬 k_i 구한다.

2.3 $\bar{k}_i = k_i + \frac{3}{\theta\Delta t} c + \frac{6}{(\theta\Delta t)^2} m$

2.4 Modified Newton-Raphson Iteration 방법을 이용하여 $\bar{k}_i$, δu_i로부터 $\Delta \bar{p}_i$를 구한다.

2.5 $\delta\ddot{u}_\theta = \frac{6}{(\theta\Delta t)^2}\delta u - \frac{6}{\theta\Delta t}\dot{u}_i - 3\ddot{u}_i$, $\Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\theta}\delta\ddot{u}_i$

2.6 $\Delta\dot{u}_i = \ddot{u}_i\Delta t_i + \frac{\Delta t}{2}\Delta\ddot{u}_i$, $\Delta u_i = \dot{u}_i\Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}_i + \frac{(\Delta t)^2}{6}\Delta\ddot{u}_\theta$

2.7 $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$, $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta\dot{u}_i$, $\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta\ddot{u}_i$

<3> 다음 단계 계산을 위해서 t를 $t + \Delta t$로 치환해서 2.1에서 2.7의 식을 반복 계산한 후 다음 단계로 넘어간다.

위에서 언급된 바와 같이 θ의 값이 Willson 방법의 안정특질을 결정하게 된다. 만약 θ=1이면 $\Delta t < 0.551 T_N$ (T_N은 그 시스템에서 가장 짧은 주기)이면 그 system에서 가장 안정성을 가지게 된다. 만약 $\theta \geq 1.37$이면 그 system에서 불안정하게 된다.

1.4.4 선형 탄성 구조계의 지진 응답

(1) 변형, 의사속도, 의사가속도 응답 스펙트럼

① 변형 응답 스펙트럼

밑의 그림은 변형 응답 스펙트럼 작성 과정을 나타내고 있다.

그림 (a)는 지반 운동을 나타낸다. 그림 (b)는 단자유도계의 고유 주기에 따른 변형응답을 나타낸다. 그림 (c)는 그림 (b)의 각각의 고유 주기에서 나온 절대 최대 변형값을 나타내며, 이를 변형 응답 스펙트럼이라 한다.

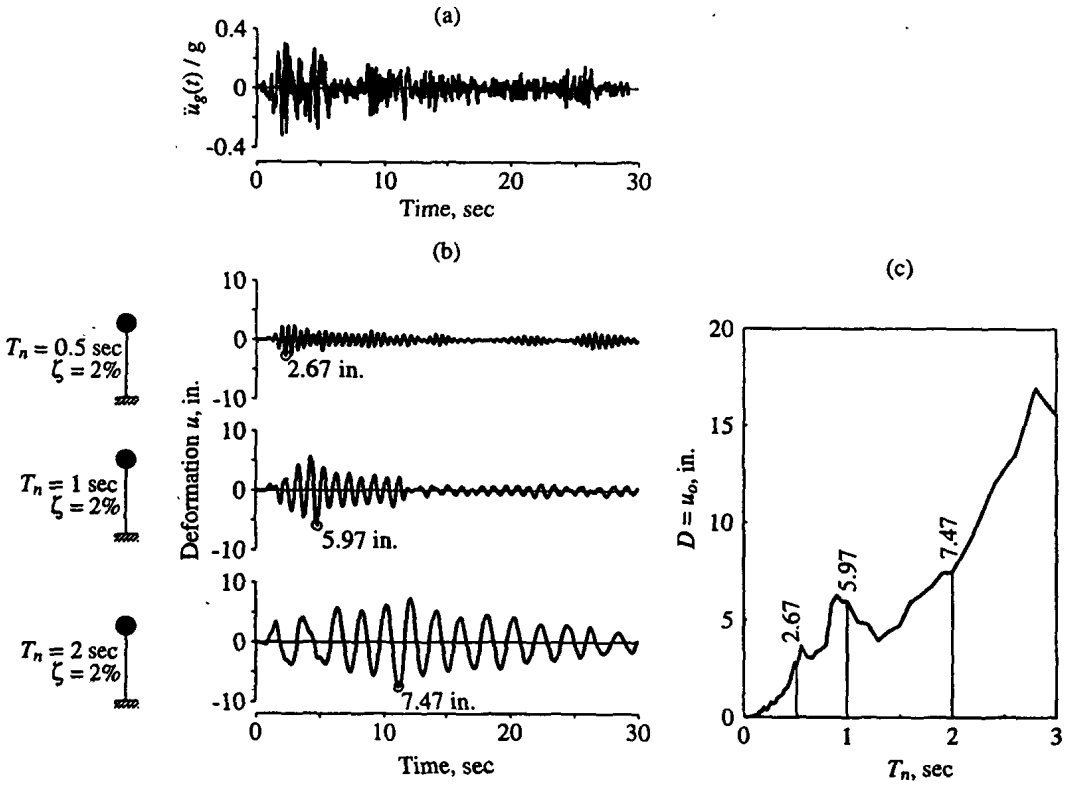


그림 1.40 지반운동에 때한 단자유도 구조물의 변위

② 의사 속도

의사 속도는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D$$

의사 속도는 지진 운동에 의한 단자유도 구조계에 저장된 변형에너지 계산에 쓰일 수 있다.

③ 의사 가속도

의사 가속도는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$$

등가 정적 힘을 계산할 때 사용된다. 등가 정적 방법을 사용할 때 주의 할 점은 구조물의 절대 좌표계에 대한 가속도 대신 의사 가속도를 써야 하는 점이다.

다음 그림은 변위, 의사속도, 의사가속도 응답 스펙트럼을 나타낸다.

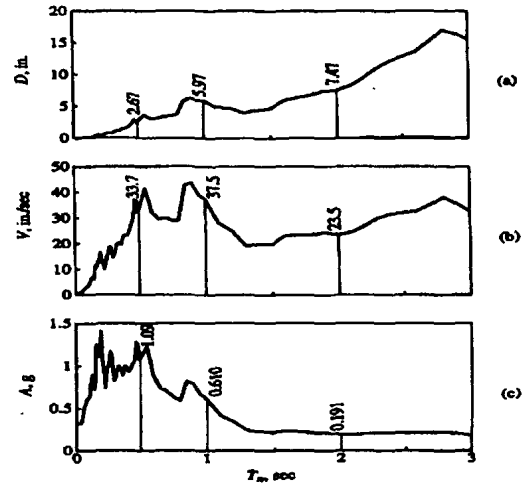


그림 1.41 El Centro 지진에 의한 변위, 의사속도, 의사가속도 스펙트럼

④ 합성 D-V-A 스펙트럼

주어진 지반운동에 의한 변형, 의사속도, 의사가속도 응답 스펙트럼은 동일한 정보를 나타내는 것이다. 다만 구조계 응답의 같은 정보를 다른 형태로 보여 주는 것일 뿐이다. 같은 구조물에 대한 정보를 변형, 의사속도, 의사가속도 응답 스펙트럼의 세 가지 종류로 분리하는 이유는 다음과 같다. 첫 번째 이유는 스펙트럼은 직접적으로 물리적 의미를 갖는 값을 읽어 낼 수 있다. 변형 스펙트럼에서는 최대 변형을 알 수 있고, 의사속도 스펙트럼에서는 직접적으로 구조계에 축적된 변형에너지를 알 수 있고, 의사가속도 스펙트럼에서는 등가정적힘을 알 수 있다. 두 번째 이유는 설계 스펙트럼 작성 시 이 세 가지 스펙트럼이 모두 필요하기 때문이다. 합성 스펙트럼은 다음 그림과 같다.

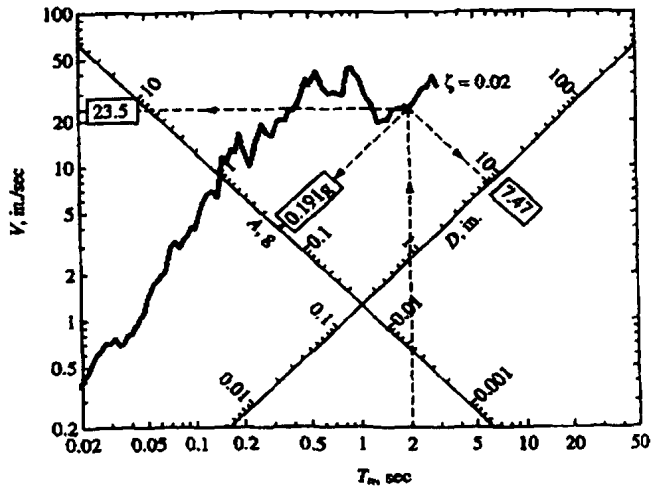


그림 1.42 합성 D-V-A 응답스펙트럼 (El Centro 지진)

(2) 응답 스펙트럼 특성

다음 그림은 정규화된 응답 스펙트럼을 나타낸다. 고유주기(T_n)에 따라서 가속도 민감, 속도 민감, 변위 민감 구역으로 나눌 수 있다.

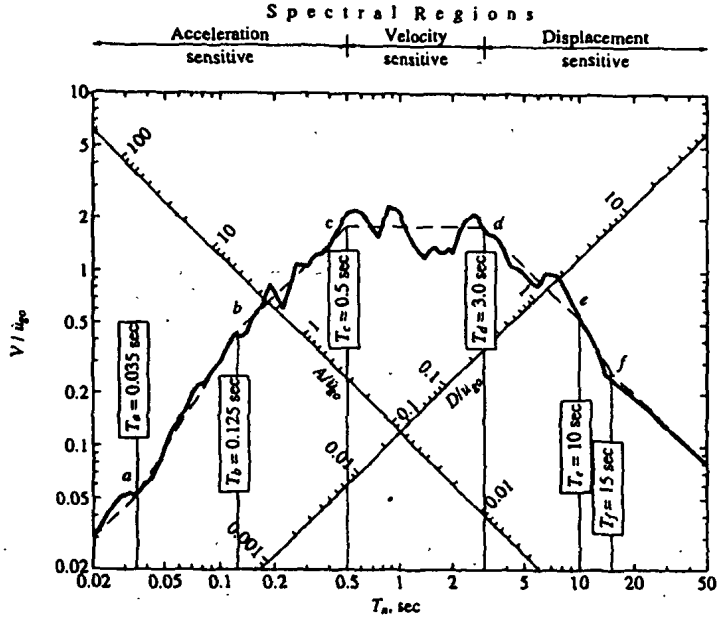


그림 1.43 고유주기 구역별 합성 D-V-A 응답스펙트럼 (El Centro 지진)

▣ 가속도 민감 구역

고유주기가 0.035 sec 미만인 경우 의사가속도(A)는 실제지반가속도($\ddot{u}_{go}$)와 상당히 유사하고, 변형(D)은 매우 작다. 고유주기가 0.035 sec에서 0.5 sec로 짧은 경우, 의사가속도(A)는 실제지반가속도($\ddot{u}_{go}$)를 초과하고 이는 고유주기(T_n)와 감쇠율(ζ)과 관계가 있다.

▣ 속도 민감 구역

고유주기(T_n)가 0.5초에서 3초구간에서는 의사속도(V)가 실제지반속도($\dot{u}_{go}$)를 일반적으로 초과하고, 이는 감쇠율(ζ)과 관계가 있다. 의사속도(V)는 실제지반속도($\dot{u}_{go}$) 에 증폭계수의 곱으로서 일정한 상수 값으로 표시된다. 증폭계수는 감쇠율(ζ)과 관계 있다.

▣ 변위 민감 구역

고유주기(T_n)가 3초 이상 구간에서는 변위(D)가 실제지반변위(u_{go})를 일반적

으로 초과하고, 이는 고유주기(Tn)와 감쇠율(ζ)이 관계가 있다. 변위(D)는 실제 지반변위(u_{go})에 증폭계수의 곱으로서 일정한 값으로 표시된다. 증폭계수는 감쇠율(ζ)과 관계 있다.

▣ 감쇠율 영향

감쇠는 일반적으로 구조물의 응답값을 감소시킨다. 그러나 고유주기(T_n)가 0이나 ∞일 경우 감쇠는 구조물 응답에 영향을 미치지 못하게 된다. 일반적인 구조물에서는 감쇠를 증가시킴으로서 고유주기를 크게 변경시키지 않고 부재력을 감소시킬 수 있다.

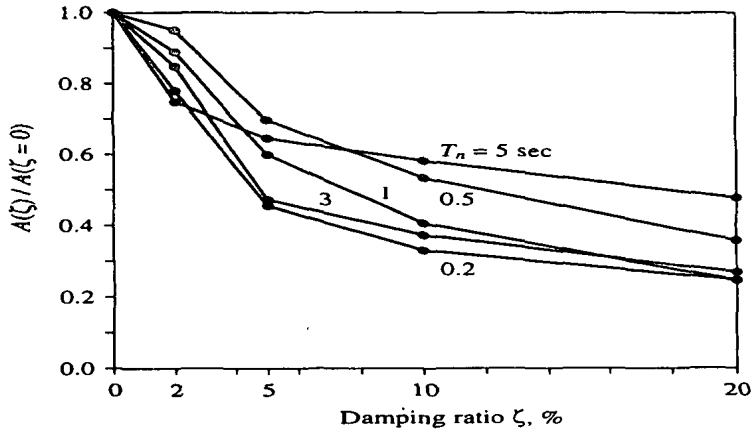


그림 1.44 감쇠비에 따른 가속도비

(3) 선형 설계 스펙트럼

설계스펙트럼은 미래에 발생할 지진에 대하여 구조물을 설계하거나, 기존 구조물의 지진에 대한 안정성 검토에 사용된다. 따라서 과거에 기록된 응답스펙트럼을 사용하는 것은 부적절하다. 과거에 발생한 지진들의 응답스펙트럼을 보면, 굴곡의 변화가 크고 첨두 값의 발생위치가 서로 다르다. 마찬가지로 미래에 발생할 지진에 대한 이러한 굴곡이 심한 응답스펙트럼을 예측하는 것도 불가능하다. 그러므로 설계 스펙트럼은 일련의 부드러운 곡선 또는 일련의 직선으로 각각의 감쇠율에 따라 구성된다.

설계스펙트럼은 지역에 발생한 지진운동의 대표값이어야 한다. 만일 지역에 지진 기록이 없다면 그와 비슷한 조건을 갖춘 지역의 지진 기록을 바탕으로 작성되어야 한다. 비슷한 조건을 갖춘 지역을 선정하는데는 지진 규모, 진앙거리, 단층구조, 지역토양조건 등이 고려된다. 지진기록이 풍부한 곳에서는 이러한 설계응답스펙트럼 작성이 비교적 용이하나, 그렇지 않은 지역에서는 여러 가지 절충안이 필요하게된다.

설계스펙트럼은 통계학적 분석에 의하여 이루어진다. 어느 지반에 대하여 일련의 지반운동의 응답스펙트럼이 계산되어지고, 일련의 응답스펙트럼 값의 평균이 구해지고, 이 평균 스팩트럼 값은 굴곡이 단일 지반 운동의 스팩트럼보다 부드럽다. 이러한 부드러운 곡선의 응답스펙트럼은 보통 일련의 직선으로 이상화된다.

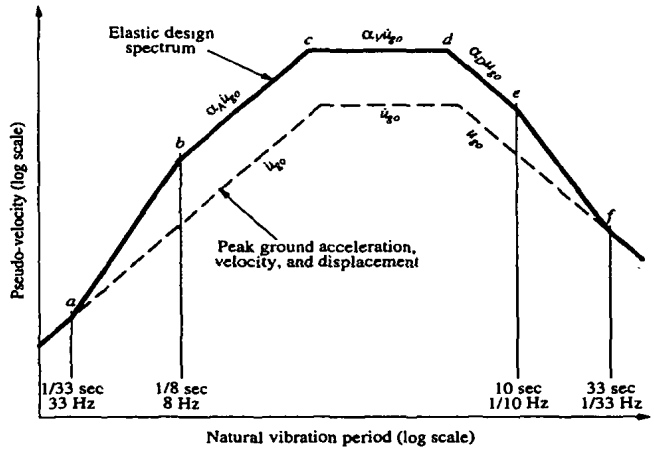


그림 1.45 설계 응답스펙트럼

설계응답스펙트럼과 응답스펙트럼을 비교하면 다음 그림과 같다.

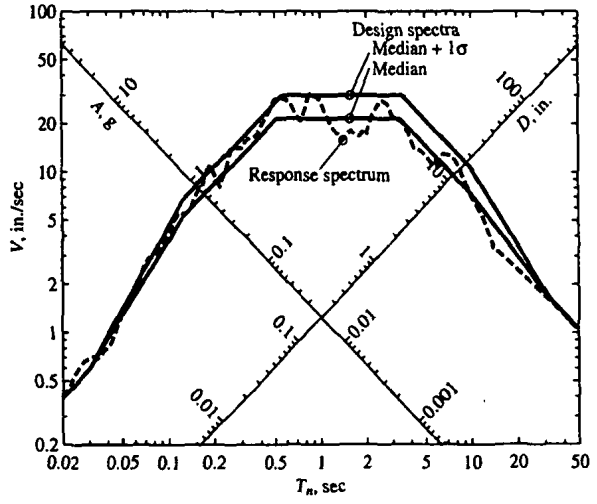


그림 1.46 설계응답스펙트럼과 응답스펙트럼의 비교

설계응답스펙트럼을 초과하는 응답스펙트럼을 볼 수가 있는데 이는 설계응답스펙트럼이 많은 지반운동 응답 스펙트럼의 최대값이 아닌 평균값이므로 예상되는 현상이다. 이러한 분산 효과는 지반운동에 존재하는 변화가능성을 내포하고, 확률론적 증가계수의 분포를 나타낸다.

설계응답스펙트럼과 응답스펙트럼의 차이점은 두 가지로 요약할 수 있다.

① 응답스펙트럼은 단자유도계 구조물의 특정 지반운동에 대한 실현 가능한 모든 값을 나타내는 반면, 설계응답스펙트럼은 이들 값의 평균을 나타낸다.

② 어떤 지역의 설계응답스펙트럼은 두 가지 종류의 탄성응답스펙트럼의 포락선으로 나타난다.

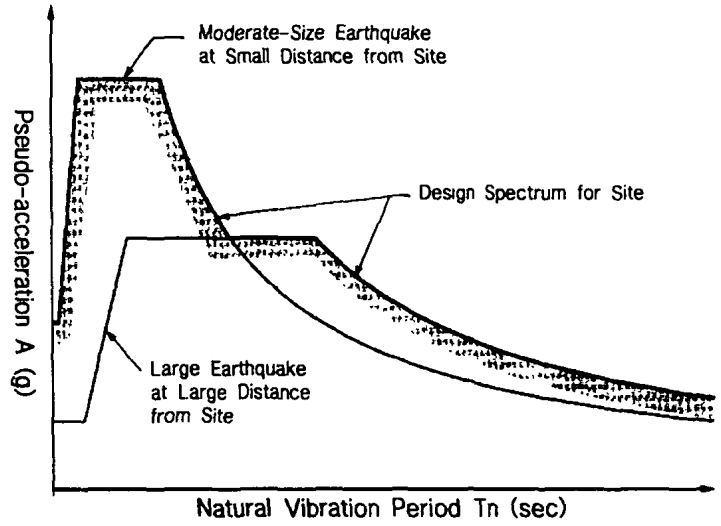


그림 1.47 진앙지가 다른 지진에 대한 설계응답스펙트럼

1.4.5 비선형 비탄성 구조계에 대한 응답

의사 가속도는 구조물의 고유 주기, 감쇠비와 함수 관계가 있으며, 선형 탄성 구조계에서는 의사 가속도로서 밑면 전단력을 구하게 된다. 그러나, 대부분의 구조물들은 발생 가능한 지반 거동에 의한 선형 탄성 밑면 전단력보다는 적게 설계하고 있다. 이렇게 설계된 구조물은 지진 발생 시 손상을 입을 것으로 예측할 수 있다. 선형 탄성 설계에 의하여 설계한다면 구조물은 안전할 것이나, 구조물 단면이 필요 이상 확대됨으로써 경제성이 떨어진다. 또한 발생한 손상이 경제적으로 보수 불가능하거나, 구조물이 붕괴한다면 결코 이상적이 설계라고 할 수 없다. 따라서 구조물이 비소성 영역에서의 거동 예측은 지진 공학에서 가장 중요한 부분이라 할 수 있다.

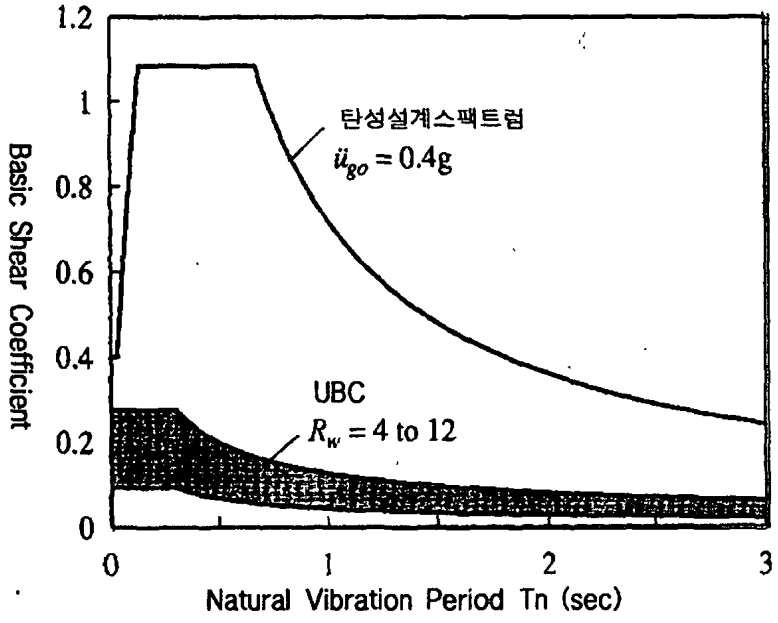


그림 1.48 탄성설계스팩트럼과 UBC의 밑면 전단력 비교

(1) 힘-변형 관계

실험에 의하면 반복하중에 의한 힘-변형관계는 구조 재료와 구조물 형상에 따라서 달라짐을 알 수 있다. 비선형 거동에 의하여 힘-변형 관계는 히스테리시스 환형 곡선을 그린다. 이 히스테리시스 환형 곡선도 구조 재료와 구조물 형상에 따라서 다양한 모양을 보인다.

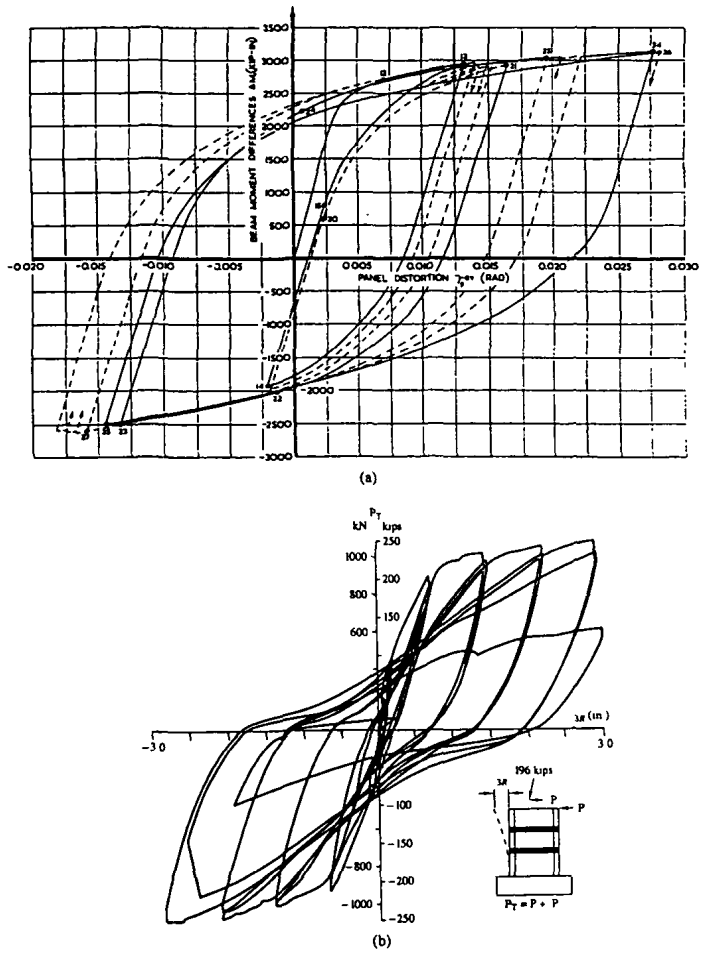


그림 1.49 구조용 강과 콘크리트 구조물의 힘-변형 관계

이러한 힘-변형 관계 환형 곡선은 다음 그림과 같이 탄-소성 곡선으로 이상화시킬 수 있다.

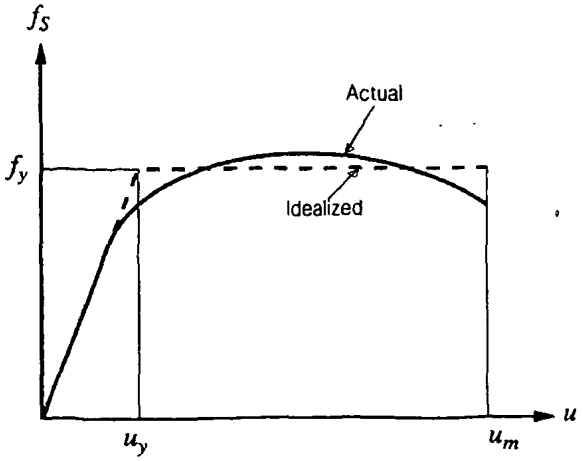


그림 1.50 완전 탄-소성 이상화

위 그림에서 두 곡선 사이의 면적은 같게 하여야 한다. 반복 하중에 의한 환형 곡선도 다음 그림과 같이 이상화시킬 수 있다.

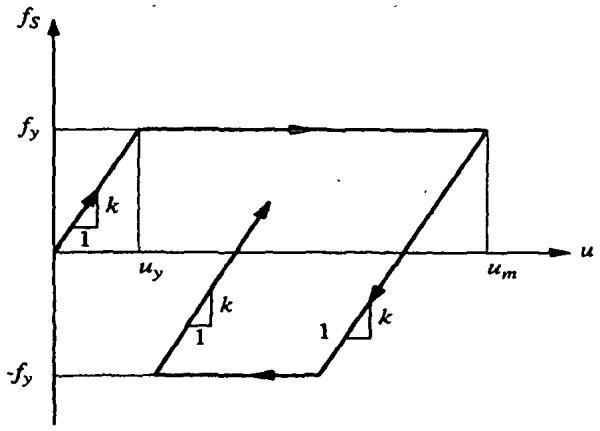


그림 1.51 이력곡선의 완전 탄-소성 이상화

지진에 의한 탄-소성 구조물의 거동 최대값을 이에 상응하는 탄성계 구조물에 비교할 수 있다. 이 대응되는 선형 탄성 구조계는 작은 진폭($u \leq u_y$)에서는 동일한 고유 주기와 감쇠를 갖는다. 그림으로 나타내면 다음과 같다.

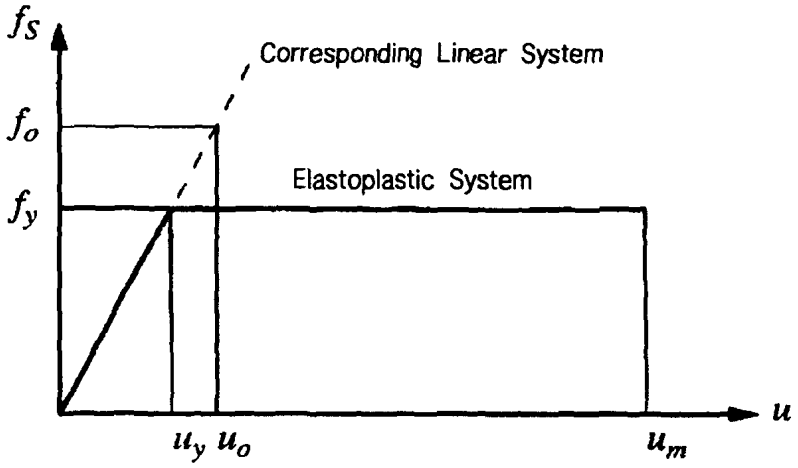


그림 1.52 완전 탄-소성계에 대한 선형계

(2) 정규 항복 강도, 항복 감소 계수, 연성 계수

(Normalized Yield Strength, Yield Reduction Factor, Ductility Factor)

정규 항복 강도($\overline{f_y}$)는 다음과 같이 정의된다.

$$\overline{f_y} = \frac{f_y}{f_o} = \frac{u_y}{u_o} \tag{1.71}$$

여기서 f_y, f_o, u_y, u_o는 위의 그림과 같다. 항복전의 f_y는 f_o와 같기 때문에 $\overline{f_y}$는 항복 강도를 넘지 않는 범위에서는 1로 나타낼 수 있다.

항복 감소 계수 R은 다음과 같이 정의된다.

$$R_y = \frac{f_o}{f_y} = \frac{u_o}{u_y} \tag{1.72}$$

항복 감소 계수는 정규 항복 강도의 역수이다. 항복 감소 계수가 2라면, 구조물의 항복 강도는 구조물의 선형 탄성 영역 강도를 2로 나눈 값이다. 연성 계수는 다음과 같이 정의된다.

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \tag{1.73}$$

비탄성 구조계에 대응하는 선형구조계에서 연성계수는 1로 나타낼 수 있다. 비선형 구조계의 최대 변형값 u_m과 이에 대응하는 선형구조계의 최대 변형값 u_o는 다음 식과 같다.

$$\frac{u_m}{u_o} = \mu \overline{f_y} = \frac{\mu}{R} \tag{1.74}$$

(3) 운동 방정식과 지배 계수

지배 미분 방정식은 다음 식과 같다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \tag{1.75}$$

위의 방정식을 m으로 나누면, 다음 식과 같다.

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u_y \overline{f_s}(u, \dot{u}) = -\ddot{u}_g(t) \tag{1.76}$$

여기서,

$$\omega_n=\sqrt{\frac{k}{m}} \qquad \zeta=\frac{c}{2m\omega_n} \qquad \overline{f_s}(u,\dot{u})=\frac{f_s(u,\dot{u})}{f_y} \tag{1.77}$$

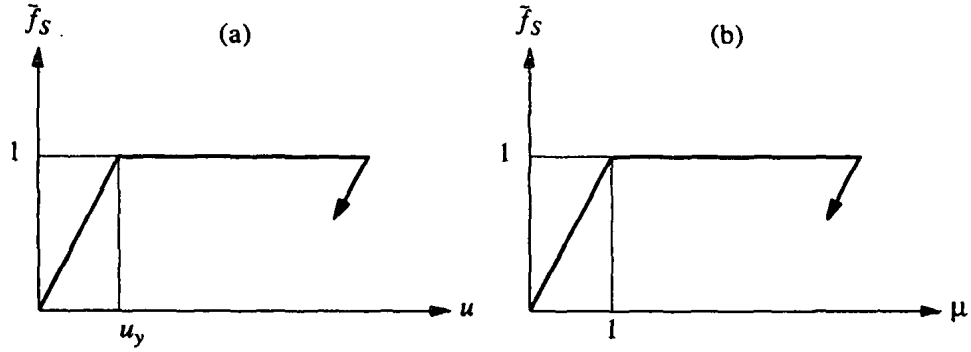


그림 1.53 힘-변형관계의 정규화된 그래프

식 (1.76)에서 주어진 $\ddot{u}_g(t)$에 대하여 $u(t)$는 ω_n, ζ, u_y와 관계 있음을 알 수 있다. 식 (1.76)에서 $\mu(t)\equiv u(t)/u_y$를 이용, $u(t)$ 항을 $\mu(t)$ 항으로 치환하면,

$$\ddot{\mu}+2\zeta\omega_n\dot{\mu}+\omega_n^2\overline{f_s}(\mu,\dot{\mu})=-\omega_n^2\frac{\ddot{u}_g(t)}{a_y} \tag{1.78}$$

여기서,

$$a_y=\frac{f_y}{m} \tag{1.79}$$

식 (1.78)에서 주어진 $\ddot{u}_g(t)$에 대하여 연성계수 $\mu(t)$는 ω_n, ζ, $\overline{f_y}$와 관계 있음을 알 수 있다.

(4) 항복이 구조물 응답에 미치는 영향

다음 그림은 선형 탄성 단자유도 구조물의 응답을 나타낸다. 고유주기(T_n)는 0.5 초, 감쇠(ζ)는 0이다.

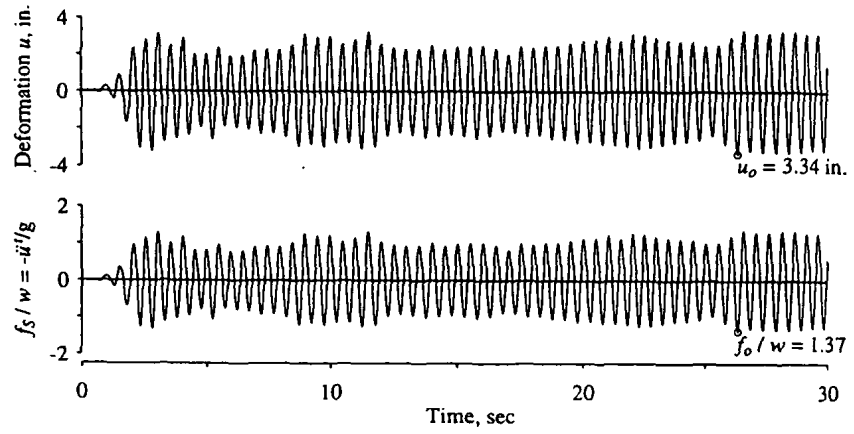


그림 1.54 El Centro지진에 대한 T_n=0.5sec, ζ=0 인 구조물의 응답
(a) 변형, (b) 힘, (c) 항복 구간, (d) 힘- 변형 관계

변위(u)의 최대치는 $3.34\ in$ 이고, 힘(f_o)의 최대치는 $\frac{f_o}{w} = 1.37$ 이다. 다음 그림은 위와 같은 지진파에 대한 정규 항복 강도($\overline{f_y}$)가 0.125인 탄-소성 구조물의 응답을 나타낸다.

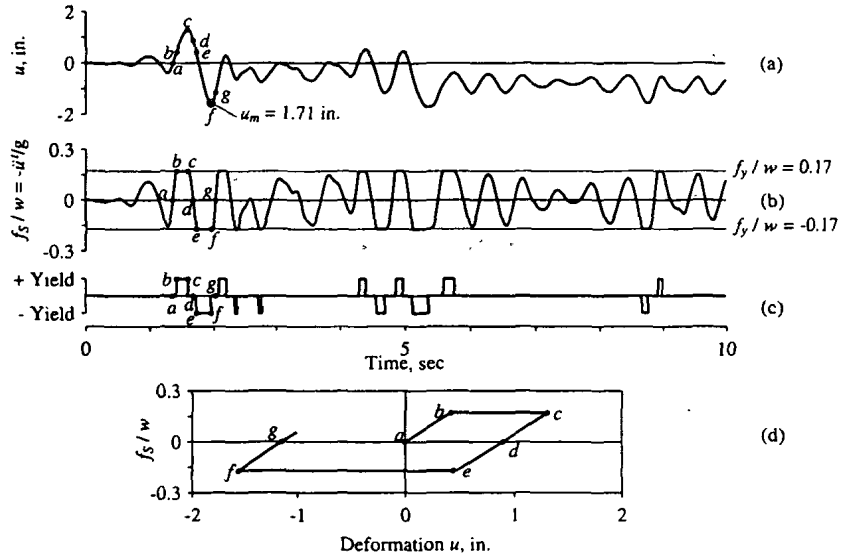


그림 1.55 El Centro지진에 대한 Tn=0.5sec, ζ=0, $\overline{f_y}$=0.125 인 구조물의 응답
(a) 변형, (b) 힘, (c) 항복 구간, (d) 힘- 변형 관계

항복 강도(f_y)는 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$f_y = 0.125 f_o \tag{1.80}$$

$$f_o = 1.37w \tag{1.81}$$

$$f_y = 0.125(1.37w) = 0.171w \tag{1.82}$$

변위(u)의 최대치는 $1.71\ in$이고, 힘(f_o)의 최대치는 $\frac{f_o}{w} = 3.34$이다.

다음 그림은 정규 항복 강도($\overline{f_y}$) 1.0, 0.5, 0.25, 0.125에 대한 변형응답을 나타낸다.

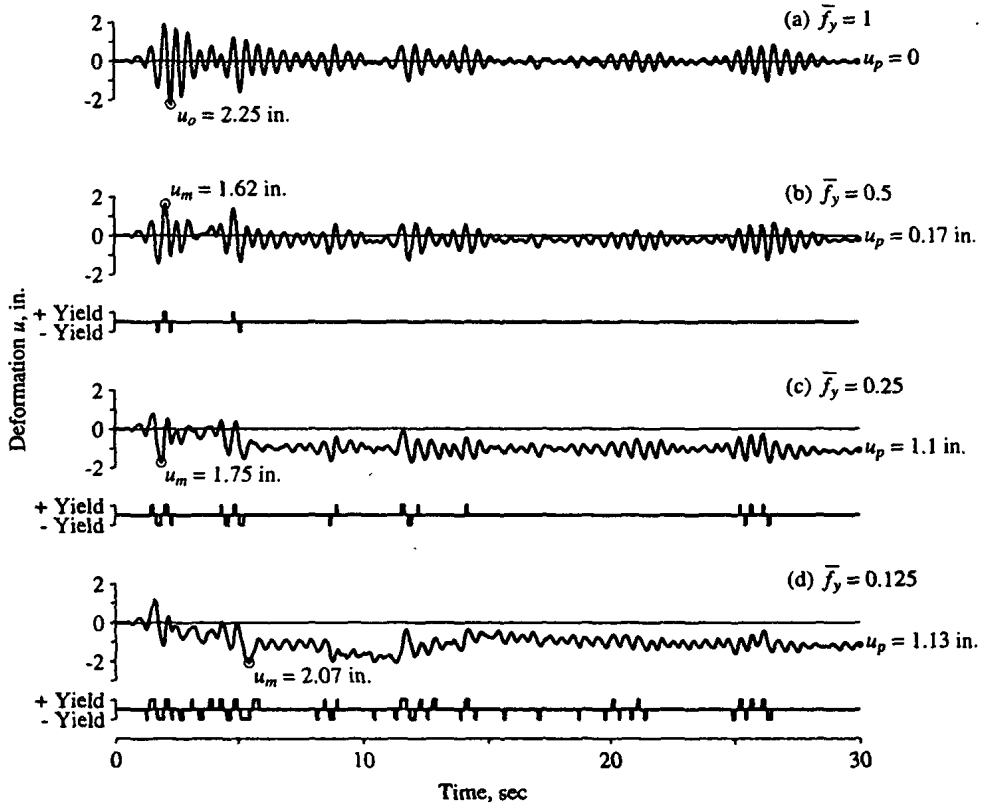


그림 1.56 El Centro 지진에 대한 변형응답과 항복

연성 계수(μ)는

$$\frac{u_m}{u_o} = \mu \overline{f_y} \tag{1.83}$$

의 관계로부터

$$\mu = (1.75/2.25)(1/0.25) = 3.11 \tag{1.84}$$

이를 탄-소성 구조물의 연성 요구치라 하며, 이는 설계 시 연성 능력은 연성

요구치보다 커야 함을 의미한다.

다음 그림은 고유주기(T_n)에 대한 정규 항복 강도($\overline{f_y}$)가 1, 0.5, 0.25, 0.125일 때의 변형(u_m)을 나타낸다. 고유주기(T_n)가 15초 이상의 장주기일 경우 변형 (u_m)은 정규 항복 강도($\overline{f_y}$)와 관계없고, 선형 탄성 구조물의 변형 및 지반변위와 같아진다. 고유주기(T_n)가 0.5초 이하의 가속도 민감 구역에서는 탄-소성 구조물의 변형이 대응되는 탄성 구조물의 변형보다 크다. $\overline{f_y}$가 작아질수록 변형은 커진다.

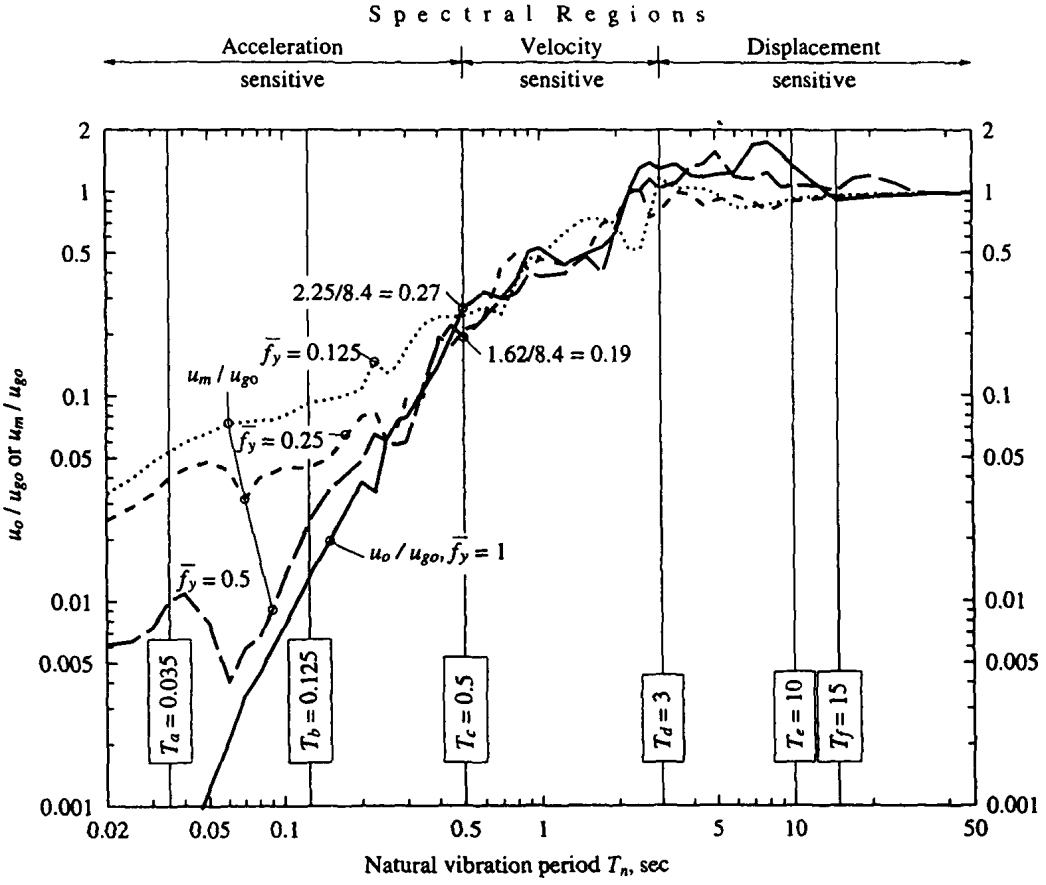


그림 1.57 탄-소성 구조물의 변형응답

다음 그림은 탄-소성 구조물에 대한 $\overline{f_y}$가 1, 0.5, 0.25, 0.125일 때의 연성 요구치(μ)를 고유주기별로 나타낸다.

고유주기(Tn)가 15초 이상의 장주기일 경우 구조물 변형 최대값이 $\overline{f_y}$와 관계없이 지반운동 최대값과 거의 같아진다.

$$\frac{u_m}{u_o} = \mu \overline{f_y} = \frac{\mu}{R} \tag{1.85}$$

여기서, 장주기일 경우 $u_m \simeq u_o \simeq u_{go}$이므로 $\mu \simeq R_y$로 나타낼 수 있다. 고유주기(T_n)가 0.5초 이하의 단주기일 경우 구조물이 탄성 한계를 벗어나면 연성 요구치가 과다하게 증가됨으로 주의하여야 한다.

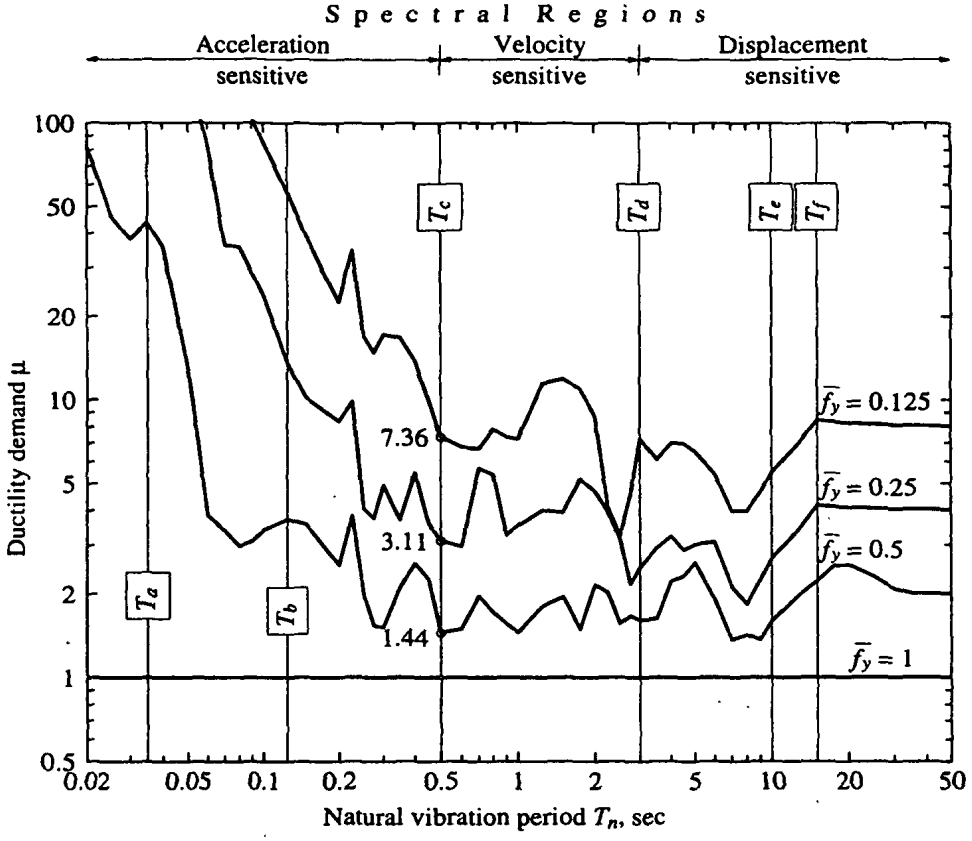


그림 1.58 탄-소성 구조물 연성요구도

1.5 내진설계 규정

1.5.1 내진설계 상위 개념

(1) 설계 지반 운동 수준

설계 지반 운동 수준은 다음과 같이 분류한다.

ⓐ 구조물의 수명기간동안에 발생할 수 있는 세기는 낮으나 발생빈도가 높은 지반운동으로서 5, 10, 20년내 발생 확률 10% (각각 50, 100, 200년의 평균재현주기)의 지반운동.

ⓑ 구조물의 수명기간동안에 발생할 수 있는 세기는 높으나 발생빈도가 낮은 지반운동으로서 50, 100, 250년내 발생 확률 10% (각각 500, 1000, 2400년의 평균재현주기)의 지반운동.

(2) 내진성능 수준

시설물은 기능수행수준과 붕괴방지수준의 두 가지 내진성능 수준을 만족하도록 설계되어야 한다.

ⓐ 기능수행수준 : 설계지진 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 변형이나 손상은 그 구조물이나 시설의 기능을 차질 없이 수행할 수 있는 범위 내로 제한되는 성능수준을 의미한다.

ⓑ 붕괴방지수준 : 설계지진 작용 시 구조물이나 시설물에 상당한 변형이나 손상이 발생할 수는 있지만 그 수준과 범위는 구조물이나 시설물이 붕괴되거나 또는 구조물이나 시설물의 손상으로 인하여 대규모 피해가 조래되는 것을 방지될 수 있는 성능수준을 의미한다.

(3) 내진등급

ⓐ 시설물의 내진등급은 시설물의 중요도에 따라서 내진II등급, 내진I등급과 내진특등급의 3가지 등급으로 분류한다.

ⓑ 시설물별 구체적인 분류기준은 해당하는 내진설계성능기준에서 규정한다.

(4) 성능 수준별 설계 지반 운동

1.5.1-(3)에서 규정한 내진등급별 구조물은 1.5.1-(1)에서 규정한 설계지반운동에 대하여 1.5.1-(2)에서 규정한 기능수행수준과 붕괴방지수준을 만족할 수 있도록 설계하여야 하며 성능수준별 설계지반운동은 표 1.12와 같다.

표 1.12 성능 수준별 설계 지반 운동

설계지반운동 수준	내진특등급	내진1등급	내진2등급
기능평가 지반운동	기능수행수준 200년의 재현주기	기능수행수준 100년의 재현주기	기능수행수준 50년의 재현주기
안전평가 지반운동	붕괴방지수준 2400년의 재현주기	붕괴방지수준 1000년의 재현주기	붕괴방지수준 500년의 재현주기

(5) 설계지반운동의 표현방법

ⓐ 설계지반운동은 원칙적으로 그 지역의 지반조건을 고려, 5% 감쇠비를 적용한 표준설계응답스펙트럼(그림 1.59)으로 표현한다.

ⓑ 건설부지에서 기록된 계측지진을 수정, 보완한 가속도-시간 이력곡선이나 표준설계응답스펙트럼을 만족시키는 인공 가속도-시간 이력곡선도 사용할 수 있다.

ⓒ 표준설계스펙트럼은 지진계수 Ca와 Cv로 구성이 되며 이러한 지진계수의 정의는 다음과 같다.

- Ca : 최대지반가속도를 나타내는 지진계수
- Cv : 1초의 주기를 갖는 단자유도 구조의 5% 감쇠비를 고려한 응답속도로 정의되며 구조물의 고유주기, T로 나누어 응답가속도를 구할 수 있다.
- 2.5 Ca : 단주기를 갖는 단자유도 구조의 5% 감쇠비를 고려한 평균 최대응답가속도

ⓓ 그림 1.49에서 표준설계응답스펙트럼의 완전한 결정을 위해 요구되는 지진계수 Ca, Cv의 값은 표 1.13과 표 1.14에 지반 종류별로 지진구역별로 각각 주어져 있다.

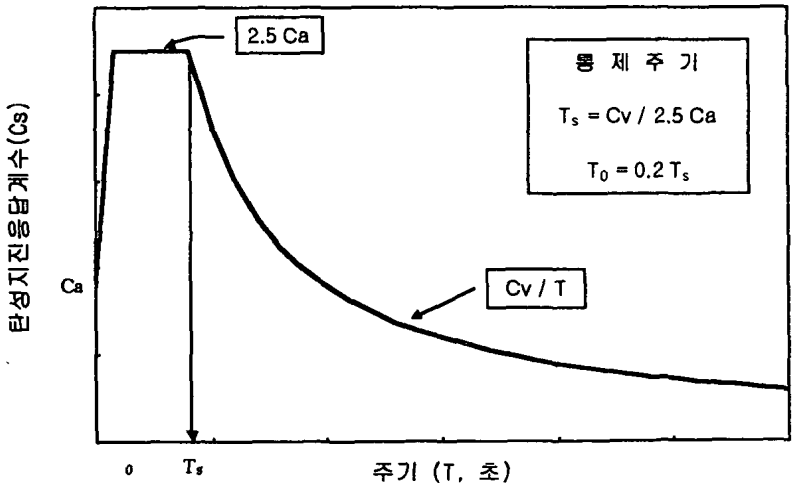


그림 1.59 표준설계응답스펙트럼(1997년 건교부 내진설계기준 연구)

표 1.13 지진계수, Ca (1997년 건교부 내진설계기준 연구)

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 1.14 지진계수, Cv (1997년 건교부 내진설계기준 연구)

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

1997년 건교부의 내진설계기준 연구에서의 표준설계응답스펙트럼, 지진 종류에 따른 지진계수 값은 뒷장의 UBC-97에서의 내용과 거의 일치한다.

(6) 지진 재해도

지진재해도 해석 결과에 근거하여 표 1.15에 기술한 바와 같이 남한 전지역을 2개의 지진구역으로 설정한다. 각 지진구역에서의 구역계수, Z는 평균재현주기 500년에 해당하고 표 1.15의 지반종류 S_B에 해당하는 지진지반운동의 최대지반가속도 값으로 중력가속도의 단위로 표현된다. 성능수준별 설계지반운동을 달리 적용할 경우에는 표 1.16의 지진위험도 계수를 적용한다. 표 1.16의 지진위험도 계수는 평균재현주기 500년과, 표 1.15의 지반종류 S_B를 기준으로 한 평균재현주기별 최대지반가속도의 비를 의미한다.

표 1.15 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z (g)
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

※ 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시

강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시

전라남도 북동부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시

전라남도 남서부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시

※ 교량이 위치할 대상 부지에 대한 지진재해도를 정밀하게 평가하고자 할 경우에는 이 기준작성의 근거가 되는 지진재해도 해석으로부터 얻어진 등고선 형태의 지진재해도(그림 1.60~그림 1.65)가 사용될 수 있다.

표 1.16 지진위험도 계수

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

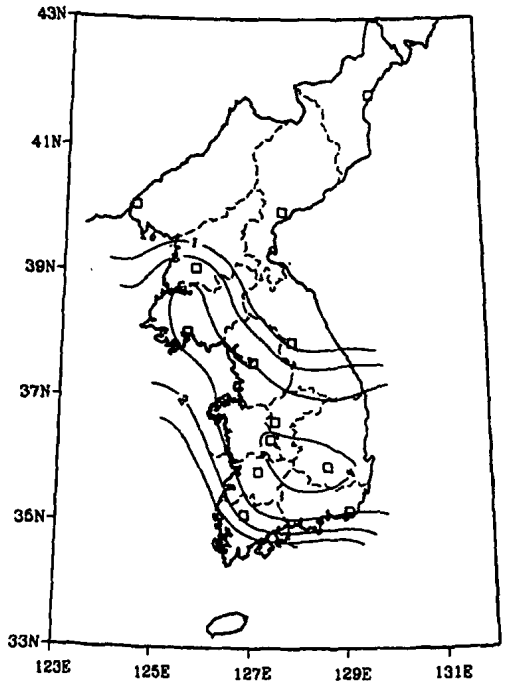


그림 1.60 평균재현주기 50년 지진지반운동

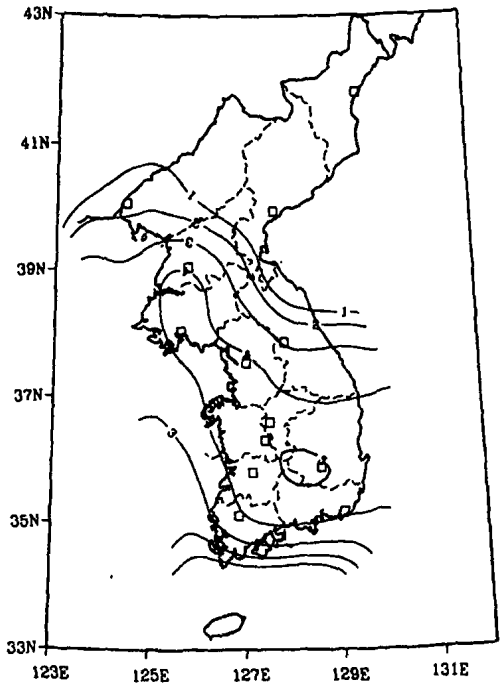


그림 1.61 평균재현주기 100년 지진지반운동

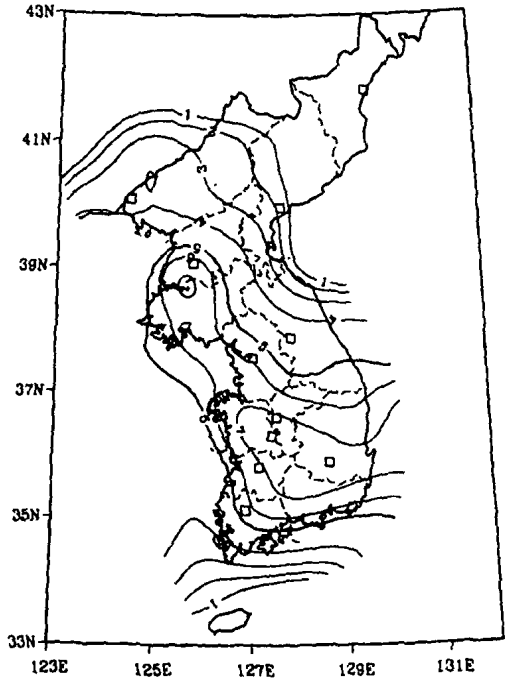


그림 1.62 평균재현주기 200년 지진지반운동

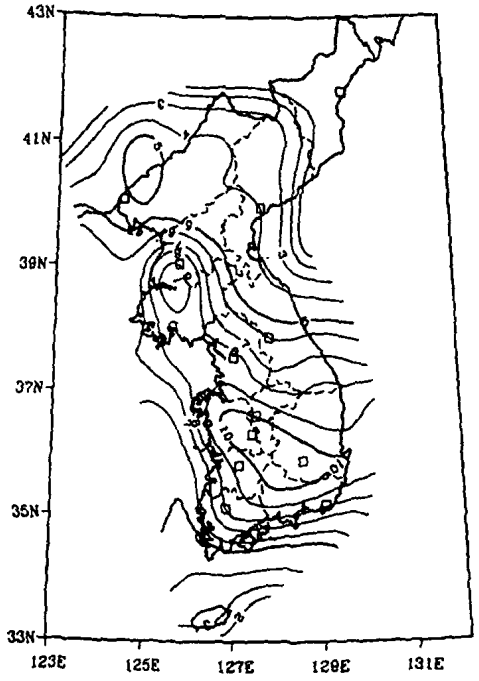


그림 1.63 평균재현주기 500년 지진지반운동

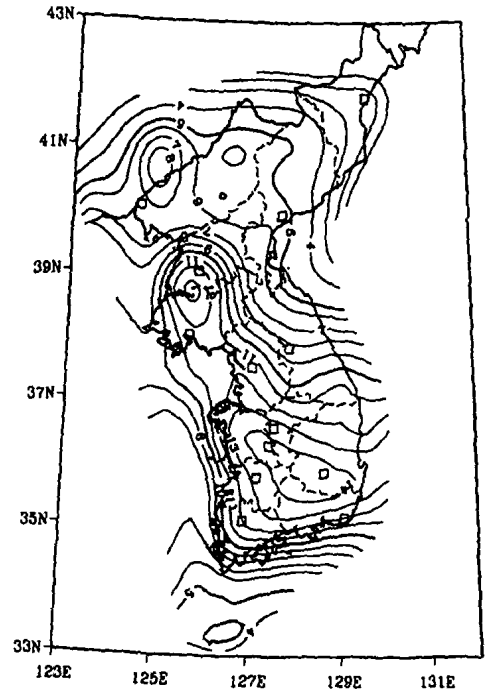


그림 1.64 평균재현주기 1000년 지진지반운동

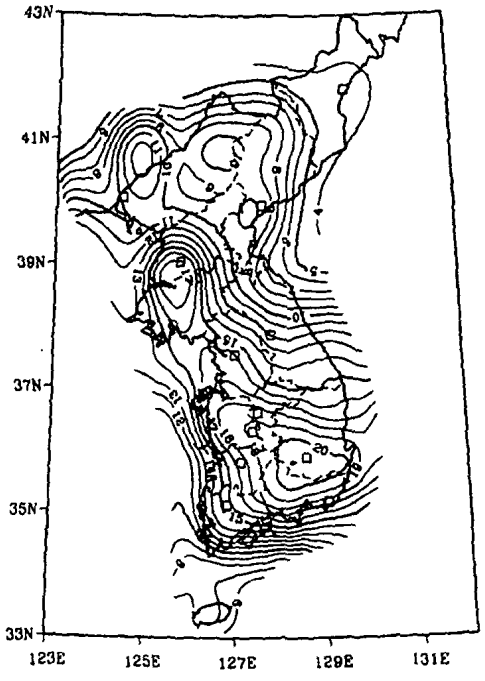


그림 1.65 평균재현주기 2400년 지진지반운동

1.5.2 국외 내진설계 기준 (UBC-97)

1989년 Loma Prieta 지진과 1994년 Northridge 지진 등 최근 지진에 의한 막대한 경제적 손실로 인해 내진설계 개념 재정립에 대한 필요성이 제기됨에 따라 Structural Engineers Association of California(SEAOC)는 1992년 Vision 2000 위원회를 결성하여 성능에 기초한 공학(Performance-Based Engineering)을 개발하기 시작하였으며 1995년에 Vision 2000을 발간하게 되었다.

이러한 개념에 기초하여 FEMA 273과 274가 Federal Emergency Management Agency(FEMA)의 지원에 의해 발간되었으며 California Seismic Safety Commission (CSSC)의 연구에 의해 UBC-97이 발간되었다.

(1) 내진성능 목표

주어진 지반운동수준과 원하는 구조물의 성능수준을 조합함으로써 정의된다.

각기 다른 수준의 지반운동수준에 대해 2개 이상의 성능수준을 선택함으로써 2단계(Dual-Level) 성능목표 또는 다단계(Multiple-Level) 성능목표 등을 규정할 수 있다.

(2) 지반 운동 수준

다음과 같은 3가지 수준의 지반운동 수준을 정의한다.

ⓐ 사용성 지진(Serviceability Earthquake)
50년내 발생 확률 50%(75년의 평균 재현 주기)의 지반운동

ⓑ 설계 지진(Design Earthquake)
50년내 발생 확률 10%(500년의 평균 재현 주기)의 지반운동

ⓒ 최대 지진(Maximum Earthquake)
50년내 발생 확률 5%(1000년의 평균 재현 주기)의 지반운동

(3) 지반 운동의 표현 방법

ⓐ 지반운동은 그 지역의 지반조건을 고려, 5% 감쇠비를 적용한 탄성응답스펙트럼으로 표현한다.

ⓑ 탄성응답스펙트럼은 지진계수 Ca, Cv로 구성되며 Ca, Cv값은 표 1.17과 표 1.18에 지반가속도별, 지반종류별로 주어져 있다.

ⓒ 표 1.17과 표 1.18에 주어지지 않은 지반가속도에 따른 지진계수는 선형보간법을 사용하여 구한다.

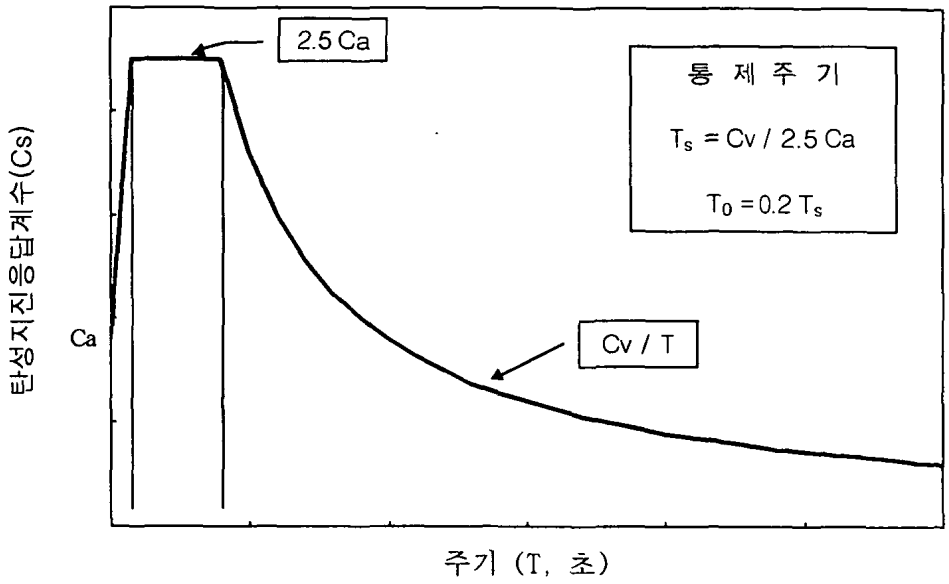


그림 1.66 UBC-97에서의 탄성응답스펙트럼

표 1.17 지진계수 *Ca*

지반가속도 / 지반종류	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.4
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.4
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36
S_F	부지 특성 평가				

표 1.18 지진계수 *Cv*

지반가속도 / 지반종류	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.4
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96
S_F	부지 특성 평가				

(4) 지반의 분류

국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향

을 고려하기 위하여 원칙적으로 지반을 표 1.19과 같이 S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F의 6종류로 분류한다.

표 1.19 UBC의 지반분류에 따른 지반특성

지반 종류	지반종류의 호칭	30.48 m(100ft)에 대한 평균 지반 특성		
		평균전단파속도 $\overline{V_s}$ (m/s)	평균표준관입시험, $\overline{N}$ ($\overline{N_{CH}}$,비점착성점토) (타격횟수/30cm)	평균비배수전단강도 $\overline{s_u}$ (kPa)
S_A	경암지반	> 1,500	-	-
S_B	보통암지반	760 ~ 1,500		
S_C	매우 조밀한 토사, 또는 연암지반	360 ~ 760	> 50	> 100
S_D	견고한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	< 180	< 15	< 50
S_F	부지의 특성 평가가 필요한 지반			

*) 지반종류 S_E에는 소성지수 PI>20, 함수비 $w_{mc} \geq$40% 그리고 비배수전단강도 s_u<25 kPa의 연약점토층이 3m 이상인 지반도 포함된다.

지반종류 S_F는 별도로 부지에 대한 특성조사를 할 필요가 있는 지반으로서 다음의 경우에 속하는 지반을 말한다.

ⓐ 액상화가 일어날 수 있는 지반, 매우 민감한 점토지반, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 지반과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반

ⓑ 이탄이나 유기질 점토층의 두께가 $3m$를 초과하는 지반

ⓒ 점토층의 두께가 $8m$를 초과하고, 소성지수 PI가 75보다 큰 매우 높은 소성을 가진 점토지반

ⓓ 연약 또는 중간 굳기의 점토층의 두께가 $35m$를 초과하는 지반

지반종류를 결정할 만큼 지반의 물성치를 충분히 알 수 없는 경우에는 S_D종류가 사용된다. 발주자가 해당 지역의 지반종류를 S_E 혹은 S_F로 판정하거나, 지질학적 자료에 의해 S_E나 S_F로 판정되는 경우를 제외하고는 S_E나 S_F로 가정할 필요가 없다.

1.6 내진 성능 설계 기준

1.6.1 내진등급

상위 개념에 기초하여 다음 표 1.20과 같이 나눈다.

표 1.20 시설물별 내진등급

내진등급	시설물	내진성능수준
내진 1등급 (1000년)	상수도	현 상위개념은 기능수행수준과 붕괴방지수준의 성능목표 모두를 만족하는 내진설계를 제시하였으나, 성능목표에 따른 내진설계는 계속적인 조사연구가 필요하므로 붕괴방지수준을 권장
	공동구	
	지하보차도	
내진 2등급 (500년)	하수관거	
	옹벽 및 사면	
	우수박스	
구조물의 중요도에 따라 등급구분	연약지반	

1.6.2 내진 성능 수준

상위개념에 기초하여 다음 표 1.21과 같이 정의하며, 본 연구의 지침서와 절차서는 붕괴방지수준에 중점을 두었다.

표 1.21 구조물별 내진성능수준

구조 형식	설계거동한계	
	기능수행수준	붕괴방지수준
선상지중 구조물	● 가동성 이음부에는 과다한 변위가 발생되지 않아야 한다. ● 주변지반 액상화에 의해 미소한 변위만이 발생되어야 한다. ● 관측방향 왕복운동을 방지해야 한다.	● 가동성 이음부에는 파괴가 일어나서는 안 된다. ● 주변지반 액상화에 의해 관체의 파괴를 방지해야 한다.
토류 구조물	● 구조물의 미세한 변위는 허용하나 허용변위를 초과하는 변위가 발생하지 않아야 하며 구조적 손상은 경미한 수준으로 제한되어야 한다.	● 사면의 경우 활동파괴에 대하여 안전해야 한다. ● 옹벽의 경우 전도 및 지지력 파괴에 대하여 안전하여야 한다.

1.6.3 지진구역

내진설계 상위 개념에 기초하여 표 1.22를 참조한다.

표 1.22 지진구역 구분

지진구역	행 정 구 역		구역계수, Z (g)
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

※ 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
전라남도 북동부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시
전라남도 남서부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시

1.6.4 가속도 계수(A)

ⓐ 가속도계수(A)는 지진구역별로 내진등급에 따른 최대지진지반가속도의 크기를 나타내기 위한 계수로서 구역계수(Z)에 지진위험도계수(I)를 곱함으로서 구할 수 있으며, 무차원으로 표시된다. 내진등급과 지진구역에 따른 가속도계수는 표 1.24와 같다.

ⓑ 따라서 내진등급과 지진구역에 따른 최대지진지반가속도의 크기는 가속도계수(A)에 중력가속도(g)를 곱한 값과 같다.

ⓒ 지진위험도계수(I)는 표 1.20에서 정의한 각 내진등급에 따른 평균재현주기별로, 500년 평균재현주기에 대한 최대지진지반가속도의 비를 나타내며 표 1.23과 같다.

표 1.23 지진위험도계수, I

내진등급	II등급	I등급
재현주기(년)	500	1000
지진위험도계수	1	1.4

표 1.24 가속도 계수, A

내진등급	II등급		I등급	
재현주기	500년		1000년	
지진구역	I	II	I	II
가속도 계수	0.11	0.07	0.154	0.098

1.6.5 지반의 분류

지진 시 시설물의 동적거동은 기초지반의 상태에 따라 응답특성이 달라지므로 지반의 영향을 고려하여야 한다. 지반의 영향을 고려하기 위하여 지반의 특성에 따라 지반을 분류하고 이에 따른 지반계수를 설정하여 설계응답스펙트럼에 반영한다.

ⓐ 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 원칙적으로 지반을 표 1.18과 같이 I, II, III, IV, V의 5종류로 분류한다.

ⓑ 지반종류V는 별도로 부지에 대한 특성조사를 할 필요가 있는 지반으로서 다음의 경우에 속하는 지반을 말한다.

- 액상화가 일어날 수 있는 지반, 매우 민감한 점토지반, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 지반과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
- 이탄이나 유기질 점토층의 두께가 $3m$를 초과하는 지반
- 점토층의 두께가 $8m$를 초과하고 소성지수(PI)가 75보다 큰 경우의, 매우 높은 소성을 가진 점토지반
- 연약 또는 중간 굳기의 점토층의 두께가 $35m$를 초과하는 지반

표 1.25 지반특성

지반 종류	지반종류의 호칭	30m에 대한 평균 지반 특성		
		평균전단파속도 $\overline{V_s}$ (m/s)	평균표준관입시험, $\overline{N}$ ($\overline{N}_{CH}$, 비점착성점토) (타격횟수/30cm)	평균비배수전단강도 $\overline{s_u}$ (kN/m^2)
I	경암지반 보통암지반	> 760	-	-
II	매우 조밀한 토사, 또는 연암지반	360 ~ 760	> 50	> 100
III	견고한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
IV	연약한 토사지반	< 180	< 15	< 50
V	부지의 특성 평가가 필요한 지반			

1.6.6 지반계수

1.6.5의 지반종류에 따른 지반계수는 표 1.26과 같다.

표 1.26 지반계수

지반종류 / 지반계수	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

1.6.7 탄성지진응답계수

ⓐ 설계하중의 결정에 쓰이는 탄성지진응답계수(C_s)는 다음과 같은 무차원의 식으로 구한다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \tag{1.86}$$

여기서, A : 1.6.4절에서 규정된 가속도계수

S : 1.6.6절에서 규정된 지반 특성에 대한 무차원의 지반계수

T : 대상시설물의 주기

ⓑ 다중모드 스펙트럼해석법을 사용할 경우, m번째 진동모드에 대한 탄성지진응답계수(C_{sm})는 다음 공식에 따라 구한다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \tag{1.87}$$

여기서, T_m : m번째 진동 모드의 주기

ⓒ T_m값이 4.0초를 넘는 구조물에 대해서 m번째 진동모드에 대한 C_{sm}값은 다음 공식에 따라 결정할 수 있다.

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \tag{1.88}$$

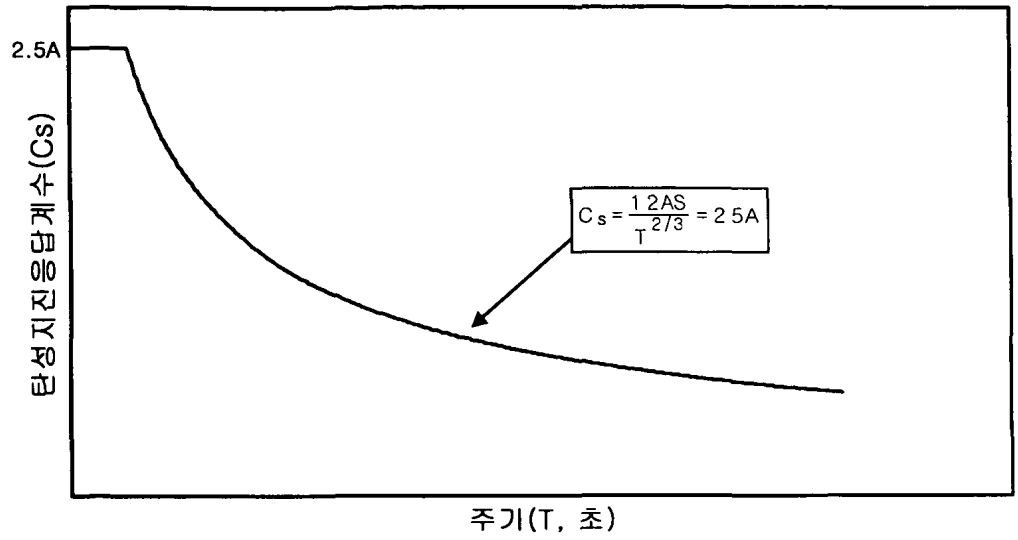


그림 1.67 제안된 탄성지진응답스펙트럼

또한, 속도스펙트럼을 필요로 하나, 특별히 속도스펙트럼이 별도로 제시되어 있지 않을 경우에는, 위의 제안된 가속도 스펙트럼을 이용하여, 구조동역학적 방법으로 속도 스펙트럼을 구할 수 있다. 일반적으로 다음과 같은 관계가 성립한다.

$$PS_v = \omega S_d \tag{1.89}$$

$$PS_a = \omega PS_v = \omega^2 S_d \tag{1.90}$$

PS_a : Pseudo Spectral Acceleration

PS_v : Pseudo Spectral Velocity

S_d : Spectral Displacement

ω : Natural Frequency

1.6.8 응답스펙트럼의 작성법

가속도/ 속도 응답스펙트럼의 형상 및 값을 결정하는 것은 가속도 계수이며 가속도계수는 구역계수와 지진위험도계수에 의해 결정된다.

(1) 가속도 계수 A의 변화

① 1등급 1구역

붕괴방지 : 지진위험도계수 1.4 (1000년기준) × 구역계수 0.11 = 0.154g
기능수행 : 지진위험도계수 0.57(100년 기준) × 구역계수 0.11 =0.0627g

② 2등급 1구역

붕괴방지 : 지진위험도계수 1.0 (500년기준) × 구역계수 0.11 = 0.11g
기능수행 : 지진위험도계수 0.4 (50년 기준) × 구역계수 0.11 = 0.044g

③ 1등급 2구역

붕괴방지 : 지진위험도계수 1.4 (1000년기준) × 구역계수 0.07 = 0.098g
기능수행 : 지진위험도계수 0.57(100년 기준) × 구역계수 0.07 = 0.0399g

④ 2등급 2구역

붕괴방지 : 지진위험도계수 1.0 (500년기준) × 구역계수 0.07 = 0.07g
기능수행 : 지진위험도계수 0.4 (50년 기준) × 구역계수 0.07 = 0.028g

구역계수, 지반계수는 지침서 표 1.22, 표 1.26을 참조하면 되며, 재현주기별 지진위험도 계수 I는 다음과 같다.

표 1.27 재현주기별 지진위험도

50년(2등급 기능)	100년(1등급 기능)	500년(2등급 붕괴)	1000년(1등급 붕괴)
0.4	0.57	1.00	1.40

1.7 중진, 약진을 고려한 비탄성 설계응답스펙트럼

국내 및 외국의 내진설계 기준들은 구조물의 비탄성 거동을 수용하고 있다. 이는 구조물을 매우 큰 지진에 대해서 탄성적인 거동을 설계하면 비경제적이므로, 간혹 발생하는 약한 지진이나 중진 정도의 지진에 대해서는 탄성적인 거동을 하도록 설계하며, 드물게 발생하는 매우 큰 지진에 대해서는 구조물이 붕괴하지 않을 정도의 피해를 감수하는 비탄성 거동을 하도록 설계하는 것이 합리적이라는 판단에 따른 것이다.

지진하중에 의한 구조물의 비탄성 반응을 적절하게 평가하고 이를 내진설계에 효과적으로 반영하는 방법으로서, 비탄성 응답 스펙트럼 (Inelastic Response Spectra) 및 비탄성 설계 스펙트럼 (Inelastic Design Spectra)을 사용하는 방법이 가장 보편적으로 이용되고 있다.

현재까지, 비탄성 스펙트럼에 관한 연구는 Newmark & Hall (1973), Riddell & Newmak (1979, 1980), Lai & Biggs (1980), Elghadamsi & Mohraz (1987), Riddell, Hidalgo & Cruz (1989), Miranda (1993, 1995), Riddell (1995) 등의 연구가 근간을 이루고 있으며, 세계 각국의 내진설계 기준에서는 구조물의 비탄성 거동을 고려하기 위해서 강도감소계수(Strength Reduction Factor)를 이용하는 방법을 일반적으로 채택하고 있다.

강도감소계수란 탄성 스펙트럼에 대한 비탄성 스펙트럼의 감소치를 나타내는 것으로서, 강도감소계수를 이용하는 것은 결국 비탄성 스펙트럼을 간접적으로 이용하는 것이다. 실제 내진설계 기준에서는 구조물의 연성(Ductility)에 따른 강도감소계수와 함께 잉여강도계수(Overstrength Factor), 감쇠비(Damping Ratio)등의 영향을 종합적으로 고려하는 반응수정계수(Response Modification Factor) 등의 영향을 종합적으로 고려하는 반응수정계수(Response Modification Factor)의 형태로 제시되어 있으나, 이 중에서 강도감소계수가 차지하는 부분이 가장 크다고 할 수 있다. 현재 국내 및 외국의 내진설계 기준에서 제시하고 있는 강도감소계수 혹은 반응수정계수는 충분한 이론적 바탕에 의해 결정된 것이 아니며, 과거의 지진에 대한 경험과 판단에 근거한 것이다. 각국의 내진설계 기준에 따라 조금의 차이는 있으나, 구조형식에 따라 일정한 값의 강도감소계수를 제시하는 것이 공통적이며, 따라서 개개의 구조물이 갖는 고유의 연성비와 진동주기에 따른 정확한 강도감소계수가 고려되기 어렵다고 볼 수 있다.

비탄성 설계 스펙트럼을 작성하는 방법은 직접법과 간접법의 두 가지로 나눌 수 있다. 직접법이란 다수의 비탄성 반응 스펙트럼을 합성하여 비탄성 평균 스펙트럼을 만들고, 이것을 바탕으로 직접 비탄성 설계 스펙트럼을 작성하는 것이다. 간접법이란 탄성 설계스펙트럼에 강도 감소계수를 적용하여, 비탄성 설계스펙트럼을 작성하는 것으로서, 본 연구에서는 간접법을 사용한 비탄성 설계 스펙트럼의 작성법의 한가지를 소개한다.

1.7.1 비탄성 응답스펙트럼

비탄성 응답스펙트럼이란 지진하중을 받는 비탄성 단자유도계(Inelastic SDOF system)의 최대응답을 도표로 나타낸 것으로서, 가로축은 주기 혹은 진동수, 세로축은 최대반응(변위, 가속도, 속도)을 나타낸다.

구조물의 비탄성 거동을 나타내는 모델에는 여러 가지가 있으나, 가장 보편적으로 이용되는 것은 탄소성 모델(Elasto-Plastic Model)이다. 자세한 사항은 1.4.5절을 참고하기 바란다.

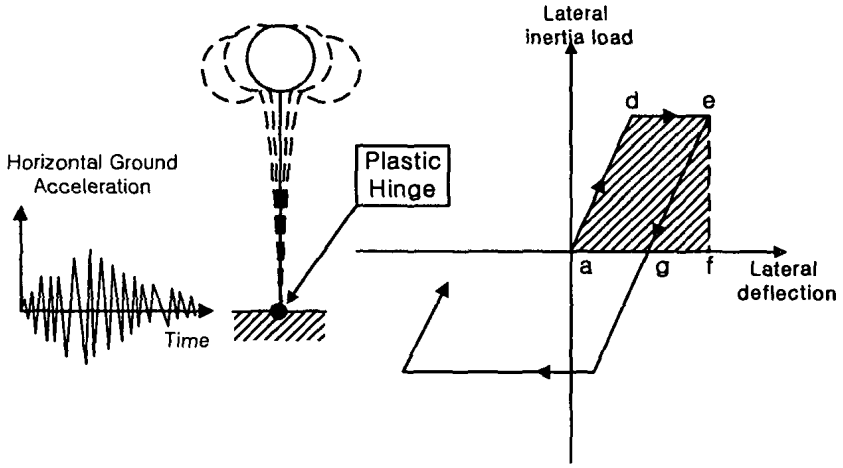


그림 1.68 Elasto-Plastic Model

1.7.2 비탄성 응답스펙트럼에 대한 기존연구

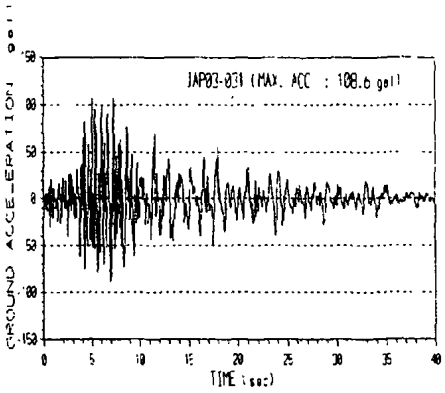
기존의 비탄성 응답스펙트럼의 연구 결과에 대해 요약하면 다음과 같다.

1) Newmark & Hall(1973) ⇒ 최초로 비탄성 스펙트럼의 개념을 설계지침의 형태로 제시
2) Lai & Biggs(1980) ⇒ 비탄성 스펙트럼에 영향을 미치는 인자들(강진동 기간, 연성비, 감쇠비)에 대한 연구 수행
3) Elghadamsi & Mohraz(1987) ⇒ 최초로 토질조건이 비탄성 스펙트럼에 미치는 영향을 분석
4) Miranda(1993, 1995) ⇒ 진동주기, 연성비 및 토질조건의 함수로 나타낼 수 있는 비탄성 스펙트럼의 통계처리 및 확률분포에 대한 연구 수행

1.7.3 중진, 약진을 고려한 비탄성 응답스펙트럼 연구

세계의 101개의 지진 자료를 수집하여 그것을 지반 조건별로 3개로 나누었으며, 이 토질조건은 표 1.25의 지반조건 I ,II,III와 같다. 이렇게 3가지 종류로 나

누어서 그것을 Elasto-Plastic Model에 따라 비탄성 스펙트럼을 연성비(1, 2, 4, 6, 8)에 따라 산출하였다. 이렇게 나온 비탄성 스펙트럼을 평균하여 최소자승법을 이용하는 직접법을 이용하여, 비탄성 응답스펙트럼을 산출하였으며, 이를 통하여, 간접법에 의한 비탄성 응답스펙트럼 작성에 필요한 강도감소계수를 정리하였다.



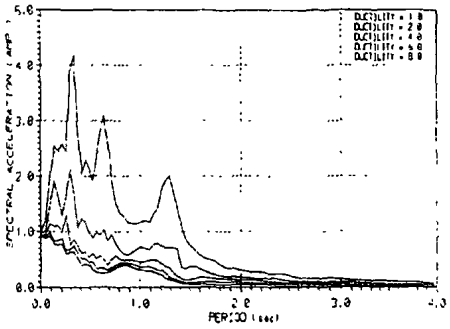


그림 1.69 지진파(예) **그림 1.70 비탄성 스펙트럼의 작성 예(Soil Type 1)**

(1) 강도감소계수의 작성

강도감소계수는 탄성스펙트럼에 대한 비탄성 스펙트럼의 감소치를 나타내므로, 탄성 응답스펙트럼으로부터 비탄성 응답스펙트럼을 유도하는데 이용될 수 있다. 이와 같이 설계를 위한 목적으로 강도감소계수를 이용하기 위해서는, 그 분포 특성에 바탕을 둔 단순하면서도 효과적인 표현방법이 필요하다.

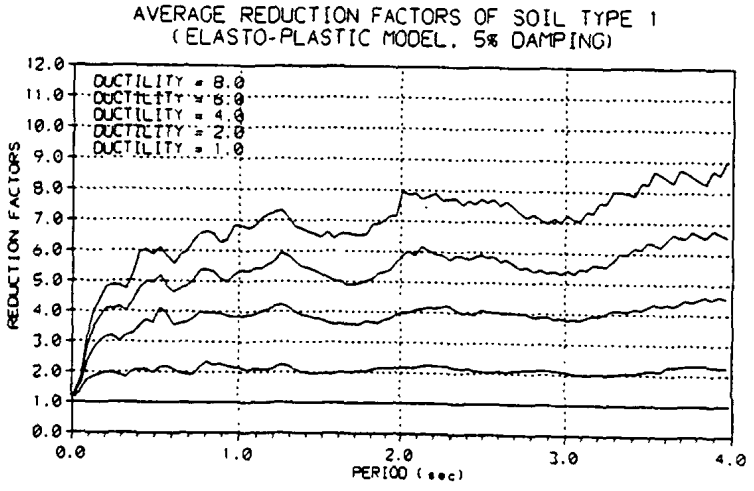


그림 1.71 토질조건 1의 평균 강도감소계수 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping)

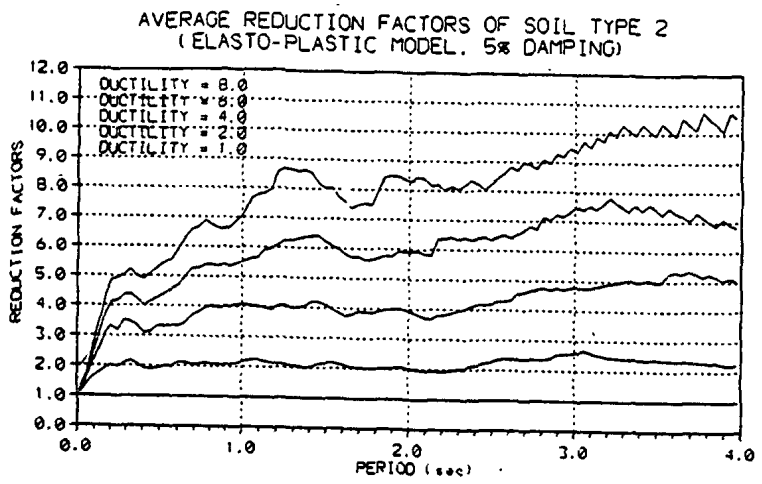


그림 1.72 토질조건 2의 평균 강도감소계수 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping)

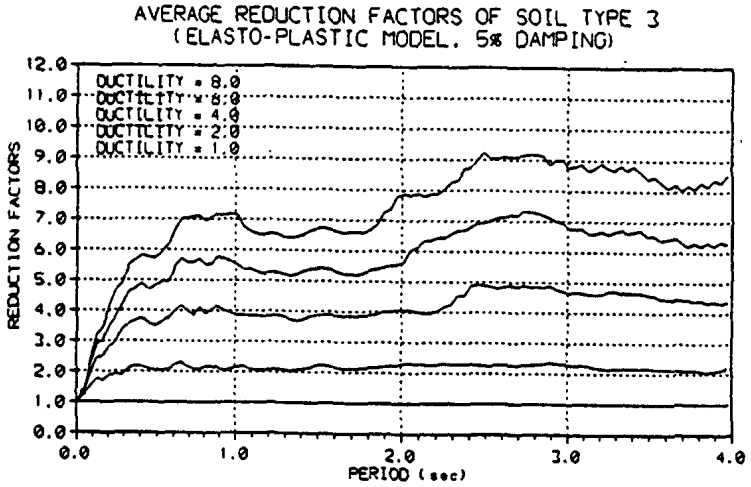


그림 1.73 토질조건 3의 평균 강도감소계수 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping)

그림 1.71~1.73을 통하여, 평균강도감소계수의 주기에 따른 분포특성을 분석하면 다음과 같다.

ⓐ 주기가 0에 가까울수록 강도감소계수는 1에 근접한다.

ⓑ 주기가 길어질수록 강도감소계수는 증가하지만, 그 증가율은 감소한다.

ⓒ 주기가 길어짐에 따라 강도감소계수는 일정한 값으로 수렴하는 양상을 나타낸다.

위에서 서술한 평균강도 감소계수의 분포특성을 바탕으로 다음과 같은 강도계수 작성식을 가정하였다.

$$\psi = 1 + \frac{\delta T}{\varepsilon + T} \tag{1.91}$$

여기서, δ, ε : 강도감소계수용 상수 (Constants of Reduction Factor)

식 (1.91)가 강도감소계수의 주기에 따른 분포특성을 적절하게 표현할 수 있는지를 식 (1.92), 식 (1.93), 식 (1.94)에서 확인할 수 있다.

$$\lim_{T \to 0} \psi = \lim_{T \to 0} \left(1 + \frac{\delta T}{\varepsilon + T}\right) = 1 \tag{1.92}$$

$$\frac{d}{dT}\psi = \frac{d}{dT}\left(1 + \frac{\delta T}{\varepsilon + T}\right) = \frac{\delta \varepsilon}{(\varepsilon + T)^2} \tag{1.93}$$

$$\lim_{T \to \infty} \psi = \lim_{T \to \infty} \left(1 + \frac{\delta T}{\varepsilon + T}\right) = 1 + \delta \tag{1.94}$$

강도 감소계수용 상수 δ, ε은 최소자승법(Least Square Method)에 근거한 회귀분석(Regression Analysis)을 통하여 산정하였다. 강도 감소계수 작성식에 대한 회귀분석 결과는 표 1.28과 같으며, 그림 1.64, 1.77, 1.78에 나타내었다. 그림에서 점선은 평균 강도 감소계수를 나타낸다. 연성비 산정에 관한 부분은 식 (1.83), 식 (1.84)에 나타내 있다.

표 1.28 강도 감소계수용 상수

토질조건	연성비	δ	ε
Soil Type 1	2	1.1680	0.0603
	4	3.2046	0.1216
	6	5.1498	0.1861
	8	7.3084	0.2705
Soil Type 2	2	1.3157	0.1261
	4	3.9751	0.3259
	6	6.7405	0.4427
	8	10.0897	0.6071
Soil Type 3	2	1.2621	0.0964
	4	3.7142	0.2279
	6	6.0237	0.3111
	8	8.2845	0.3836

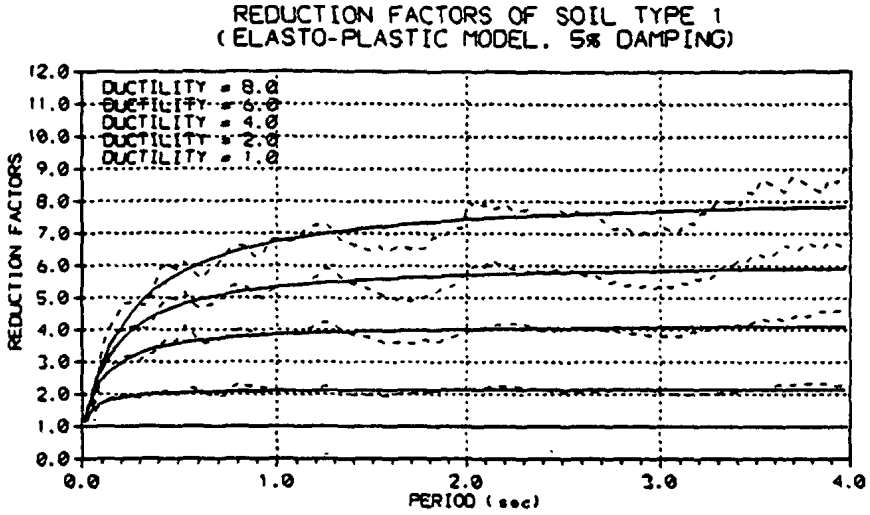


그림 1.74 토질조건 1의 평균 강도감소계수 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping)

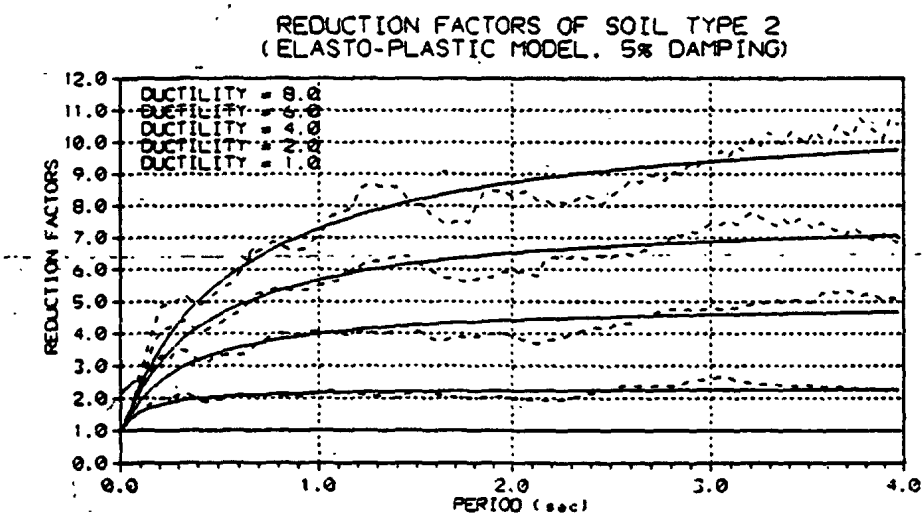


그림 1.75 토질조건 2의 평균 강도감소계수 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping)

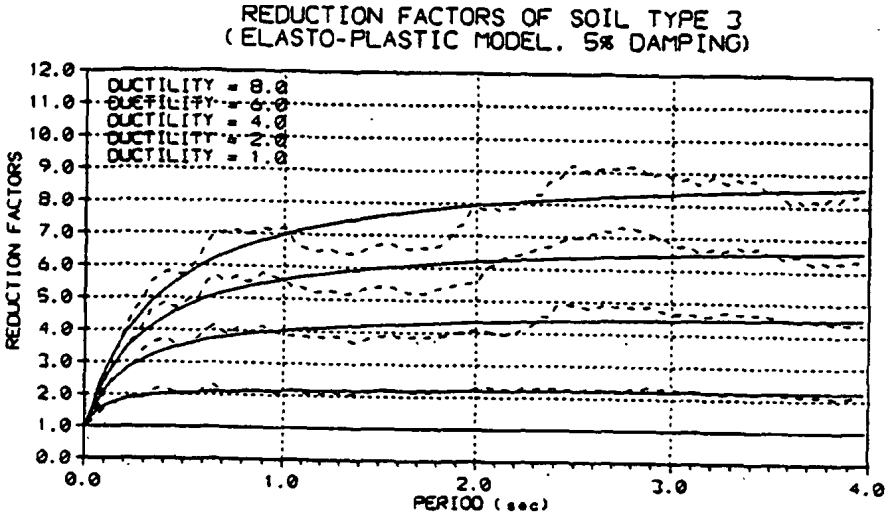


그림 1.76 토질조건 3의 평균 강도감소계수 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping)

회귀분석을 통해 작성된 강도감소계수의 신뢰성을 검토하기 위해서, 평균강도계수와의 상관계수(Correlation Coefficient)를 분석한 결과는 표 1.29와 같으며, 전체적으로 신뢰범위를 만족한다고 할 수 있다.

표 1.29 평균 강도 감소계수와 작성된 강도 감소계수의 상관계수

토질조건	연성비	상관계수
Soil Type 1	2	0.8035
	4	0.9049
	6	0.9075
	8	0.9350
Soil Type 2	2	0.7514
	4	0.8700
	6	0.9456
	8	0.9556
Soil Type 3	2	0.9028
	4	0.9028
	6	0.9150
	8	0.9279

토질조건이 강도감소계수에 미치는 영향을 분석하기 위해서, 각 연성비별로 토질조건에 따른 비교를 수행하였다. 그림 1.67은 연성비 2의 경우이며, 그림 1.68은 연성비 4의 경우이며, 그림 1.69는 연성비 6의 경우이며, 그림 1.70은 연성비 8의 경우이다. 강도 감소계수에 대한 토질조건의 영향을 분석한 결과는 다

음과 같다.

ⓐ 토질조건에 따라 강도 감소계수의 크기는 상당한 차이가 있으며, 그 차이는 주기가 길어질수록 커진다.

ⓑ 약 0.7초 이하의 주기영역에서는 토질조건 2 (경질지반, 경질토) 및 토질조건 3(충적토, 연질지반)에 비해 토질조건 1 (기반암, 경암, 침적암, 역암)의 강도 감소계수가 큰 값을 나타내지만, 그 이상의 주기에서는 반대의 현상이 나타난다.

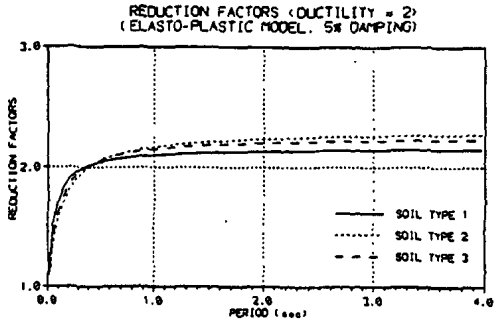


그림 1.77 토질조건에 따른 강도 감소계수의 비교 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping, Ductility 2)

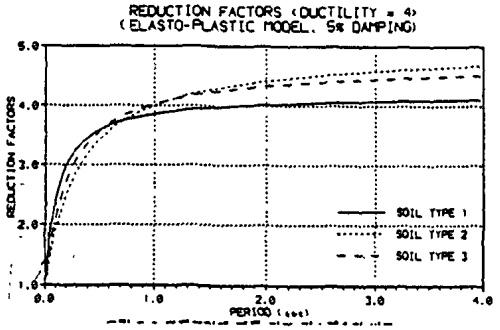


그림 1.78 토질조건에 따른 강도 감소계수의 비교 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping, Ductility 4)

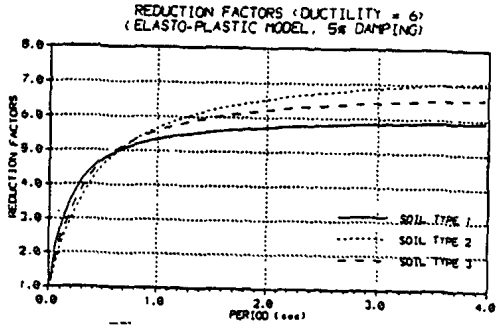


그림 1.79 토질조건에 따른 강도 감소계수의 비교 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping, Ductility 6)

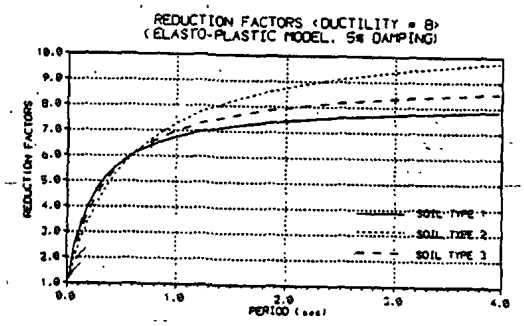


그림 1.80 토질조건에 따른 강도 감소계수의 비교 (Elasto-Plastic Model, 5% Damping, Ductility 8)

(2) 간접법에 의한 비탄성 설계 스펙트럼의 작성

산정된 강도 감소계수를 이용하여 간접법에 의한 비탄성 응답스펙트럼을 작성하면 다음과 같다.

$$C_s(T,\mu) = \frac{C_s(T,\mu=1)}{\psi(T,\mu)} \tag{1.95}$$

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \tag{1.96}$$

여기서, μ : 변위 연성비　　T : 주기

u_y : 항복 변위　　u_{max} : 최대 변위

간접법에 의해 비탄성 응답스펙트럼을 산정할 때 사용된 ψ의 값은 건축기준에 의한 응답스펙트럼에 의해 산정된 값이므로, 이 값을 그대로 탄성응답스펙트럼(C_s)에 적용할 경우 응답스펙트럼 값이 크게 산정될 수 있음을 밝혀둔다.

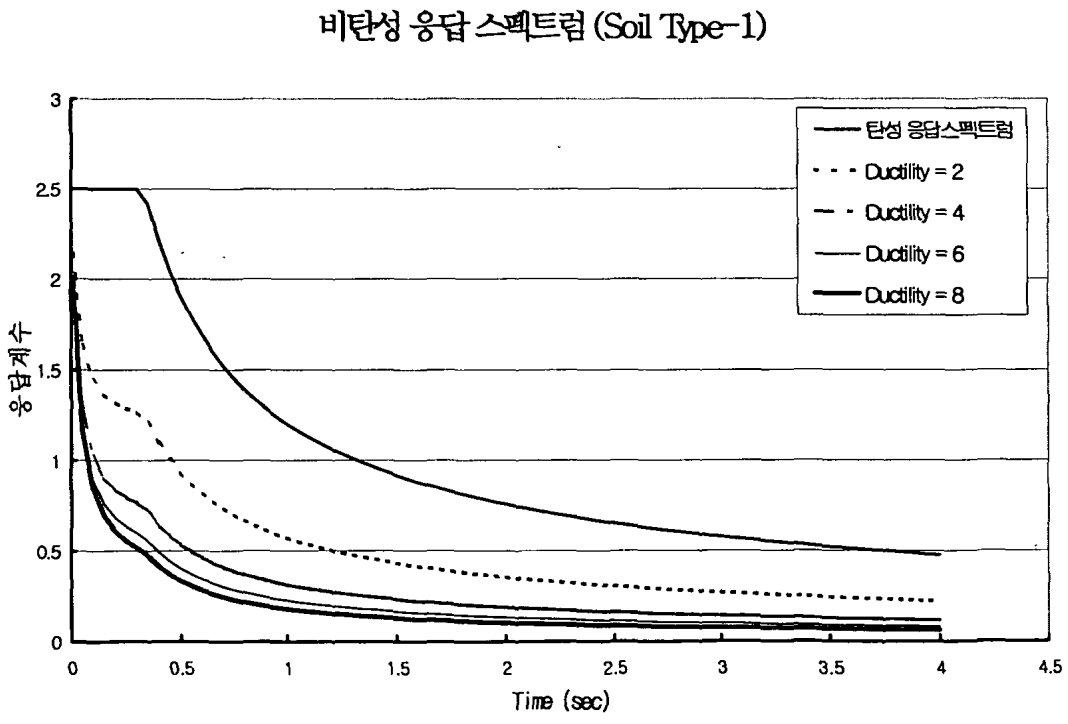


그림 1.81 간접법에 의한 비탄성 응답스펙트럼 (Soil Type - 1)

비탄성 응답 스펙트럼 (Soil Type-2)

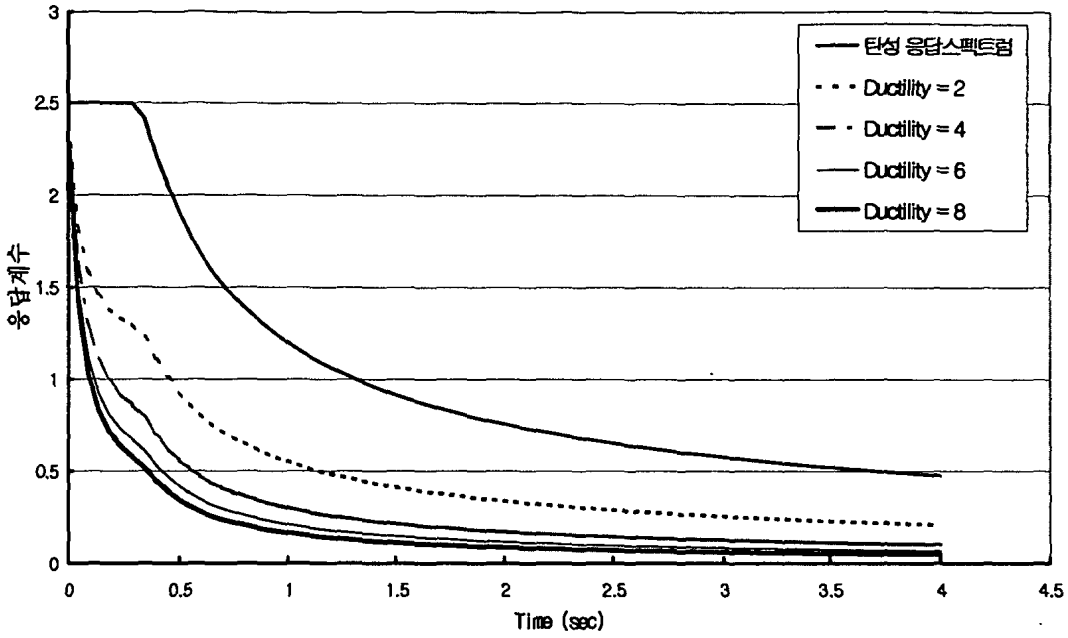


그림 1.82 간접법에 의한 비탄성 응답스펙트럼 (Soil Type - 2)

비탄성 응답 스펙트럼 (Soil Type-3)

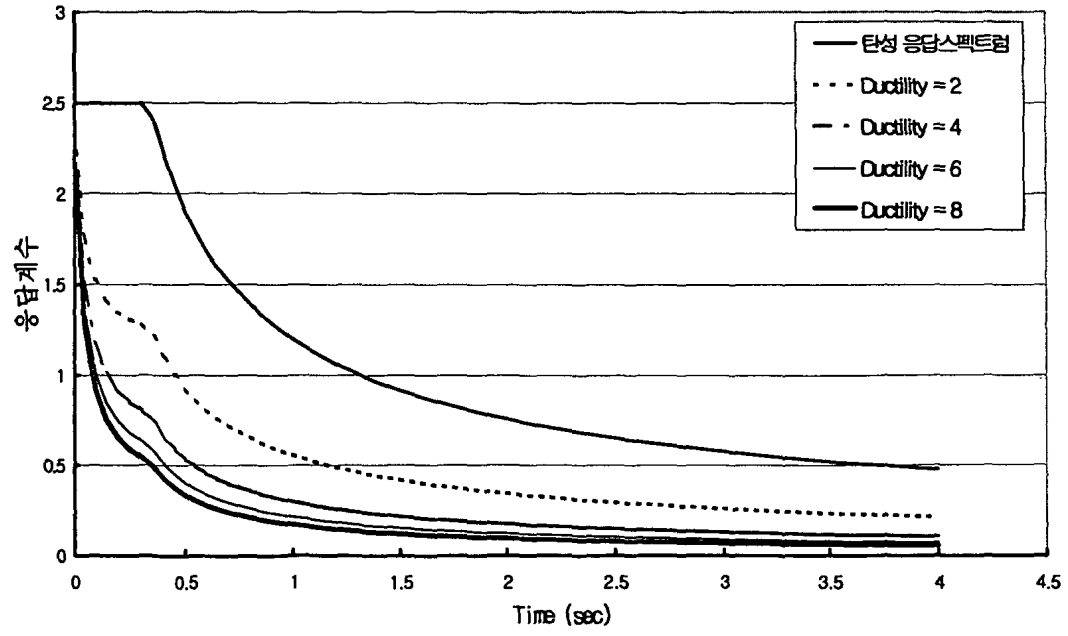


그림 1.83 간접법에 의한 비탄성 응답스펙트럼 (Soil Type - 3)

참고문헌

1. Anil K. Chopra, "Dynamics of Structures", 1995
2. Ray W.Clough & Joseph Penzien, "Dynamics of Structures 2nd Ed." 1993
3. M.J.N. Priestley, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", 1996
4. Mario Paz, "Structural Dynamics 4th Ed." 1997
5. ATC-19, "Structural Response Modification Factors", 1995
6. ATC-34, "A Critical Review of Current Approachs to Earthquake Resistant Design", 1995
7. ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings-volumn 1", 1996
8. ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings-volumn 2", 1996
9. 건설교통부, "도로교 표준시방서", 2000
10. 건설교통부, "내진설계기준연구(II)", 1997
11. 김명한, "중진 및 약진의 비탄성 설계 스펙트럼과 강도 감소계수", 1997.12
12. 장종덕, "중·약진의 설계 스펙트럼과 주파수 특성에 관한 연구", 1998.12
13. 방재과학기술 센터, "지하구조물의 내진설계", 1999.10
14. 한국고속철도건설공단, "고속철도시설물 내진설계기준", 2000.12

빈 면

제 2 장
지반의 동적거동 특성 파악 및 액상화 해석기법 설정

빈 면

2. 지반의 동적거동 특성 파악 및 액상화 해석 기법 설정

2.1 서론

1990년대 중반 이후, 미국 캘리포니아에서 발생한 Northridge 지진(1994, 지진규모 6.7), 고베지진으로 불리우는 Hyogoken-Nanbu 지진(1995, 지진규모 6.9), 며칠간 계속된 여진으로 지속적 피해를 일으킨 대만의 Chi-Chi 지진(1999, 지진규모 7.6), 그리고 Izmit 지진(1999, 지진규모 7.4) 이후 계속된 지진재해를 입은 터키 등의 지진피해 및 구제활동에 대한 보도는 국내 지진재해대책연구의 계기를 제공하였다. 국내에서도 비록 작은 지진규모를 갖기는 하지만 1990년대 이후로 지진발생빈도가 크게 증가하고 있으며, 특히 지진대책마련에 소홀했던 터키의 피해사례와 최근 발생한 미국의 Seattle 지진(2001, 지진규모 6.8)의 피해사례 등은 국내 지진대책마련의 필요성을 재인식시켰다. 1997년 한국지진공학회 및 한국지진공학연구센터의 설립을 시작으로 본격적인 지진연구에 착수한 우리 나라의 경우, 1997년 12월 건설교통부 주관으로 「상위개념의 내진설계기준」이 제정된 이래 구조물별 하위개념의 내진설계기준 연구와 더불어 각 분야에 대한 본격적인 지진연구가 계속되고 있는 실정이다.

90년대 이후에는 협소한 토지사정과 함께 지역개발 목적으로 인하여 연안지역의 연약지반을 개량하여 공항, 공단, 항구 등 대규모 시설물 부지를 마련하는 국내 시공사례가 급증하고 있다. 그러나 연안지역을 성토·매립하는 경우에 연약한 원지반의 침하문제와 관련된 정적설계에만 관심을 두고, 지진시 지반의 안정성 확보와 관련된 내진설계에 대해서는 별도의 고려가 없는 경우가 대부분이었다. 최근 내진설계의 필요성이 대두되고 있는 국내 여건을 고려할 때 매립지반을 포함한 포화 사질토지반에 지진과 같은 갑작스런 진동하중이 가해질 경우, 토립자 사이의 접촉이 사라지면서 입자 사이의 접촉점들을 통해 전달되던 하중을 토립자 사이의 간극수가 받게 되어 흙이 전단강도를 잃게 되는 액상화 현상의 발생여부에 대한 검토가 필요하다. 특히 지하 수십킬로미터에서 발생하여 지상으로 전달되는 지진의 발생 메카니즘상 1차적인 지진전달의 매개체인 지반의 지진시 안정성 검토가 수행되고 이를 토대로 지반-구조물의 내진설계가 수행되는 것이 합리적일 것으로 판단된다.

본 연구에서는 먼저 지진발생시 지반거동변화로 인한 피해 사례를 조사하고, 지반의 동적특성 규명을 위한 여러 종류의 현장 및 실내 시험법의 특성을 알아보았다. 또한 지진발생시 주된 피해로 알려진 지반의 액상화에 관한 개념을 정

의하고 이에 관련된 진동재하시험 결과를 고찰하였다. 그리고 기왕에 제시된 액상화 평가기법들 중 지진으로 인한 최대전단응력비를 산정하고 지반의 액상화 전단저항강도비를 산정하여 이 두 값을 비교하여 액상화 평가를 수행하는 Seed와 Idriss의 방법, 유럽의 지진 및 지반특성을 고려하여 Seed와 Idriss의 방법을 수정·보완한 Eurocode법, 일본 항만구조물 내진설계규정에 수록된 방법으로 입도분포를 이용한 구역분류를 통해 정성적 평가를 수행하는 Ishihara법, 그리고 일본 도로교 시방서에서 이용하고 있는, 최대전단응력 개념의 Iwasaki-Tatsuoka 방법을 각각 비교·설명하였다. 그러나 이와같은 기존 액상화 평가기법들은 지진 발생이 빈번한 미국, 일본 및 유럽 등 외국의 지반조건과 높은 지진규모(M=7.5)를 기준으로 연구된 것이 대부분을 차지하고 있어서 이를 그대로 사용하는 것은 비경제적인 설계 및 시공을 초래할 것으로 사료된다. 본 연구에서는 상기 여러 액상화 평가기법에 대한 상세한 고찰을 바탕으로 국내에 적합한 액상화 평가기법을 제시하였다. 그리고 액상화 대책공법을 그 원리에 따라 종류별로 제시·설명하였고 특히 국내 매립지반의 액상화 대책에 적합한 것으로 판단되는 다짐공법을 중점적으로 다루었다.

2.2 지반특성에 따른 지진 피해 사례

2.2.1 지반특성에 따른 국외 지진 피해 사례

1964년 일본에서 발생한 Niigata 지진은 지진규모 7.5의 강진으로 액상화로 인한 구조물의 피해가 알려진 최초의 지진이다. 그 후 지진에 의한 액상화 피해사례가 계속 드러나면서 액상화에 대한 연구가 필요함을 인식하게 되었다.

액상화 피해 사례를 참고문헌을 통해 정리하면 다음과 같다. 그림 2.1 (a)와 (b)는 Niigata 지진시 아파트 건물기초 부위의 사질토 지반이 액상화를 일으킴으로서 기초에 부등침하가 발생하여 아파트가 기울어진 모습을 보여주고 있다. 특히 이 건물의 기초지반은 비교적 장기간에 걸쳐 큰 침하를 보였기 때문에 건물 내부의 시설 및 유리창 등은 손상을 받지 않았다. (c)는 액상화에 의해 Quick Sand 현상이 야기되고 이로 인해 지반이 화산 분화구 형태로 함몰된 모습을 보여주고 있다.



(a) 아파트 단지내 건물의 붕괴



(b) 건물 기초의 파괴



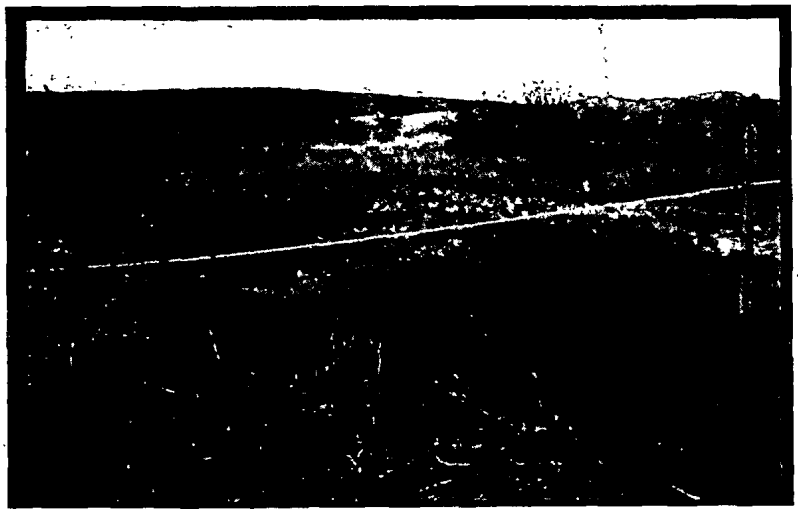
(c) 액상화로 인한 모래지반의 변형

그림 2.1 Niigata 지진의 액상화 피해사례 (1964. 6. 16, M=7.5)

1990년대 발생한 지진중 액상화 피해가 알려진 대표적인 지진은 1994년 미국 Southern California 지방에 발생한 지진규모 6.7의 Northridge 지진과 1995년 일본의 Kobe 지역을 강타한 지진규모 6.9의 Hyogoken-Nanbu 지진이다. 그림 2.2는 Northridge지진시 발생한 액상화 현상 및 그 피해사례에 관한 것이다. 그림 2.2 (a)는 Santa Clara강 근처의 교량 교각주위에 발생한 액상화로 인한 지반 침하현상을 보여주고, (b)는 Lower San Fernando Dam의 주위지반에서 발생한 침하공을 보여주고 있다.



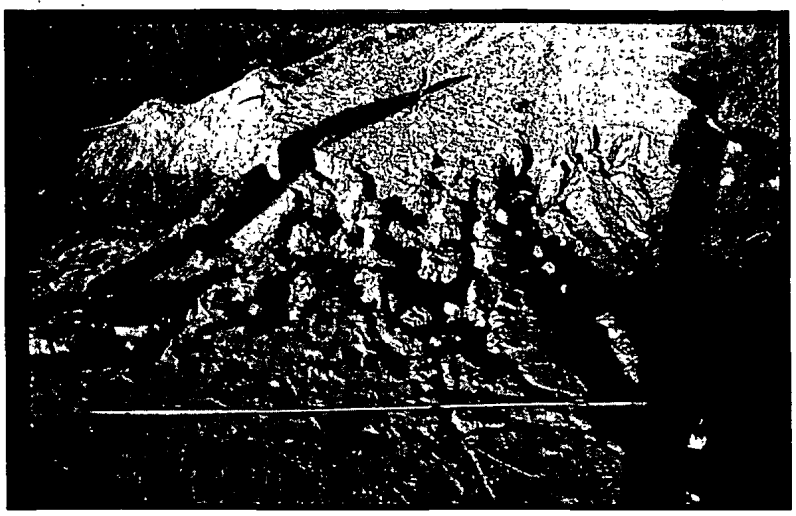
(a) 교각 주위의 지반침하



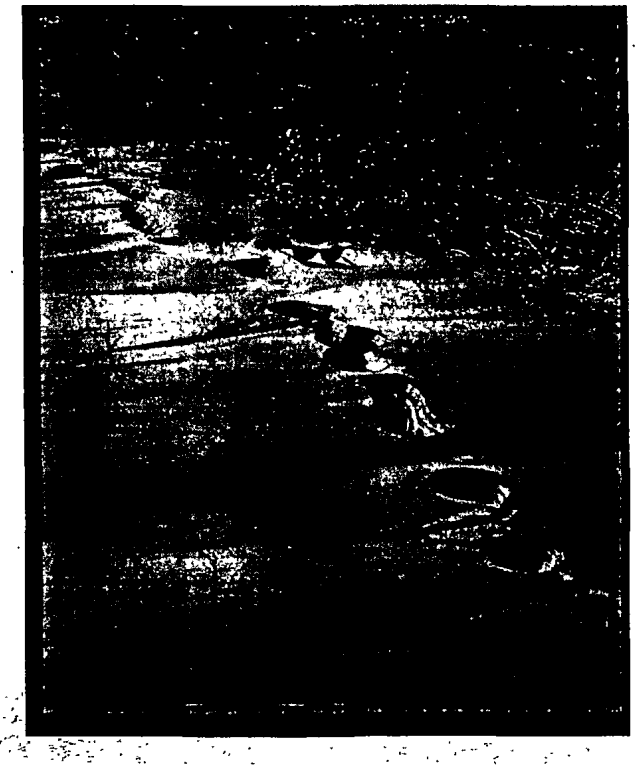
(b) 댐 근처지반에 발생한 침하공

그림 2.2 Northridge 지진시의 액상화 현상 및 그 피해사례
(1994. 1. 17, M=6.7)

그림 2.2의 (c)는 Hansen Dam주위의 도로에서 액상화로 인해 유발된 측방퍼짐을, (d)는 Angeles National Forest에서 일어난 액상화로 인한 사질토의 Boiling 현상을 보여주고 있다.



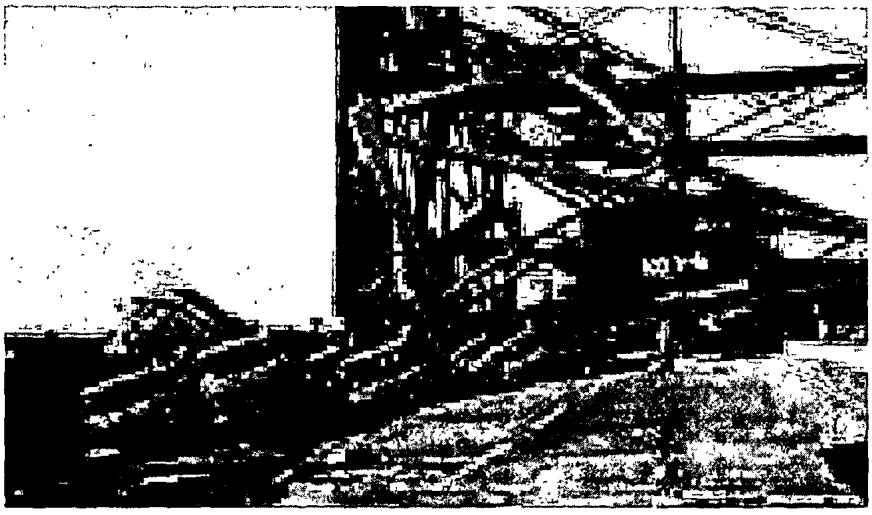
(c) 액상화로 인한 도로의 측방퍼짐



(d) 액상화로 인한 Boiling 현상

그림 2.2 Northridge 지진시의 액상화 현상 및 그 피해사례 (계속)

그림 2.3은 Hyogoken-Nanbu 지진으로 발생한 여러 가지 형태의 피해사례를 나타내고 있다. 2.3 (a)는 Akita항의 액상화로 인한 컨테이너의 붕괴, (b)는 지표면의 부등침하로 인해 Daikai Station근처의 도로 표면에 균열이 발생한 상태를 나타내고 있다. (c)는 Kobe Bridge 부근에서 발생한 지반의 침하 및 측방퍼짐을 보여주고 있으며 (d)는 Amusement Park에서 액상화로 인한 모래의 Boiling 현상을 보여주고 있다. (e)는 Karumojima Tank Farm에서 액상화로 인해 야기된 측방퍼짐으로 인하여 기울어진 Tank와 포장체의 균열을 나타내고 있으며 그리고 (f)는 Nishinomiya Bridge의 Pier 근처에서 발행한 지반침하와 이로 인해 떨어진 교량상판, (g)는 Hyogo Pier에서 발생한 지반침하사례를 나타내고 있다.

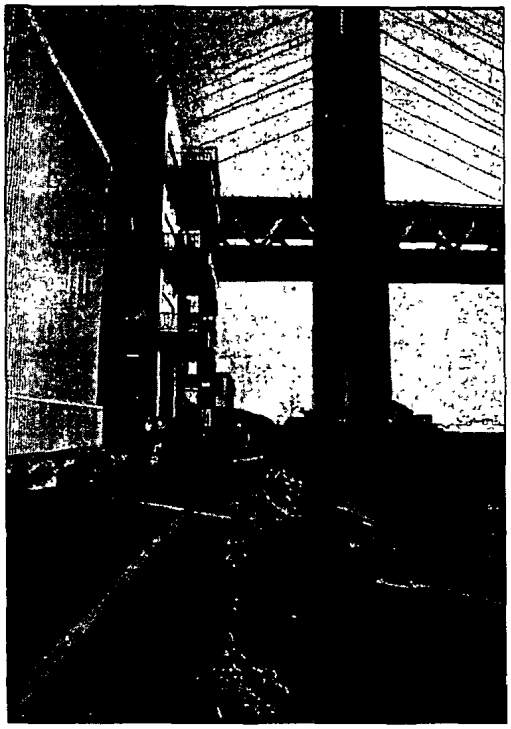


(a) 항만구조물의 붕괴

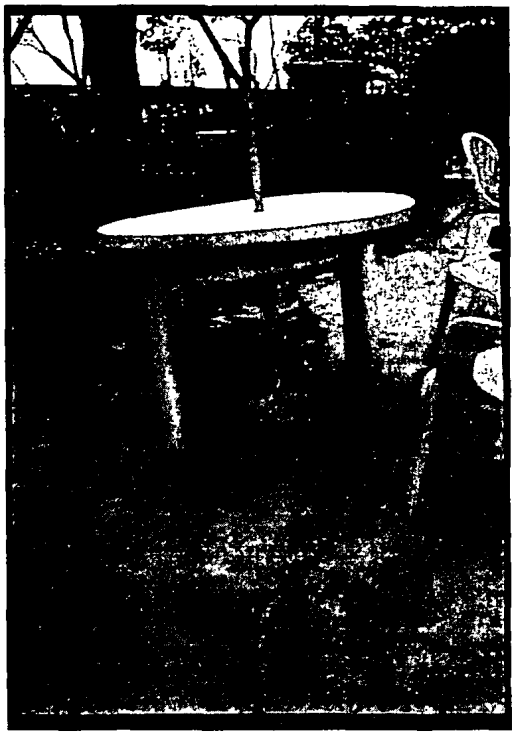


(b) 도로표면의 균열과 부등침하

그림 2.3 Hyogoken-Nanbu 지진시 액상화 피해사례 (1995. 1. 17, M=6.9)



(c) 지반의 침하 및 측방퍼짐



(d) 액상화로 인한 Boiling현상



(e) 지반의 갈라짐과 측방퍼짐으로 인해 기울어진 Tank

그림 2.3 Hyogoken-Nanbu 지진시 액상화 피해사례 (계속)



(f) Pier 근처의 지반침하와 떨어진 교량상판



(g) Hogyo Pier에서 발생한 지반침하

그림 2.3 Hyogoken-Nanbu 지진시 액상화 피해사례 (계속)

2.2.2 국내 지진 발생 규모

국내 및 일본의 연평균 지진 발생빈도를 살펴보면 표 2.1과 같다.

표 2.1 국내 및 일본의 연평균 지진 발생빈도

구 분	지진규모 3이상	지진규모 4이상	지진규모 5이상	지진규모 6이상
한 국	9회/년	1.3회/년	0.2회/년	-
일 본	1,200회/년	400회/년	100회/년	10회/년

표 2.1에 나타난 바와 같이 지진의 발생빈도 자체가 큰 차이를 보이고 있으므로 경제적이며 안정성을 확보할 수 있도록 국내에 적합한 설계지진규모 산정이 우선적으로 필요하다는 것을 알 수 있다.

2.3 지반의 동적물성 및 부지고유평가

지반 구조물의 안정성 평가에 필요한 지반물성은 지반조사를 통해 획득한다. 내진설계에 앞서 수행되는 토질조사와 시험의 주된 목적은 설계에 요구되는 토질정수를 얻는 것이다. 지반조사는 지층의 구성, 각 지층의 역학적 특성 파악 및 실내시험용 시료채취 등을 수행하는 현장시험과 채취된 시료를 이용하는 실내시험을 포함한다.

지진시 지반거동평가를 위하여 지반의 대표적 동적물성인 전단탄성계수(G)와 감쇠비(D)가 필요하다. 지반의 동적물성은 그림 2.4에서 나타난 지반의 대표적 응력-변형률 관계 그래프가 보여주듯이, 전단변형률, γ의 크기에 따라 탄성계수가 감소하는 비선형 거동을 보인다. 지반의 이러한 비선형적 특성을 그림 2.5와 같이 전단변형률-전단탄성계수(대수값)의 관계로 나타내어 선형 영역과 비선형 영역을 구분한다. 선형한계변형률(그림 2.5에서의 γ_t^e) 이하의 저변형률 영역 ($\gamma < 10^{-4}\%$)에서 지반의 선형거동을 측정하기 위하여 현장 탄성파기법이 사용되고 있는 반면 고변형률에서의 현장 지반조사는 수행이 불가능하므로 변형률 변화에 따른 탄성계수의 비선형성과 감쇠비 측정은 실내시험을 통해 산정한다. 그림 2.5에서 보듯이 선형한계변형률(γ_t^e) 이하의 저변형률 영역에서는 전단탄성계수가 변형률 크기에 관계없이 거의 일정한 값을 나타내며, 일반적으로 지반

의 선형한계변형률은 0.001%~0.01%의 범위에 존재한다고 알려져 있다.

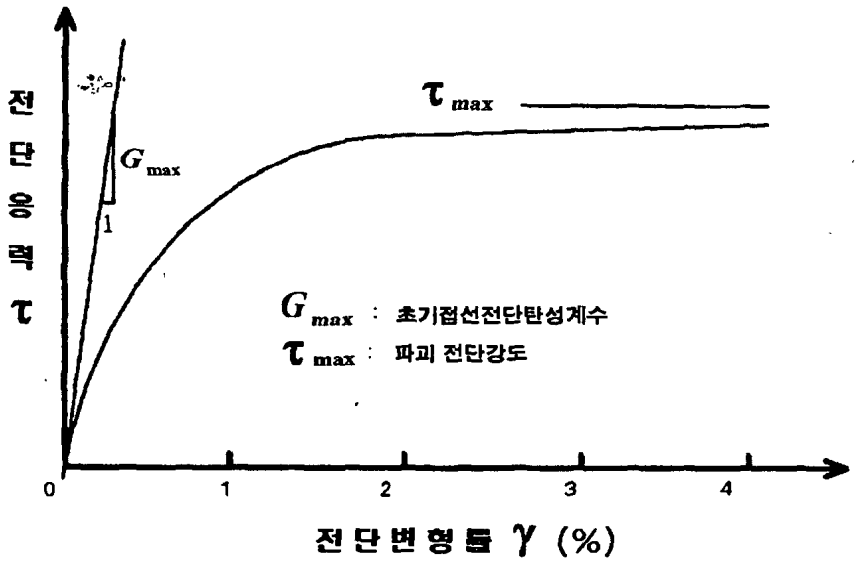


그림 2.4 지반의 대표적 응력-변형율 관계

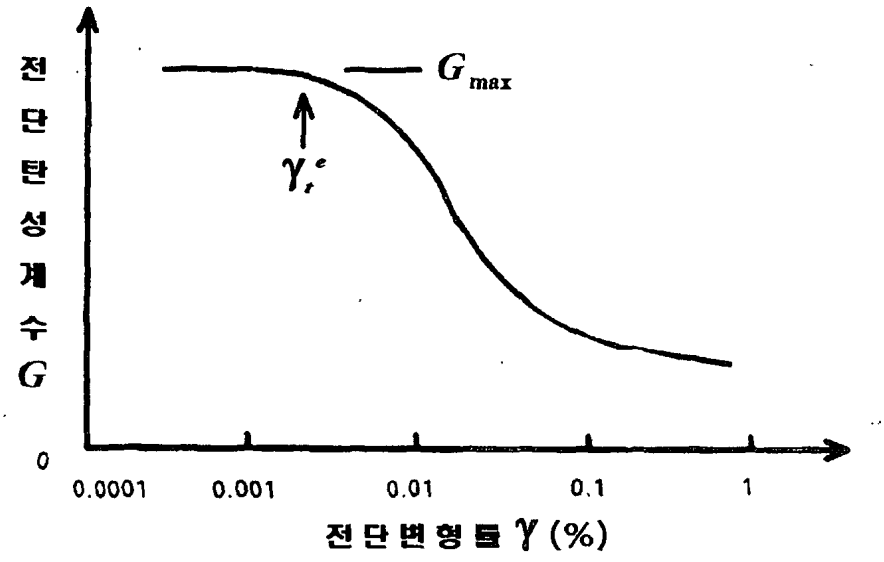


그림 2.5 지반의 전단탄성계수와 전단변형률($\log\gamma$)과의 관계

아래 표 2.2에서는 각 시험별로 얻을 수 있는 동적지반계수들을 나타내었다.

표 2.2 시험별 획득가능한 동적지반계수

	시험의 종류	전단변형률 범위	획득가능한 동적지반계수
현장시험	크로스홀시험	10^{-4} % 이하	• 압축파 속도, 전단파 속도 • 전단탄성계수, 포아송비
	다운홀시험	10^{-4} % 이하	• 압축파 속도, 전단파 속도
	SASW	10^{-4} % 이하	• 전단파 속도, 전단탄성계수
	Seismic Cone Test	10^{-4} % 이하	• 압축파 속도, 전단파 속도
	Pressuremeter Test	-	• 지반의 응력-변형률관계
실내시험	공진주시험	10^{-4} % ~ 1 %	• 전단탄성계수, 탄성계수, 감쇠비
	비틂전단시험	10^{-4} % ~ 1 %	• 전단탄성계수, 감쇠비
	진동삼축시험	10^{-2} % ~ 1 %	• 탄성계수, 감쇠비

이 때 실시하는 지반조사의 범위, 시추공의 개수 및 깊이별 조사간격 등은 표 2.3을 참고하여 현장의 특성과 현장 시방 기준에 따라 정하여야 할 것이다. 참고로 일본 항만연구소가 항만의 안벽 시공을 위해 제안하는 횡방향 지반조사간격의 기준은 다음 표 2.4와 같다.

표 2.3 지반조사의 개요 (PHRI, 1997)

조사 방법	조사 항목	취득값	지반종류	조사간격 (깊이별)
사운딩	표준관입시험	SPT N치	Sand/Sandy soil	1 m
		교란시료채취	Sand/Sandy soil	1 m
현장조사	탄성파 탐사	P파 속도 S파 속도	Sand-Clay	1 m
비교란 시료	액상화시험	액상화강도	Sand/Sandy soil	1.5 m~2 m
	동적변형시험	전단탄성계수 감쇠비	Sand-Clay	각 층
	밀도 시험	단위중량	Sand-Clay	각 층

표 2.4 현장시험시의 횡방향 조사간격(PHRI, 1997)

단순한 지층구조	항만 안벽면을 따른 지반조사		보링(m)	사운딩(m)
	일반조사	넓은지역	300~500	100~300
		좁은지역	50~100	20~50
	상세조사		50~100	20~50
복잡한 지층구조	항만 안벽면을 따른 지반조사		보링	사운딩
	일반조사		30 m 이하	15~20
	상세조사		10~30	5~10

2.3.1 현장지반조사 기법

이 절에서 설명할 현장지반조사 기법들의 개요를 정리하면 표 2.5와 같다.

표 2.5 현장지반조사 기법들의 개요

구 분	개 요
크로스홀시험	① 파의 수평방향 전파속도를 얻어 깊이별로 지반물성치를 얻음 ② 자세한 지층구조를 파악할 수 있고 잡음이 많은 지역에서도 수행 가능함 ③ 많은 비용이 들고 시험 장치가 복잡함
다운홀시험	① 진원으로부터 파의 도달시간을 측정해 지반물성치를 얻음 ② 하나의 시추공 만으로도 지반물성치를 얻을 수 있고 파의 굴절 문제가 적음 ③ 지층구조별 상세한 결과를 얻기 어려움
SASW	① 지표면에 감지기를 설치한 후 파장과 속도와의 관계를 얻음 ② 시험이 간단하고 지반에 홀의 관입이 불필요한 비파괴 시험임 ③ 평균적 지반물성치만 얻을 수 있고 정확성이 다소 떨어짐
Seismic Cone Test	① 다운홀 시험과 유사하나 시추공이 필요치 않음 ② 비교적 작은 비용으로 신속한 시험 수행가능 ③ 단독으로 수행시 신뢰성이 떨어질 우려가 있어 보완용으로 시행됨
Pressuremeter Test	① 시추공 내부에 압력을 가해 이를 토대로 응력-변형률과의 관계를 얻음 ② 응력-변형률관계를 측정할 수 있는 유일한 현장시험임

(1) 크로스홀시험(Cross-hole Test)

크로스홀(Cross-hole) 시험은 우선 그림 2.6과 같이 지반에 두개 이상의 시추공(Boring Hole)을 뚫어 한쪽은 체적파 발진기(Generator of Body Waves)로, 나머지 시추공은 수신기(Receiver)로 구성하여 발진기와 수신기를 홀 내의 같은 깊이에 위치시킨다. 그 후 지반을 통과하여 수신기까지 도달되는 파의 수평방향의 전파속도를 깊이별로 측정함으로써 깊이별 지반 물성치(전단탄성계수, 포아송비)를 추정하는 기법이다. 가능한 한 많은 시추공을 뚫는 것이 지반의 불균질성에 기인한 오차와 시간측정오차를 줄일 수 있다. 이 시험으로 굴절파측정(Seismic Refraction Surveys)시 놓치기 쉬운 층을 감지할 수 있으며 심도 30~60 m(100~200 ft)사이에서의 비교적 정확한 깊이별 속도자료를 얻을 수 있다.

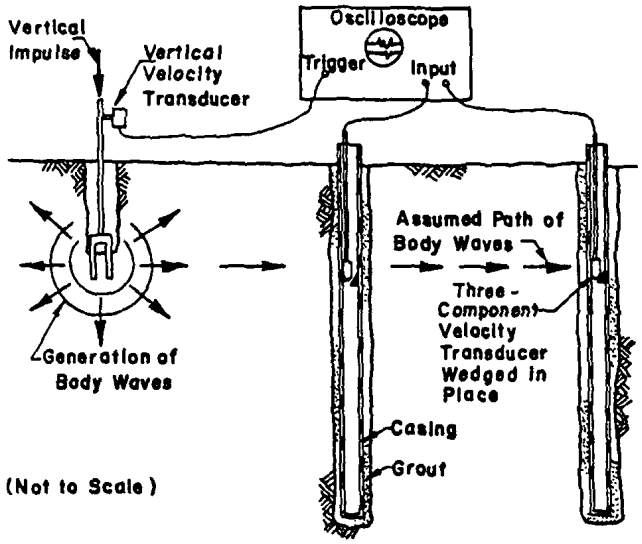


그림 2.6 크로스홀시험 방법의 개요도

파의 도달시간을 계산하고, 파의 전파거리는 두 시추공 사이의 거리이므로 지반내에서의 압축파의 전파속도(V_p) 및 전단파의 전파속도(V_s)는 식 (2.1), (2.2)에 의해 구할 수 있다.

$$V_p = \frac{D}{T_p} \tag{2.1}$$

$$V_s = \frac{D}{T_s} \tag{2.2}$$

여기서, D = 시추공 사이의 거리

T_p = 압축파의 도달시간

T_s = 전단파의 도달시간

지반의 전단탄성계수(G)와 포아송비(ν)는 식 (2.3)과 (2.4)를 통해 구할 수 있다.

$$G = \left(\frac{\gamma}{g}\right) V_s^2 \tag{2.3}$$

$$\nu = \frac{0.5\ V_p^2 - V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \tag{2.4}$$

여기서, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ = 전단탄성계수

γ = 흙의 단위중량

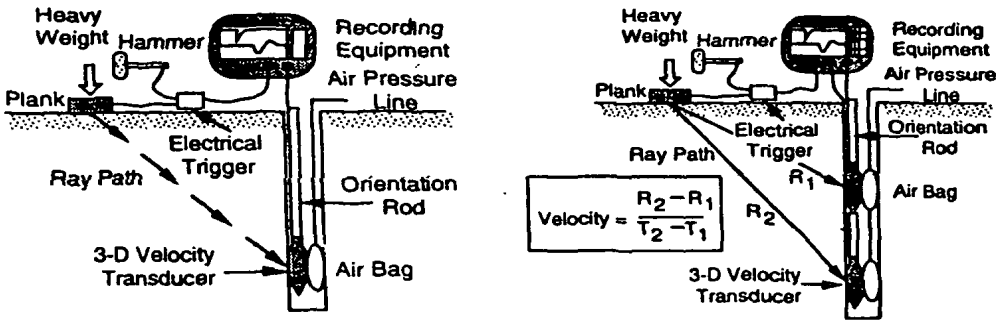
g = 중력가속도

ν = 포아송비

(2) 다운홀시험(Down-hole Test)

다운홀시험은 지반의 전단파 속도 및 압축파 속도 측정에 사용하는 방법으로 하나의 시추공으로 시행할 수 있다. 그림 2.7과 같이, 판재(Plank)를 지표위에 설치하고, 수신기는 시추공내의 측정하고자 하는 깊이에 설치한다. 판재(Plank)에 해머로 충격을 가해 진동을 유발시키는데, 이때 연직방향으로 충격을 가하면 압축파(Compressional Wave)성분이, 수평방향으로 충격을 가하면 전단파(SH)성분이 풍부한 진동이 발생한다. 이 시험의 목적은 진원으로부터 P파 혹은 S파의 도달 시간을 측정하는 것이며 이를 통해 소요시간과 깊이의 관계그래프를 얻을 수 있다. 따라서 이 그래프상의 임의 깊이에서의 기울기가 곧 임의 깊이에서의 속도가 된다.

다운홀 시험은 크게 직접산출법(Direct Measurements)과 간접산출법(Indirect Measurements)으로 나눌 수 있다. 각각의 방법에 대한 개요는 그림 2.7에 도시하였다.



(a) 직접산출법 (b) 간접산출법

그림 2.7 다운홀 방법의 개요도

(3) 크로스홀 시험과 다운홀시험의 비교

크로스홀 시험과 다운홀 시험의 장단점 비교는 표 2.6과 같다. 크로스홀시험은 다운홀 시험에 비하여 시험장치의 구성이 복잡하고, 많은 비용이 들지만 보다 좋은 시험결과를 얻을 수 있다.

표 2.6 크로스홀 시험과 다운홀 시험의 비교

크로스홀 시험	다운홀 시험
• 두 개 이상의 시추공	• 한 개의 시추공
• 시추공내 발진기에서 진동유발	• 지표면에서 진동유발
• 주로 P파와 SV파 사용	• 주로 P파와 SH파 사용
• 파의 진행경로 길이가 일정	• 깊이에따라 진행경로 길이가 증가함
• 시추공 Casing의 영향이 적음	• 시추공 Casing의 영향이 있음
• 모든 깊이에서 신호와 잡음의 비가 높음	• 신호와 잡음의 비가 깊이에 따라 감소함
• 파의 전파속도가 낮은 층 감지가능	• 파의 전파속도가 낮은 층 감지가능
• 자세한 지층구조 조사가능	• 평균적인 지층구조로 조사됨
• 파의 굴절 문제 발생가능	• 파의 굴절 문제가 적음
• 많은 비용이 요구됨	• 비교적 적은 비용이 요구됨

(4) SASW 시험

SASW (Spectral Analysis of Surface Wave) 시험방법은 Steady-State-Rayleigh-Wave 방법(일정한 주기의 표면파를 사용)을 수정·보완

한 시험방법으로, 반무한층에서 표면파(Surface Wave or Rayleigh Wave)의 분산 특성에 그 바탕을 두고 있다. 표면파의 분산특성이란 층상구조의 매질에서 파의 전파속도가 파의 주파수(또는 파장)에 따라 변하는 것을 의미한다. SASW시험의 기본장비 배치는 그림 2.8과 같다.

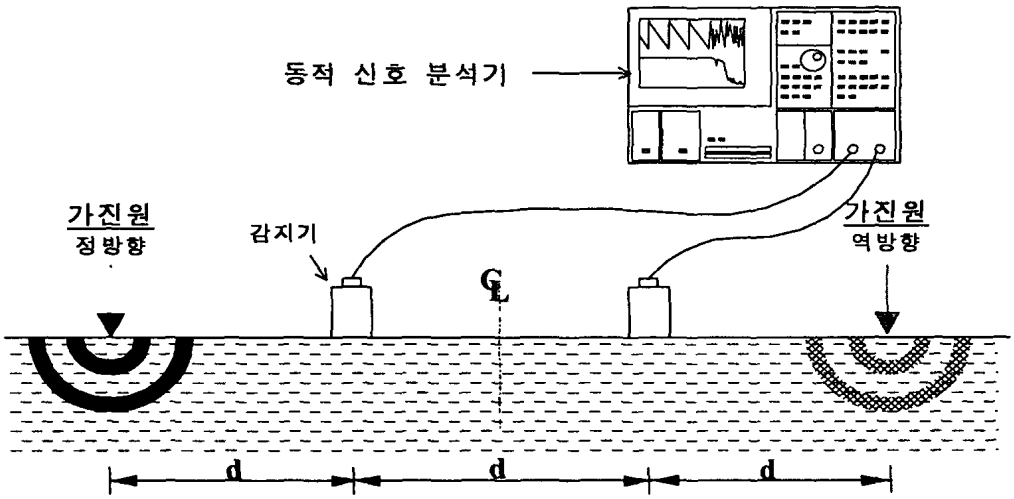


그림 2.8 SASW 시험의 기본장비 배치도

본 시험은 두 개의 수직한 감지기를 지표면에 나란히 설치하고 진원으로부터의 파를 각각 측정한다. 두 감지기로부터 측정된 결과는 Fast Fourier Transform을 이용해 주파수 영역으로 변환된다. 변환함수 $\phi(f)$는 각각의 주파수로부터 계산되며, 감지기 사이의 도달 시간차는 식 (2.5)와 같은 함수로 표현된다.

$$\Delta t(f) = \frac{\phi(f)}{2\pi f} \tag{2.5}$$

Rayleigh파의 속도 $v_R(f)$와 파장 $\lambda_R(f)$은 각각 식 (2.6)과 (2.7)에 의해 계산할 수 있다.

$$v_R(f) = \frac{\Delta d}{\Delta t(f)} \tag{2.6}$$

$$\lambda_R(f) = \frac{v_R(f)}{f} \tag{2.7}$$

전자 장비의 발달에 따라 위와 같은 식들의 계산은 현장에서 거의 실시간으로 행해지며 그 결과는 그림 2.9와 같이 파장과 속도에 관한 실험적 그래프로 나타나게 된다.

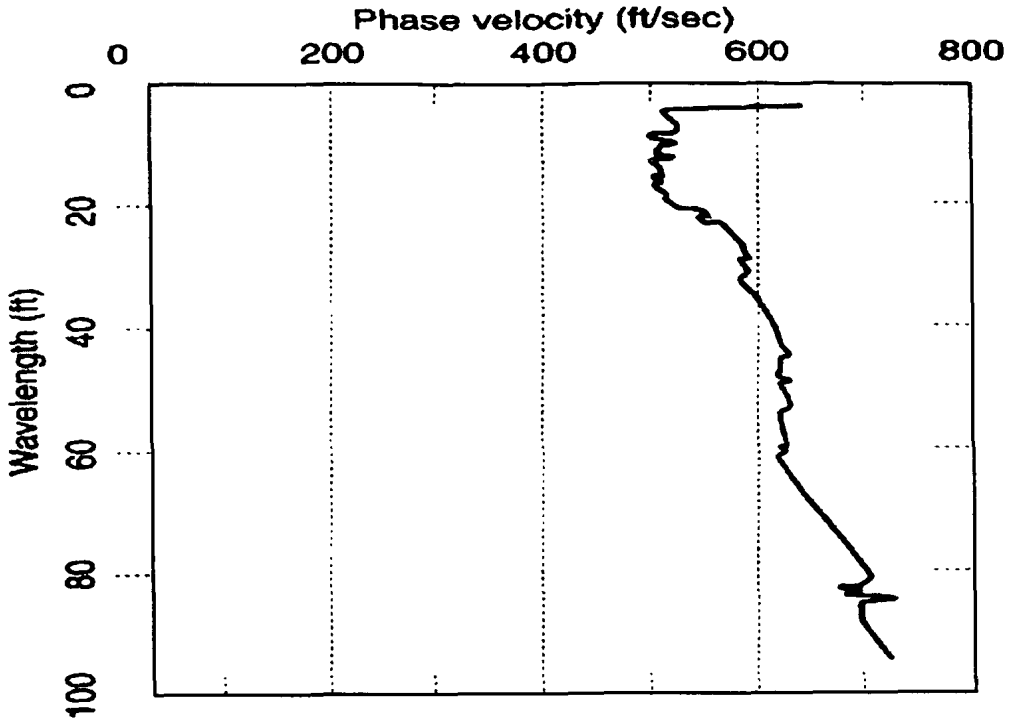


그림 2.9 SASW 시험시 파장과 속도와의 관계

SASW 시험은 공내수평 탄성파시험이나 다운홀 시험에 비하여 시험이 간단하고, 지반에 홀의 관입이 필요없어 시추나 샘플채취가 어려운 곳에서 유용한 비파괴 시험이다. 또한 저속도층을 감지할 수 있고 깊이 100 m 이상의 심층에 대한 분석도 할 수 있어서 중요한 현장 시험중의 하나로 간주되고 있다.

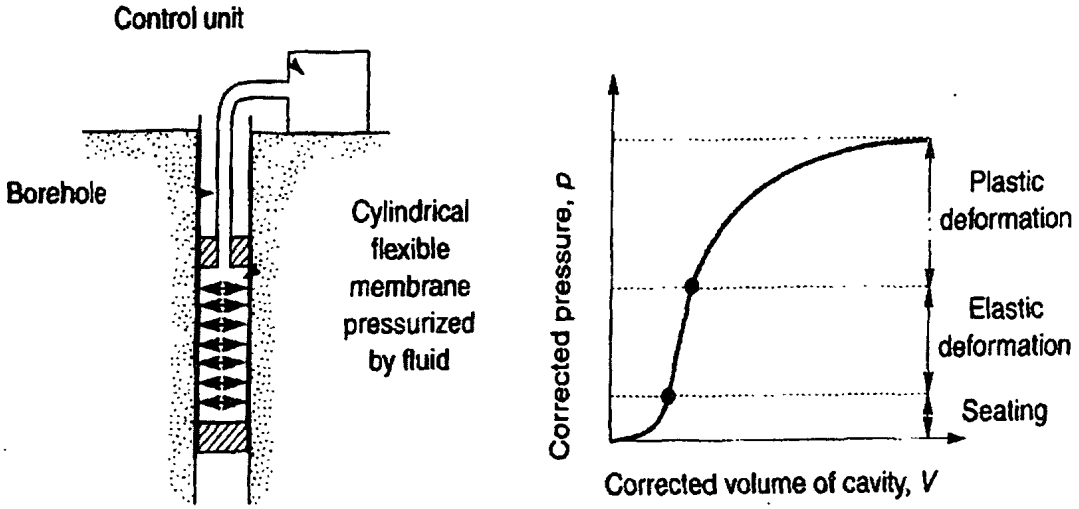
시험의 수행이 빠르고 경제적인 장점을 가지고 있으나, SASW 시험에서 결정된 지반 물성치는 시험구간의 평균적인 지반특성을 나타내는 것에 불과하고 다른 탄성파시험에 비해 정확성도 다소 떨어지는 것으로 보고되고 있다.

(5) Seismic Cone Test

Seismic Cone Test는 시추공이 필요치 않다는 것 외에는 다운홀 시험과 매우 유사한 시험법이다. 콘 관입기와 지오폰 혹은 가속도계로 구성되며 콘 관입시 각 단계별로 지반에서 충격파를 생성하여 파 전달시험을 하는 동안 관입을 멈추어야 한다. 파의 도달시간과 깊이의 관계 그래프는 다운홀 시험과 동일한 형태로 얻어지며 해석 방법 역시 동일하다. 이 시험은 주로 다른 시험법의 보완용으로 수행되지만 그 효율성이 높아서 점점 더 수행 빈도가 높아지고 있다.

(6) Pressuremeter Test

Pressuremeter Test(PMT)는 응력-변형률관계의 측정을 위해서 쓰이는 거의 유일한 현장시험이다. Pressuremeter Test는 다음 그림 2.10과 같이 시추공을 뚫은 후 균일한 압력을 가하기 위해 원통형의 기구에 멤브레인을 씌운 후 흙의 변형을 멤브레인에 주입된 유체부피에 의해 측정하는 시험이므로 이를 토대로 압력과 부피변화에 대한 그래프(그림 2.10 (b))가 얻어진다. 최근에는 흙의 교란을 최소화할 수 있는 자가천공 Pressuremeter, 연약토에서 매우 빠른 속도로 시험을 수행할 수 있는 Push-in Pressuremeter 등도 개발되어 있다. 그림 2.10 (a)는 실험 장비 배치를 보여주고 그림 2.10 (b)는 이를 토대로 한 공내 압력과 부피변화에 대한 그래프를 보여주고 있다.



(a) Test Setup (b) Typical Pressuremeter curve

그림 2.10 Pressuremeter Test

2.3.2 실내시험

변형률 수준에 따른 전단탄성계수와 감쇠비의 변화를 얻기 위한 실내시험으로는 공진주시험, 진동삼축시험, 비틂전단시험이 자주 사용된다. 이들 시험은 현장에서 채취된 비교란 시료를 이용하여 수행하는 것이 원칙이나 모래지반에서는 비교란 시료 채취가 어려운 경우 현장 밀도를 고려하여 재성형된 시료를 사용할 수도 있다. 시험시 변형률 크기가 크지 않은 경우 ($\gamma < 10^{-1}\%$), 시료에 가해지는 교란 정도가 미미하므로 1개의 시료를 이용하여 여러 개의 구속압 단계별로 시험을 실시하는 Staged-Testing이 가능하다.

실내시험법들의 개요를 간단히 정리하면 다음 표 2.7과 같다.

표 2.7 실내시험법들의 개요

구 분	개 요
공진주시험	① 원통형의 공시체에 비틂자극을 가해 공진진동수 및 진동의 크기를 구한 후 이로부터 전단파속도, 전단탄성계수, 감쇠비 및 전단변형률을 구함 ② 저변형률 및 중간변형률 영역에서 시험가능
비틂전단시험	① 공진주 시험기와 동일한 시험기를 사용 ② 공시체를 바닥에 고정시키고 10 Hz 미만의 고정 주파수로 반복비틂력을 가해 비틂력-비틂각 관계를 측정하여 응력-변형 이력곡선을 구함
진동삼축시험	① 액상화 가능성 예측에 가장 일반적으로 사용됨 ② 시료의 배수조건, 구속압 및 수직응력을 조절하여 지진발생시 지반이 겪는 응력상태를 비교적 실제와 가깝게 재현가능

(1) 공진주시험(Resonant Column Test)

지반이 동적인 하중을 받을 때, 저변형률 상태의 동적 물성치를 획득하기 위해 일반적으로 공진주 시험을 실시한다. 공진주 시험은 전단변형률의 크기에 따른 지반의 동적 물성치(전단탄성계수, 감쇠비 등)의 변화를 측정하는 시험으로, 일반적으로 Stokoe식 공진주 시험기가 많이 사용된다(그림 2.11 (a) 참조). 이 시험기는 일단고정-타단자유 시스템으로서, 코일-자석 시스템을 통해 시료의 상부에 비틂 자극을 가하며, 한 시료에 대해 10^{-5}~10^{-1}%에 이르는 전단변형률의 범위에서 시험을 연속적으로 수행할 수 있다. 시험시에는 원통형의 공시체에 진동수를 바꿔가면서 비틂자극(Torsional Exitation)을 가하여 그림 2.11 (b)에 나타난 바와 같이 진동반응곡선을 구한다. 진동반응곡선으로부터 1차 모드의 공진진동수와 진동의 크기를 구한 후, 실험기의 특성 및 공시체의 크기, 공시체의 무게를 이용하여 전단파 속도(V_S), 전단탄성계수(G) 및 전단변형률(γ)을 구한다. 탄성파전달이론(Elastic Wave Propagation Theory)에 의한 공진주 시험의 지배방정식은 식 (2.8)과 같다.

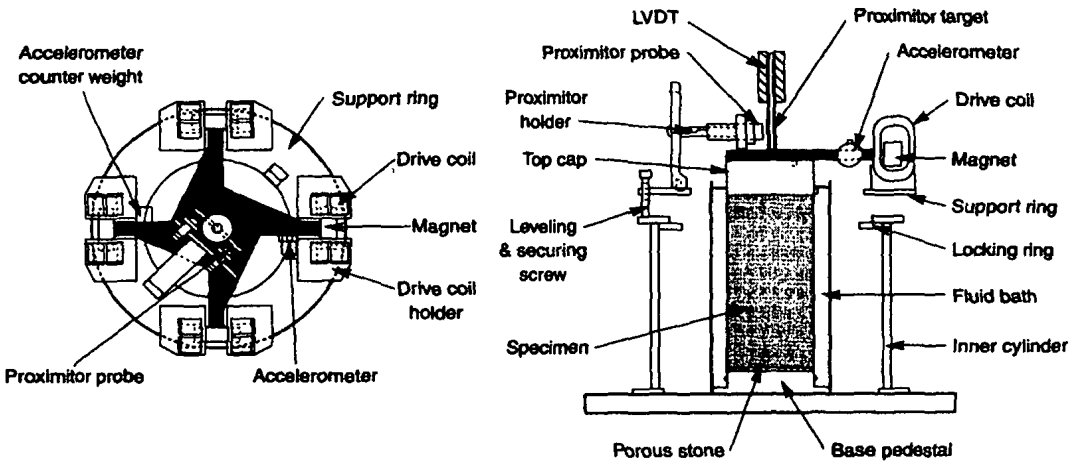
$$\frac{I}{I_0} = \frac{\omega l}{V_S} \cdot \tan\left(\frac{\omega l}{V_S}\right) \tag{2.8}$$

여기서, I = 공시체의 질량관성 모멘트,

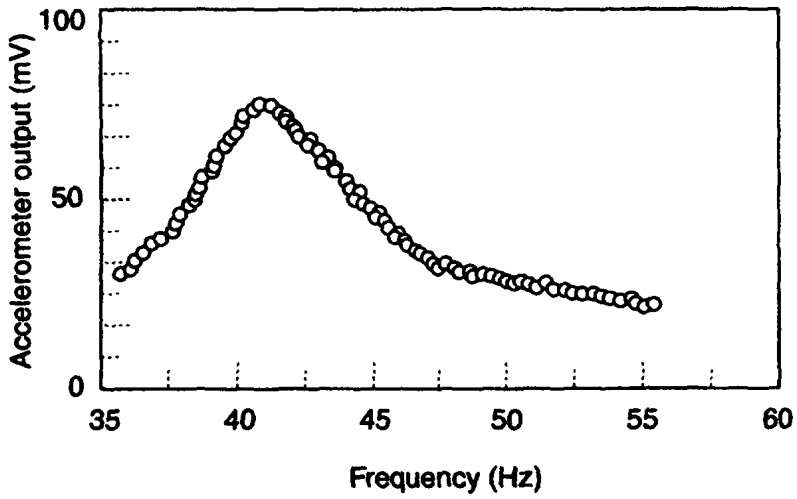
I_0 = 진동시스템의 질량관성 모멘트

ω = 공시체-진동시스템의 고유진동수

l = 공시체의 길이, V_s = 전단파 속도



(a) 고정단-자유단 방식 공진주 시험기 개요도



(b) 대표적인 진동반응곡선

그림 2.11 공진주 시험기 및 시험결과

전단변형률은 시료 전체에 걸쳐 일정하지 않은 점을 고려하여, 공시체의 상부 중앙에서 반지름의 0.8배 되는 지점에서 구한다(Chen & Stokoe, 1979).

감쇠비는 자유진동 감쇠곡선(Free Vibration Decay Curve), 또는 진동수반응곡선(Frequency Response Curve)을 이용하여 구하며 자유진동 감쇠곡선을 이용하

는 방법을 설명하면 다음과 같다.

정현진동하는 동안 가진력을 차단하면 자유진동 감쇠곡선이 오실로스코프에 기록된다. 이때 기록된 사이클의 진폭을 측정하여 대수적 감소, δ (Logarithmic Decrement)를 구한 후 감쇠비(D)를 얻는다. 이 자유진동 감쇠곡선에서 각 사이클의 진폭을 측정하고, 식 (2.9)와 같이 잇따른 두 개 진폭의 로그비, δ를 계산한다.

$$\delta = \ln\left(\frac{z_1}{z_2}\right) = \frac{2\pi D}{\sqrt{1 - D^2}} \tag{2.9}$$

여기서, z_1, z_2 = 두개의 잇따른 변형율 진폭

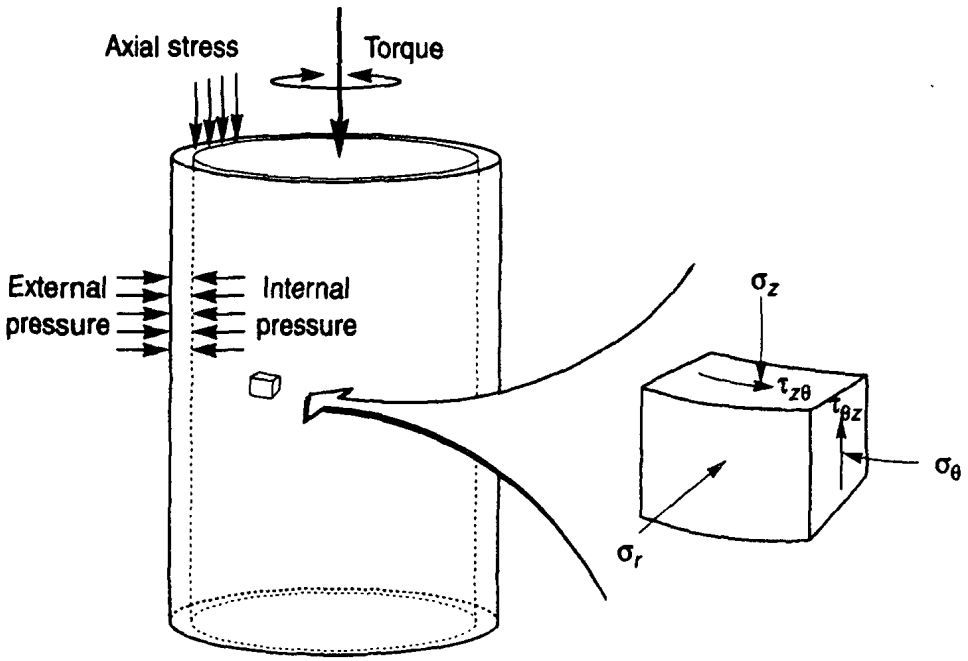
D = 감쇠비

식 (2.9)를 이용한 감쇠비 산정식은 다음과 같다.

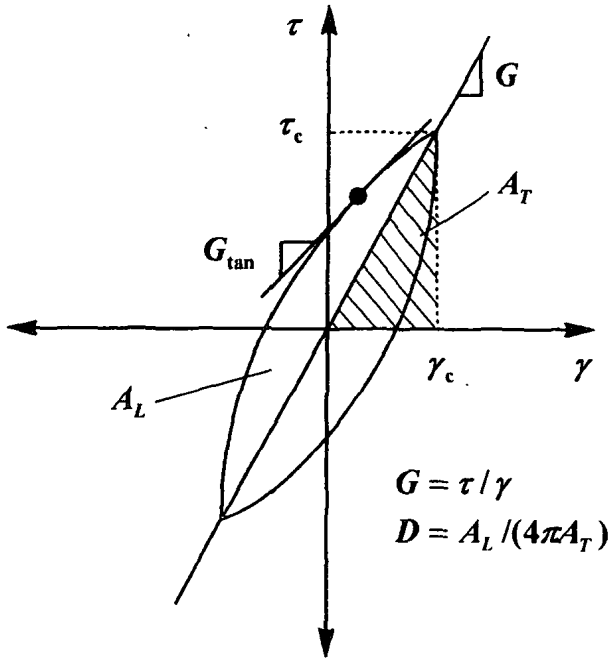
$$D = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2 + \delta^2}} \tag{2.10}$$

(2) 비틂전단시험

비틂전단시험에서는 공진주 시험기와 동일한 시험기를 사용하고, 작동방법을 달리하여 넓은 변형률 범위에서 지반의 강성과 감쇠비 특성을 구한다. 기본 원리는 그림 2.12 (a)에서 보는 바와 같이 공시체를 바닥에 고정시키고 공시체 상부와 연결된 진동 시스템에 10 Hz 미만의 고정된 주파수로 반복 비틂력을 가하여 공진주파수를 구하는 대신 공시체에 가해진 비틂력-비틂각(Torque-twist) 관계를 측정하여 응력-변형 이력곡선(Hysteresis Loop)을 구한다. 간격측정기(Proximitor)를 이용하여 비틂각을 구하고, 가진 전압으로 비틂력을 얻도록 시험기를 검증(Calibration)하여 사용한다. 그림 2.12 (b)와 같이 이력곡선의 두 끝점을 연결한 직선의 기울기로 전단탄성계수를 구하고, 감쇠비는 응력-변형 이력곡선 면적을 이용하여 결정한다.



(a) 비틂전단 시험의 원리



(b) 응력-변형 이력곡선

그림 2.12 비틂전단 시험의 원리

공진주/비틂전단시험에서는 다음과 같은 전형적인 시험결과들을 구하여 설계에 이용한다.

① 저변형률($\gamma<10^{-3}\%$) 공진주 시험결과
- 압밀시간에 따른 G_{max}와 D_{min}의 변화
- 구속압에 따른 G_{max}와 D_{min}의 변화

② 고변형률($\gamma>10^{-3}\%$) 공진주 시험결과
- 변형률 크기에 따른 G와 D의 변화
- 변형률 크기에 따른 G/G_{max}와 D/D_{min}의 관계

③ 비틂전단 시험결과($10^{-4}<\gamma<1\%$)
- 변형률 크기에 따른 G와 D의 변화
- 진동주파수에 따른 G와 D의 변화
- 하중반복횟수에 따른 G와 D의 변화

(3) 진동삼축시험

지반이 진동을 받게 되면 흙 요소는 그림 2.13에 나타낸 바와 같이 주기적인 전단응력을 받게 된다. 따라서 실내시험은 흙 요소에 이와 같은 일정한 수직응력과 주기적인 전단응력을 가해주도록 하여야 한다. 진동삼축시험은 Seed and Lee에 의해 처음으로 제시된 방법으로 시험장치의 간편성과 넓은 적용성 때문에 지반의 동적전단강도를 구하기 위하여 주로 이용되고 있다. 현재 많이 사용되는 삼축시험기는 그림 2.14와 같은 자동화 삼축시험기이다. 시험기는 실제로 시험이 수행되는 실행부분과 각각의 압력과 변위 및 체적변화를 변환기로 측정하여 컴퓨터에 자동으로 저장시키는 자료저장부분 및 얻어진 자료값에 따라 다시 컴퓨터에서 압력을 조절하여 측압과 축차응력을 제어하는 부분으로 나누어진다.

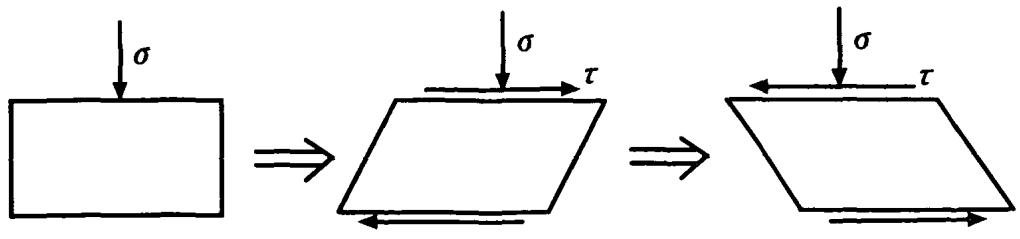


그림 2.13 지진시 지반내 흙요소가 받는 응력의 이상화

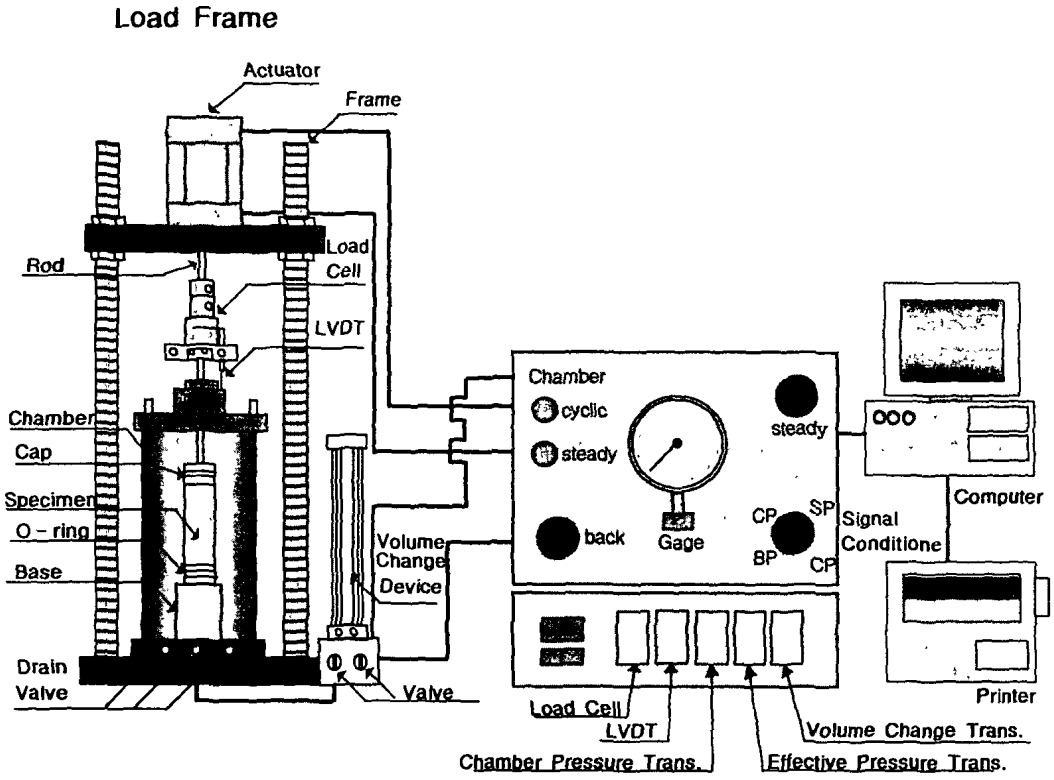


그림 2.14 자동화 삼축시험기

진동삼축시험의 수행과정을 도시하면 그림 2.15와 같다.

먼저 시료의 준비과정으로 원하는 상대밀도와 입도분포 그리고 No. 200체 통과량에 맞추어 시료를 제작하는 과정이 필요하다. 시료가 준비되면 시료를 셀 내부의 모울드 안에 거치하고 배압(Back Pressure)을 가하여 시료를 포화시킨다. 시료의 포화도는 간극수압계수, B값을 확인하여 일반적으로 0.97이상의 값을 가질 때 완전포화된 것으로 간주한다. 그리고 완전포화된 시료에 등방압밀과정을 통해 초기유효구속압을 설정하여 주며 체적변형률이 일정해지는 시기까지 그림 2.16 (a)와 같이 압밀과정을 수행한 후, 시료에 수직 및 수평방향 주응력을 동시에 가하여 그림 2.16 (b)와 같이 전단응력을 발생시킨다. 즉 시료에 축응력을 반복적으로 가하게 되는데, 축응력의 구속압에 대한 비율은 약 0.1~0.5까지 조정하는 것이 일반적이다. 가해진 축응력은 시료에 전단력을 가하게 되며 이와 같은 원리로 지진력을 재현하게 된다.

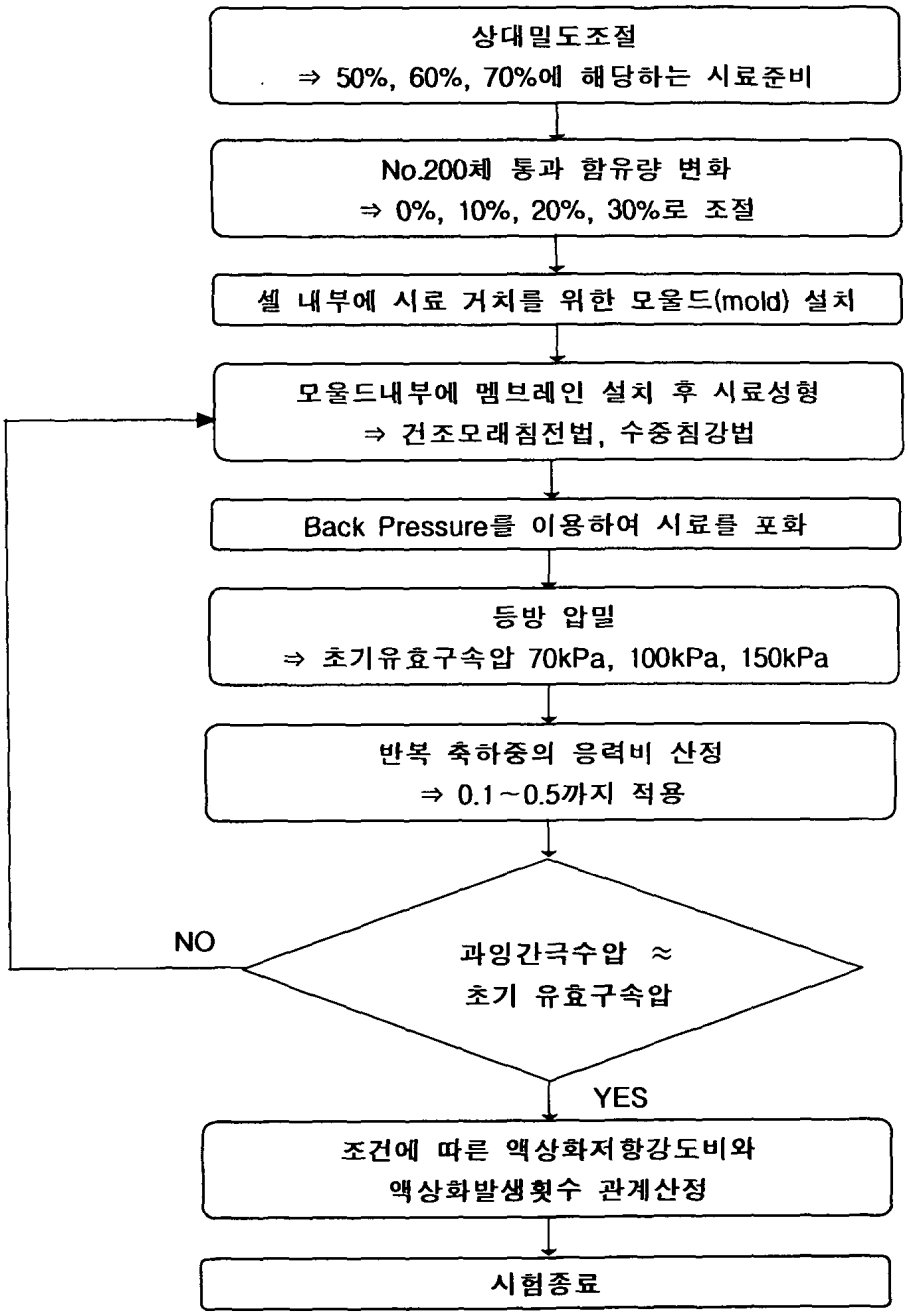


그림 2.15 진동삼축시험의 순서도

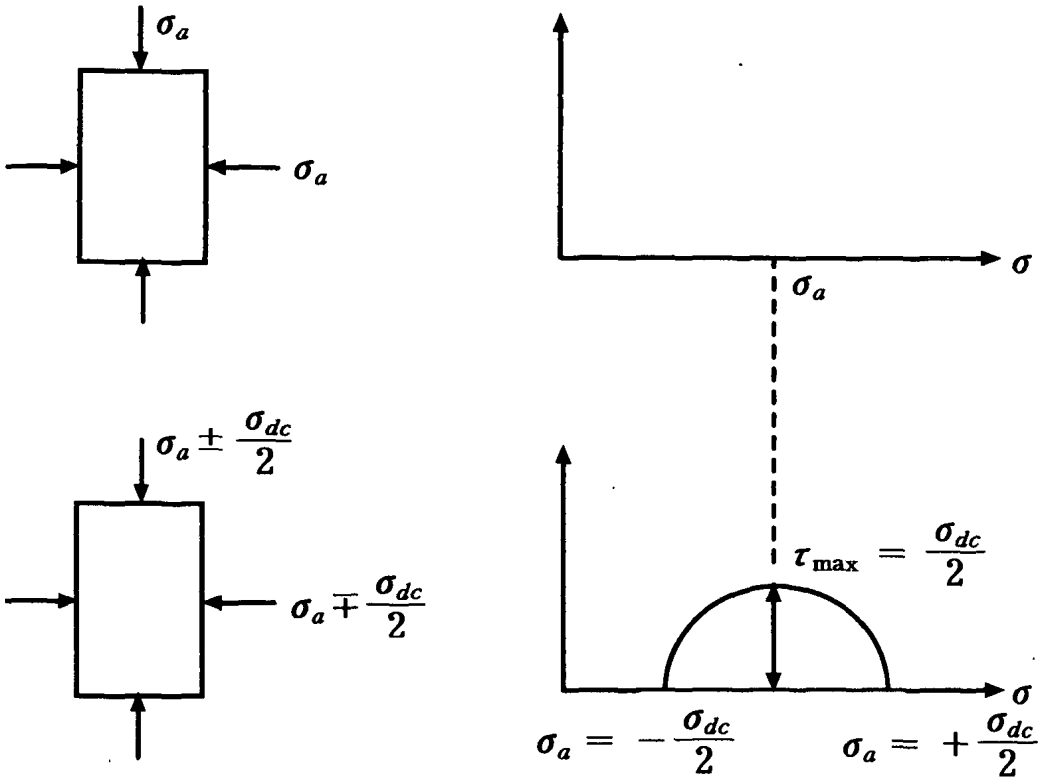


그림 2.16 진동삼축압축시험의 응력상태
(a) 압밀상태(위 그림)
(b) 진동재하상태(아래 그림)

진동재하횟수와 진동하중으로 유발된 과잉간극수압과의 대표적인 관계그래프를 도시하면 그림 2.17과 같다. 여기서 초기유효구속압은 100 *kPa*, 상대밀도는 70% 이며 간극수압의 단위는 *kPa*이다. 초기유효구속압이 100 *kPa* 이므로 과잉간극수압이 100 *kPa*까지 올라간 것을 확인할 수 있으며, 과잉간극수압이 초기유효구속압까지 올라간 순간 유효응력은 0이 되며 이때가 액상화가 발생한 시점이라고 할 수 있다. 이러한 시험을 유효구속압에 대한 최대전단응력의 비(그림 2.16 (b) 참조), 즉 액상화저항강도비 변화에 따라 수차례 시험한 결과 액상화저항강도비와 재하횟수와의 관계를 그림 2.18과 같이 나타낼 수 있다.

진동삼축시험은 지진 및 현장상태의 표현을 위해 몇 가지 가정사항을 선정하고 시험을 수행하므로 이를 고려하기 위한 시험결과의 보정작업이 필요하다. 즉, 실제 지반은 정지토압상태인 반면, 진동삼축시험에서는 등방응력상태로 시험하며 실제 지진의 주응력 방향은 계속적으로 변화하지만 진동삼축시험에서는 주응력의 방향이 변화하지 않는다. 또한, 실제 지진파는 불규칙하지만 진동삼축시험시에는 정현파의 진동하중을 재하시킨다. 이와 같이 실내시험이 갖는 가정

사항을 극복하고 실제 현장조건을 표현하기 위해 실내시험결과를 보정한다. 일본 항만연구소의 액상화 관련 핸드북에 언급된 Seed & Idriss의 보정방법 및 Ishihara & Iwasaki의 보정방법은 표 2.8과 같다.

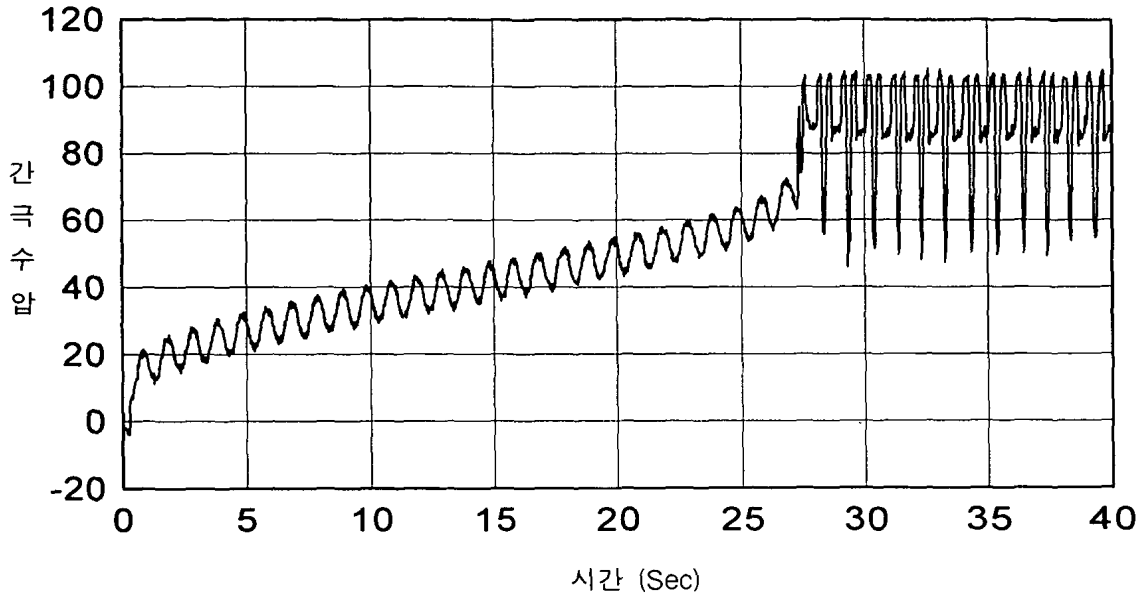


그림 2.17 진동삼축시험 결과 과잉간극수압의 변화
(초기구속압 100 *kPa*)

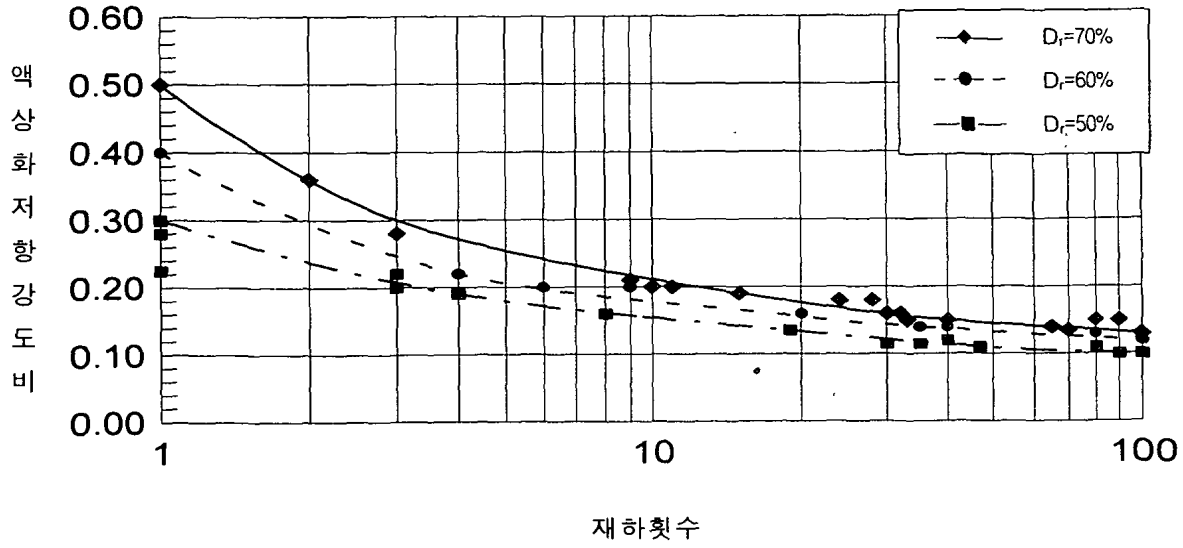


그림 2.18 상대밀도변화에 따른 진동삼축시험의 결과

표 2.8 진동삼축시험 결과의 보정 (PHRI, 1997)

구분	Seed & Idriss	일본 (Ishihara & Iwasaki)
보정계수	보정계수 = C_r / 0.65 (C_r : 0.57(K_0 = 0.4) ~ 0.9 (K_0 = 1.0))	보정계수 = 0.9 / C_k ×(1+2 K_0) / 3 1. Ishihara C_k = 0.55 (충격형:최대전단응력의 60% 수준의 파가 3회 미만) or 0.7 (진동형 : 3회 이상) 2. Iwasaki : C_k = 0.63
내용	내부마찰각 30° 고려시 보정계수범위는 0.92~0.95	내부마찰각 30° 고려시 보정계수범위는 0.86~1.09 수준(Ishihara), 0.95(Iwasaki)

그림 2.19는 액상화 전단저항응력비곡선을 보정하여 산정한 것으로 그림의 내용을 살펴보면, 실선은 4회의 진동삼축시험이 수행된 결과를 직접 연결한 것이며 점선은 시험결과에 보정계수를 곱하여 실내시험결과선과 나란하게 그린 보정곡선을 보여주고 있다. 이 때, 파괴시의 진동재하회수는 Seed 등이 표 2.9에서와 같이 지진규모별로 구분하여 제시하였다. 이를 근거로 국내지진역사기록과 지진특성을 고려할 때 지진규모 6.5 기준으로 액상화 저항강도를 산정한다면 재하횟수를 10회로 결정할 수 있다.

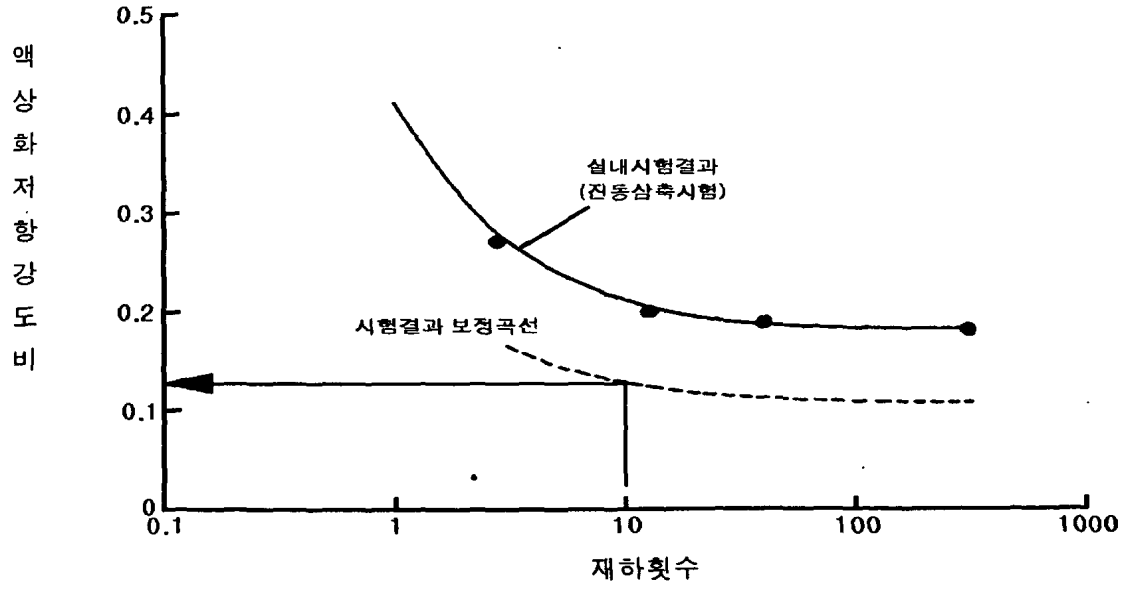


그림 2.19 진동삼축시험 결과의 보정

표 2.9 지진규모별 등가진동재하횟수 (Seed et al, 1975)

지 진 규 모	$0.65\tau_{max}$에 대한 등가진동재하횟수
8.5	26
7.5	15
6.75	10
6.0	5~6
5.25	2~3

2.3.3 부지특성 평가방법

대상지반의 부지특성 평가를 위하여 실시하는 현장 및 실내시험방법은 각 시험의 특성에 따라 매우 다양한 종류의 지반 물성치를 획득하게 하나, 각 시험에서 결정 가능한 지반 물성치가 서로 다르다. 건설되는 구조물의 중요도, 시험장비의 가용성, 지반조사 비용 등을 고려하여 지반조사기법의 조합이 결정되므로, 현장여건에 따라 각 시험에서 결정된 지반 물성치를 효과적으로 결합하여 대상지반의 부지특성을 평가하여야 한다.

(1) 현장 및 실내시험 결과 이용

본 방법은 가장 신뢰성 있는 방법으로 1등급과 특등급 구조물 설계시 반드시 적용하여야 한다.

① 현장시험을 통하여 대상지반의 깊이별 전단파 속도(V_S) Profile을 결정한다. 이때 크로스홀시험, 다운홀시험 등이 사용될 수 있다.

② 대상지반을 층으로 나누고 각층의 질량밀도를 추정하여 현장시험에서 결정된 전단파속도로부터 저변형률 범위에서의 최대탄성계수(G_{max})를 결정한다.

③ 각층의 중앙에서 비교란시료를 채취한다. 이때 시료에 교란이 발생되지 않도록 시료채취 및 운반시 주의하여야 한다. 비교란시료의 채취가 매우 어려운 경우에는 교란 시료로 채취한다.

④ 실내 변형특성 평가시험을 수행하여 변형률 크기에 따른 전단탄성계수와 감쇠비를 얻는다. 이때 공진주시험, 진동삼축시험, 비틂전단시험을 사용할 수 있으며 변형률 범위는 10^{-4}~1%를 추천한다.

⑤ 실내시험 결과로부터 현장 구속압 상태를 고려하여 각 층에 대표적인 변형률 크기에 따른 정규화전단탄성계수(G/G_{max}) 관계를 도출한다(그림 2.20 (b) 참조).

⑥ 현장에서 구한 최대전단탄성계수(G_{max})와 실내시험에서 구한 비선형관계 ($G/G_{max} - \log\gamma$)를 결합하여 각 층에서의 현장 비선형 전단탄성계수를 식 (2.11)과 같이 결정한다.

$$G_{field} = (G/G_{max})_{\gamma,lab} \times (G_{max})_{field} \tag{2.11}$$

⑦ 현장시험으로부터 감쇠비 측정이 불가능하므로, 실내시험에서 얻은 변형률 크기에 따른 감쇠비($D - \log\gamma$)관계를 사용한다(그림 2.20 (a) 참조).

(2) 현장시험 결과 이용

시험장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한 등으로 인하여 실내시험을 수행하기 어려운 경우에는 현장시험 자료를 이용하여 부지특성평가를 개략적으로 실시할 수 있으며 단계별 방법을 정리하면 다음과 같다.

① 우선 각 층의 최대전단탄성계수를 구하기 위하여 N치와 콘관입시험치 만을 이용하여 대상지반 종류에 따라 제안된 경험식(Kramer, 1996)들을 사용할 수 있다(표 2.10참조).

표 2.10 최대전단탄성계수(G_{max})와 현장시험치간의 경험적 관계식

현장시험	관계식	흙의 종류	제안자	비 고
SPT	$G_{max} = 20,000(N_1)_{60}^{0.333}(\sigma'_m)^{0.5}$	Sand	Ohta와 Goto(1976), Seed 등(1986)	G_{max}와 σ'_m은 lb/ft^2 단위를 사용
	$G_{max} = 1440N_{60}^{0.680}$	Sand	Imai와 Tonouchi (1982)	G_{max}는 tf/m^2 단위를 사용
CPT	$G_{max} = 1634(q_c)^{0.250}(\sigma'_v)^{0.375}$	Quartz sand	Rix와 Stokoe (1991)	G_{max}, q_c, σ'_v는 kPa 단위를 사용
	$G_{max} = 170\,q_u$	Clay	Zen 과 Yamazaki (1987)	G_{max}는 tf/m^2 단위를 사용
	$G_{max} = 406(q_c)^{0.695}e^{-1.130}$	Clay	Mayne과 Rix(1993)	G_{max}, q_c는 kPa 단위를 사용

위의 경험식 중 일본 항만기술연구소(PHRI, 1997)가 추천하고, 국내에서도 「항만 및 어항시설의 내진설계표준서(1999)」에 추천된 식 (2.12), (2.13)이 주로

사용되는 실정이다.

$$G_{\max} = 170\, q_u \qquad \text{(점성토의 경우)} \qquad (2.12)$$

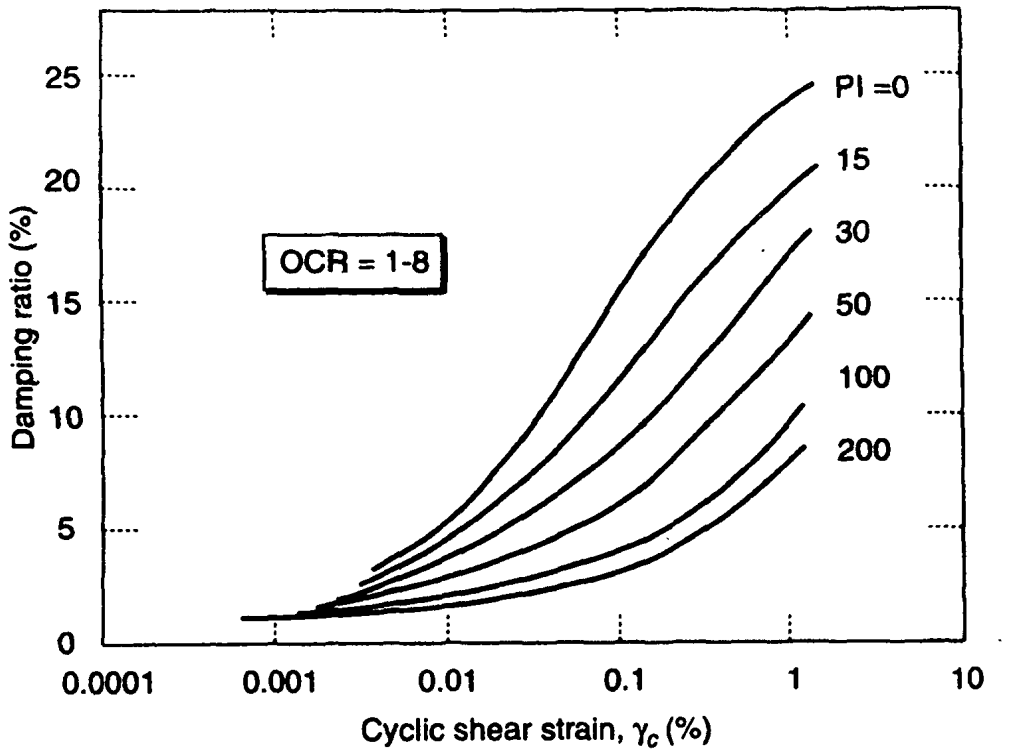
$$G_{\max} = 1440\, N^{0.680} \qquad \text{(사질토의 경우)} \qquad (2.13)$$

단, $G_{\max}$의 단위는 tf/m^2 이다.

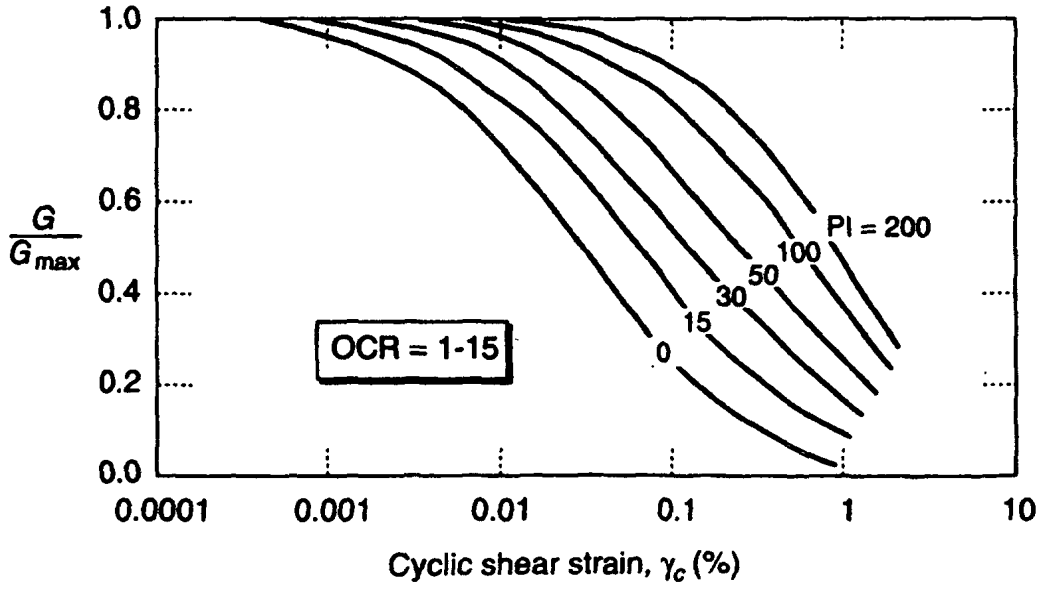
③ 현장에서 구한 최대전단탄성계수($(G_{\max})_{field}$)가 결정되면 문헌에서 구한 지반의 비선형 관계를 결합하여 각 층에서의 비선형 전단탄성계수를 다음 식을 적용하여 결정한다.

$$G_{field} = (G/G_{\max})_{\gamma,\, literature} \times (G_{\max})_{field} \qquad (2.14)$$

④ 변형율 크기에 따른 감쇠비($D-\log\gamma$), 정규화 전단탄성계수($G/G_{\max}-\log\gamma$)의 관계를 결정하기 위하여 Vecetic과 Dobry가 제안한 그림 2.20 (a) 및 (b)와 같은 상관관계를 이용한다. Vecetic과 Dobry는 점성토 지반에서 수행된 시험결과의 문헌연구를 바탕으로 선형한계변형률은 소성지수(PI)의 증가에 따라 증가함을 밝히고, 소성지수에 따른 정규화 전단탄성계수 감소 곡선을 그림 2.20 (b)와 같이 제시하였고 감쇠비와 전단변형률의 관계는 그림 2.20(a)에 제시하였다. 이 때, $D-\log\gamma$ 및 $G/G_{\max}-\log\gamma$의 관계는 데이터의 분산을 감수하여 외국 지반의 시험결과를 종합하여 만들어진 성과이므로 국내지반에 적용시 주의를 요한다.



(a) 감쇠비와 전단변형률의 관계



(b) 정규화 전단탄성계수와 전단변형률의 관계

그림 2.20 감쇠비, 정규화 전단탄성계수와 전단변형률의 관계
(Vucetic, M. & Dorby, R., 1991)

2.4 액상화 판정기법 선정

지진동시 연약지반에 가장 심각한 피해를 입히는 액상화 현상에 대해 규명하고 지반의 고유부지 평가와 국내에 적합한 액상화 판정기법을 제안하고자 한다. 국내에 적합한 판정기법을 선정하기 위해 기존의 액상화 판정기법을 비교·검토하였으며, 지반의 동적특성을 반영하기 위하여 지반내 지진증폭현상을 연구하였다.

2.4.1 액상화 현상

액상화(Liquefaction)는 1953년 Mogami와 Kubo가 비배수상태의 하중하에서 포화사질토에 일어나는 변형을 비롯한 여러 가지의 현상과 관련해서 처음으로 그 용어를 사용한 이래, 진동하중 재하시 비배수 상태의 포화사질토의 거동에 관한 연구에 필수적인 항목으로 자리잡게 되었다.

액상화 현상은 지진과 같은 급속한 진동하중 발생시, 순간적으로 배수가 허용되지 않음에 따라 느슨한 사질토 또는 매립지반에서 유발되는 과잉간극수압으로 지반의 전단저항력이 저하되거나 전단저항력을 잃게되는 상태를 표현하는 것으로 그 발생정도에 따라 직접적인 지반파괴가 일어날 뿐만 아니라 이로 인해 야기되는 지반침하 또는 횡방향 변위가 구조물의 안정에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 지진발생이 빈번하고 액상화 피해사례가 많은 미국과 일본에서는 모든 구조물의 내진설계시 가장 먼저 검토해야할 사항으로 정하고 있다. 최근 국내에서는 협소한 국토사정으로 공항, 공업단지 등의 대규모 건설부지마련을 위해 연약지반이나 매립지에 대한 개발이 증가추세인데, 느슨한 사질토로 지반을 매립할 경우 작은 규모의 지진에 의해서도 액상화 현상이 발생하여 큰 지진피해가 발생할 수 있음이 많은 지진 피해관측자료에 의해 나타나 있다.

액상화 현상은 크게 유동액상화(Flow Liquefaction)과 Cyclic Mobility로 나눌 수 있다. 유동액상화는 토체내의 정적평형상태의 전단응력(정적전단응력)이 액상화 상태의 흙의 전단강도보다 큰 경우에 발생하는 현상으로서 이로 인한 대규모의 변형은 정적전단응력에 의해서 일어난다. 이 유동액상화는 액상화와 관련된 모든 현상 중 유동파괴(Flow Failure)라는 중대한 결과를 가져온다. 1925년 Santa Barbara 지진에 의한 Sheffield Dam의 파괴와 1971년 San Fernando 지진에 의해 의한 Lower San Fernando Dam의 파괴는 유동파괴의 대표적인 예이다. 유동액상화는 지진이 계속되는 동안이나 끝난 후에 갑자기 발생하고 느슨한 흙에서만 발생되는데 주로 경사지에서 일어나는 특징이 있다. 이에 반해 Cyclic Mobility는 포화사질토나 매립지반과 같이 퇴적연대가 극히 짧고 다져지지 않은 모래지반이 진동을 받았을 때 일어나는 진행성 연화현상으로서 1969년 Casagrande에 의해 처음으로 사용된 용어이다. 유동액상화와는 달리 정적전단응력이 액상화된 흙의 전단강도보다 작은 상태에서 발생하며 변형은 정적전단

응력과 진동전단응력 모두에 의해서 일어난다. 또한 느슨한 모래와 조밀한 모래에서 모두 일어날 수 있으나 밀도가 증가할수록 변형은 크게 감소하는 특징을 보인다. Cyclic Mobility는 지반진동시 큰 변형을 초래하는 주된 원인으로, 주로 해안가에서 매우 느린 속도로 거의 지표면과 평행하게 발생하는 측방퍼짐 현상을 보인다.

유동액상화는 정적평형전단응력의 크기가 정상상태강도 보다 크게 될 때만 반복재하에 의해서 시작될 수 있다. 현장에서 이들 전단응력은 중력에 의해 발생되고 큰 변형이 일어날 때까지 본질적으로 일정하게 작용한다. 따라서 초기응력상태가 그림 2.21에서 검게 표시된 범위내에 있게되면 유동액상화가 가능하다. 그러나 비배수진동이 유효응력경로를 초기점에서 FLS(Flow Liquefaction Surface)까지 이동시킬 수 있을 정도로 충분히 강해야만 유동액상화가 일어난다. FLS는 유동액상화가 시작되는 유효응력상태를 응력경로공간상에서 3차원면으로 나타낸 것을 말한다. 그러므로 만일 지반내의 한 지점의 응력상태가 배수상태에서 큰 전단응력을 받고 있는 경우, 초기응력상태가 FLS에 근접해 있으므로 소량의 과잉간극수압의 발생에 의해서도 유동액상화가 발생할 수 있다. 즉 초기응력상태가 FLS로부터 멀리 떨어져 있을수록 액상화에 대한 저항은 더 크다.

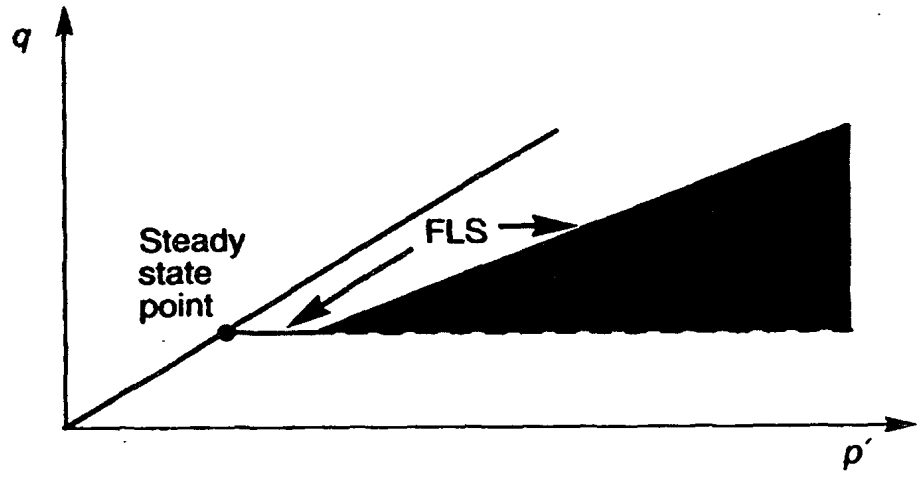


그림 2.21 유동액상화의 발생범위

정적전단응력이 정상상태의 전단강도보다 작을 경우에는 비록 유동액상화는 일어날 수 없지만 Cyclic Mobility는 발생할 수 있다. 즉 그림 2.22에서 초기응력이 검게 표시된 범위내에 있을 때에는 Cyclic Mobility가 가능하다. 검게 표시된 범위는 유효구속응력이 매우 낮은 응력에서부터 대단히 높은 응력까지 확장되어 있어서 느슨한 흙이나 조밀한 흙에서 모두 Cyclic Mobility가 발생할 수 있음을 알 수 있다.

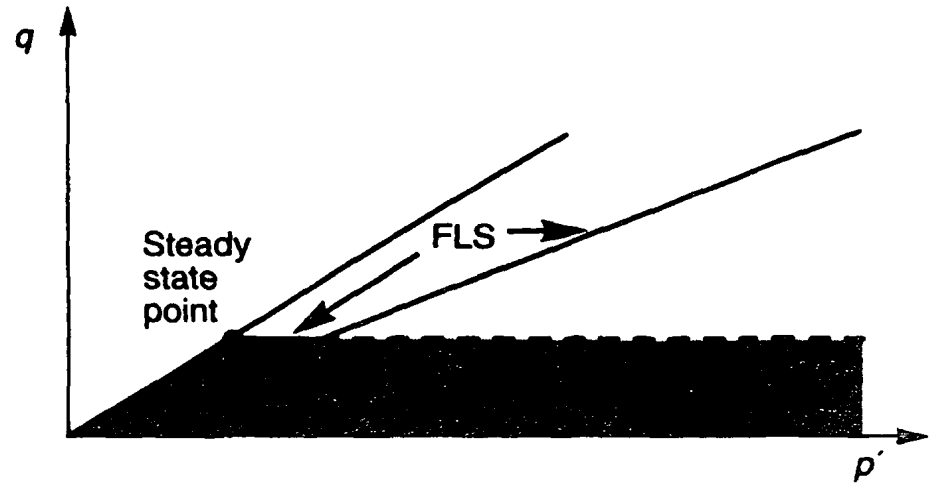


그림 2.22 Cyclic Mobility의 발생범위

Cyclic Mobility와 관련하여 진동재하시의 유효응력경로와 파괴포락선을 $\tau - \sigma'_V$좌표상에 도시하면 다음 그림 2.23과 같다. 이 그림에 의하면 연직응력 σ_V가 일정한 상태에서 몇 번이나 방향을 바꾸는 주기적 전단응력을 받으면 과잉간극수압이 축적되기 때문에 유효응력경로는 좌측으로 진행하고 결국 파괴포락선에 도달하여 액상화 발생에 이른다. 이 때 초기 유효연직응력 σ'_{V_o}이 작을수록 또 응력진폭 τ_d가 클수록 쉽게 $\sigma_V = 0$의 상태가 될 수 있기 때문에 액상화의 추이를 나타내는 지표로써 응력비 τ_d / σ'_{V_o}을 사용한다.

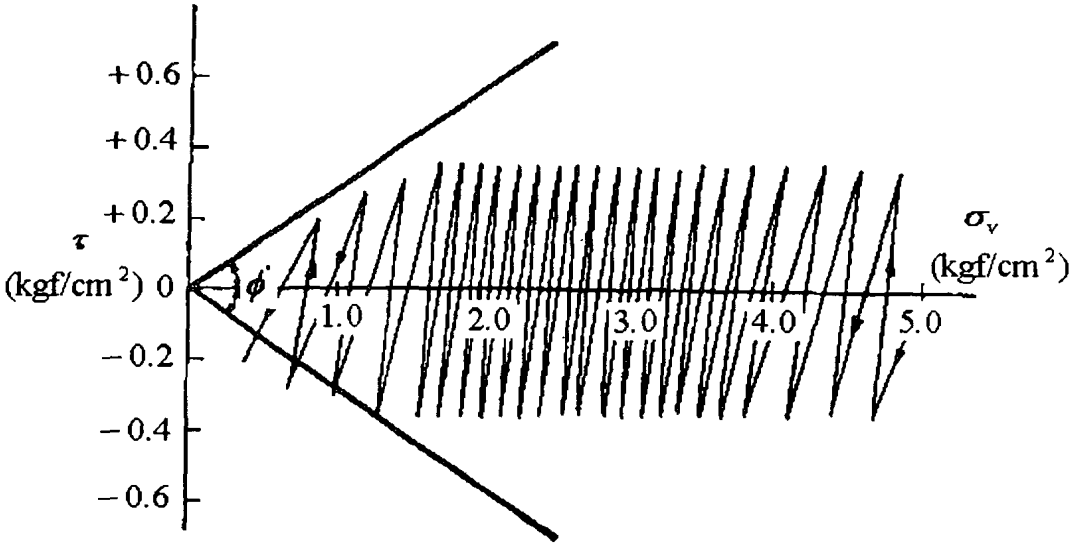


그림 2.23 Cyclic Mobility의 설명

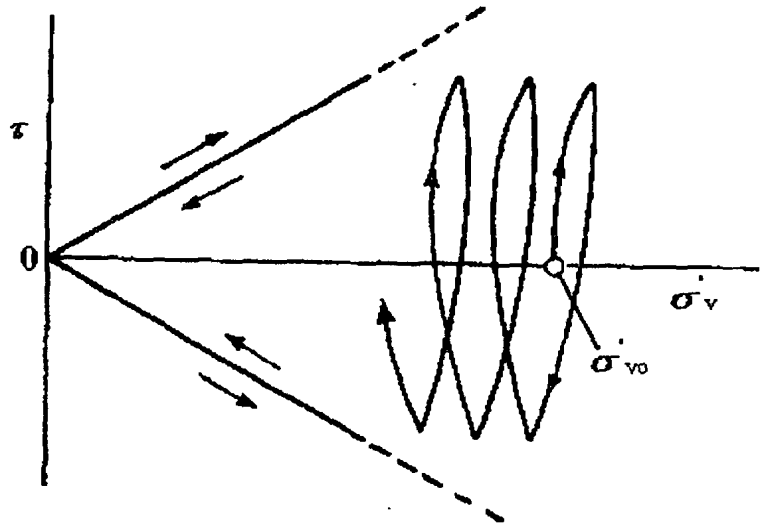
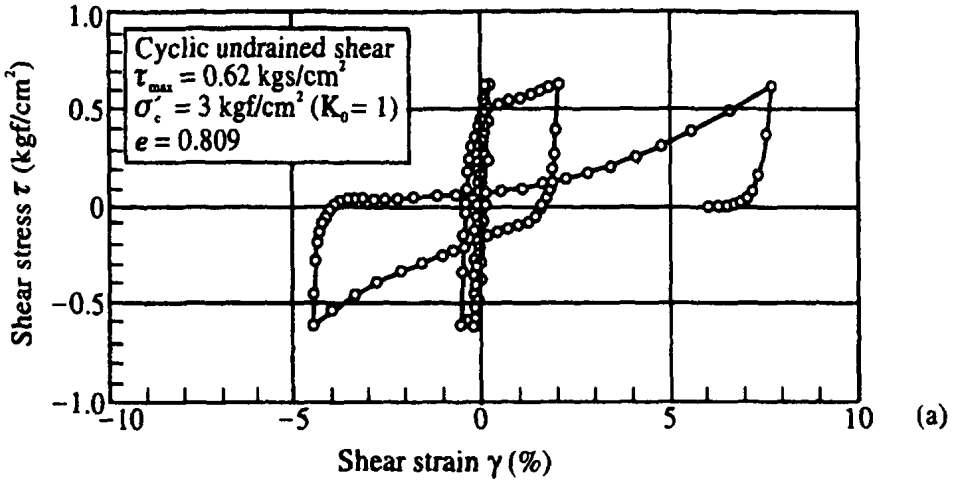


그림 2.24 반복재하시의 유효응력경로

특히, 그림 2.23은 느슨한 사질지반에서의 유효응력경로와 파괴포락선을, 그림 2.24는 조밀한 사질지반에서의 유효응력경로와 파괴포락선을 보여주고 있다. 또한 그림 2.24 내의 σ'_{V_o}으로부터 시작한 유효응력의 경로는 결국 화살표로 나타낸 쐐기모양을 보이고 일시적으로 $\sigma'_{V_o} = 0$, $\tau = 0$의 상태가 출현하여도 후속 진동재하에 대해서는 전단저항이 충분히 발휘된다.

그리고 비배수 상태의 느슨한 사질지반에서 실시한 진동재하시험에서 얻은 전단응력과 전단변형률의 관계를 그림 2.25 (a)에 도시하였다. 전단응력의 변화폭이 -0.6~0.6 kgf/cm^2으로 일정함에 불구하고 전단변형률이 반복재하에 따라 증가함을 보여주고 있다. 특히, 일정한 횟수의 재하(8회) 후 전단변형률이 급작스럽게 큰 폭으로 상승하는 특징을 보인다. 이에 따른 응력경로는 그림 2.25 (b)에서 도시하였다. 이 그림에서는 반복재하에 의해 간극수압이 증가함에 따라 상대적으로 유효평균주응력 P'이 큰 폭으로 감소함을 나타내고 있다. P'이 감소하면 토립자 접촉점에서의 응력이 감소하므로 큰 전단변형을 쉽게 일어나게 되어 액상화 현상이 발생하게 된다.

조밀한 사질지반에서 실시한 진동재하시험의 결과는 그림 2.26 (a) 와 2.26 (b)에 도시하였다. 조밀한 사질토의 전단응력과 전단변형률 곡선(그림 2.26 (a))은 느슨한 사질토와는 달리 급작스럽게 전단변형률이 상승하지 않는 특징을 보인다. 유효평균주응력(그림 2.26 (b))도 마찬가지로 급작스럽게 감소하지 않는 특징을 보이며, 따라서 조밀한 사질지반이 느슨한 사질지반에 비해 액상화에 대해 더 안전하다는 사실을 알 수 있다.



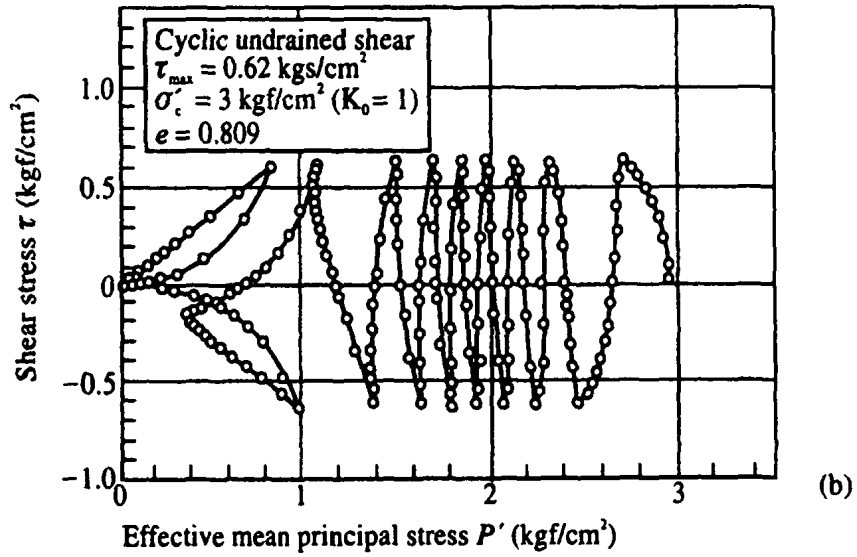


그림 2.25 비배수 상태의 느슨한 사질지반에 대한 진동재하시험

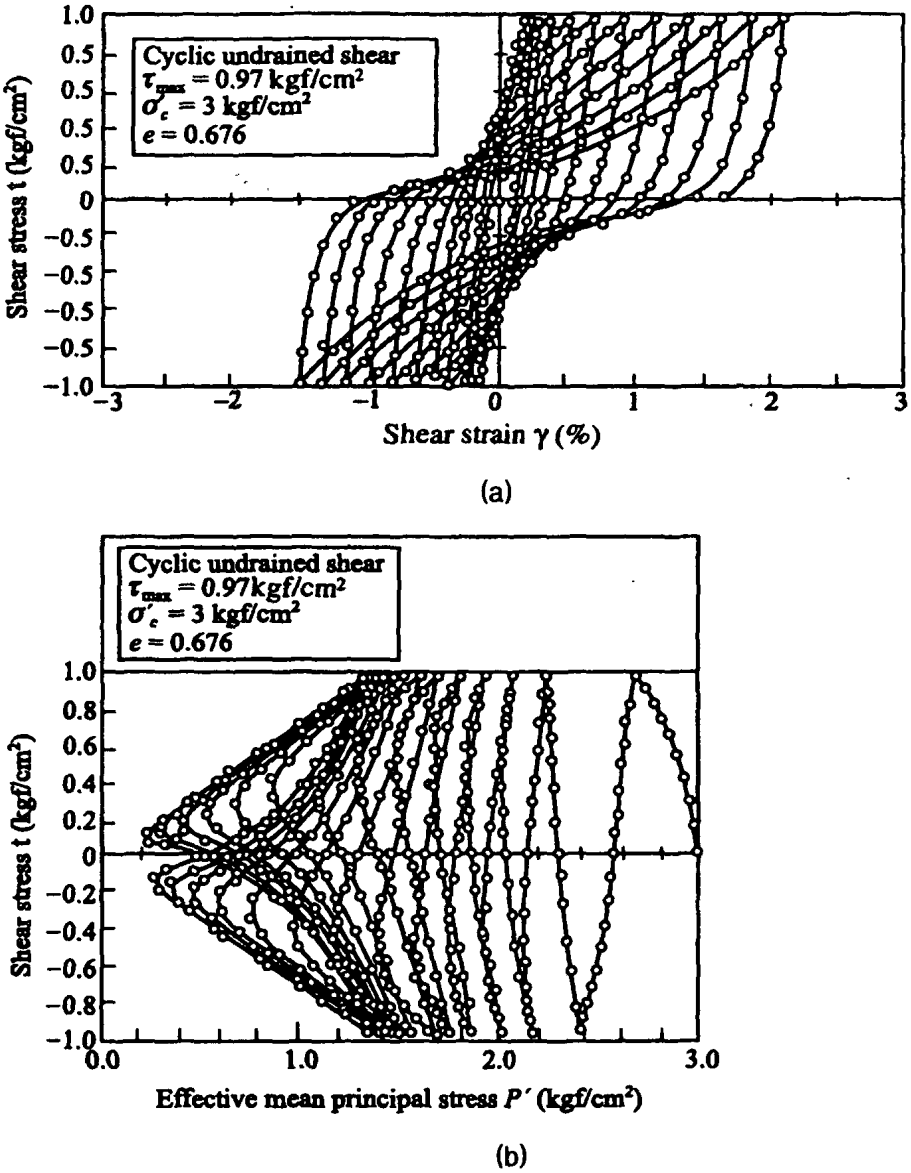


그림 2.26 비배수 상태의 조밀한 사질토에 대한 진동재하시험

액상화 현상의 발생 메커니즘을 설명하면 다음과 같다.

사질토의 경우, 외력이 작용하기 전에 토립자들은 상호접촉상태에 있으며 입자간의 상호접촉을 통해 외력이 전달된다. 사질토 지반은 이와 같은 원리로 지표에 있는 구조물에 저항하는 전단력을 제공한다. 지진에 의해 발생된 전단력은 토체에 변형을 일으키게 됨에 따라 본래 수직방향으로 지지하던 접촉점들이 분리되고 간극수압이 이 역할을 대신하는 액상화 현상이 발생하며 전단저항을 잃은 사질토는 포화사질토의 단위중량을 가지는 액체와 같이 거동하게 된다. 그리

고 느슨한 모래와 같이 입자간 결합력이 약해지는 부의 다일러턴시가 현저한 흙에서는 점성토나 조밀한 모래와 다르게 유효응력이 0의 상태에서 저항력도 완전히 잃게된다.

액상화가 발생한 후 진동하중의 재하가 그치게 되면, 토립자는 재구성됨과 함께 간극수압이 소산됨에 따라 토체는 다시 안정화(Post-Liquefaction)를 이루게 된다. 이 때, 체적변화는 소산된 간극수의 체적과 같다. 이와 같은 토체 입자배열의 변화과정을 도시하면 그림 2.27과 같다. 또한 액상화의 발생과정을 간극비와 유효응력간의 관계로 설명하면 그림 2.28과 같다. 그림 2.28에 나타난 바와 같이, 자유배수가 허용된 상태에서 진동하중을 재하하게 되면 초기상태의 응력과 간극비 상태를 나타내는 압축곡선상의 점 A는 간극수의 배수로 인해 Δe만큼의 부피감소가 발생하여 점 B로 이동하나 비배수 상태로 간주하면 부피감소가 없으므로 과잉간극수압(Δu)의 증가로 인해 유효응력은 점차 감소하여 응력상태는 점 C로 이동할 것이다. 즉 액상화는 급속재하를 받아 발생하게 되는 과잉간극수압(Δu)이 초기응력과 같아짐에 따라 흙의 유효응력이 0이 된 상태에서 발생한다고 할 수 있다

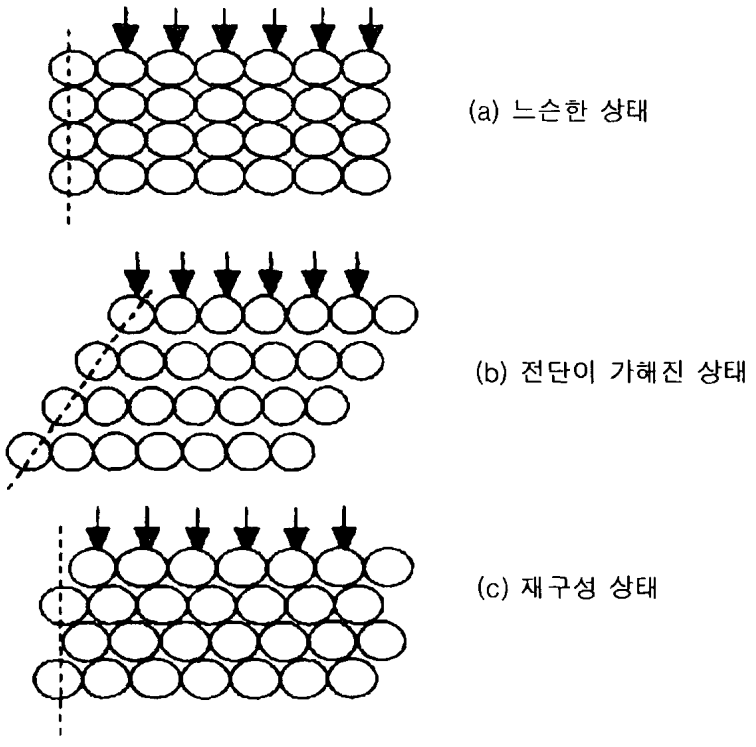


그림 2.27 액상화의 발생과정에 따른 사질토 입자배열변화

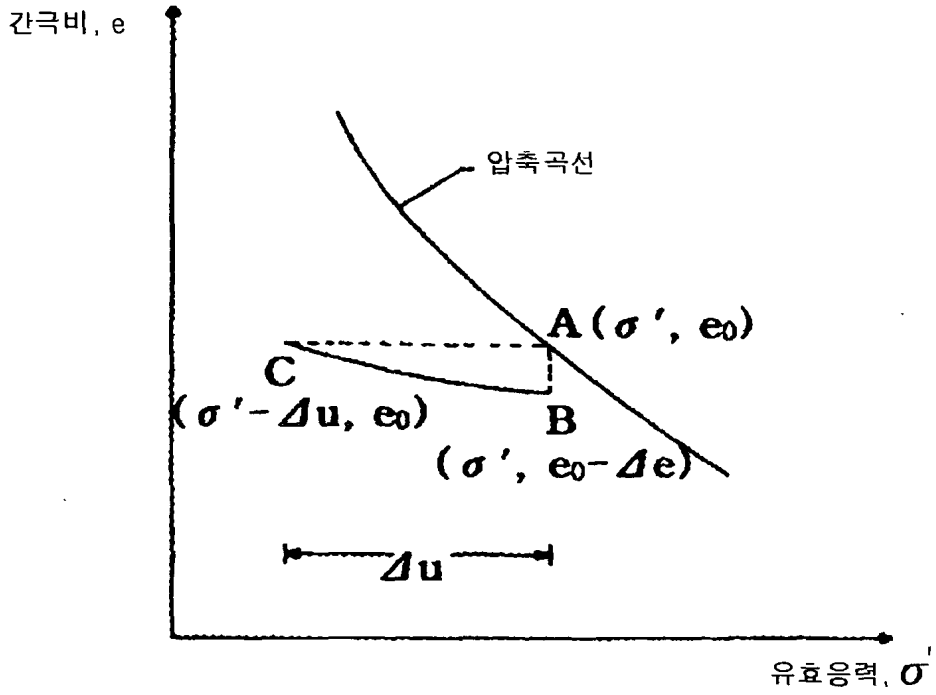


그림 2.28 반복하중에 의한 간극수압 발생개념도

2.4.2 기존의 액상화 현상 평가방법

액상화 현상에 대한 평가는 지반의 거동을 전응력 개념 또는 유효응력 개념으로 해석하느냐에 따라서 Decoupled Method, Indirectly Coupled Method, Fully Coupled Method로 구분할 수 있다.

전응력 개념이론(Decoupled Method)을 바탕으로 개발된 프로그램으로는 SHAKE91, FLAC, FLUSH 등이 있으며 이 프로그램들은 해석시 등가선형해석을 기본가정으로 하고 있다. SHAKE91은 1970년 Dr. Per Schnabel에 의해 개발된 Shake 프로그램을 미국 U.C.Berkeley의 EERC(Earthquake Engineering Research Center)에서 개선한 프로그램으로 지진자료와 지반자료를 이용한 반복적 등가선형해석을 통하여 원하는 지점의 시간에 따른 전단응력 및 전단변형률과 지진가속도를 계산할 수 있도록 작성된 프로그램이다. 지진증폭현상을 다소 과다하게 해석하는 경향이 있으나 이로써 지진력을 크게 고려하는 안전측의 설계를 제공하게 된다. FLAC은 현재 널리 이용되고 있는 범용 유한차분해석 프로그램으로서 Modified Cam-Clay 모델, Bilinear Strain-Hardening/Softening 모델 등과 같은 기존의 구성모델뿐 아니라 액상화 거동예측을 위한 모델도 있다. FLAC Ver. 3.3부터 동적해석이 추가되었으며, 여러가지 해석조건을 고려한 동적해석을 수행할 수 있다. 그리고 FLUSH는 지반-구조물 상호작용 해석시 널리 사용되어온 2차

원 등가선형 유한요소해석 프로그램으로서 평면변형률 4각형 요소를 사용하여 지반과 구조물을 모형화하며, 등가선형해석방법을 이용하므로 각 요소별로 다른 감쇠특성을 지정할 수 있다. 그리고 자유장 운동을 구현하기 위해 전달경계(Transmitting Boundaries)를 적용하여 필요한 요소의 수를 감소시켰으며, 프로그램 내부에 지반응답해석 루틴이 포함되어 있다. 전응력 개념 이론은 지반-흙 구조물의 상호작용 문제에 적용하는데는 어려움이 있기 때문에 정확한 액상화 평가에는 이용하기 곤란한 반면, 해석이 간편하므로 경험적인 액상화 평가방법에서는 주로 이 방법을 이용하고 있는 실정이다.

유효응력이론(Fully Coupled Method)을 이용한 프로그램으로는 DYSAC2, DSC-DYN 2D 등이 있으며 이는 Biot's Formulation을 사용하여 흙과 물을 상호연관시켜 해석하고 있다. 이러한 유효응력 개념의 액상화 평가방법은 과잉간극수압의 변화와 지반의 역학적 변화를 보다 정확하게 분석함으로써 액상화 현상을 보다 정확하게 규명할 수 있을 뿐만 아니라 지반-흙 구조물에서의 간극수압 변화 양상을 매우 정확하게 파악할 수 있는 장점이 있는 반면, 많은 파라미터에 대한 자세한 연구와 함께 해석시 많은 주의를 요한다.

(1) Seed와 Idriss 액상화 평가법

Seed와 Idriss 방법에서, 지진력을 표현하는 지진의 최대전단응력비는 국가별로 제안된 기본가속도와 지반계수를 통해 구해진 지표면 최대가속도를 토대로 산정한다. 즉 많은 지진기록 및 피해사례에 대한 분석을 통해 보편적으로 현장에서 획득하기 용이한 표준관입저항치와 액상화 저항강도비와의 관계를 도시함으로써 간편하게 액상화 현상을 평가할 수 있는 방법이다. 또한 지진력에 대한 지반의 전단저항비는 진동삼축시험 등을 통해 산정하거나 많은 시험결과를 토대로 제안한 간편식을 이용하여 산정한다. Seed와 Idriss의 액상화 평가 간편법을 그림으로 나타내면 그림 2.29와 같다.

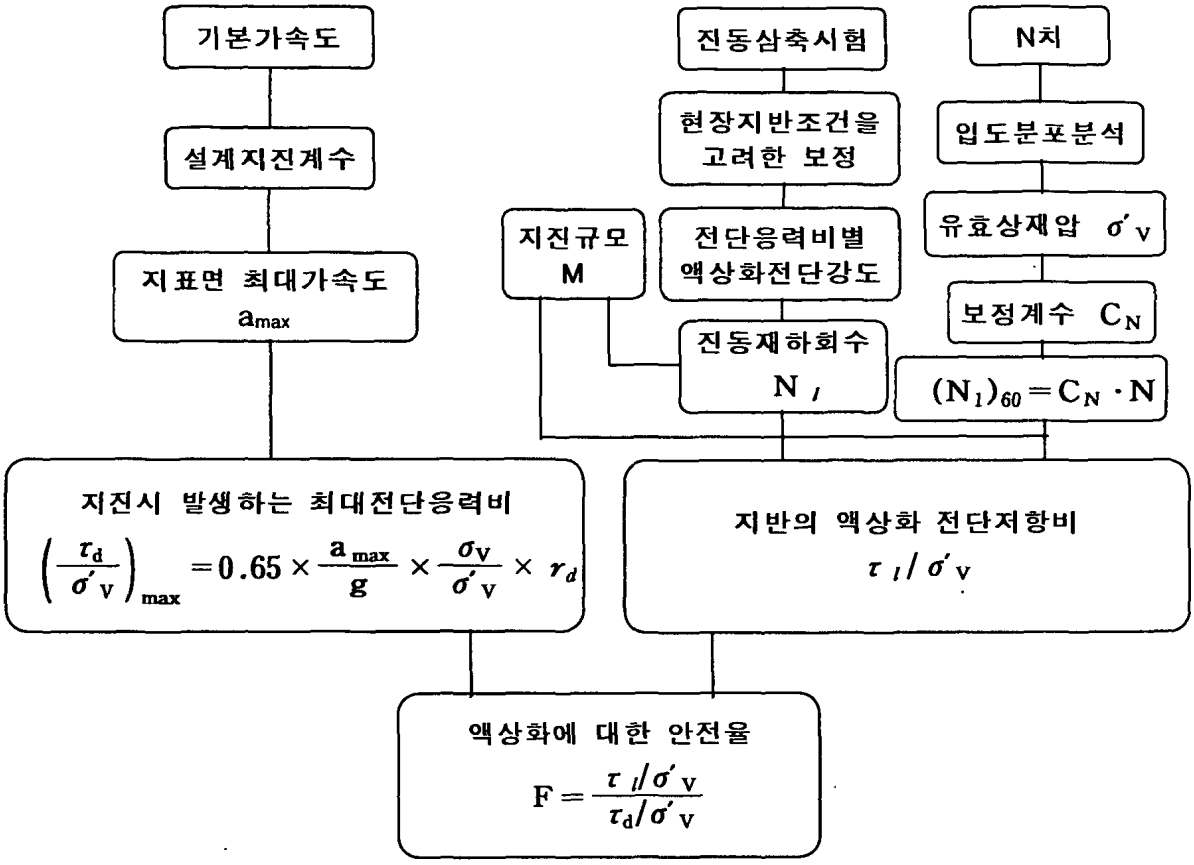


그림 2.29 Seed와 Idriss 액상화 평가법의 순서도

그림 2.29에서 왼편에 있는 내용이 지진으로 인한 최대전단응력비를 산정하는 것이고 오른편에 나타난 내용이 지반의 액상화 전단저항강도비를 산정하는 것이다. 이렇게 산정된 두 값을 비교하여 안전율을 산정함으로써 액상화 평가를 수행하게 된다. 그림 2.29의 왼편의 내용 중 r_d는 지반심도에 따른 응력감소계수로 많은 지진자료를 분석한 결과를 통해서 구할 수 있으며(그림 2.30 참조), 식으로도 제안되었다(Liao and Whitman, 1986, 식 (2.15), (2.16)참조).

$$r_d = 1.0 - 0.00765z, \quad z \leq 9.15\,m \tag{2.15}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z, \quad 9.15\,m < z \leq 23\,m \tag{2.16}$$

그림 2.29의 오른편의 액상화 전단저항비를 구하는 데 있어서 Seed와 Idriss는 N치를 이용하는 매우 간편한 액상화 전단강도 산정방법을 제안하였다(그림 2.31). 이때 N치는 유효상재압이 증가할수록 증가하므로 유효상재압을 고려한 보정계수 C_N을 산정해야 하며 에너지 효율 60%를 기준으로 한다(Seed and Idriss, 1982). C_N은 식 (2.17)을 이용하여 산정한다(Liao and Whitman, 1986).

$$C_N = (\frac{10}{\sigma_V'})^{0.5} \quad (2.17)$$

여기서, σ_V'은 유효상재압(tf/m^2)이다. 이 식으로부터 구한 보정계수를 표준관입시험으로부터 구한 N치와 곱하여 환산 N치를 식 (2.15)와 같이 산정한다.

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \quad (2.18)$$

여기서, $(N_1)_{60}$은 환산 N치이다.

일반적으로 지반이 많은 양의 실트질 성분을 포함하게 되면 액상화 전단강도비가 증가하는 경향이 있다. 그림 2.31은 Seed 등(1983)이 전 세계의 지진자료를 토대로 작성한 것으로 지진규모 7.5를 기준으로 세립분 함유량 5%, 15%, 35%에 대해 제안된 지반의 액상화 전단저항응력비 산정곡선이다. 이 곡선은 지반이 일정수준의 표준관입저항치를 보유하게 되면 액상화 발생가능성이 거의 없는 지수함수형태를 취하고 있어 액상화 저항응력비는 표준관입저항치 20 수준을 경계로 초기 선형적 증가 후, 급격한 증가를 나타낸다. 지진규모 7.5 이외의 지진규모에 대해 액상화 저항 강도비를 산정하는 경우에는 지진규모별로 Seed 등이 제안한 표 2.11의 액상화 저항강도 보정계수를 곱하여 산정한다. 그러나 국내에서 내진설계 및 내진성능 평가를 수행하는 경우에는 기준지진규모를 6.5로 하는 경우가 많기 때문에 표 2.11을 직접 이용하기 힘들며 이때에는 표 2.11의 지진규모 6.0과 6.75의 보정계수를 선형보간법을 이용하여 지진규모 6.5일 때의 보정계수를 구하여 이용한다.

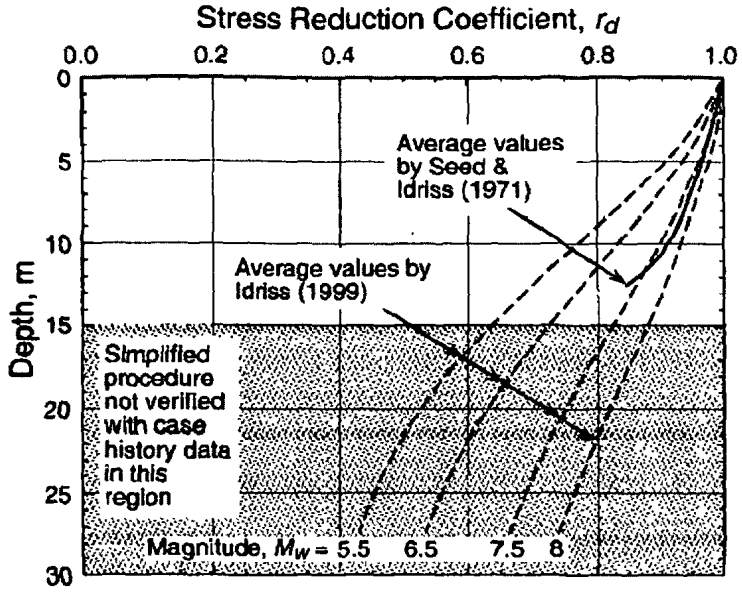


그림 2.30 지진규모에 따른 응력감소계수 산정

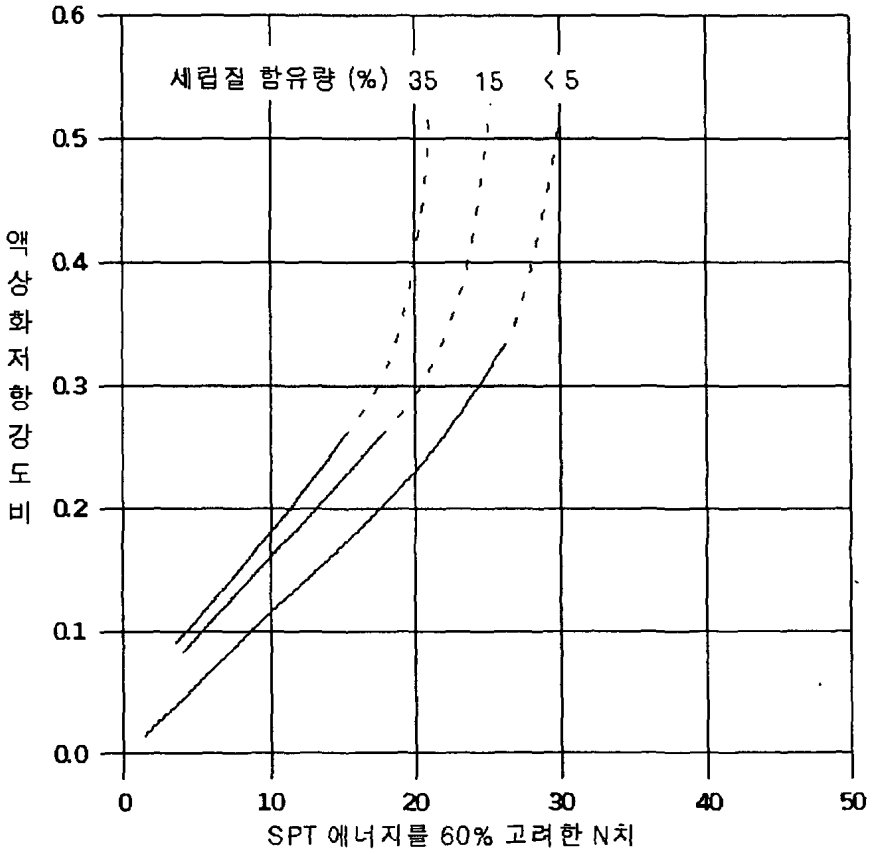


그림 2.31 경험적 액상화 저항강도비 산정

표 2.11 액상화 저항응력비 보정계수 (Seed 등, 1983)

지진규모(M)	5.25	6.00	6.75	7.50
보정계수	1.50	1.32	1.13	1.00

(2) Eurocode 법

Seed와 Idriss의 이론을 토대로 규정한 것으로서 그림 2.31과 같은 액상화 전단저항강도비 산정곡선을 이용하고 있을 뿐만 아니라 산정방법도 동일하다. 일련의 평가과정을 살펴보면, 다음의 그림 2.32와 같다.

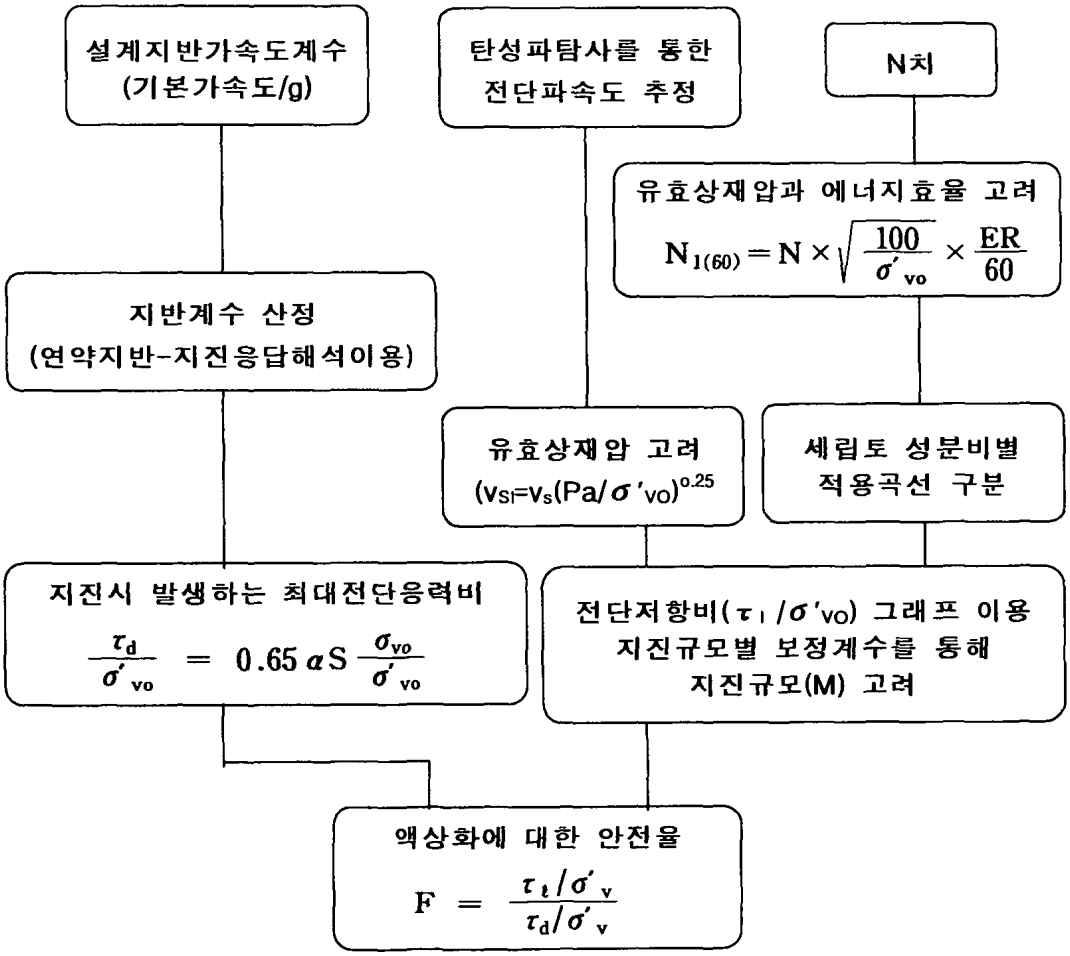


그림 2.32 Eurocode 규정의 액상화 평가방법의 순서도

다만 지진규모별 보정에 있어서는 Seed 등이 제안한 값보다 큰 값을 제안하고 있으며, 특히 허용안전율(1.5)을 제안하고 있는 점이 특징적이다. 전단저항비 산정시 세립질 함유량을 고려할 수 있으며 콘 관입시험결과도 이용할 수 있도

록 그림 2.33과 같은 액상화 평가 기준곡선을 제안하고 있다. 그림 2.33은 표준관입저항치 및 콘 관입저항치를 이용한 액상화 진동전단저항비 산정곡선이다. 그림 2.33의 위쪽의 수치는 콘 관입저항치(단, 단위는 kPa)를 나타낸다. 세립질 함유량에 따른 진동전단저항비 곡선은 그림 2.31에 나타내었다. 그림 2.33을 통해 산정된 전단저항비에 표 2.12의 지진규모별 보정계수, CM을 곱하여 각 지진규모별 전단저항비를 산정할 수 있다. 지반의 최대전단응력비 산정은 연약지반이 매우 두꺼운 경우를 제외한 모든 지반에 대해서 기본가속도계수(α)와 지반계수(S)를 이용하도록 규정하고 있다. 한편 지반심도가 3 m 이하인 경우에는 N치를 보정하지 않고 N치를 25% 감소시켜 적용하고 지반심도 20 m 이내에 대해서만 평가를 수행하도록 제안하고 있다. 또한, 지반의 저항비 산정은 해당 지층의 표준관입저항치, N치를 이용하여 이를 유효상재압 100 kPa과 에너지 효율 60%를 기준으로 보정하여 적용한다.

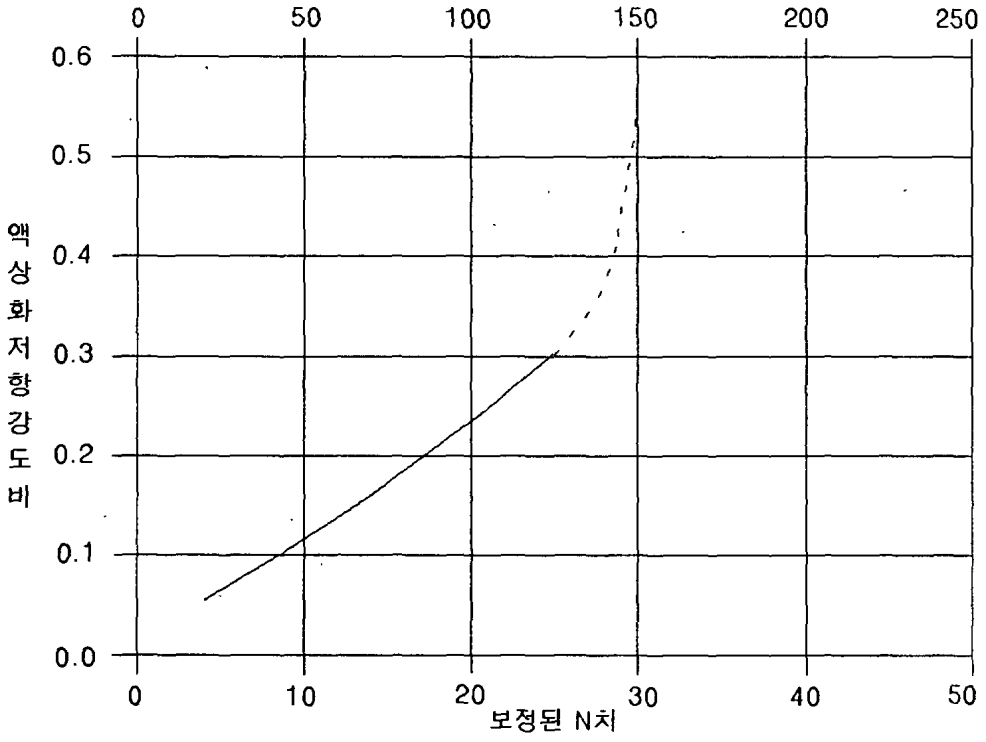


그림 2.33 모래에 대한 액상화 평가를 위한 기준곡선 (지진규모 7.5)

표 2.12 액상화 저항응력비 보정계수 (Eurocode8, 1998)

지진규모(M)	5.50	6.00	6.50	7.00	7.50
보정계수(CM)	2.86	2.20	1.69	1.30	1.00

(3) Ishihara 방법

일본 항만구조물 내진설계규정에서 주로 이용하는 액상화 평가방법으로 일반적으로 입도분포와 N치를 이용하여 액상화 평가를 수행한 후, 결과가 분명치 않거나 중요한 구조물에 대해서는 진동삼축시험 및 진동대시험 등의 추가조사를 통해 이를 검증하는 것이 바람직하다고 언급하고 있다. 대개의 경우, 입도분포와 N치를 이용한 액상화 평가를 수행한 후, 결과가 분명치 않거나 중요한 구조물에 대해서는 진동삼축시험 및 진동대 시험 등의 추가조사를 통해 이를 검증하는 것이 바람직하다.

Ishihara 방법의 평가순서를 도시하면 다음 그림 2.34와 같다.

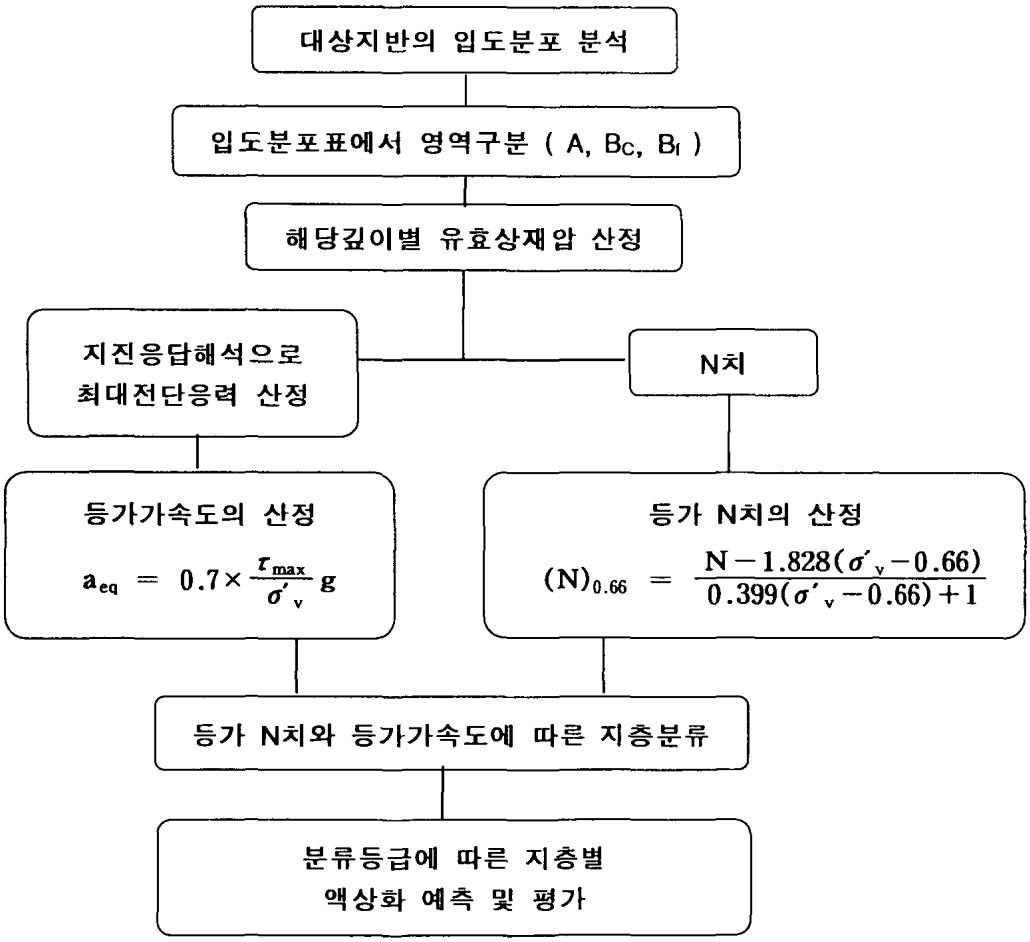
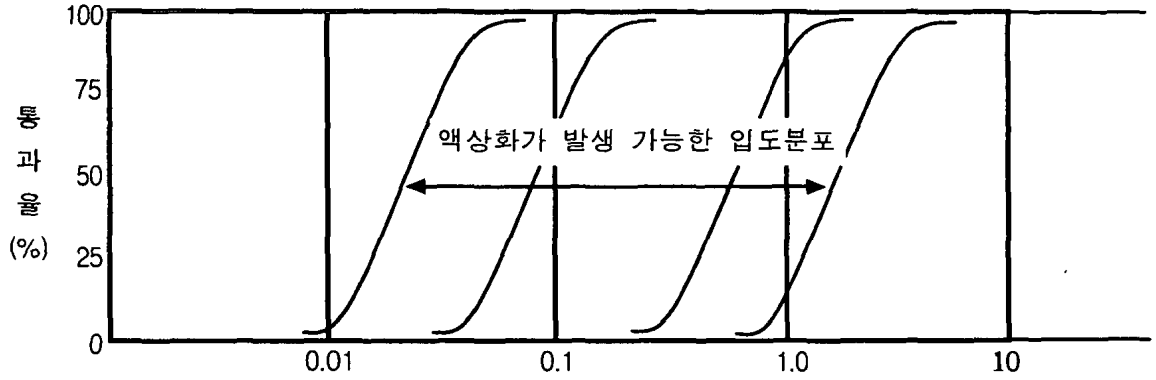


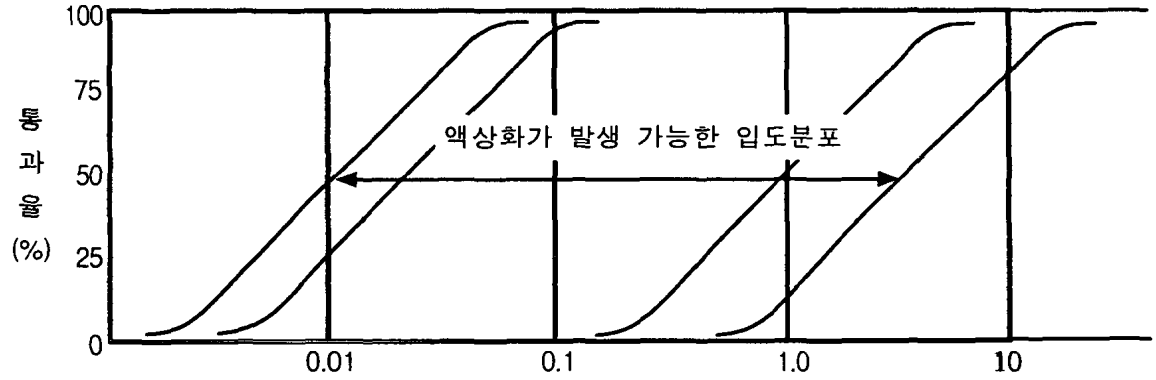
그림 2.34 Ishihara 액상화 평가방법의 순서도

입도분포와 N치를 이용한 액상화 평가방법을 살펴보면, 우선 체분석 등의 입도분석을 통해 입도분포곡선을 작성하고 이를 그림 2.35에 적용하여 액상화 가능성을 판단한다. 그림 2.35는 과거 액상화 발생자료를 근거로 작성된 것이며 (a)와 (b)의 분류기준은 흙의 균등계수(U_c) 3.5이다. 그림 2.35에서 영역 A, B_f 그

리고 영역 B_c를 제외한 나머지 영역의 입도분포는 액상화 가능성이 없는 것으로 간주하며 영역 A는 영역 B_f 및 B_c 보다 액상화 가능성이 높음을 나타내고 있다. 만일 입도분포 곡선이 두 영역에 걸쳐 있는 경우에는 공학자의 적절한 판단이 요구된다.



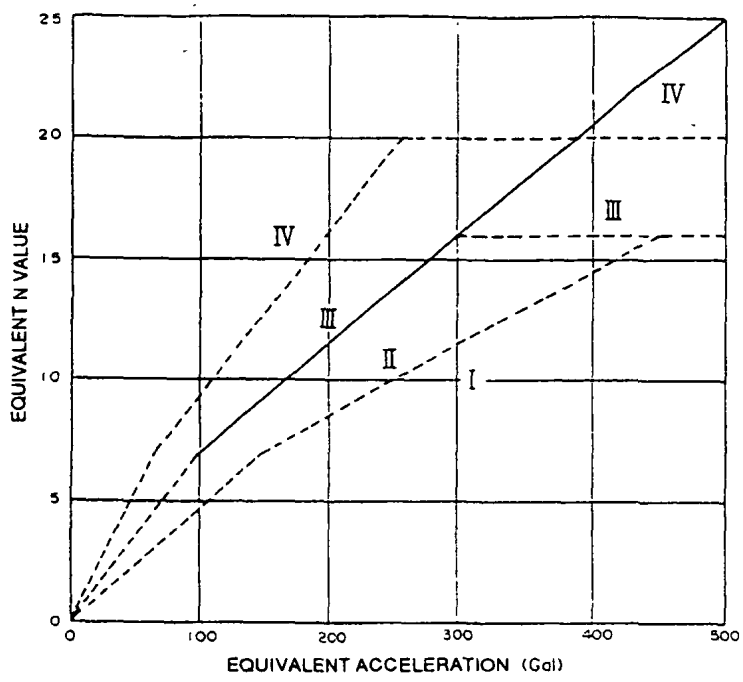
(a) 균등계수가 3.5보다 작은 사질토



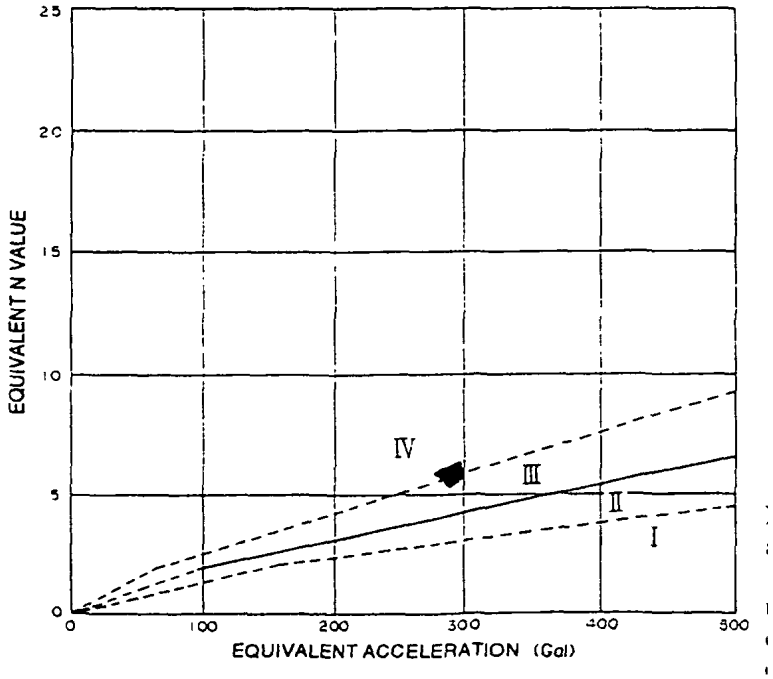
(b) 균등계수가 3.5보다 큰 사질토

그림 2.35 액상화가능성이 있는 흙의 입도분포

입도분석 후 평가내용을 보면, 지진응답해석으로 산정한 최대전단응력으로 등가가속도를 산정함으로서 지진력을 표현하고 지반저항에 대한 내용은 N치를 유효상재압 0.66 kgf/cm^2을 기준으로 보정함으로서 등가 N치, $(N)_{0.66}$을 산정한다. 이 때, 유효상재압은 3 kgf/cm^2이하, 등가 N치는 2~40으로 해석에 제한을 두고 있다. 액상화 평가는 기타 방법과 같이 안전율 산정을 통해 액상화 평가를 수행하는 것이 아니라 두 값에 따른 지층분류를 통해 액상화 평가를 수행하는 것이 특징이다. 등가 N치와 등가가속도와의 관계에 대한 지층분류내용은 그림 2.36에 나타난 바와 같고 구체적인 평가내용은 표 2.13과 같다.



(a) 입도분포상 영역 A의 경우



(b) 입도분포상 영역 B_f 및 B_c의 경우

그림 2.36 액상화 예상에 대한 지층분류

표 2.13 입도분포와 N치를 이용한 액상화 예측 및 평가내용

지층 분류	입도분포와 N치를 이용한 액상화 예측	입도분포와 N치를 이용한 액상화 평가
I	액상화 가능성 매우 높음	액상화 발생
II	액상화 가능성 높음	액상화 발생하나 진동삼축시험으로 보다 정밀한 평가 요구
III	액상화 가능성 낮음	액상화 발생하나 진동삼축시험으로 보다 정밀한 평가요구, 큰 안전율로 설계해야 하는 중요구조물의 경우에는 반복삼축시험으로 보다 정밀한 평가가 요구
IV	액상화 가능성 매우 낮음	액상화 발생가능성 없음

표 2.13의 내용을 보면, I 또는 IV영역으로 평가된 결과는 추가적인 조사없이 다음 단계의 공정을 수행하여도 무방하나 II 또는 III영역으로 결정된 경우에는 진동삼축시험 등의 추가적인 액상화 평가가 필요함을 나타내고 있다.

(4) Iwasaki-Tatsuoka 방법

일본 도로교 시방서에서 이용하고 있는 Iwasaki-Tatsuoka의 방법을 보면, 지진규모 7.5 수준의 강진을 기준으로 지표면 최대가속도와 진동삼축시험 또는 N치, 평균입경(D_{50}), 유효상재압 등을 고려하여 최대 전단응력비와 최대 전단강도비를 산정, 비교함으로서 액상화 평가를 수행한다.

Iwasaki-Tatsuoka의 경험적 액상화 평가순서를 도시하면 다음 그림 2.37과 같다.

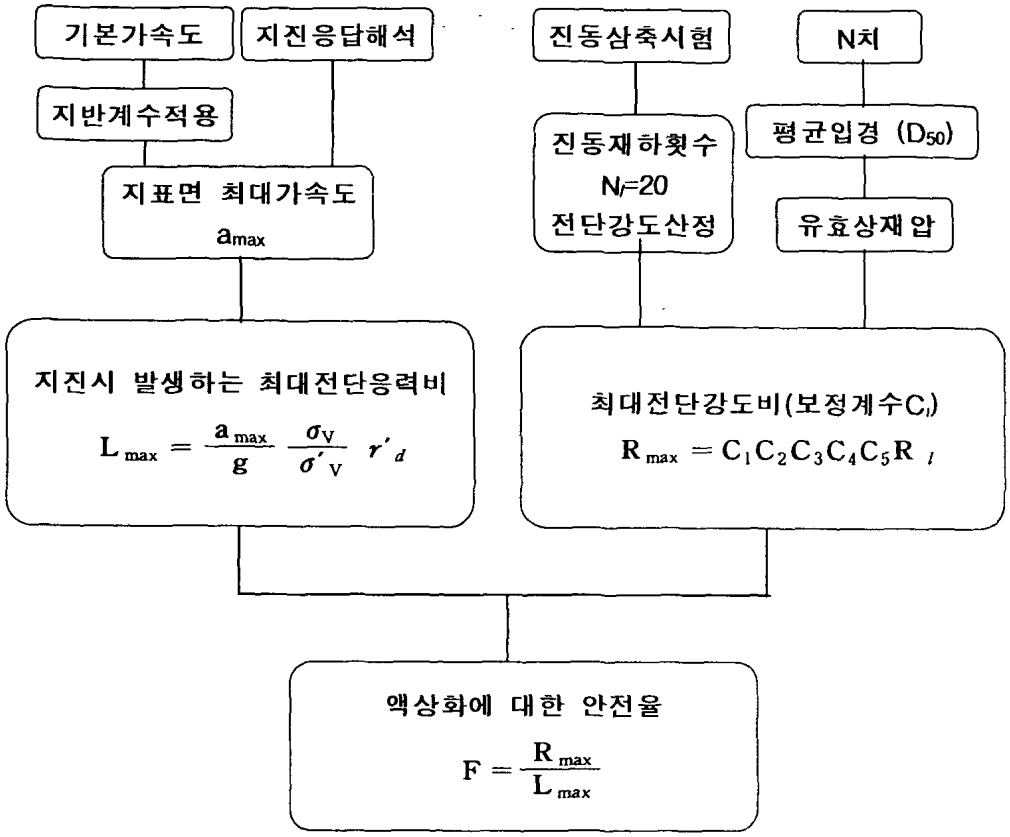


그림 2.37 Iwasaki-Tatsuoka의 액상화 평가순서

그림 2.37의 왼편 내용을 보면, 타 방법과는 달리 지진규모별 보정계수, C를 사용하고 있지 않음에 따라 지진력을 크게 산정한다. 오른편의 R_{max}는 지진동시 발생하는 최대전단강도비를 나타낸다. 진동삼축시험을 통해 전단강도비를 산정하며 이 때 진동재하횟수 20회시의 값을 이용하며 이는 지진규모 7.5를 기준으로 한 값이다(식 2.19 참조).

최종적인 액상화 저항강도비 산정식은 다음과 같다.

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_l \qquad (2.19)$$

위 식은 진동삼축시험에 의한 제안식이다. C_1은 진동삼축시험과 현장지반 사이의 구속응력 차이에 대한 보정계수로 $(1+K_0)/3$의 식을 이용한다. 여기서 K_0는 정지토압계수로 사질토의 경우에 작용하는 Jaky의 식 $(=1-\sin\phi)$을 사용하는 것이 일반적이다. C_2는 지진파형의 불규칙성에 대한 보정계수로 1/0.55~1/0.7의 범위에 있으며 일반적으로는 1.67의 값을 사용하고, C_3는 시료의 흐트러짐에 대한 보정계수이다. C_4는 시료채취에서 시험할 때까지 생기는 밀도화

에 대한 보정계수로 계수 C_3와 C_4의 곱은 대략 1.0이다. 그리고 C_5는 수평면에서의 진동에 대한 보정계수로 0.2의 값을 사용한다. 그리고 R_l은 액상화 저항강도비로서 N치, 평균입경, D_{50}, 그리고 세립토 함유량을 고려하여 산정된 R_1, R_2 및 R_3의 값들을 합하여 구한다(식 (2.20)~(2.23) 참조).

$$R_l = R_1 + R_2 + R_3 \tag{2.20}$$

$$R_1 = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma'_V + 0.7}} \tag{2.21}$$

$$R_2 = \begin{bmatrix} 0.19 & (0.02\ mm \le D_{50} \le 0.05\ mm) \\ 0.25\log_{10} & (0.05\ mm \le D_{50} \le 0.6\ mm) \\ -0.05 & (0.6\ mm \le D_{50} \le 2..0\ mm) \end{bmatrix} \tag{2.22}$$

$$R_3 = \begin{bmatrix} 0.0 & (0\% \le FC \le 40\%) \\ 0.004FC - 0.16 & (40\% \le FC \le 100\%) \end{bmatrix} \tag{2.23}$$

여기서, N은 표준관입저항치, D_{50}은 평균입경, FC는 #200체를 통과한 세립분 함유량의 백분율을 말한다.

최종적인 액상화 평가는 Seed & Idriss의 방법과 동일하게 최대전단응력비와 최대전단강도비를 비교하여 안전율을 산정함으로써 수행된다. 따라서 Iwasaki-Tatuoka 방법에서 제시한 액상화 평가방법도 Seed와 Idriss의 경험적 액상화 평가방법과 크게 다르지 않다. 단지 여기서는 지진에 의한 전단응력 산정시에 최대전단응력비 개념을 도입하고 있으며 액상화 저항강도비를 구할 때는 입도분포에 대한 영향을 비중있게 고려하고 있다는 점이 특징이다.

(5) 각 평가방법별 비교 및 국내 적용시 고려사항

기존의 액상화 평가법의 특징을 정리하면 표 2.14와 같이 나타낼 수 있다.

앞에서 소개된 액상화 평가방법 중 Seed와 Idriss방법과 함께 Iwasaki - Tatsuoka 방법, Eurocode 등 안전율을 산정하는 방법은 그 사용에 있어서 매우 편리하나 이를 국내 지반에 대해 적용하는 경우 몇 가지 문제점이 있다. 첫 번째로 각 방법에서 이용하는 지반계수에 대한 국내의 규정이 아직 연구 중에 있다는 점이다. 지반계수는 국내 지반형태 분류에 따른 지반 내 지진증폭현상을 표현할 수 있는 값이어야 하므로 국내 지반에 대한 연구를 수행하지 않고 외국의 규정을 그대로 쓰는 것은 매우 비경제적인 처사라고 판단된다. 따라서 이러한 연구는 여러 공학자들의 공동연구를 통해 통계적인 값을 도출하는 것이 바

람직할 것으로 판단된다. 또한 이 연구의 완성도가 일정 수준에 도달할 때까지는 SHAKE91과 같은 해석프로그램을 이용하는 것이 바람직할 것으로 사료된다. 1차원 등가해석 프로그램인 SHAKE91은 경제적인 면에서 어느 정도 만족할 만하고 그 결과도 비선형 해석과 비교하여 큰 차이가 없을 뿐만 아니라 그 오차도 안전측의 결과를 주므로 이용에 큰 문제점이 없을 것으로 사료된다. 두 번째로 앞 절에서 언급한 액상화 평가방법들은 지진활동이 활발한 국가에서 연구된 것으로써 대개의 경우, 지진규모 7.5를 기준으로 연구되었다. 따라서 이에 대한 수정·보완 없이 지진규모가 그다지 크지 않은 국내 지반에 적용하는 것은 과다설계 및 비경제적인 시공을 유발하게 될 것이라는 점이다. 표 2.1과 같이 지진기록(역사지진 포함)들에 대한 조사결과, 우리 나라에서는 지진규모 6이 넘는 지진이 드문 것으로로 나타나 있다. 따라서 국내에 적용가능한 지진규모는 구조물의 중요도에 따라 다르겠지만 최대 6.5를 넘지 않도록 적용하는 것이 합리적일 것이라고 판단된다.

표 2.14 액상화 평가 방법별 특징

구 분	내 용	특 징	
		지진력 산정	지반저항력 산정
Seed와 Idriss	· 지진규모 고려가능 · 안전율 산정	· 지표면 최대가속도 · 감소계수	· N치 및 세립질 함유량 고려 · 지진규모 고려 · 지진규모별 재하횟수 (진동삼축시험)
Eurocode	· Seed 법과 유사 · 지진규모 고려가능 · 허용안전율 제안 · 평가한계심도 20 m	· 최대가속도 · 지반계수	· 지진규모 7.5인 경우의 값에 대해 지진규모별 보정계수를 곱함
Ishihara	· 액상화 발생가능 입도분포곡선 · 액상화 정도별 지역구분(4구역) · 한계유효상재압 3 kg/cm^2이하	· 지진응답해석 수행 후 (최대전단응력 산정), 등가가속도 산정	· 등가 N치 산정시 유효상재압 0.66 kg/cm^2에 대해 보정 · 세립질 함유량 고려시, 등가 N치를 감소시켜 적용
Iwasaki와 Tatsuoka	· 지진규모 7.5 기준 · 안전율 산정 · 평가한계심도 20 m	· 지표면 최대가속도 · 감소계수	· 입력자료 : N치, 평균입경, 세립질 함유량 · 보정계수 사용안함 (타방법보다 큰 값)

2.4.3 국내에 적합한 액상화 평가방법 제안

(1) 국내에 적합한 액상화 평가절차의 제안

2.3절의 연구내용을 토대로 본 연구에서 제안하고자 하는 국내 액상화 평가의 절차는 다음의 그림 2.38과 같다. 이를 토대로, 액상화평가는 크게 지반자료의

수집 및 분석을 통한 액상화 예비평가, 지반진동특성의 평가를 통한 액상화 간편예측법 그리고 진동삼축시험 등의 실내시험을 이용한 액상화 상세예측법의 세 단계로 나누어질 수 있다.

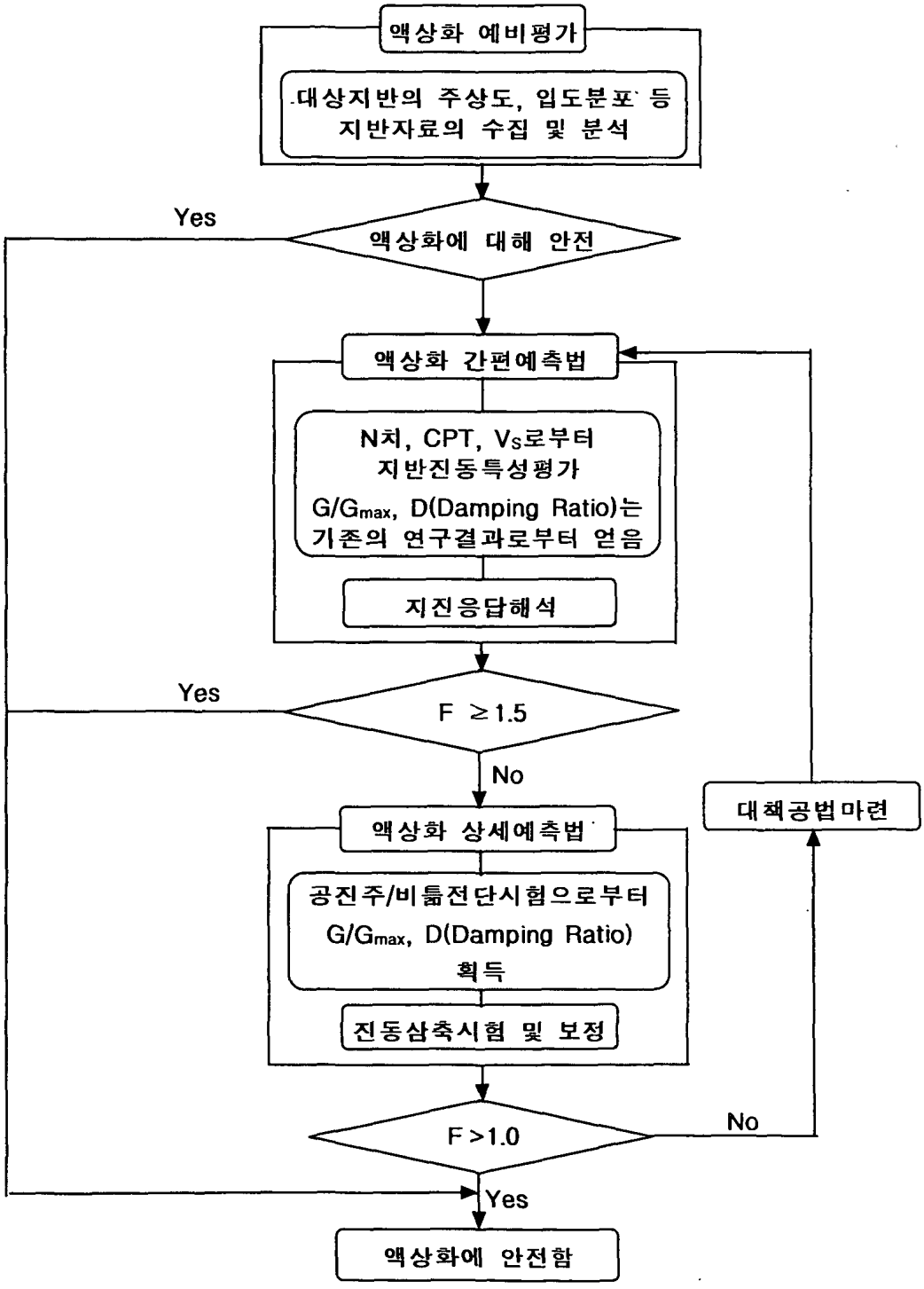


그림 2.38 국내 실정에 적합한 액상화 평가 흐름도

① 액상화 검토에 필요한 지질 및 지형자료, 입도분포, 밀도, 지하수위 등 지반자료를 수집·분석한다.

② 액상화 평가는 모든 지반을 대상으로 실시하는 것이 아니라 포화된 느슨한 사질토지반을 그 대상으로 한다. 따라서 액상화 평가를 실시하기에 앞서 수집된 지반자료의 분석을 통해 액상화 발생에 대한 가능성을 우선적으로 간략히 평가한다. 이 때, 다음의 어느 한 항목 이상 해당될 경우에는 액상화에 대해 안전하다고 보고 액상화 평가를 생략할 수 있다.

i) 지하수위 위의 지반

ii) 주상도상의 표준관입저항치(N)가 20이상인 지반

iii) 대상지반심도가 20 m 이상인 지반

iv) 소성지수(PI)가 10이상이고 점토성분이 20%이상인 지반

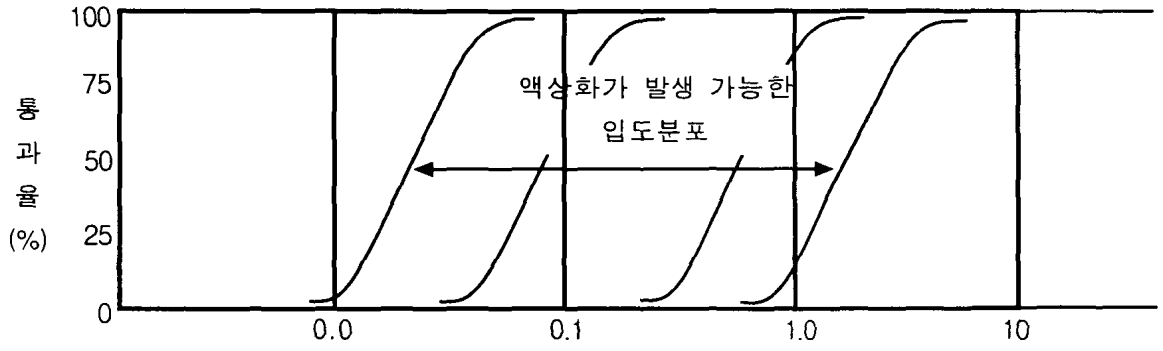
v) 세립토 함유량이 35%이상인 경우

vi) 상대밀도가 80%이상인 지반

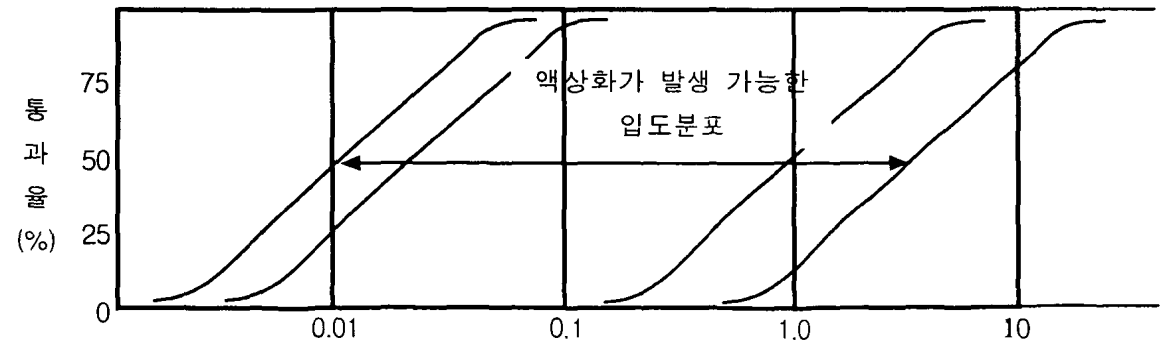
vii) 지진구역 II에서의 내진 2등급 구조물

viii) 지반분류가 S_A~S_D인 지반

ix) 대상 지반의 입도분포곡선을 작성하였을 때, 액상화가 발생 가능한 입도분포영역 외에 분포할 때(그림 2.39 참조)



(a) 균등계수가 3.5보다 작은 사질토



(b) 균등계수가 3.5보다 큰 사질토

그림 2.39 입도분포를 이용한 액상화 발생 가능성의 평가

③ 진동삼축시험 또는 공진주시험 등의 실내시험에 의해 현장지반의 지반진동특성을 평가하고 변형률 수준별 정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 감쇠비(D)를 구한다.

④ 대상 지반의 주상도와 입도분포자료로부터 액상화 평가가 필요한 지역으로 판단되면 우선 액상화 간편예측법을 수행한다. 이를 위해서 대상지반에 대한 지진응답해석을 수행해야 하는데 간편예측법에서는 표준관입시험치, 콘관입시험를 이용하는 경험식(식 (2.12), (2.13) 참조)을 이용하고 기존자료로부터 G/G_{max}와 감쇠비(D)값을 구한다. 지진응답해석은 주로 SHAKE91 등과 같은 등가선형해석 프로그램을 사용하고, 장주기 및 단주기를 포함한 지진 가속도 시간이력에 대해 수행하여 지반의 깊이별 최대가속도를 얻는다. 이때, 설계지진가속도는 대상지역(구조물)의 중요도에 따라 달리 정하며 우선적으로 붕괴방지수준으로만 평가한다.

⑤ 액상화 간편예측법으로는 상기 서술한 Seed와 Idriss의 평가법, Iwasaki와 Tatsuoka방법, Ishihara 방법 및 Eurocode법 등이 있으며, 항만 및 어항시설의 내진설계 표준서(1999, 해양수산부) 등 최근에 작성된 지침서에서는 안전율 산정을 통해 액상화 평가를 수행하는 수정 Seed 와 Idriss의 평가법이 주로 사용되고 있는 실정이다. 후술할 이 평가법은 기존의 Seed와 Idriss의 방법과 다르게 응력감소계수, r_d를 사용하지 않고 지반조건을 고려하고, SHAKE91과 같은 지진응답해석 프로그램을 이용하여 대상지반의 깊이별 최대가속도를 구하고 이를 이용하여 깊이별 최대 전단응력을 직접 산정하는 것이 특징이다. 여기서 기준으로 하는 안전율 1.5는 Eurocode법을 따른 것이다.

⑥ 액상화 간편예측법을 통해 구한 안전율이 1.5보다 작거나, 중요 구조물에 대해서는 진동삼축시험을 통한 액상화 상세예측법이 요구된다. 진동삼축시험은 액상화 가능성 측정에 가장 널리 사용되는 시험으로서 주로 응력제어방식의 시험기법이 사용된다. 액상화 상세예측법은 지진응답해석을 수행하여 지진에 의해 발생하는 전단응력을 계산한 후, 전단응력과 액상화저항강도를 비교하여 액상화 가능성을 평가하는 방법이다. 상세예측법으로 지반의 액상화 저항강도를 구할 때는 지진하중을 고려한 현장시험을 수행하여 구하는 것이 바람직하나 실제 이 시험의 수행은 거의 불가능하므로 대부분의 경우, 일정한 정현하중을 재하하여 액상화 저항강도를 산정하는 진동삼축시험과 같은 실내시험을 이용한다. 이때 상대밀도, 유효구속압 등의 영향인자도 고려하여 평가한다. 진동삼축시험 결과를 이용하여 액상화를 평가 할 때는 지진규모와 등가진동재하횟수와의 관계를 산정해야 한다. 이와 관련하여 Seed와 Idriss는 지진기록과 등가진동재하횟수와의 관계를 다음 그림 2.40과 같이 나타내었다(Seed et al, 1981). 지진규모와 등가진동재

하횟수와의 관계는 2.3.2절의 표 2.9와 같다.

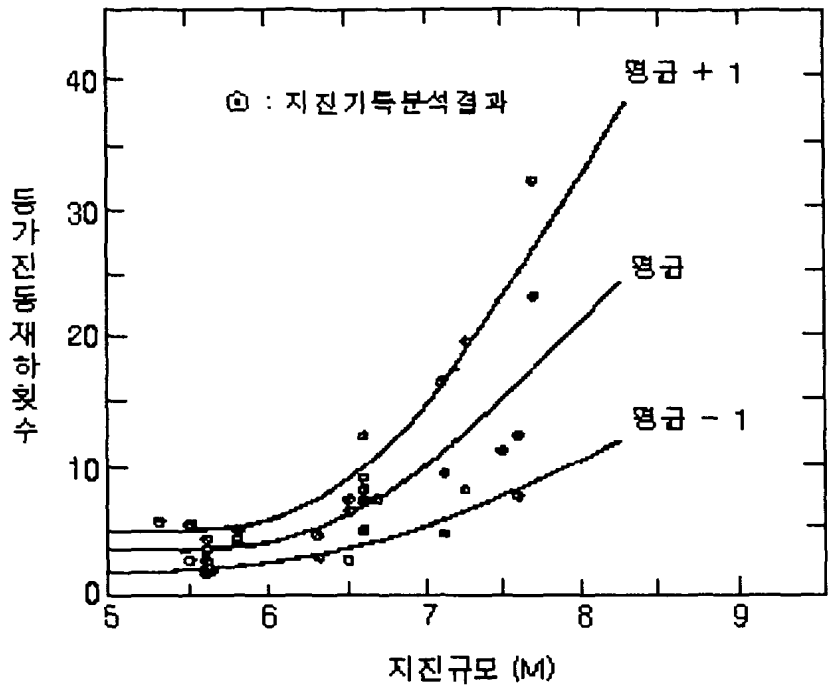


그림 2.40 지진기록과 등가진동재하횟수 (Seed et al, 1975)

(2) 수정 Seed와 Idriss 방법 제안

액상화 평가법은 미국 및 일본의 액상화 평가법을 국내에 그대로 적용하기에는 여러 문제점이 발생하므로 Seed와 Idriss방법을 수정 보완하여 다음 그림 2.41과 같이 나타내었다. 그림 2.41의 왼편을 보면 지반응답해석을 수행하여 각 층별 최대가속도를 산정함으로 지반계수와 응력감소계수없이 지반의 동적특성을 반영할 수 있도록 하여 최대전단응력비를 구하게 하였다. 이 때, 공진주시험 및 진동삼축시험을 수행하는 것이 원칙이나, 구조물의 중요도에 따라 현장시험 결과를 이용하여 지반의 동적물성치를 산정할 수 있다. 그림 2.41의 오른편을 보면, 간편예측법에서는 지반의 액상화 전단저항비를 국내에 적합한 설계지진규모 6.5를 기준으로 한 경험적 곡선(그림 2.42)을 통해 간편하게 산정하도록 하였다. 상세예측법에서는 응력비를 변화시켜 가면서 3회 이상의 진동삼축시험을 실시하여 지반의 액상화 전단저항응력비곡선을 얻은 후 보정을 통하여 액상화 전단저항응력비를 구한다.

또한 액상화 간편 예측법의 적용에서 표준관입시험치의 보정은 매우 중요하다. 상재압에 대한 보정계수는 식 (2.17)을 이용하여 구할 수 있고, SPT 로드(Rod)의 에너지 효율에 대한 보정이 필요하나, 표준관입시험 시스템과 그 과정 및 장비에 따라 효율이 45%에서 78% 정도(S. M. Mir Mohammad Hosseini,

1999)로 편차가 큰 것이 현실이므로 효율 60%에 맞추어 사용하는 것이 바람직하다(Seed and Idriss, 1982).

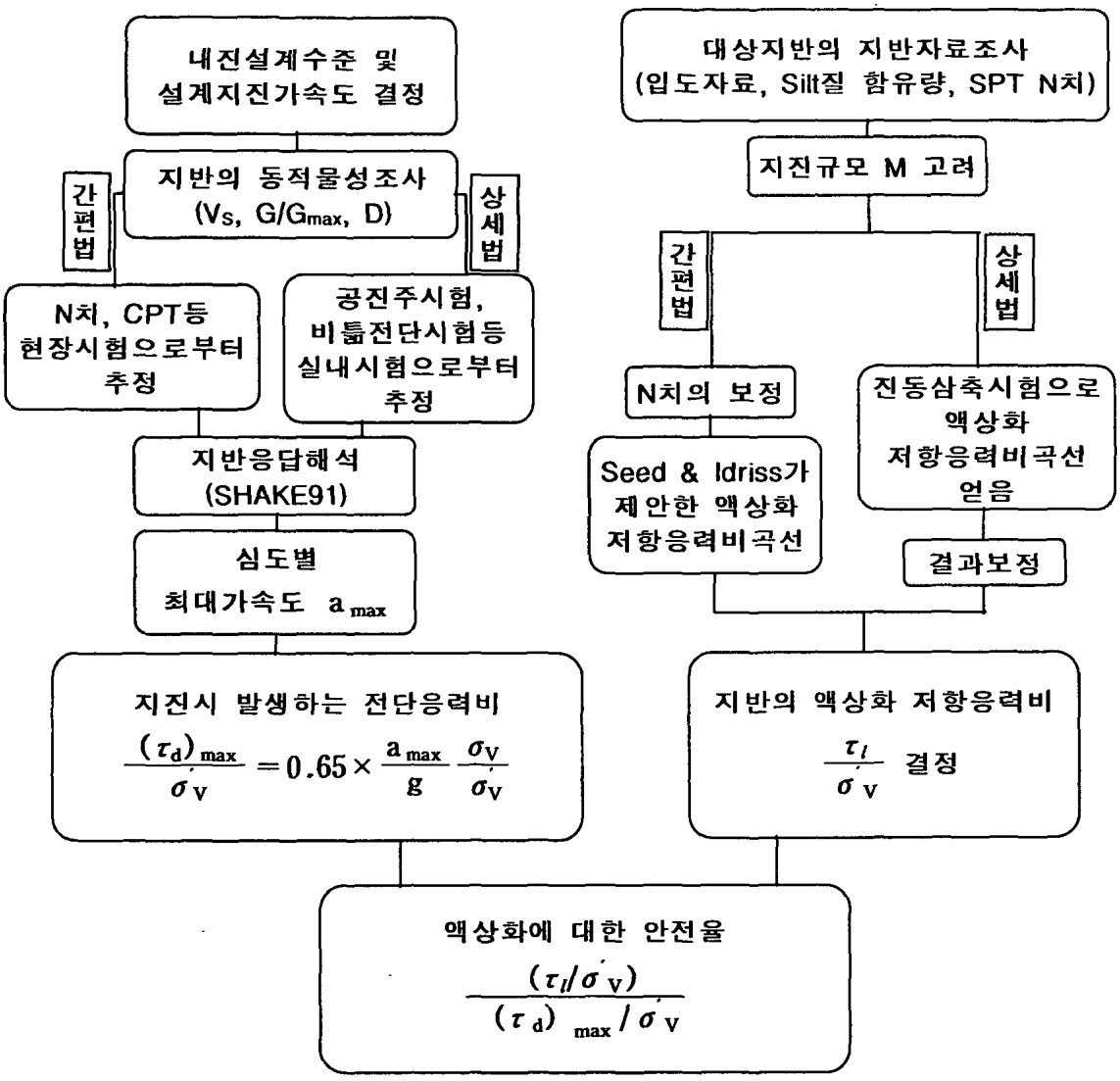
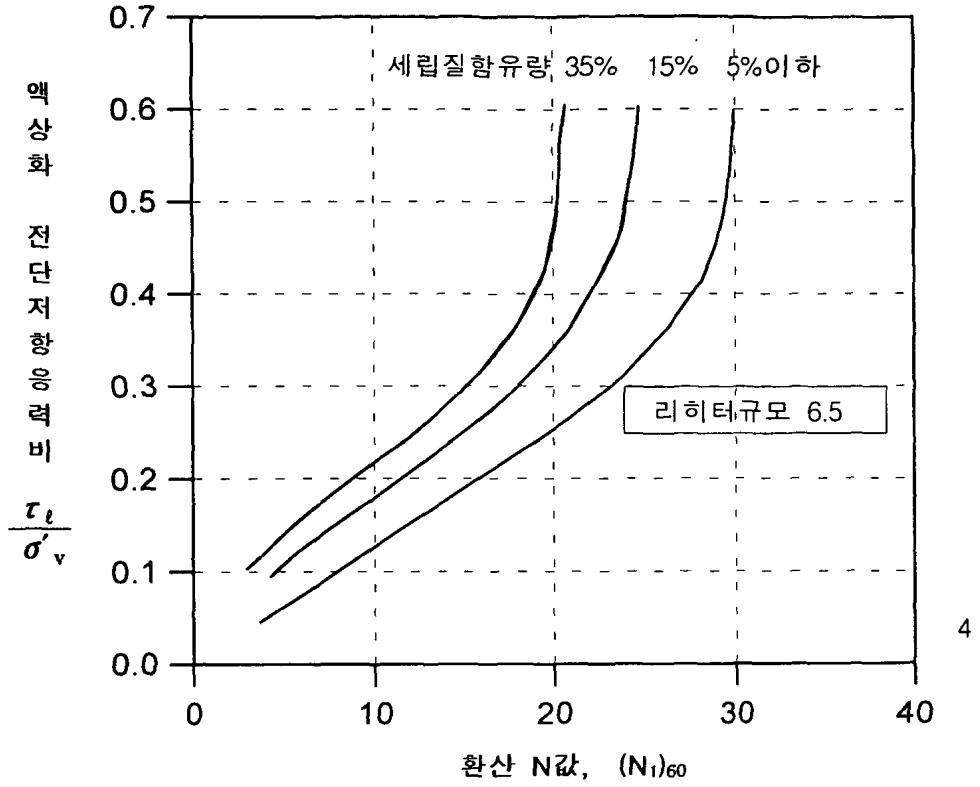


그림 2.41 수정 Seed와 Idriss방법의 순서도



4

그림 2.42 지진규모 6.5를 고려한 액상화 전단저항응력비 산정곡선
(항만 및 어항시설의 내진설계표준서, 해양수산부, 1999)

(3) 국내 액상화 평가방법의 적용 기준 제시

국내 액상화 평가방법의 적용 기준을 정리하면 다음과 같다.

① 우선적으로 붕괴방지수준만을 고려하여 액상화 평가를 수행한다.

② 액상화 검토에 필요한 기본적인 자료는 다음과 같다.

i) 지질 및 지형에 대한 자료

ii) 입도분포, 밀도, 지하수위

iii) 변형률수준에 따른 각 지층의 전단탄성계수와 감쇠비

iv) 현장시험(예, 표준관입 시험치)이나 실내시험(진동삼축시험)자료

v) 설계 지진규모(최대 지반가속도와 지속시간)

③ 다음의 경우에는 액상화 평가를 생략할 수 있다.

i) 지하수위 위의 지반

ii) 주상도상의 표준관입저항치(N)가 20이상인 지반

iii) 대상지반심도가 20 m 이상인 지반

iv) 소성지수(PI)가 10이상이고 점토성분이 20%이상인 지반

v) 세립토 함유량이 35%이상인 경우

vi) 상대밀도가 80%이상인 지반

vii) 지진구역 II에서의 내진 2등급 구조물

viii) 지반분류가 S_A~S_D인 지반

ix) 대상 지반의 입도분포곡선을 작성하였을 때, 액상화가 발생 가능한 입도분포영역 외에 분포할 때(그림 2.39 참조)

x) 기타, 경제성 등을 고려하여 대규모 매립지역에 위치할 내진 2등급 구조물에서는 현장 책임자와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

④ 설계 지진규모는 리히터규모 6.5를 적용한다.

⑤ 기초지반위에 성토구조물이 놓인 경우 성토부에 대하여도 액상화 평가를 실시한다.

⑥ 단지내 주요 도로시설물에 대하여 그 지반이 액상화에 취약하다고 판단시 액상화 간편법을 시행한다. 이때의 안전율은 1.0으로 한다.

2.5 액상화 대책공법

충적층 또는 매립층 지역은 지진시 사질지반의 액상화로 인한 큰 피해가 발생하기 때문에 이를 방지하기 위해서는 토질조사에 따라 액상화 예측과 대책을 검토하여야 한다. 지역방재계획에 의한 광역적인 예측시에는 토질조사 시료의 액상화 가능성 검토 이외에 과거 지진에 의한 액상화 이력 또는 지형 및 지질의 정보를 필요로 한다.

액상화 가능성이 있는 지반의 개선 목표는 빌딩, 수송 구조물과 Lifeline시설에 대한 액상화의 영향을 줄이기 위한 것이다. 이같은 목표를 이루기 위한 과정은 다음과 같다.

- 액상화 Potential의 평가
- 액상화에 대한 영향 평가
- 액상화에 대해 효과적인 개량 기준 결정
- 효과적인 개선 기준 평가

또한 액상화에 대한 개량 기준은 다음의 3가지 종류에 따라 분류되어 왔다.

- 액상화가 발생할 수 있는 지반의 처리
- 액상화의 영향을 감소시키기 위해 구조물을 탄력적으로 만들거나 강도를 증가
- 예비시설의 준비

액상화 발생 지반에서의 변위산정 및 액상화 대책공법의 적용범위 등에 대한 내용은 아직까지도 미국 및 일본의 학계에서 연구중에 있다. 이는 구조물의 거동평가에 중요한 요소이므로 향후 지속적인 검토가 요구된다.

2.5.1 액상화 대책공법의 종류

액상화 현상은 느슨한 모래지반, 지하수위, 그리고 진동이라는 세가지 요소가 조합되어 발생하는 것으로 이에 대한 대책공법은 이 중 하나의 요소를 감소시켜 액상화 발생을 억제하는 것이다. 따라서 액상화 방지대책은 ①흙의 성질 개량 ②지하수위의 저하(포화도의 저하) ③응력, 변형, 그리고 간극수압등의 조건 개량의 세종류로 크게 나눌 수 있다. 이러한 액상화 방지대책개념을 표 2.15에 상세히 정리하였다.

표 2.15 액상화 대책공법 (한국지반공학회, 1997)

원 리	공 법	적용한계	효 과	특징 및 공해성	비 고
밀도 증가	바이브로 플로테이션	GL-20 *m*정도	*N*치 15~20 정도까지	주로 수평진동, 비교적 적다	사용재료에 따라 배수성 기대
	모래다짐 말뚝	GL-35 *m*정도	*N*치 25~30 정도, 40 한계	주로 연직진동, 비교적 있다	위와같음
	폭 파	GL-20 *m*까지 가능	상대밀도 70~85%정도까지	크다	시공관리 곤란
	동적압밀	GL-10 *m*정도	-	충격	얕은층의 다짐
	바이브로 탬핑	GL-3 *m*정도	-	연직진동, 비교적 적다	표층다짐, 병용이 많다
	전 압	20~30 *cm* 정도 지하수위 이상	상대밀도 95%정도까지	비교적 적다	지하수위 이하는 지수대책
	무리 말뚝	GL-10~12 *m*	-	햄머의 진동, 소음	타입말뚝
	생석회 말뚝	GL-20 *m*정도	-	적다, 먼지공해	생석회에 의한 흡수팽창
압밀개량 또는 고결	치 환	GL-5 *m*정도까지	쇄석치환 등에 의해 유효	적다	
	주입고화	보링깊이까지 가능	시공관리가 중요	부근구조물의 주입압의 영향과 유출	시멘트그라우팅등 시공관리가 어렵다
	표층혼합 처리	GL-5 *m*정도	배합량에 의함	적다	
	심층혼합 처리	GL-30 *m*정도	배합량에 의함	적다	
포화도 저하	웰포인트	5~6 *m*정도 지하	투수성의 불확실성에 의해 다름	인근 지하수위 저하	장기간의 운영, 유지관리
	깊은 우물	15~20 *m*정도 지하	위와 같음	위와같음	위와같음
간극수압 소산	그래블 드레인	GL-20 *m*정도	밀도증가에 대한 차선책	적다	기설구조물에도 적용
전단변형 억제	널말뚝	GL-10 *m*정도	구속의 정량화가 어렵다	널말뚝 타설에 의한 진동	지중연속벽, 지수벽으로 사용

2.5.2 매립지반의 액상화 대책에 적합한 다짐공법

다짐공법의 원리는 흙입자 사이의 공극 체적을 감소시킴으로써 간극비를 감소시키고 매립층의 응력상태를 변화시켜 액상화에 대한 저항성을 증진시키는 것이다.

액상화 안전율은 지진 발생시 전단응력비에 대한 동적전단강도의 비로써 구해진다. 동적전단강도비는 다짐에 의해서 발생되는 밀도와 평균 주응력이 증가함에 따라 증가할 것이다.

그림 2.43은 상대밀도(D_r(%))와 전단응력비($\tau_d / 2\sigma' m_o$)의 상관관계를 나타내는 것으로 세립분이 없는 가는 모래에 대한 비배수 진동 전단시험 결과이다. 이 그림은 상대밀도가 증가함에 따라 액상화 저항성이 증가하는 것을 보여준다. 그림 2.43에서 액상화 저항성은 상대밀도 80% 이상에서 급격하게 증가한 것으로 나타났다. 따라서 다짐 충격 에너지로 개량된 지반은 수평응력의 증가로 인하여 액상화 저항성이 증가될 것으로 기대된다.

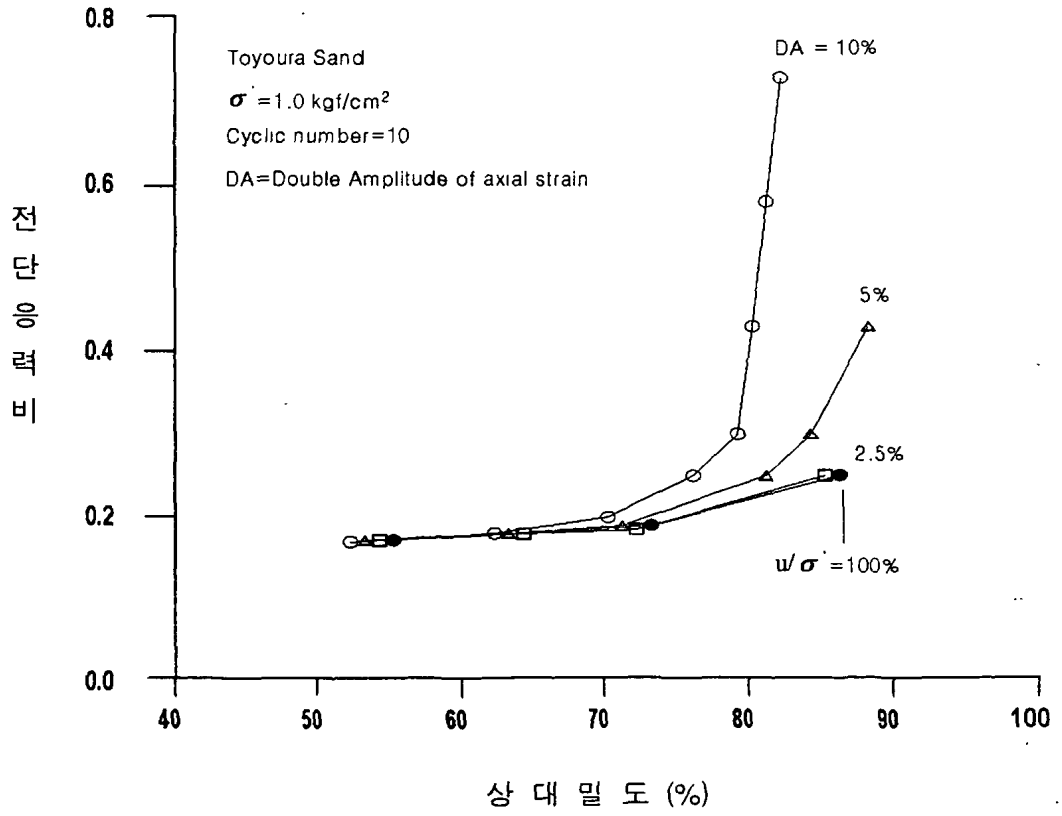


그림 2.43 상대밀도와 전단응력비 사이의 관계

다짐효과의 대표적인 특징들을 열거하면 다음과 같다.

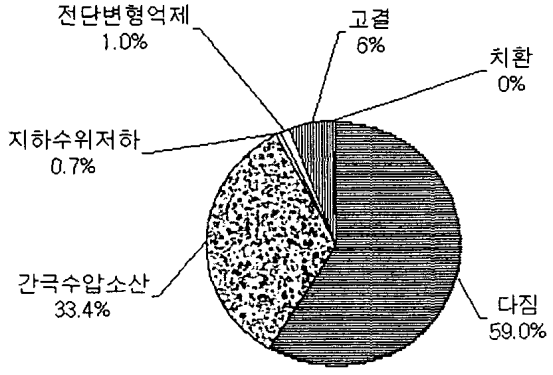
① 관입에 의한 다짐 : 원지반 속으로의 사질 재료의 관입은 간극비를 감소시키고 지반 강도를 증가시킨다.

② 진동에 의한 다짐 : 진동에너지를 지반 속으로 전달하면 간극비를 감소시키고 지반 강도를 증가시킨다.

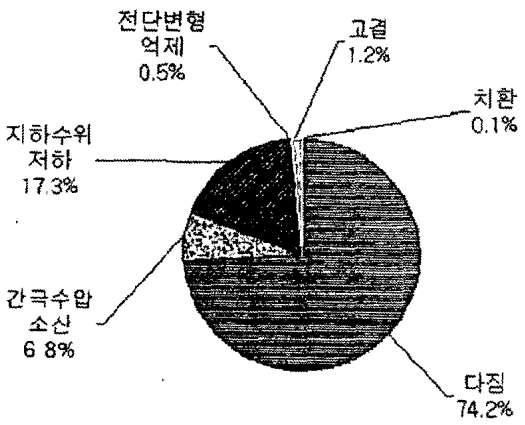
③ 충격 에너지에 의한 다짐 : 상대적으로 큰 높이에서 무거운 추를 떨어뜨려서 발생시키는 충격에너지는 느슨한 비점착성 토질의 밀도를 증진시킨다.

Hyogo-Ken Nanbu지진의 경우, 고베항 매립지반에서의 액상화 발생으로 큰 피해가 발생된 이후 일본에서는 이에 대한 대책마련에 많은 노력을 기울이고 있다. 국내의 경우, 1990년대 이후 인천국제공항, 아산만 국가공업단지, 광양만 공업단지, 부산신항만, 군·장항, 새만금항 등 연안지역의 연약한 지반을 개량하여 대규모 구조물을 건설하고 있으며 지반개량시 일반적으로 치환 또는 매립공법을 이용하고 있는 실정이다. 따라서 내진설계시 액상화 방지대책에 많은 관심을 기울여야 될 것으로 판단된다.

일본지반공학회가 조사한 액상화 대책공법 시공 통계를 보면, 그림 2.44에 나타난 바와 같이 다짐공법이 전체의 50%이상을 차지하고 있다. 국내의 경우도 최근 매립지반의 대책공법으로써 다짐공법을 채택하고 있는 추세에 있다. 최근의 경향은 인간 생활에 대한 악영향을 최소화시키기 위해 고주파수 진동체를 포함한 다양한 유형의 진동체 개발과 작은 직경의 관입관, 고압수(Water Jet)의 사용 등에 초점을 맞추고 있다. 뿐만 아니라 체적 변화를 정량화하고 충진 재료의 관입 효과에 의해 달성되는 간극비의 감소를 계산하기 위해서 다양한 센서와 자동조정 장비의 개발이 이루어지고 있다.



100%=305 Sites



100%=23,685,037 m^2

그림 2.44 액상화 대책공법의 사용예

(Japan Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985~1990)

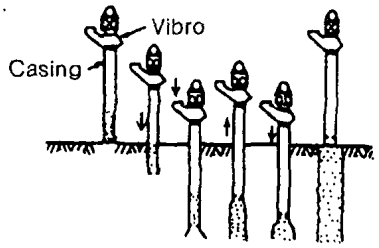
샌드컴팩션파일공법을 시작으로 한 다짐공법은 액상화 대책으로써의 시공실적이 풍부하고 경제적 측면에서도 매우 만족스러울 뿐만 아니라 개량효과도 매우 우수하여 개량한 지반이 강한 강도를 보유하게 된다. 따라서 대규모 택지개발, 항만의 준설 매립지반의 액상화 대책공법으로써 효과적이라고 판단된다.

단 주변의 건설재료, 진동 및 소음이 현장 주변의 환경에 미치는 영향에 유의해야한다. 다짐공법은 상대적으로 큰 진동과 충격을 줌으로써 지반을 개량하는 것이므로 진동과 지반 침하에 대해서 고려하는 것이 필수적이다. 지반 침하의 경우는 약 10~20 m, 진동의 경우 공사지점으로부터 약 100~200 m 거리 내의 영향을 조사하는 것이 바람직하고 또한 병원, 정밀 기계가 설치된 건물 등에는 더욱 주의를 집중할 필요가 있다.

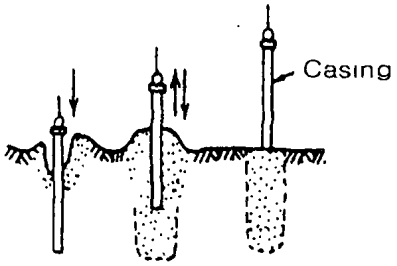
다음의 표 2.16과 그림 2.45는 국내에 소개된 일반적인 다짐공법의 종류 및 개요를 설명하고 있다.

표 2.16 주요 다짐공법과 그 개요

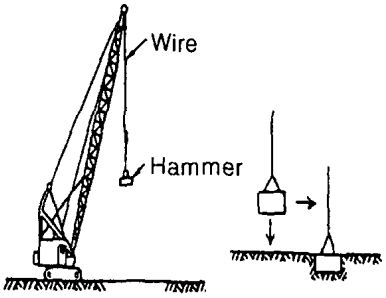
공법의 종류	공 법 의 개 요
샌드컴팩션파일 공법	모래를 진동시키면서 지반중에 주입하여 모래말뚝을 형성함으로써 주변 지반을 다짐.
진동봉공법 (로드컴팩션)	특수한 진동체가 선단에 장치된 로드를 바이브로햄머를 통해 진동을 재하하면서 지반을 다짐.
바이브로플로트공법	바이브로플로트라고 불리는 바이브레이터를 내장한 강관을 선단 노즐로부터 물의 사출과 함께 지중에 관입하고 관을 진동시키면서 천천히 관을 위로 올리며 진동에 의해서 바이브로플로터의 주위에 가능한 틈사이에 사리, 모래 등을 흘려 넣음.
중추낙하다짐공법	10~30 *ton*의 추를 지반에 낙하시켜 충격 및 진동을 통해 지반을 다짐.
바이브로템퍼공법	강력한 진동기와 탬퍼를 조합시켜 지표지반을 다짐.
전압공법	전압을 통해 상대밀도를 상승시키는 것으로 시공사례는 극히 적음.
폭파공법	다이나마이트 등을 지중에서 폭파시켜 그 충격으로 토중의 상대밀도를 상승시킴. 다짐효과는 표층에 한정.
굴항공법	말뚝을 항타하여 지반을 다짐. 말뚝의 전단변형억제효과를 겸비.



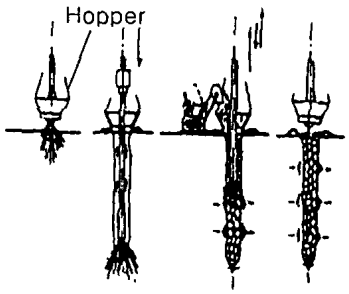
(a) 샌드콤팩션파일공법



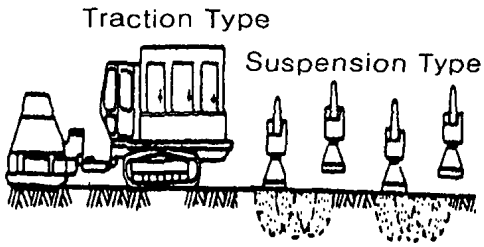
(b) 진동봉공법



(c) 중추낙하다짐공법



(d) 바이브로플로테이션



(e) 바이브로탬퍼공법

그림 2.45 주요 다짐공법의 종류 및 개요

(1) Sand Compaction Pile 공법

Sand Compaction Pile 공법은 느슨한 사질토의 두꺼운 매립층을 다짐하는 데 적합하고, 아래와 같은 5가지 대표적인 장점들이 있다.

① 다짐 효과에 의한 간극비 감소(상대밀도의 증가)와 지반의 밀도 증진

② 다짐에 의한 전단 저항과 수평 저항성의 증가

③ 모래 말뚝 형성에 의한 토압(정지 토압 계수, K_o)의 변화

④ 다짐에 의한 균질한 사질지반의 형성

⑤ 사질토, 점성토, 유기질토 등 거의 모든 토질에 적용

이 공법은 대상 지반, 즉 사질토와 점성토에 따라 조사법이 달라진다. 사질토의 개량 목적은 모래투입과 진동다짐에 의해 지반을 조밀하게 하는 것이므로 개량 전후에 밀도평가를 하기 위해 표준관입시험과 동적관입시험 등의 사운딩이 주로 실시된다. 또한 샌드컴팩션파일 공법을 포함한 사질지반의 설계에 대해서는 N치와 상대밀도의 일반적인 관계도를 이용하여 현장의 사질토에 적용할 수 있도록 해야 한다. 그림 2.46은 이 공법에 대한 표준 육상 시공기계를 보여준다.

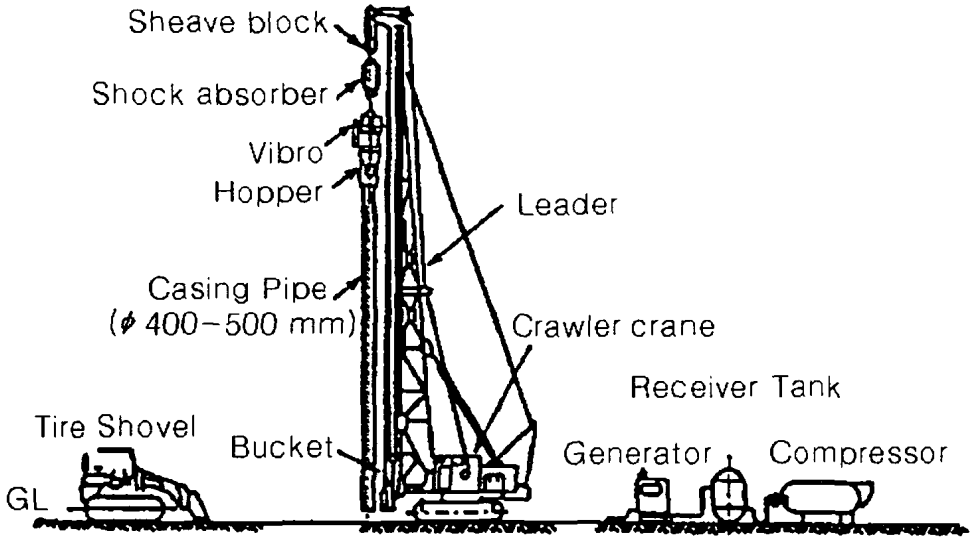


그림 2.46 샌드컴팩션파일 공법의 시공기계

주어진 상황에서 가장 적합한 형태의 진동햄머의 선택은 환경적인 영향(소음)과 지반 상황을 고려해서 결정한다. 진동 햄머의 표준 유형은 V-75이다. 이 장비는 10 Hz의 주파수와 40 tf을 가진다. 높은 주파수 진동(VX40:주파수 15~25 Hz, 25 tf)은 진동의 환경적인 영향과 관련된 지역을 적극 고려해서 선택해야 한다. 더 큰 진동 햄머(주파수:10 Hz, 88 tf)는 큰 관입 저항을 가진 지반에 사용한다.

(2) 진동봉 공법

본 공법은 느슨한 사질지반을 균일하게 다져 액상화 방지 이외에도 지지력 증가, 침하저하 등의 개량효과를 기대하는 것으로 그림 2.45 (b)에 나타난 바와

같이 로드의 상단에 가진기를 부착한 로드를 지중에 타설하여 지표에서 모래, 전석 등을 보급하고 로드의 진동에 의해 지반을 다지는 공법이다. 본 공법은 강한 진동으로 다짐하기 때문에 진동, 소음 및 지반의 변형이 크므로 시가지 공사나 구조물에 근접한 시공에서는 제약이 따르지만 효율적이고 경제적인 이점이 있어 특히 임해 매립지의 액상화 대책에 적합한 공법으로 많이 채택되고 있다. 사례로서 1983년 일본해 중부지진으로 秋田항의 항만시설이 액상화로 인해 큰 피해를 입었을 때 그 복구에는 널말뚝 안벽의 액상화 대책으로서 진동봉 공법을 채택한 바 있다.

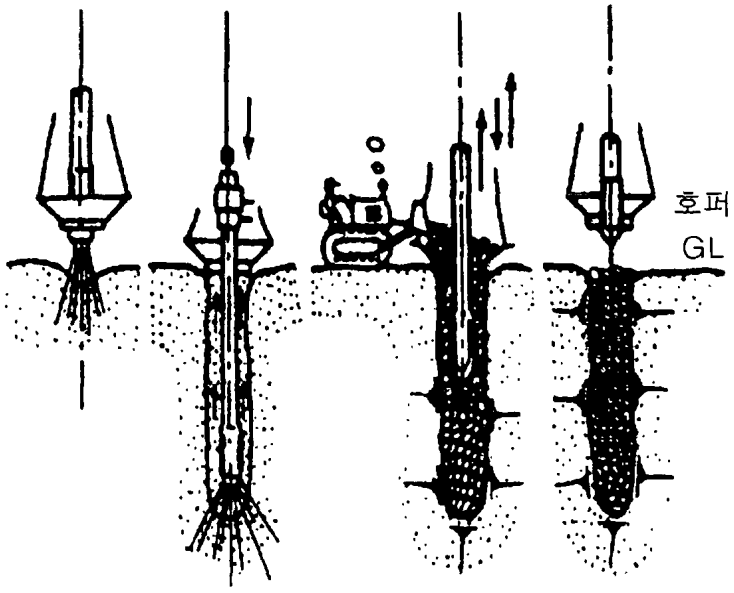
본 공법의 기본적인 원리는 모래지반에 대한 샌드컴팩션파일공법의 설계와 같이 상대밀도와 N치, 간극비의 관계를 사용하여 개량지반의 목표 N치에 대한 간극비의 감소량을 추정하고 파일모래로서 보충하며 통상 보충하는 모래량을 파일지름 50~60 cm로 환산하여 파일간격을 결정한다. 본 공법은 세립분을 함유하지 않는 느슨한 모래지반에서 개량효과가 현저히 나타나지만 샌드컴팩션 파일공법과는 달리 지표에서 보급재를 투입하기 때문에 보급재 양의 예측이 어렵고 지반의 성질에 따라 개량효과가 좌우되는 결점이 있으므로 현지에서 시험시공을 하여 파일간격, 시공 싸이클과 개량 효과와의 관계를 파악한 후에 설계 및 시공계획을 세워야 한다. 개량이 가능하다고 판단된 경우 입도분포, 원지반의 N치와 목표 N치에서 간극비의 감소량을 구하고 파일간격을 결정한다. 이때 현지의 시험시공에서 얻어진 파일간격과 N치, 체적압축률과의 관계를 사용하는 것이 바람직하다.

(3) 바이브로플로테이션 공법

본 공법은 느슨한 사질지반의 진동 다짐공법의 일종으로 수평진동과 물다짐 효과를 이용하여 지반강화와 지반의 액상화 방지를 꾀하는 지반개량 공법이다. 바이브로플로트(Vibroflot)로 불리는 편심하중을 내장한 봉형 진동체를 사용하여 편심하중의 회전에 의한 수평진동과 선단에서 사수(Water Jet)로 소정의 심도까지 관입한 후 바이브로플로트의 외주에서 보급재(쇄석, 자갈)를 투입하고 충전된 골재를 집어 넣고 지반에 수평진동을 가하여 지반을 다지는 공법이다.

본 공법의 특징으로는 지반강도 증가, 균일화 및 지반강성의 증가에 의한 침하의 저감효과와 응력의 분산효과 등을 들 수 있으며 특히 사수와 보급재의 충전에 의해 입도 배합의 개량과 드레인 효과 등에 의해서 액상화되지 않는 지반조건으로의 변환효과를 거둘 수 있다. 또한 본 공법에서의 다짐은 진동, 소음의 공해가 극히 작아 시가지에서의 시공도 가능하다는 매력도 가지고 있다. 시공실적이 비교적 많고, 사용 재료에 따라 배수성도 기대할 수 있다.

대략의 작업순서와 대표적인 시공기계의 모식도는 각각 그림 2.47, 2.48과 같다.



(1)관입개시 (2)관입완료 (3)골재채움, 다짐 (4)다짐완료

그림 2.47 바이브로플로테이션 공법의 작업순서

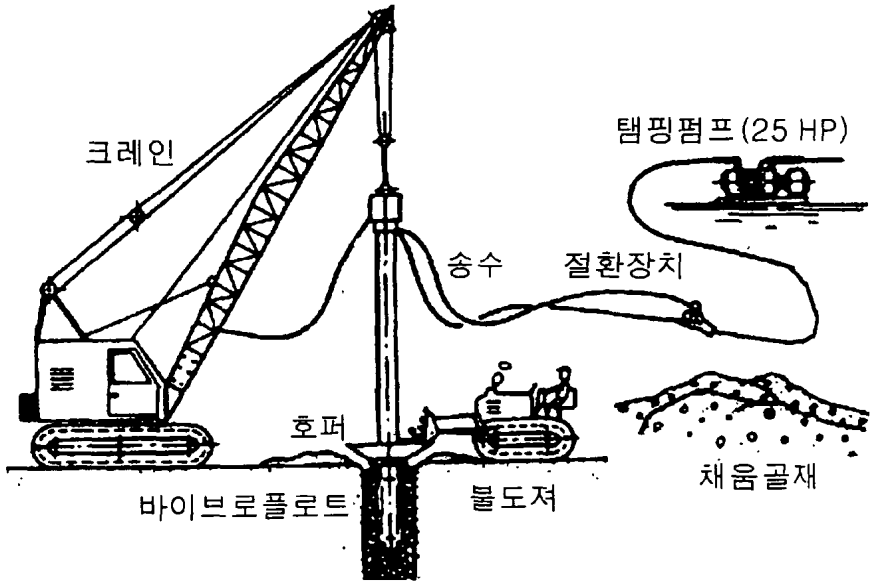


그림 2.48 바이브로플로테이션 공법의 시공기계

(4) 중추낙하다짐공법

본 공법은 중추를 크레인 또는 특별한 장치를 사용하여 높은 곳에서 반복 낙

하시켜 지반표면에 충격력을 가하여 심부까지 지반을 다짐하여 지반을 강화하는 공법이다(그림 2.45 (c) 참조). 적용토질의 범위가 매우 넓으며 동압밀공법(Dynamic Consolidation Method)으로 불리기도 한다.

공법적으로는 중추(중량 10~30 tf)를 높은 곳(20~30 m)에서 자유 낙하시키면 이 때 지반에는 수백에서 수천 tf의 충격력이 가해짐으로서 충격에너지는 충격파로 지중에 전달된다. 이 충격을 1개소당 10~30회 반복하여 지반을 개량한다. 폐기물, 전석, 사질토 및 준설 매립토 등의 지반에 대해서는 충격력 및 지반 진동이 다짐에 유효하게 작용한다.

공법의 용도는 다짐에 따른 밀도증가, 지지력증가 및 균일화, 잔류침하의 감소, 지진시의 액상화 방지 등이 있다.

(5) 바이브로탬퍼 공법

이 공법은 판에 진동하는 힘을 가해 사질토 지반의 지지력을 증가시키는 표면 압축공법이다. 지표면으로부터 약 3-5 m깊이를 다지는데 유용하므로 모래말뚝공법이나 바이브로로드방법 등과 병용해서 표면을 다지는데 사용한다. 장비는 두 가지가 있는데 Traction Type과 Suspension Type이 있다(그림 2.45 (e) 참조). Traction Type은 충진재를 다지는데 사용되고, Suspension Type은 지진 발생시 액상화를 방지하는데 사용된다. 탬퍼의 사용 횟수, 지반에 가해지는 진동 에너지와 밀도 증가량 사이의 관계식으로부터 다짐 시간을 결정하고 다짐시간은 현장에 대한 시공 시험결과로부터 구할 수 있다.

(6) 전압, 폭파 및 군항공법

전압공법(Rolling Compaction Method)은 심도 약 20~30 m까지의 지하수위 위의 지반을 그 적용대상으로 하며 상대밀도 약 96% 정도까지 다짐효과를 볼 수 있다.

폭파공법은 영향심도 약 3~6 m 정도로서 개량효과가 거의 표층에만 나타난다. 5~15 m 정도의 간격을 두고 폭파시켜 지중의 가스와 지하수를 배출해낸다. 느슨한 사질지반에 적용시 최대의 효과를 기대할 수 있으며 되도록 실트질 함량 20% 혹은 점토질 함량 5% 미만의 지반에 적용해야 효과를 볼 수 있다. 상대밀도 70~80%까지 다짐효과가 있으며 경제적이나 충격 및 소음이 커서 시공관리상 어려움이 있다.

군항공법은 말뚝 항타와 더불어 말뚝의 전단변형 억제효과까지 얻을 수 있는 공법으로 심도 약 10~12 m까지 가능하며 햄머를 이용하여 말뚝을 항타하므로 이에 기한 진동과 소음이 야기된다.

상기의 세 공법 모두 지반 밀도의 증가를 꾀한다는 공통점이 있다.

참고문헌

1. 한국지반공학회, "진동 및 내진설계", 구미서관, 1997
2. 한국지반공학회, "연약지반", 구미서관, 1997
3. 한국지반공학회, "지반조사결과의 해석 및 이용", 구미서관, 1997
4. 한국지진공학회, "내진설계기준 개발 연구(II)", 한국지진공학회, 1997
5. 토목공법연구회, "연약지반대책공법", 창우출판, 1998
6. 한국해양연구소, "항만 및 어항시설의 내진설계표준서", 1999
7. 신윤섭, "우리 나라 지진특성을 고려한 액상화 평가기법의 개선방안에 관한 연구", 연세대학교 토목공학과 석사학위논문, 1999
8. 김경환, "액상화 가능성 평가방법에 관한 연구", 연세대학교 토목공학과 석사학위논문, 1998
9. 김수일, "국내 액상화 현상의 평가 및 대책", 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, 1998, pp.3-30.
10. Port and Harbour Research Institute, "Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land", A. A. Balkema, 1997.
11. Seed, H. B. and Idriss, I. M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. 9, 1971, pp.1249-1273.
12. Vucetic, M. and Dorby, R. "Effects of Soil Plasticity on Cyclic Response", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 117, No. 1, Jan., 1991, pp.89-107.
13. Das, B. M., "Fundamentals of Soil Dynamics", Elsevier Science Publishing Co., 1998
14. The Japanese Geotechnical Society, "Remidial Measures against Soil Liquefaction", A.A Balkema, 1998
15. Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, 1996
16. Seed, H. B. and Lee, K. L., "Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, No. 6, 1966, pp.105-134.

빈 면

제 3 장
선상구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

빈 면

3. 선상구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

3.1 서론

선상구조물이란 구조물의 축방향으로 선(Line)의 형상을 가지는 구조물을 지칭하며 공동구, 지하보차도, 암거 등이 이에 해당된다. 특히 지중 매설관로로 불리는 상수관, 오수 및 하수관 등은 선상구조물인 동시에 인간 생활의 근본을 구성한다는 측면에서 라이프라인(Lifeline)구조물로 불리워진다.

1990년대 중반 이후, 미국 캘리포니아에서 발생한 Northridge 지진(1994, 지진규모 6.7), 고베지진으로 불리우는 Hyogoken-Nanbu 지진(1995, 지진규모 6.9) 이후 선상구조물의 피해사례 및 선상구조물의 1차적인 구조적 손상으로 야기되는 2차적 피해의 규모 및 심각성이 인식되기 시작하면서 선상구조물에 대한 내진설계 절차 확립의 필요성이 국내·외적으로 대두되기 시작했다.

현재 공동구, 지하보차도, 암거 등과 같은 Box 형태의 구조물에 대해서는 일본에서 개발된 응답변위법이나 등가정적해석법을 이용하여 지진해석이 수행되고 있으나 지중 매설관로에 대해서는 피해원인 자체의 복잡성과 매설관로 동적 물성치의 부재로 인해 실질적인 지진해석 및 내진설계 절차가 확립되지 못하고 있는 상황이다.

그러므로 본 지침서에서는 전체적인 선상구조물의 지진시 파괴형태 및 국외 기술현황을 소개하고 있으며 Box 형태의 구조물에 대해 적용될 수 있는 응답변위법과 등가정적해석법에 대한 이론적인 설명을 포함하고 있다. 특히 지중 매설관로에 대해서는 현재까지의 연구결과를 토대로 기본적인 설계고려인자와 이론적인 배경을 언급하는 동시에 간략화된 지진해석절차 및 일련의 해석적 관계식을 제시하고 있다.

3.2 배경 및 기술현황

3.2.1 선상구조물 지진재해사례

선상구조물 특히, 매설관로는 지진발생시 1차적으로 구조적인 손상을 받을 수 있으며, 이로 인한 기능성의 상실과 함께 사회적·경제적으로 엄청난 규모의 2차적인 피해를 일으키게 되는 특성을 가지고 있다. 과거의 지진재해 사례를 살펴보면 이와 같은 특성들을 확인할 수 있는데, 대표적인 지진들은 다음과 같으며 특히 1989년 Loma Prieta 지진(진도 6.9), 1994년 Northridge 지진(진도 6.7), 1995년 효고현 남부 지진(진도 6.9) 등은 상당한 규모의 매설관로 피해가 보고되었던 지진이다.

- 1906년 San Francisco, Manson
- 1933년 Long Beach Wood
- 1952년 Kern County
- 1964년 Alaska 지진
- 1964년 Niigata 지진
- 1971년 San Fernando 지진
- 1976년 Guatemala 지진
- 1976년 Tangshan 지진
- 1979년 Imperial Valley 지진
- 1983년 Coalinga 지진
- 1983년 Nihonkai-Chubu 지진
- 1987년 Whittier Narrows 지진
- 1989년 Loma Prieta 지진
- 1991년 Coasta Rica 지진
- 1993년 Kushiro-Oki 지진
- 1994년 Northridge 지진
- 1995년 Hyogoken-Nanbu 지진

지진발생으로 인해 일어난 매설관로의 피해 특징을 살펴보면 진도가 7미만의 규모라 하더라도 밀집된 도심 라이프라인에 일단 손상이 발생하게 되면 라이프라인의 상호 연관성으로 인해 2차적인 규모의 경제적·사회적 손실이 막대한 규모로 발생된다는 사실을 확인할 수 있다.

3.2.2 선상구조물의 파괴형태

지진피해사례 분석결과 선상구조물중 매설관로의 파괴원인은 크게 지진파 전파와 영구지반변형에 의한 피해로 구분될 수 있으며 실제적인 파괴양상은 연속관의 경우 그림 3.1과 같이 크게 휨파괴, 압축 파괴, 인장 파괴로 나타나게 된다. 분절관의 경우는 다양한 파괴 양상을 보이게 되는데 대부분의 경우 조인트 부분에서의 충격에 의한 파괴로 나타나게 된다. M.O' Rourke와 Ballantyne(1992)은 1991년 코스타리카 지진 피해 사례 분석을 통해 그림 3.2와 같이 분절관의 파괴 양상을 6가지의 대표적인 형태로 제시하였다.

실질적으로 매설관로의 파괴형태는 관의 형태, 즉 연속관과 분절관에 의해 구분되며 파괴원인 즉 영구지반변형과 지진파 전파에 따라 구분되게 되므로 매설관로의 지진해석 및 내진설계를 위해서는 크게 4가지 방향에서의 접근이 요구된다. 즉, 영구지반변형에 대한 연속관의 거동과 영구지반변형에 대한 분절관의 거동, 지진파 전파에 대한 연속관의 거동과 지진파 전파에 대한 분절관의 거동 각각에 대한 이해를 토대로 적정한 해석방법이 설정되어야 한다.

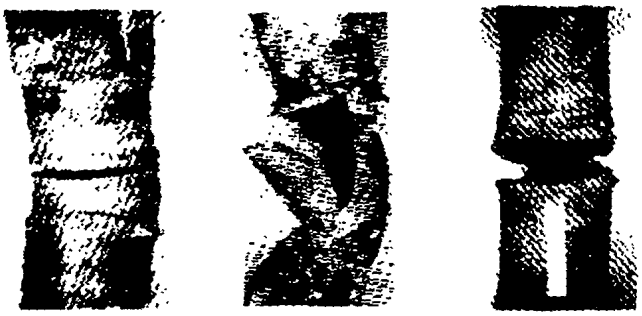


그림 3.1 연속관의 대표적인 파괴양상

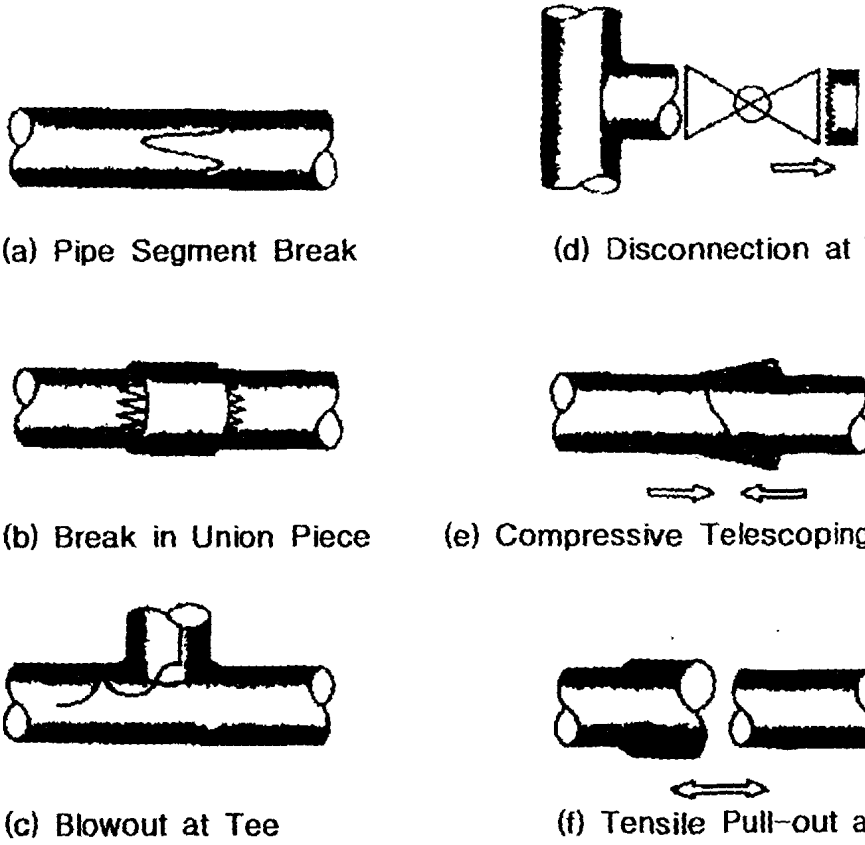


그림 3.2 분절관의 대표적인 파괴양상

3.2.3 해외기술 현황

선상구조물에 대한 내진설계와 관련하여 선진 각국의 해외기술현황을 검토하였다. ISO 3010, 일본, 미국, 뉴질랜드 및 유럽의 경우를 비교하였으며 각국 설계기준의 특징을 간략하게 정리하였다. 전세계적으로 라이프라인이라 지칭되는 선상구조물에 대한 설계기준 정립 및 관련기술 개발이 활발하게 이뤄지고 있는 것을 고려한다면 국내의 경우에도 이러한 선상구조물과 관련하여 적정한 내진설계 기법 및 절차에 관한 연구가 시급하다고 사료된다.

(1) ISO 3010

ISO 3010은 종합적인 내진설계규준으로서 터널 전력 설비시설 등의 라이프라인에 대한 규준을 제시하고 있다. 설계의 원칙은 크게 극한한계상태와 사용한계상태로 구분되는데 극한한계상태의 경우 대규모 지진 발생을 기준으로 구조물의 붕괴 방지와 인명피해 방지에 중점을 두고 있는 반면, 사용한계상태의 경우 중진 발생을 기준으로 비구조적인 손상은 허용하되 구조적인 손상의 발생을 방지하는 데 중점을 두고 있다. ISO 3010에서 사용하고 있는 지진해석방법은 등가정적해석법과 동적해석법으로서 등가정적해석법은 관성력이 작고 지반감쇠가 크되 비교적 단위체적 중량이 주변지반의 중량에 비해 상당히 큰 지중구조물에 적용하는 반면 동적해석법은 세부적인 거동파악이 요구되는 대부분의 구조물이나 관성력의 작용을 간과하지 못하는 경우 적용하고 있다.

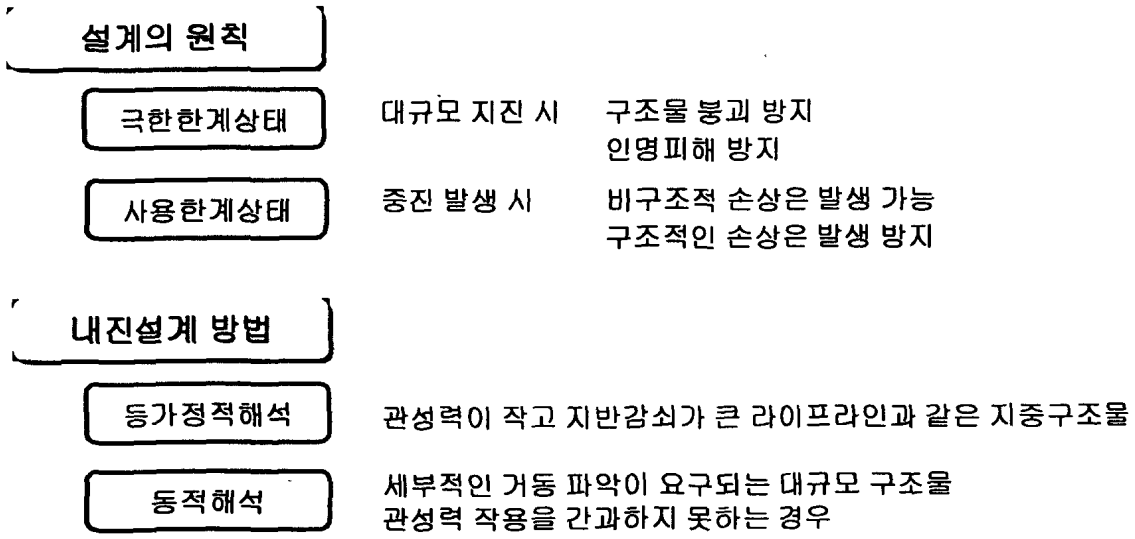


그림 3.3 ISO 3010의 설계원칙 및 내진설계 방법

(2) 일본

일본의 경우에는 1978년 Miyagi-Ken Oki 지진 발생 이후 라이프라인 내진설계가 구체적으로 체계화되기 시작했다. 지진 발생 중 또는 지진 발생 후 라이프라인의 피해

를 조사한 후 구조물 자체의 피해 외에 전체 라이프라인 시스템의 상호연관관계를 분석함으로써 1989년 관의 적극적인 주도하에 각 시설물의 복구시스템이 구축되기 시작하였다. 현재 각 시설물별 관리기관과의 협의를 통해 정보의 공유가 이뤄지고 있으며 이를 통해 각 시설물별로 내진성능의 향상을 도모하고 있다. 터널 표준시방서, 수도시설 설계지침, 가스협회, 도로협회, 건설성, 콘크리트 표준시방서 별로 내진기준 설정을 달리하고 있으며 각각의 특징은 그림 3.4에 표시된 바와 같다.

터널 표준시방서	내공부 단위체적 중량에 따라 등가정적법 및 응답변위법
수도시설 설계지침	매설관로, 암거 및 공동구 입갱에 대한 해석법 제시
가스협회	매설 가스관의 중요도에 따라 중요도 계수 개념 도입
도로협회	석유 파이프, 공동구에 대한 내진설계, 응답변위법
건설성	선상구조물에 대해 응답변위법 우선, 필요시 동적해석법
콘크리트 표준시방서	콘크리트 구조물에 대한 기본적인 내진규준 설정

그림 3.4 일본 각 기관별 내진설계기준의 차이

(3) 미국

미국의 경우는 1964년 알래스카 지진 이후 TCLEE(Technical Council of Lifeline Earthquake Engineering)와 MCEER(Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research)을 중심으로 라이프라인 내진설계가 체계화되기 시작했으며 ATC (Applied Technology Council) 25 에 주안하여 경제적인 설계를 위한 다양한 지진해석이 수행되어 왔다. ATC는 미국 캘리포니아 구조공학회를 중심으로 1971년 설립된 이래 자연재해 경감을 위한 다양한 연구를 수행하고 있으며 특히 구조물의 지진설계와 관련된 다양한 가이드라인을 제시해오고 있다. 미국의 경우 라이프라인 구조물은 크게 전력 및 통신시설, 가스 및 송유시설, 교통시설, 상·하수도 시설로 구분하고 있으며, ATC 25를 기준으로 살펴보면 관망자료를 수집한 후 각 관망의 지진취약성을 분석하고 실제 지진자료를 중심으로 위험도 해석을 수행한 후 전체적인 피해액을 추정하고 있다.

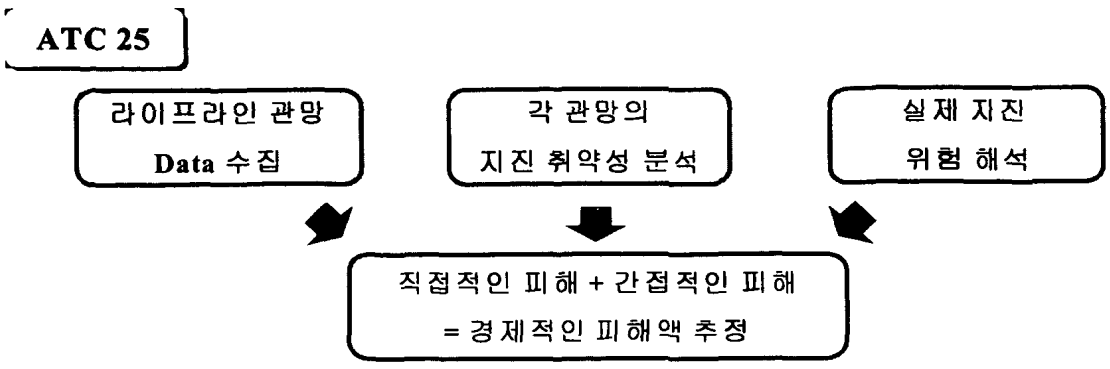


그림 3.5 미국의 ATC 25

(4) 뉴질랜드 및 유럽

뉴질랜드의 경우는 1989년 Wellington Project를 중심으로 라이프라인의 내진설계가 체계화되기 시작했다. 프로젝트의 추진목적은 라이프라인의 손상가능성을 평가하고 이에 적합한 재해방지책 및 대책을 수립한 후 웰링톤 및 뉴질랜드 지역의 관련기술자와 일반인에 대한 홍보를 유도하는 데 중점을 두었다. 반면 유럽은 Eurocode 8 part 4에서 유체저장구조물과 배관에 대한 내진설계기준을 제시하고 있으나 실질적으로는 ASCE 기준을 거의 채택하고 있는 상황이다.

3.3 내진설계절차

본 절에서는 선상구조물에 적용될 수 있는 일반적인 내진설계절차를 정리하였다. 단지시설물 중 선상구조물의 등급설정 및 각 시설물별 거동한계와 지진해석방법을 규정하였고 각 지진해석방법의 특징과 절차를 간략하게 정리하였다.

3.3.1 내진설계절차 일반

단지시설물에 적용될 수 있는 일반적인 내진설계절차는 다음과 같다.

먼저 단지시설물을 선정한다. 단지시설물 중 선상구조물은 크게 상수관, 오수관 및 하수관 등의 매설관로와 지하보차도, 공동구 및 우수 박스 등으로 구분된다. 구체적인 시설물이 결정되고 시설물별 건설지점이 선정되면 지반조건과의 연계 하에 각 시설물의 설계등급과 거동한계가 설정되어야 한다. 비교적 연약한 지반에 위치하게 되는 단지시설물의 경우 엄밀 동적 해석이나 부지 응답해석이 수행될 수도 있으나, 연약지반의 경우 "2장 지반의 동적거동 특성파악 및 액상화 해석기법 설정"부분을 참조하여 액상화 평가가 선행된 후 필요시 지반개량을 수행해야 한다는 점을 감안하고 단지시설물이 대부분 소규모 구조물이라는 점을 고려한다면 각 시설물의 설계등급과 거동한계를 어느 정도의 안전축 내에서 미리 설정하는 것이 합리적인 것으로 사료된다. 각 시설물의 구조형식 및 단면을 가정한 후 적정 해석기법을 이용하여 지진해석이 수행된다면 가정된 구조형식과 단면의 안정성이 검토될 수 있다. 이 경우 상시하중과 지진하중에 의한 검토를 병행하고 지진하중에 의한 추가 단면력을 확보할 수 있는 설계단면 결정에 유의하되 경제적인 설계가 수행될 수 있도록 주안점을 두어야 한다.

전반적인 내진설계절차를 간략하게 정리하면 그림 3.6과 같다.

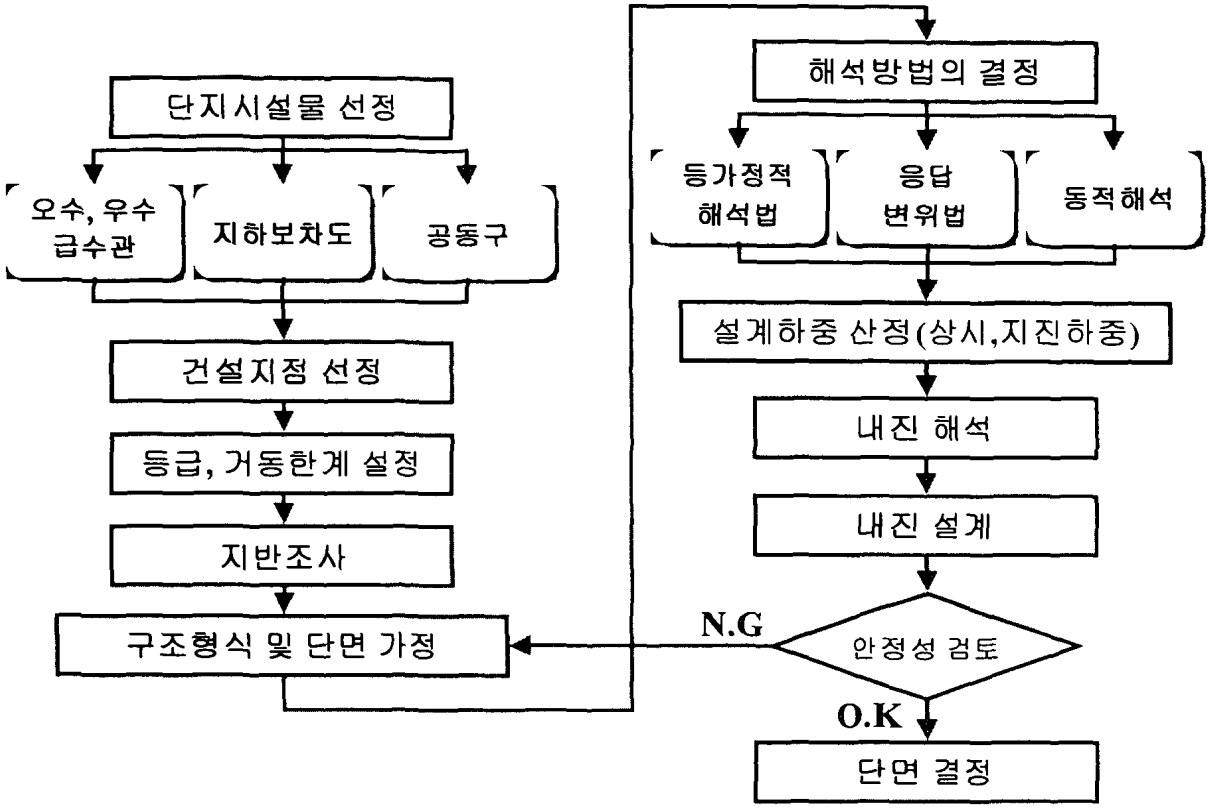


그림 3.6 일반적인 내진설계 절차

3.3.2 내진설계 절차시 일반고려사항

(1) 설계지반운동 수준

지진발생시 구조물의 거동에 영향을 미치는 지반거동의 주요 요소는 지진의 강도, 주파수 특성, 그리고 지속시간 등이다. 지진의 강도는 일반적으로 최대 가속도를 이용하여 나타내나 이러한 하나의 요소만으로는 구조물에 영향을 미치는 지반진동의 전체적인 에너지를 표현하기에 불충분하다. 강진시에 비탄성거동을 보이는 구조물의 경우 지반진동의 지속시간은 특히 중요한 요소로 작용하게 되며 이러한 구조물에서 비탄성거동과 손상이 발생할 가능성은 지진시의 강한 진동의 진동수에 크게 의존하기 때문에 응답스펙트럼을 이용하여 지반진동의 에너지를 특정지을 수 있다.

위와 같은 지반운동의 특성을 반영하기 위하여 설계지반운동으로 고려하여야 할 사항으로서 상위개념 기준의 규정은 다음과 같다.

① 설계지반운동은 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
② 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
③ 기본적인 지진재해도는 보통암 지반을 기준으로 평가한다.

④ 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간의 세 가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.
⑤ 설계지반운동은 수평 2축 방향과, 수직방향 성분으로 정의된다.
⑥ 설계지반운동의 수평 2축 방향 성분은 세기와 특성이 동일하다고 가정할 수 있다.
⑦ 설계지반운동의 수직 방향 성분의 세기는 수평 방향 성분의 3분의 2로 가정할 수 있고, 주파수 내용과 지속시간은 수평방향 성분과 동일하다고 가정할 수 있다.

(2) 주변지반조건

단지시설물은 활성단층이 인접한 지역이나 활성단층을 지나가는 지역에는 건설하지 않도록 하며, 지진시 사면파괴, 액상화, 지반침하 등의 발생 가능성이 현저한 곳은 가급적 피하되 부득이한 경우에는 연약지반 개량을 통해 발생 가능성을 저하시키도록 하는 것이 합리적인 것으로 사료된다.

(3) 하중조건

지중구조물의 내진설계상 고려해야 하는 하중은 사하중, 활하중, 토압, 수압, 부력, 지반변동에 해당하는 지진의 영향 등이다. 구조물의 설계에는 시공 중 및 설계수명 기간 중에 작용하는 하중에 대해 적절한 조합을 고려하여야 한다. 관로시설을 제외한 구조계산에 적용되는 설계하중과 하중계수는 "콘크리트구조설계기준"을 따르도록 하며 구조물의 특성에 따라 도로교 표준시방서 등의 관련기준을 적용할 수 있다. 관로시설의 경우는 상수도 시설기준 등의 관련기준에 따라 설계하중을 산정하도록 한다.

이하에 제시된 하중조합은 콘크리트 구조설계기준(1999)에 근거하며 기능수행수준에서는 하중조합 ①에서 ③을 사용하여 설계하도록 한다. 그리고 붕괴방지수준에서는 상위개념 기준에 근거하여 각 하중에 대한 하중계수로서 1.0을 사용하는 하중조합 ④를 사용하여 설계하도록 한다.

다음에 나열된 하중조합에서 지중구조물과 같이 사하중이 지배적인 구조물에 대해서는 식 중의 $1.4D$ 항에 1.1을 곱하도록 한다. 또한 구조물에 충격의 영향이 작용하는 경우에는 활하중(L)을 충격효과(I)가 포함된 ($L+I$)로 대치하여 상기 식들을 적용하여야 한다.

① 사하중(D)과 활하중(L) 및 지진하중(E)이 작용하는 경우의 하중조합

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.8E) \tag{3.1}$$

② 사하중(D)과 활하중(L) 그리고 횡토압과 횡방향 지하수압(H)이 작용하는 경우의 하중조합

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.8H \quad (3.2)$$

③ 사하중(D)과 활하중(L) 및 유체압(F)이 작용하는 경우의 하중조합

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.5F \quad (3.3)$$

④ 붕괴방지수준의 설계시 상위개념인 건설교통부의 내진설계기준(1997년도)에 근거하여 다음과 같은 하중조합을 사용한다.

$$U = 1.0(D + L + H + F + E) \quad (3.4)$$

3.3.3 단지시설물 선정

본 지침서에서 대상으로 하는 단지시설물은 구조물의 구조형식 특성을 고려하여 오수관, 우수관, 급수관, 지하보차도, 공동구, 우수박스 등의 선상구조물과 옹벽 및 사면류의 토류구조물로 구분되며 본 장에서 다루고 있는 단지시설물은 선상구조물이다.

3.3.4 건설지점의 선정

3.3.2의 (2) 주변지반조건에 준해 선정되야 한다.

3.3.5 내진 등급 및 설계 거동 한계

(1) 상위개념에 준한 등급설정

선상구조물의 경우 상위개념인 건설교통부의 내진설계기준에 준하여 대상구조물의 내진등급을 설정하는 것을 원칙으로 하는 것이 적절하다고 사료되며 건설교통부의 내진등급에 대한 규정은 다음과 같다.

① 시설물의 내진등급은 시설물의 중요도에 따라서 내진 2등급, 내진 1등급과 내진 특등급의 3가지 등급으로 분류한다.

② 시설물별 구체적인 분류기준은 해당하는 내진설계성능기준에서 규정한다. 즉 상위개념 중 선상구조물과 관련된 내진설계성능기준에 준하도록 한다. (지중구조물의 내진설계기준과 건축물의 내진설계기준)

(2) 지중구조물의 내진설계기준

지중구조물의 내진등급 분류는 구조물의 중요도, 인명피해 여부 및 피해규모의 정도를 기준으로 한다.

① 구조물의 중요도 : 사회간접구조물로서 구조물이 그 기능을 상실하였을 경우, 관련 사회의 기능을 지속하는데 영향을 미치는 정도에 따라 구분한다.

② 인명피해 여부 : 시민이 주로 사용하는 구조물로서 지진에 의해 발생되는 구조물의 취약화 과정에서 인명피해가 발생될 가능성이 높은 정도에 따라 구분한다.

③ 피해규모의 산정 : 지진에 의해 구조물이 기능을 상실하였을 때, 그 피해규모의 산정은 파괴구조물이 원래의 기능을 회복할 때까지 걸리는 시간과 비용, 그리고 주변 환경의 피해 정도에 따라 구분한다.

(3) 건축물의 내진설계기준

건축물의 등급은 건축물의 중요도에 따라 내진 특등급, 내진 1등급, 내진 2등급으로 분류한다. 내진 특등급 건축물은 폭발성 물질을 보관하는 건축물이나 시설물과 방송국을 포함하고, 내진 1등급 건축물은 지진 후 피해복구를 위해 필요한 중요 건축물과 지진 발생시 거주자나 사용자에게 큰 피해를 줄 수 있는 건축물을 포함한다. 그리고 내진 2등급 건축물은 내진 특등급과 1등급에 포함되지 않는 건축물이다. 여러 용도로 사용되는 건축물이 2개 이상의 등급에 해당할 경우 가장 높은 등급을 적용하여야 한다.

(4) 선상구조물의 내진등급

선상구조물은 건축물에 속해있거나 접합되어 있는 형태가 많다. 이런 경우 피해정도에 따라 접합된 건축물의 기능이 영향을 받을 수 있다. 그러므로 단지시설물이 건축물에 속해 있거나 접합되어 그 건축물의 기능에 직접적인 영향을 주는 경우에 대해서는 건축물과 같은 내진등급을 따른다. 한편 단지시설물이 독립적으로 그 기능을 수행하는 경우에 대해서는 그 중요도와 인명피해여부, 피해규모의 정도에 따라 상위개념에서 다루고 있는 지중구조물의 등급을 따르도록 규정한다.

(5) 선상구조물의 설계거동한계

상위개념인 건설교통부의 내진설계기준연구에 따르면 시설물은 내진등급별로 차등을 둔 재현주기를 갖는 설계지진에 대하여 기능수행과 붕괴방지라는 두 가지 성능수준을 만족하도록 요구되고 있다. 그러나, **성능목표에 따른 내진설계는 아직 계속적인 조사연구가 필요하므로 단지시설물의 경우 붕괴방지수준만을 고려한 설계를 수행하는 것이 합리적인 것으로 판단되기에 본 지침서와 설계적용(예)는 붕괴방지수준에 중점을 두고 있다.**

선상지중 구조물에 있어서 붕괴방지수준의 정의는 다음과 같다. 즉, 설계지진하중 발생 후 지중구조물에 붕괴가 발생하지 않는 정도의 제한적인 구조적 피해는 허용되나 구조물의 전체적인 붕괴는 허용되지 않고 긴급보수를 통해 구조물의 기능을 회복할 수 있는 수준을 의미한다. 내진등급과 설계거동한계를 정리하면 그림 3.7과 같다.

시설물 구분	등급 설정	설계거동한계-붕괴방지
오수관 우수관 급수관	한국토지공사에서 설계•시공하는 오•배수 및 급수관 등의 매설관로는 주로 단지 내에 매설되는 소형 관로시설로서 그 중요도와 경제성을 고려하여 내진 2등급으로 규정한다.	관로 자체나 이음부 일부의 파괴는 허용하나 전체적인 붕괴로 인한 주변 시설이나 인명의 피해는 발생하지 않도록 한다.
지하보차도 우수박스	그 중요도와 피해규모에 따라 내진 2 등급으로 규정한다.	(공통) 전체구조물의 안전에 관계없는 2차 부재의 파괴는 허용하나 붕괴로 인한 주변시설이나 인명의 피해는 발생하지 않도록 한다. 공동구의 경우 구조물 내부의 수용시설에 피해가 발생하지 않도록 한다
공동구	방송국과 같이 내진 특등급에 해당하는 건축물의 기능에 직접적인 영향을 줄 것으로 예상되는 경우 내진 특등급으로 규정. 그 외 일반적인 경우는 내진 1등급으로 규정한다.	

그림 3.7 선상구조물의 내진등급 및 설계거동한계

3.3.6 시설물별 지진해석방법

본 장에서 다루고 있는 선상구조물은 대부분 지중구조물로 구분되며 이러한 지중구조물의 경우 지상구조물과 다른 진동특성을 가지고 있으므로 이러한 거동특성을 반영할 수 있는 지진해석방법을 적용해야 한다. 단지시설물 중 선상구조물의 경우 **지하보차도와 공동구에 대해서는 응답변위법을 기본으로 하되 구조물의 중량이 주변 지반에 비해 상당히 클 경우(약 10배정도)에만 등가정적해석기법을 적용하고, 매설관로에 대해서는 최근의 연구결과를 적용하기로 한다.**

(1) 지중구조물의 진동특성

지중구조물의 진동 특성은 관성력이 크게 작용하는 교량, 건축물과 같은 지상구조물과 다르게 생각하여야 한다. 지중구조물의 거동특성이 지상구조물의 특성과 다른 점은 크게 두가지이다. 첫째는 지중구조물의 진동이 지반의 진동보다 크지 않는다는 점이다. 이는 지중구조물의 단위체적중량은 일반적으로 주변 지반의 단위체적중량보다 작거나 같으므로 관성력의 영향이 줄어들고 주변 지반에 둘러 싸여 있으므로 구조물에서 주변 지반으로 소산되는 에너지, 즉 감쇠효과가 매우 크기 때문이다. 둘째는 지중구조물의 진동특성은 지중구조물이 주변 지반으로 둘러 싸여 있기 때문에 지반의 운동과 밀접한 관계가 있다는 것이다. 이러한 지반운동으로는 지진파의 전달과 액상화, 단층 등의 영구지반변형이 있다.

(2) 주요 지진해석방법

주요 지진해석방법 중 등가정적해석법과 응답변위법은 본래의 동적인 문제를 정적인 문제로 바꾸어 놓고 계산하는 방법들이다. 등가정적해석법은 구조물의 중량에 설계지진계수를 곱한 힘을 관성력으로써 구조물에 작용시켜서 지진에 의해 구조물에 발생하는 응력을 구하는 방법으로 주로 지상구조물의 지진 해석시 사용된다.

응답변위법은 지중구조물의 지진해석을 위해 일본에서 개발된 방법으로서 앞에서 언급한 지중구조물의 진동특성을 반영하여 지진시에 발생하는 지반변위를 강제적으로 구조물에 작용시켜 지중구조물의 응력을 정적으로 계산하려는 방식에 근거한 지진해석방법이다.

동적해석법은 시간이력응답 해석법과 응답스펙트럼법이 있으며 주로 구조물의 형상이나 지반조건이 복잡한 경우 등가정적해석법이나 응답변위법에 의한 계산 결과의 확인을 위해 쓰여지는 지진해석방법이다. 이 방법은 구조물 및 주변 지반을 동역학적인 수치해석모델로 변환시킨 후 여기에 지진동을 입력하여 구조물의 응력 등을 수치해석적으로 구하는 것이다.

① 등가정적해석법

구조물에 작용하는 지진력을 자중에 비례하는 수평력으로 가하여 정적해석을 수행하는 방법을 등가정적해석법이라고 한다. 이 방법은 지상구조물에 적용하기에 적합한 방법이며 지중구조물과 같이 동적특성이 지상구조물과 다른 구조물에 대해서는 정확도가 떨어진다. 수평력을 구하는데 필요한 비례계수는 설계지진계수로 반영하며 설계지진계수를 산정함에 있어서 다음과 같은 가정사항을 필요로 한다.

(a) 지진력은 정적외력으로서 구조물의 각 부분의 질량에 작용한다.
(b) 지진력의 방향은 수평방향이며 그 크기는 질량에 비례한다. 이 비례상수를 중력가속도로 나눈 값이 지진계수이다.
(c) 지진계수의 값은 각 질량에 대하여 같은 크기이다.
(d) 지진시에 심한 연직진동을 받을 것으로 예상되는 구조물에 대해서는 연직 방향의 지진력을 고려해야 한다. 그 크기를 정하는 방법은 수평진동의 경우와 동일하다.

등가정적 해석법의 해석절차는 그림 3.8과 같다.

먼저 단면이 설정된 후 해당 지반조건에 맞는 지반계수를 결정한 후 지진토압을 산정한다. 이에 따라 상시하중과 지진시 하중계산이 이뤄지면 단면력이 계산되고 상시하중에 의한 일반 설계 단면력과의 비교를 통해 단면을 재설정하는 작업을 반복하여 최종 설계 단면을 결정한다.

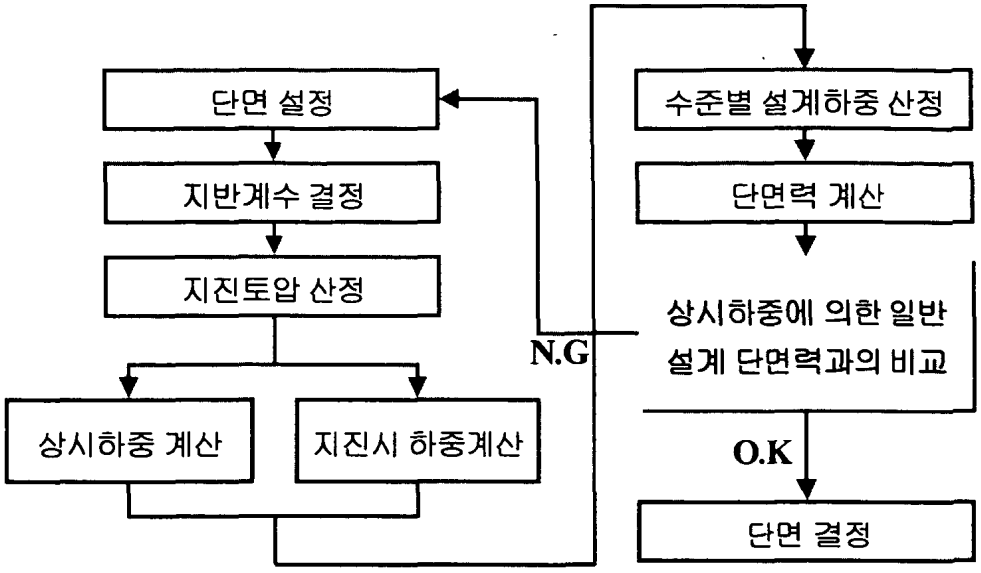


그림 3.8 등가정적 해석법의 해석절차

② 응답변위법

응답변위법은 기반면으로부터 발생된 지반운동으로 인하여 지중구조물에 발생된 가상의 변위와 주면전단력을 이용하여 지진해석을 수행하는 방법이다. 응답변위법은 당초 선상 지중구조물이 지진에 의해 축 직각 방향으로 휘거나 혹은 축방향으로 늘어나거나 줄어드는 종단방향의 움직임에 대한 해석방법으로 이용되었으며 그 후 비교적 규모가 큰 지중구조물이나 선상지중구조물의 횡단방향 지진해석시 등가정적해석법을 대신해 이용되는 경우가 많아지고 있다. 응답변위법은 구조물과 지반의 접촉면에서는 상호작용이 일어나며 구조물과 지반의 접촉면이 완전부착상태라는 가정에 기초한다.

응답변위법의 해석절차는 그림 3.9와 같다.

먼저 단면이 설정된 후 지반조건에 따른 지진계수를 산정하고 이에 따라 지반의 최대변위진폭을 결정한다. 또한 지반조건에 따라 지반반력계수를 산정하고 설정된 단면의 상시하중과 지진시 하중에 의해 단면력을 계산한다. 계산된 단면력과 상시하중에 의한 설계 단면력의 비교를 반복함으로써 최적화된 단면을 산정한다.

지반의 변위진폭 산정시 이용되는 기반면에서의 설계응답속도는 건설교통부에서 제정한 도로교 설계기준(2000)에서 제시된 가속도 응답스펙트럼을 속도 응답 스펙트럼으로 변환시켜 사용하며 이 때 각 성능수준별 속도 응답스펙트럼 산정에 유의해야 한다.

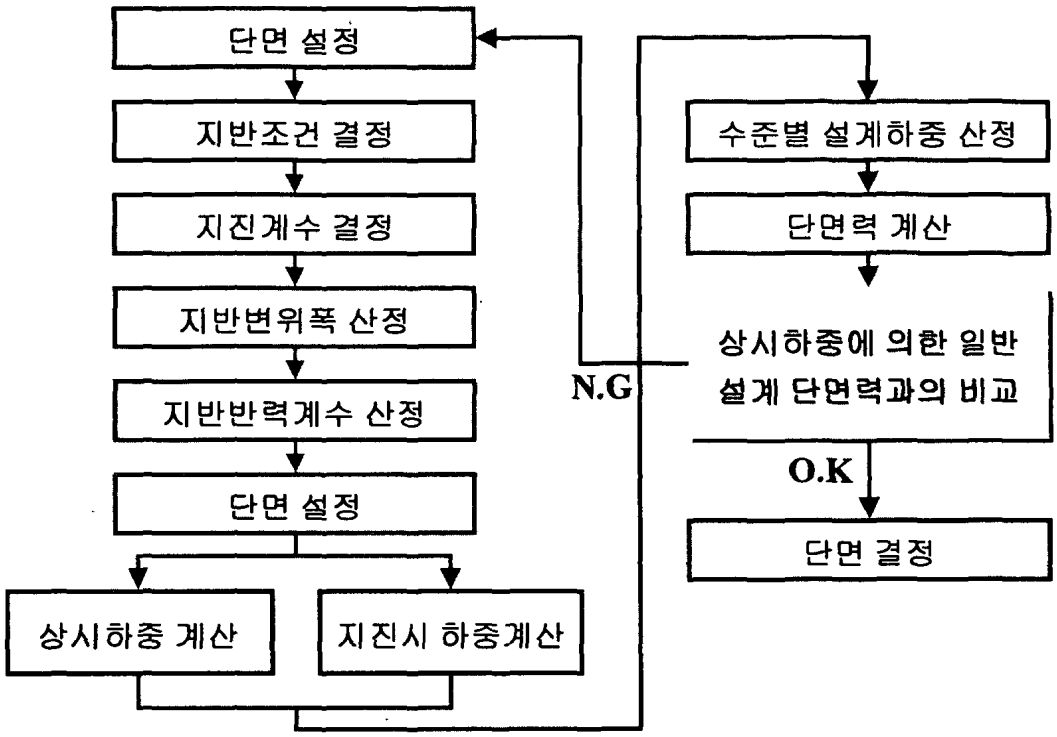


그림 3.9 응답변위법의 해석절차

③ 동적해석법

동적해석법으로는 응답스펙트럼법, 시간이력응답 해석법이 있다. 응답스펙트럼법은 설계응답스펙트럼을 이용하여 특정 하중 및 구조물의 주기특성을 이용하여 최대응답을 구하는 방법이다. 시간이력응답 해석법은 모드중첩법과 직접적분법으로 분류할 수 있으며 구조물이 탄성거동을 하는 경우에는 모드중첩법이 편리하게 적용되며 구조물이 비선형거동을 하는 경우에는 직접적분법을 적용한다.

3.4 주요지진해석방법 I : 등가정적 해석 방법

3.4.1 등가정적 해석 일반

등가정적 해석법의 해석절차는 그림 3.10과 같다.

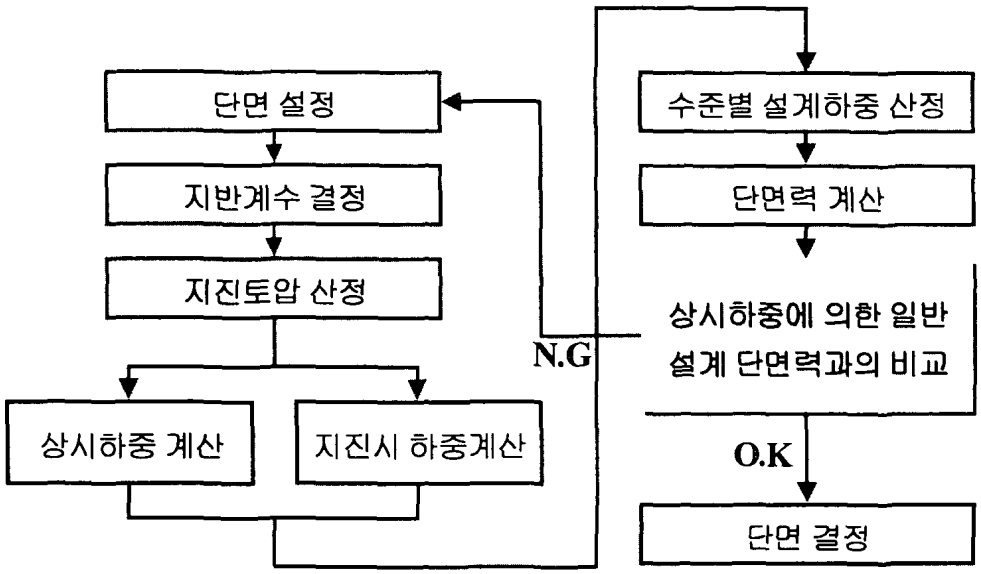


그림 3.10 등가정적 해석법의 해석절차

먼저 단면이 설정된 후 해당 지반조건에 맞는 지반계수를 결정한 후 지진토압을 산정한다. 이에 따라 상시하중과 지진시 하중계산이 이뤄지면 단면력이 계산되고 상시하중에 의한 일반 설계 단면력과의 비교를 통해 단면을 재설정하는 작업을 반복하여 최종 설계 단면을 결정한다.

3.4.2 등가정적 해석 세부 사항

(1) 단면설정

등가정적 해석법을 이용하여 지하저수조를 해석할 경우 단면은 그림 3.11과 같이 가정한다. 등가정적해석법은 지중구조물의 지진에 따른 지반의 진동하중을 정역학적인 횡토압으로 환산하여 정적해석을 수행하는 방법으로 다음의 절차에 따라 지진해석을 수행한다.

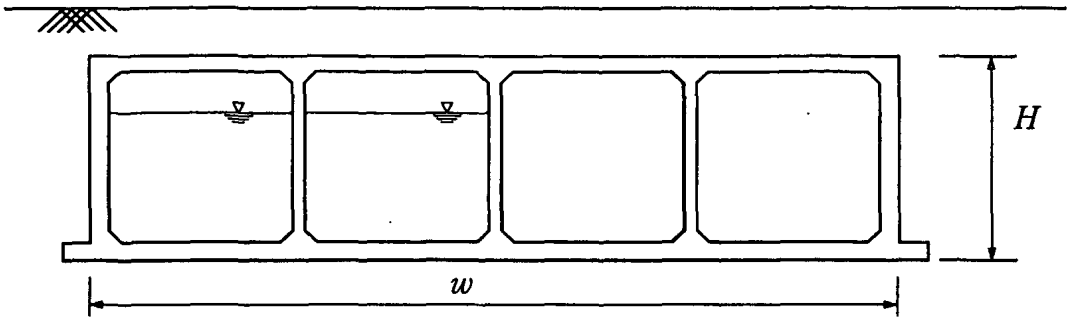


그림 3.11 지하저수조의 단면도

① 지진계수의 결정

등가정적해석법의 경우 지진토압 산정에 이용되는 지진계수는 지표면의 설계 지진계수 K_h 를 사용하며 이는 다음과 같은 식 (3.5)을 사용한다.

$$\text{지표면의 설계수평지진계수} \quad : K_h = C_a \cdot I \tag{3.5}$$

$$\text{지표면의 설계수직지진계수} \quad : K_v = \frac{2}{3} \cdot K_h \tag{3.6}$$

여기서 C_a : 지진계수(표 1.13에서 지반조건을 I에서 IV로 변환하여 고려),

I : 위험도계수(표 1.27참조)

② 지진 토압의 산정

지진시 구조물의 측벽에 작용하는 지진토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발된 다음의 등가정적해석법에 의해 계산한다. 이 방법은 Coulomb의 토압이론을 지진에 의해 발생된 수직 및 수평지진계수를 고려할 수 있도록 수정한 방법이다. 이에 대한 자세한 내용은 4장에 제시되어 있다.

(a) 비포화토의 경우

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \tag{3.7}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2} \tag{3.8}$$

$$\tan\psi = \frac{K_h}{1-K_v} \tag{3.9}$$

여기서 γ : 지반의 단위체적중량 (tf/m^3)

H : 구조물의 수직높이 (측벽높이: m)

ϕ : 지반의 내부마찰각 (°)

δ : 지반과 구조물간의 마찰각 (일반적으로 $\delta = \phi/2$)

β : 구조물 배면의 지표면 경사각(°)

θ : 측벽의 수직에 대한 각(°)

K_h, K_v : 지진의 수평 및 수직지진계수 ($m/\sec^2$)

(b) 구조물이 지하수위 아래에 있을 경우

구조물이 지하수위 아래에 있는 경우에 대해서는 γ_b, K_{AE}'를 이용하여 토압을 산정하고 이에 동수압과 정수압을 더해주는 방식을 취한다.

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma_b K_{AE}'(1-K_v)H^2 + E_{wd} + E_{ws} \tag{3.10}$$

여기서 γ_b : 지반의 수중단위중량

K_{AE}' : 보정된 동적 주동 토압계수

E_{wd}, E_{ws} : 동수압과 정수압

K_{AE}'와 E_{wd} 는 지반의 투수계수에 따라 두 가지 경우로 나뉘어 산정된다.

▪ 지하수위 아래 지반이 동적 투수율이 높은 경우 (투수계수$\geq 5\times10^{-4}\ m/\sec$)

동적 투수율이 높은 지반의 간극수는 흙입자에 제약을 받지 않고 자유롭게 움직일 수 있다고 가정하여 흙입자에 해당하는 부분에만 관성력이 작용하는 것으로 보아 보정된 ψ'를 식 (3.11)과 같이 산정한다.

$$\tan\psi' = \frac{\gamma_d}{\gamma_b}\cdot\frac{K_h}{1-K_v} = \frac{G_s}{G_s-1}\cdot\frac{K_h}{1-K_v} = \frac{G_s}{G_s-1}\cdot\tan\psi \tag{3.11}$$

간극수에 의한 동수압은 수리 동역학적인 방법에 의하여 유도된 Westergaard의 해로부터 다음과 같이 산정한다.

$$E_{wd} = \frac{7}{12} K_h \gamma_w (H - h_w)^2 \quad (3.12)$$

여기서 γ_w : 물의 단위중량

h_w : 지표면에서 지하수위까지의 깊이

▪ 지하수위 아래 지반이 동적 투수율이 낮은 경우 (투수계수 $\leq 5 \times 10^{-4}\, m/\sec$)

동적 불투수 지반일 경우, 흙입자와 간극수가 같이 움직인다고 가정한다. 따라서, 흙입자와 간극수 모두에 관성력이 작용하므로 보정된 ψ''는 다음의 식(3.13)과 같이 산정한다.

$$\tan\psi'' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v} = \frac{G_s + e}{G_s - 1} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v} = \frac{G_s + e}{G_s - 1} \cdot \tan\psi \quad (3.13)$$

여기서 γ_{sat} : 지반의 포화단위중량, e : 지반의 간극비

3.4.3 등가정적 해석 요구사항

여기서는 등가정적 해석법을 이용하여 지진해석을 수행하고 또 이에 기초하여 내진설계를 하게 될 경우 요구되는 사항에 대해 서술한다.

(1) 등가정적해석법에 의한 설계

① 등가정적해석법에서 설계수평지진계수는 지표면 값의 50%를 사용하며 설계수직지진계수는 토압에 주는 영향이 크지 않으므로 무시할 수 있다.

② 등가정적해석법에 의한 설계에서는 상시하중에 지진시 하중을 추가하여 단면력을 산정하며 상시하중의 작용은 일반적인 설계하중과 같으며 이에 추가적으로 가해지는 지진시 하중은 다음의 그림 3.12와 같이 작용시키도록 한다.

③ 지진해석 방법에 따른 단면력은 상시하중에 의한 일반설계 단면력과 비교하여 단면의 안정성과 단면보강의 필요성을 검토하여야 한다.

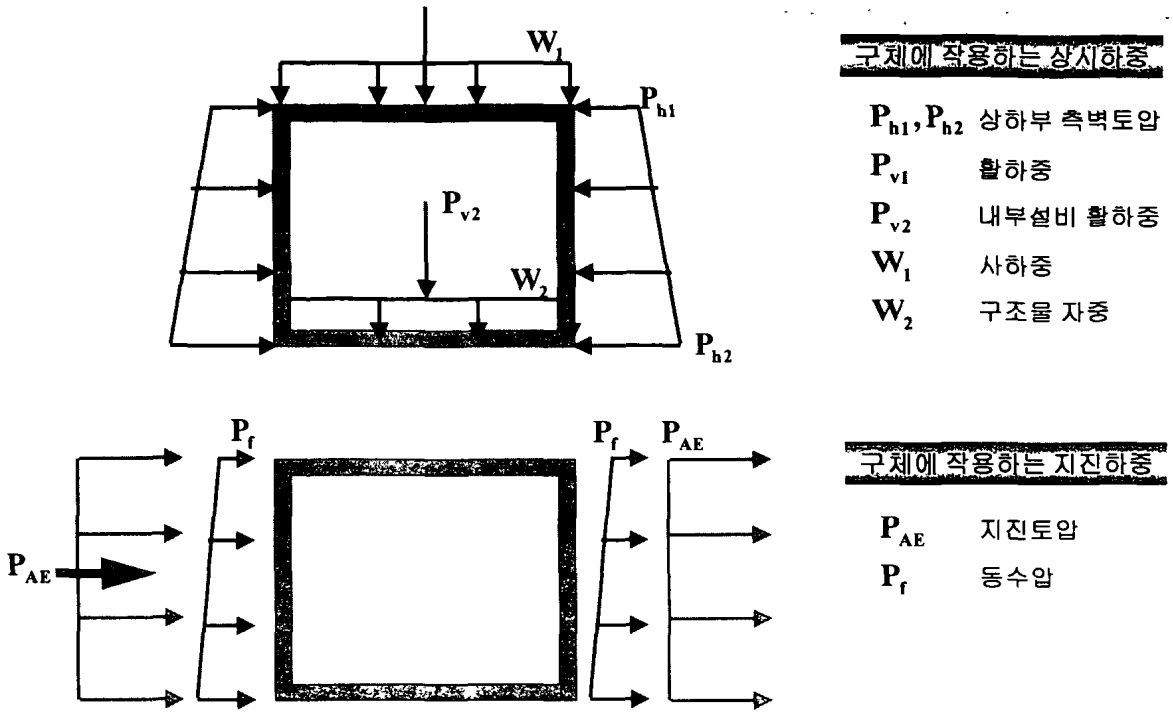


그림 3.12 지하저수조에 작용하는 지진하중

3.5 주요지진해석방법 II : 응답변위법

3.5.1 응답변위법 일반

응답변위법의 해석절차는 그림 3.13과 같다.

먼저 단면이 설정된 후 지반조건에 따른 지진계수를 산정하고 이에 따라 지반의 최대변위진폭을 결정한다. 또한 지반조건에 따라 지반반력계수를 산정하고 설정된 단면의 상시하중과 지진시 하중에 의해 단면력을 계산한다. 계산된 단면력과 상시하중에 의한 설계 단면력의 비교를 반복함으로써 최적화된 단면을 산정한다.

지반의 변위진폭 산정시 이용되는 기반면에서의 설계응답속도는 건설교통부에서 제정한 도로교 설계기준(2000)에서 제시된 가속도 응답스펙트럼을 속도 응답스펙트럼으로 변환시켜 사용하거나 상위개념에서 제시된 가속도 응답스펙트럼을 속도 응답 스펙트럼으로 변환시켜 사용할 수 있다. 본 지침서에서 제시된 속도 응답스펙트럼은 도로교 설계기준(2000)에서 제시된 가속도 응답스펙트럼을 기준으로 하고 있다.

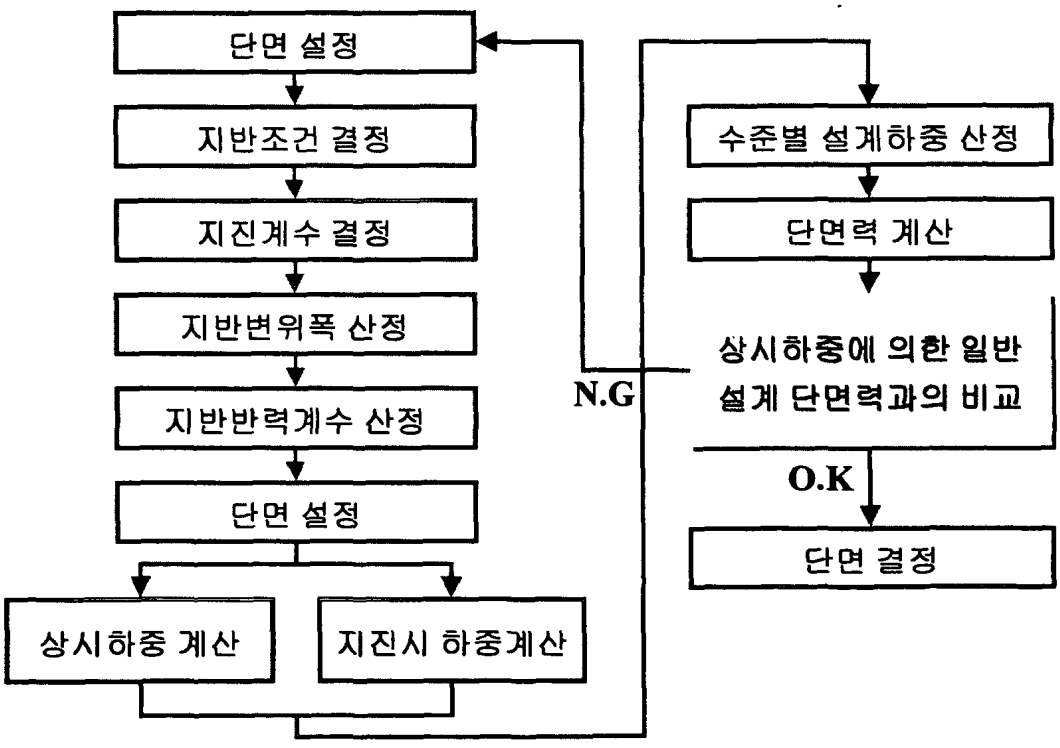


그림 3.13 응답변위법의 해석절차

3.5.2 응답변위법 세부사항

(1) 단면설정

지하보차도와 공동구는 주로 구형의 구조단면을 사용한다. 그러므로 여기서는 보다 중요한 구조물로 판단되는 공동구의 성능수준에 맞추어 지진해석을 수행하기로 한다. 공동구의 단면은 그림 3.14와 같이 지표면으로부터 z_U 의 위치에 매설된 높이 h , 폭 b 의 구형단면으로 가정한다.

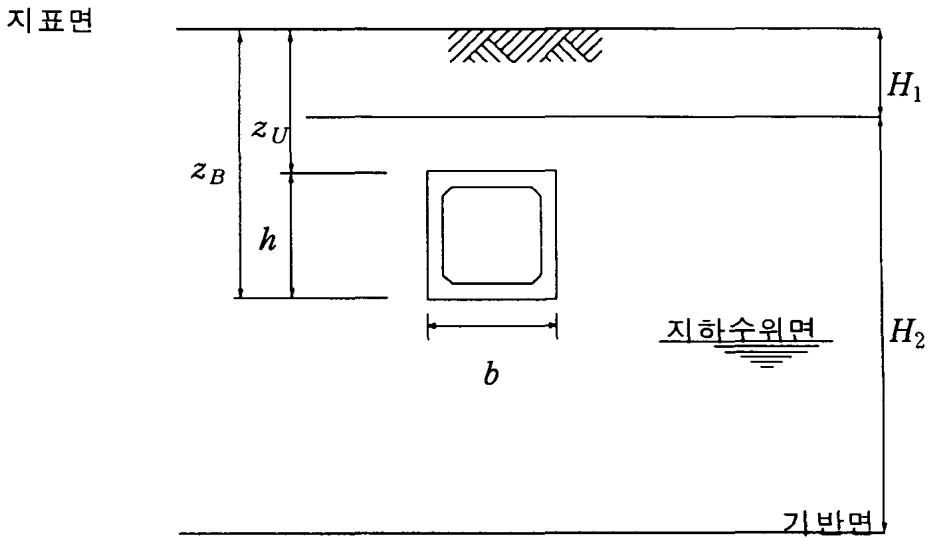


그림 3.14 응답변위법 해석대상 단면

공동구의 단위체적중량이 주변지반에 비해 비교적 가벼울 경우 응답변위법에 의해 횡단방향의 지진해석을 행하며 필요시 종단방향의 지진해석을 할 수 있다. 지진해석은 다음에 제시된 순서에 따라 계산한다.

(2) 횡단방향의 지진해석

① 지반조건의 결정

지표면에서 기반면 사이 지반인 표층지반의 특성을 반영한 지반의 고유주기는 다음의 식에 의해 산정한다.

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}} \tag{3.14}$$

여기서 T_G : 표층지반의 고유주기 (sec)

H_i : 제 i 층의 두께 (m)

V_{si} : 제 i 층의 전단탄성파 속도($m/\sec$)

전단탄성파속도는 지반의 조사를 통해 구할 수 있으며 구체적인 실험치가 없을 경우 표준관입시험의 결과를 이용한 다음의 식을 사용한다.

점성토층의 경우 $V_{si} = 100\ N_i^{1/3} (1 \le N_i \le 25)$ (3.15)

사질토층의 경우 $V_{si} = 80\ N_i^{1/3}\ (1 \le N_i \le 50)$ (3.16)

② 지진계수의 결정

지중구조물의 설계지진계수는 지진해석시 기반면에서의 설계수평지진계수(K_h')와 지표면에서의 설계수평지진계수 (K_h)를 사용하며 대상깊이의 설계수평지진계수는 지표면과 기반면의 설계수평지진계수를 직선보간하여 구하도록 한다.

기반면의 설계수평지진계수 (K_h') 는 표 1.13에서 제시된 지진계수와 표 1.27에서 제시된 성능기준에 따른 위험도 계수에 의하여 결정한다.

기반면의 설계수평지진계수 : $K_h' = 0.11 \cdot I$ (지진구역 I) (3.17)

$K_h' = 0.07 \cdot I$ (지진구역 II) (3.18)

여기서 I : 위험도계수

각 등급과 성능수준에 따른 기반면의 설계수평지진계수는 다음의 표 3.1과 같다.

표 3.1 기반면의 설계수평지진계수 (K_h')

지진구역	수평 지진계수					
	2등급		1등급		특등급	
	기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
I	0.044	0.110	0.063	0.154	0.080	0.220
II	0.028	0.070	0.040	0.098	0.051	0.140

예를 들면 일반적인 공동구의 경우 내진 1등급의 구조물로 규정하므로 지진구역 I 에서 기능수행수준으로는 0.063 붕괴방지수준으로는 0.154의 값을 사용한다. 지표면의 설계수평지진계수는 다음 식 (3.19)과 같다.

$$K_h = C_a \cdot I \tag{3.19}$$

여기서 C_a : 지진계수(표 1.13을 지반조건 I에서 IV로 변환하여 사용)

I : 위험도계수(표 1.27 참조)

각 등급에 따른 지표면의 설계수평지진계수의 값은 다음의 표 3.2와 같으며 심도에 따른 설계수평지진계수는 그림 3.15와 같다. 그림 3.15는 구조물 저판과 상판의 설계수평지진계수 K_{h1}, K_{h2}가 기반면의 설계수평지진계수 K_h와 지표면에서의 설계수평지진계수 K_h'에 따라 결정됨을 나타낸 것이다.

표 3.2 지표면의 설계수평지진계수 (K_h)

지반종류	지진구역	수평 지진계수					
		2등급		1등급		특등급	
		기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
I(S_B)	I	0.044	0.110	0.063	0.154	0.080	0.220
	II	0.028	0.070	0.040	0.098	0.051	0.140
II(S_C)	I	0.052	0.130	0.074	0.182	0.095	0.260
	II	0.032	0.080	0.046	0.112	0.058	0.160
III(S_D)	I	0.064	0.160	0.091	0.224	0.117	0.320
	II	0.044	0.110	0.063	0.154	0.080	0.220
IV(S_E)	I	0.088	0.220	0.125	0.308	0.161	0.440
	II	0.068	0.170	0.097	0.238	0.124	0.340

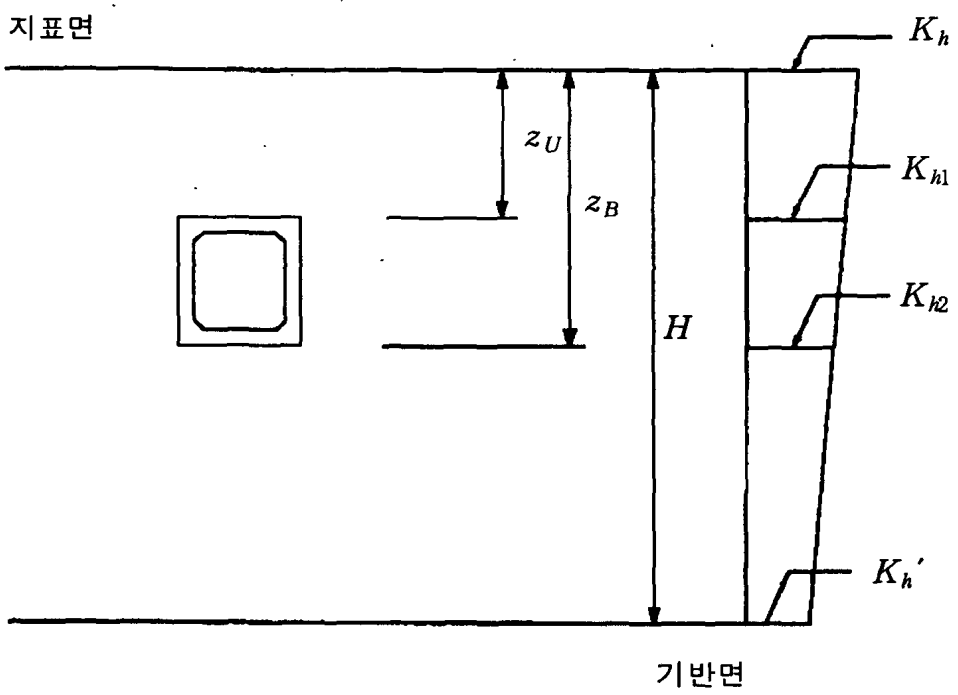


그림 3.15 심도에 따른 수평지진계수

③ 지반의 변위진폭 산정

지진력에 의한 지반의 변위진폭은 다음과 같이 산정한다.

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\frac{\pi z}{2H} \tag{3.20}$$

여기서 U_h : 지표면으로부터 깊이 z 에서의 수평방향 변위진폭 (m)

z : 지표면으로부터의 깊이 (m)

H : 표층지반의 깊이 (m)

T_G : 표층지반의 고유주기 (sec)

S_v : 기반면에서의 지진계수당 설계응답속도 (m/sec)

기반면에서의 설계응답속도 S_v 는 건교부 상위설계개념을 기준할 경우 1장에서 제시된 응답스펙트럼을 다음의 식을 이용, 속도응답스펙트럼으로 변환하여 사용할 수 있다. 1장에서 제시된 응답스펙트럼에 의하면 각 구간의 경계가 되는 주기는 다음 식과 같다.

$$T_o = 0.2\ T_s \tag{3.21}$$

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} \tag{3.22}$$

위의 주기를 경계로 스펙트럼 가속도는 다음과 같은 식으로 나타낸다.

$$S_a = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_o}\ T_G\right)\right] \cdot g \cdot I \quad (0 \le T_G < T_o) \tag{3.23}$$

$$S_a = 2.5\ C_a \cdot g \cdot I \quad (T_o \le T_G < T_s) \tag{3.24}$$

$$S_a = C_v / T_G \cdot g \cdot I \quad (T_G \ge T_s) \tag{3.25}$$

여기서 g : 중력가속도 ($m/\sec^2$)

또한 응답변위법을 이용한 지진해석에서는 스펙트럼 속도를 사용하므로 아래와 같이 가속도-속도의 관계식을 이용하여 스펙트럼속도를 구한다.

$$S_v = \frac{T_G}{2\pi} \cdot S_a \tag{3.26}$$

여기서 T_G : 표층지반의 고유주기 (sec)

본 지침서의 속도스펙트럼은 건설교통부 도로교 설계기준(2000)에서 제시한 가속도 응답스펙트럼을 기준으로 하고 있으며 이 경우 스펙트럼 가속도는 다음과 같은 식으로 나타나고 위험도계수 I를 적용함으로써 등급별, 수준별로 산정할 수 있다.

$$C_s = 2.5A \quad (0 \le T < T_o)$$

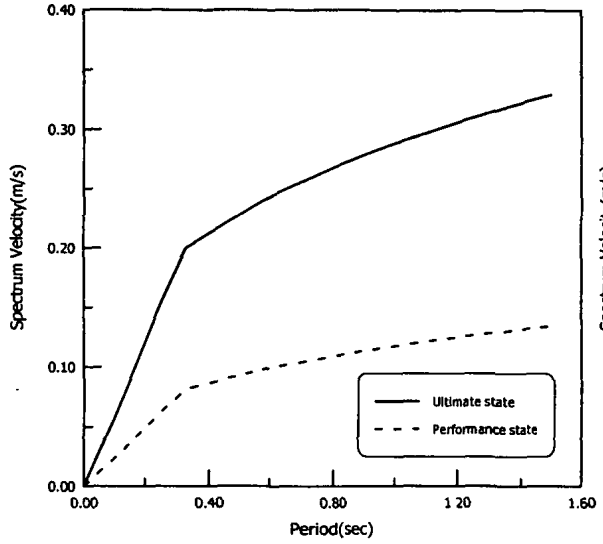
$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \le 2.5A \quad (T_o \le T < T_s)$$

여기서 A : 가속도계수(표 1.24 참조)

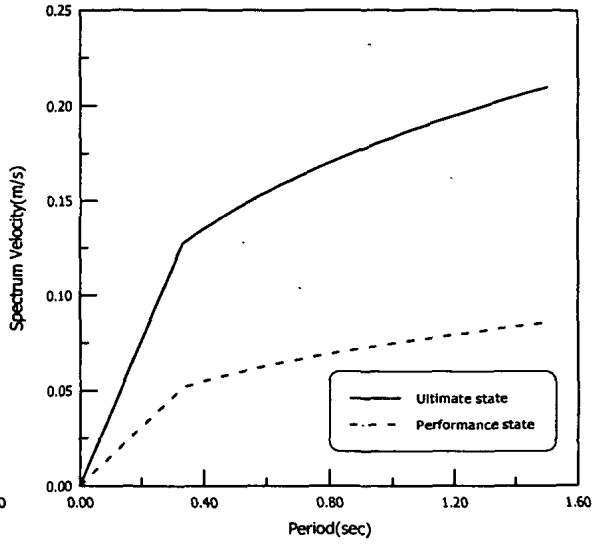
S : 지반계수(표 1.26 참조)

역시 마찬가지로 스펙트럼 속도는 일반적인 구조동역학 이론을 활용하여 다음과 같이 산정할 수 있으며 지진구역과 등급 및 성능수준에 따른 속도스펙트럼은 지반계수 1.0을 기준으로 할 경우 그림 3.16, 그림 3.17과 같다.

$$S_v = \frac{T}{2\pi} \cdot C_s$$

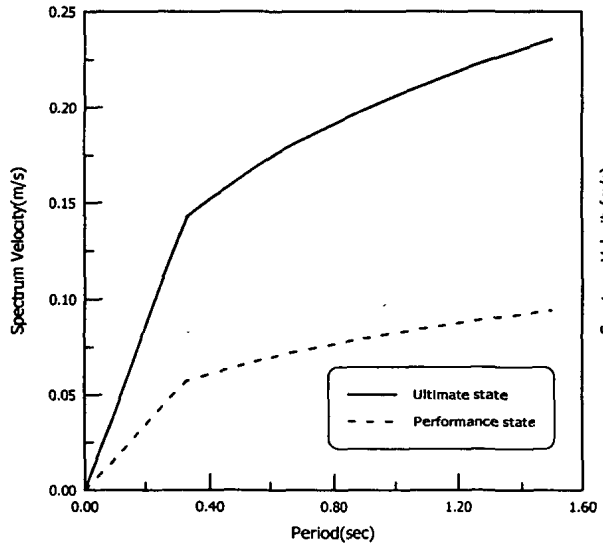


(a) 1등급 1구역

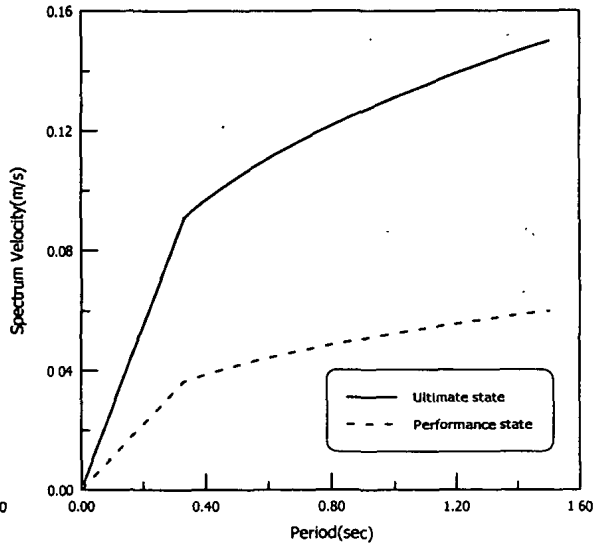


(b) 1등급 2구역

그림 3.16 내진 1등급에 대한 속도응답스펙트럼



(a) 2등급 1구역



(b) 2등급 2구역

그림 3.17 내진 2등급에 대한 속도응답스펙트럼

※ 위에 제시된 속도응답스펙트럼은 건설교통부 도로교 설계기준(2000)에서 제시한 가속도 스펙트럼에 의거, 지반계수 1.0을 기준으로 산정된 것이며 중력가속도 g를 곱해준 상태이다. 그림 내에서 ultimate state는 붕괴방지 수준을, performance state는 기능수행 수준을 각각 의미한다.

④ 지반반력계수 산정

지반반력계수는 각종의 조사, 시험 결과에 의해 얻어진 변형계수를 써서, 기초의 재하폭 등의 영향을 고려해 정하는 것을 원칙으로 하며 이하에 제시된 내용은 도로교 표준시방서를 따른다.

$$k_h = k_{h0}\left(\frac{B_h}{30}\right)^{-3/4} \tag{3.27}$$

$$k_v = k_{v0}\left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4} \tag{3.28}$$

$$k_{hs} = \lambda\ k_h \tag{3.29}$$

$$k_{vs} = \lambda\ k_v \tag{3.30}$$

k_h : 구체측벽의 수평방향 지반반력계수 (tf/m^3)

k_v : 구체저판의 연직방향 지반반력계수 (tf/m^3)

k_{hs} : 구체측벽의 전단 지반반력계수 (tf/m^3)

k_{vs} : 구체저판의 전단 지반반력계수 (tf/m^3)

k_{h0} : 지름 30 cm의 강체원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수로서 각종 토질시험 · 조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음의 식 (3.31)로 구한다. (수평방향 지반반력계수 산정을 위한 평판재하시험이 어려운 경우는 적절한 시험방법으로 관계 시방규정에 의거하여 실행하도록 한다.)

k_{v0} : 지름 30 cm의 강체원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 연직방향 지반반력계수로서 각종 토질시험 · 조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음의 식 (3.31)로 구한다.

B_h : 하중작용방향과 직교하는 기초의 환산재하폭으로서 표 3.3에 표시하는 방법으로 구한다.

B_v : 하중작용방향 기초의 환산재하폭 $B_v = \sqrt{A_v}$

$$\lambda = 1/3 \sim 1/4$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30}\alpha \cdot E_0 \quad , \quad k_{h0} = \frac{1}{30}\alpha \cdot E_0 \tag{3.31}$$

여기서 α : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 (표 3.4참조)

E_0 : 표 3.4에 제시한 방법으로 측정 또는 추정한 설계의 대상이 되는 위치에서의 지반의 변형계수

표 3.3 기초의 환산재하폭

기초형식	B_h
직접기초	$\sqrt{A_h}$
케이슨기초 ($\beta l<2$)	$\sqrt{A_h}$
케이슨기초($1<\beta l<2$)	$\sqrt{D/\beta}$
말뚝기초	$\sqrt{D/\beta}$
강관널말뚝기초	$\sqrt{D/\beta}$

여기서 A_h : 하중작용방향에 직교하는 기초의 재하면적 (m^2)

A_v : 연직방향의 재하면적 (m^2)

D : 하중작용방향에 직교하는 기초의 재하폭 (m)

$1/\beta$: 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 (m)로서 기초 길이 이하

β : 기초의 특성치 $\sqrt[4]{\frac{k_{h0} \cdot D}{4EI}}$ (m^{-1})

EI : 기초의 휨강성 ($tf \cdot m^2$)

표 3.4 E_0 와 α 값(2)

변형계수 E_0 (tf/m^2)	α	
	평상시	지진시
지름 30 cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링 공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축 압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 $E_0 = 28\ N$ 으로 추정한 변형계수	1	2

⑤ 지진시 하중

(a) 지진시 수평하중의 산정

지진력에 의한 수평하중은 다음 식에 의해 계산된다.

$$p(z) = k_h\{U(z) - U(z_B)\} \tag{3.32}$$

여기서 $p(z)$: 지표부터 깊이 z 에서 작용하는 수평방향 하중 (tf/m^2)

k_h : 단위면적당의 수평방향 지반반력계수 (tf/m^3)

$U(z)$: 지표면으로부터 깊이 z 인 지점의 수평방향 변위진폭 (m)

$U(z_B)$: 지표면으로부터 깊이 z_B 인 지점의 수평방향 변위진폭 (m)

z_B : 지표면으로부터 구체 저면까지의 깊이 (m)

(b) 지진시 주면전단력

$$\tau_U = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot S_v \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_U}{2H}\right) \tag{3.33}$$

$$\tau_B = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot S_v \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_B}{2H}\right) \tag{3.34}$$

$$\tau_S = \frac{(\tau_U + \tau_B)}{2} \tag{3.35}$$

여기서 τ_U : 지진시 상판에 작용하는 주면 전단력 (tf/m^2)

τ_B : 지진시 저판에 작용하는 주면 전단력 (tf/m^2)

τ_S : 지진시 측벽에 작용하는 주면 전단력 (tf/m^2)

S_v : 기반면에서의 지진계수당 응답속도($m/\sec$)

T_G : 표층지반의 고유주기 (sec)

z_U : 지표면에서 상판까지의 깊이 (m)

z_B : 지표면에서 저판까지의 깊이 (m)

H : 표층지반의 깊이 (m)

G_D : 지반의 동적전단변형계수

$$G_D = (\gamma_t/g) \cdot V_{SD}^2 \tag{3.36}$$

여기서 γ_t : 지반의 단위중량 (tf/m^3)

g : 중력가속도 ($m/\sec^2$)

V_{SD} : 당구조물을 포함하는 지층의 전단탄성파 속도 ($m/\sec$)

(해당구조물이 여러 층에 걸칠 경우 그 평균치를 사용한다.)

$$V_{SDi} = C \cdot V_{si} \tag{3.37}$$

여기서 V_{SDi} : 지반의 동적전단변형계수 산출에 이용되는 i 번째 지층의 설계전단탄성파속도

V_{si} : 해당구조물을 포함하는 i 번째 지층의 전단탄성파속도

C : 지반변형에 대한 보정계수

$$C = 0.8 \quad (V_{si} < 300 \quad m/\sec)$$
$$C = 1.0 \quad (V_{si} \geq 300 \quad m/\sec) \tag{3.38}$$

(c) 지진시 동수압 (암거의 경우)

암거 내에 만수상태시 벽체단위면적당 작용하는 동수압은 다음과 같다.

$$p_f = K_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} \tag{3.39}$$

여기서 p_f : 벽체 단위면적당의 동수압(tf/m^2)

K_h : 지표면의 설계수평지진계수

γ_w : 물의 단위체적중량(tf/m^3)

B : 수로폭(m)

암거 내의 수위면이 낮아 지진시 동수압의 영향이 극히 작다고 판단될 경우는 동수압을 무시할 수 있다.

(d) 지진시 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력은 다음과 같다.

$$P_I = W \cdot K_{hav} \tag{3.40}$$

여기서 W : 구체중량(tf)

K_{hav} : 설계수평지진계수

K_{hav} 는 기반면과 지표면의 수평지진계수를 다음의 식 (3.41)과 같이 직선보간하여 측벽의 경우 구조물 중심에서의 지진계수를 사용한다.

$$K_{hav} = K_h' + (K_h - K_h') \cdot \frac{H_w}{H} \qquad (3.41)$$

여기서 H_w : 기반면으로부터 구조물 중심까지의 거리 (m)

H : 표층지반의 깊이 (m)

지진해석시 지진에 의한 하중이 작용하는 구체는 그림 3.18과 같이 나타낼 수 있으며 이러한 하중의 작용시 각 부재의 단면력을 계산하여 설계에 적용하도록 한다.

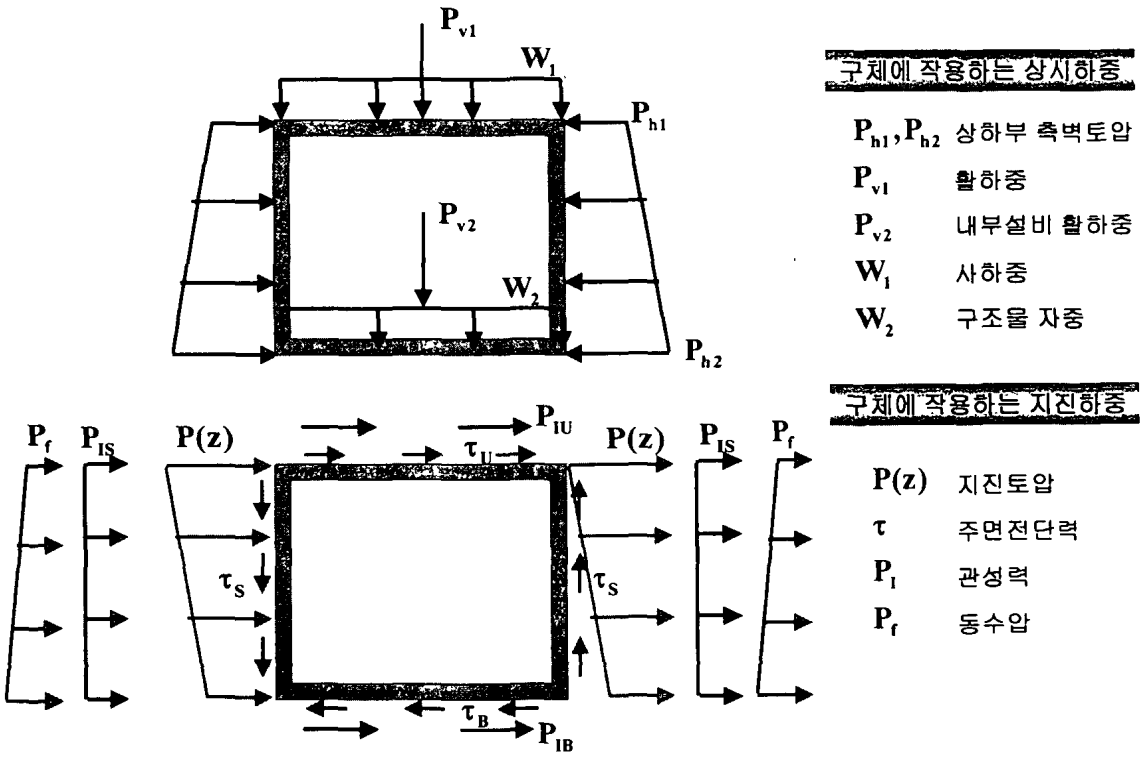


그림 3.18 구체에 작용하는 지진시 하중

(3) 종단방향의 지진해석

① 지반조건의 결정

표층지반의 특성을 반영한 지반의 고유주기는 앞에서 다룬 식 (3.14)에 의해 산정할 수 있다.

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}} \tag{3.14}$$

여기서 H_i : 제 i 층의 두께 (m)

V_{si} : 제 i 층의 전단탄성파 속도($m/\sec$)

② 지반진동의 파장

지진으로 인한 지반진동의 파장은 다음 식으로부터 구한다.

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \tag{3.42}$$

$$L_1 = T_{GS} \cdot V_{SD} \tag{3.43}$$

$$L_2 = T_{GS} \cdot V_{BS} \tag{3.44}$$

여기서 L : 지반진동의 파장

T_{GS} : 표층지반의 수정고유주기 $T_{GS} = 1.25\, T_G$

V_{SD} : 표층지반의 전단탄성파속도 ($m/\sec$)

(다음 식에 의해 표층지반 전체의 평균치를 사용한다.)

$$V_{SD} = \frac{\sum H_i}{\sum \frac{H_i}{V_{si}}} \tag{3.45}$$

여기서 V_{BS} : 기반면의 전단탄성파속도 ($m/\sec$)

③ 지진시 지반변위진폭 산정

지반의 변위진폭은 표층지반의 고유주기를 이용하여 다음 식에 의해 계산된다. 이를 통해 지반변위에 의한 구조물 축방향의 응력을 검토한다.

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_{GS} \cdot \cos\frac{\pi z}{2H} \quad (3.46)$$

$$U_v(z) = \frac{1}{2} \cdot U_h(z) \quad (3.47)$$

④ 지반의 강성계수 산정

공동구의 종단방향, 그와 직교하는 수평면내 및 연직면내의 지반의 강성계수는 다음 식에 의해 산정된다.

$$k_1 = C_1 \cdot G_D \quad (3.48)$$

$$k_2 = C_2 \cdot G_D \quad (3.49)$$

$$k_3 = C_3 \cdot G_D \quad (3.50)$$

여기서 C_1, C_2, C_3 는 지반의 강성계수 k_1, k_2, k_3 에 대한 정수로 실험 등의 조사결과를 기초로 결정하며, 일반적으로 C_1, $C_2 = 1.0$, $C_3 = 3.0$ 의 값을 사용한다.

G_D : 지반의 동적전단변형계수 (종단방향의 검토시 표층지반 전체의 평균치를 사용한다.)

$$G_D = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{SD}^2 \quad (3.51)$$

γ_{teq} : 표층지반의 환산단위체적중량

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_t \cdot H_i}{H} \quad (3.52)$$

V_{SD} : 표층지반의 전단탄성파속도

⑤ 단면력의 산정

종단방향의 검토시에는 그림 3.19에 나타낸 것처럼 단면적과 수평면 내의 단면 2차모멘트 I_h와 수직면내의 단면 2차모멘트 I_v를 구하며, 이는 지진으로 인한 축력과 휨모멘트를 구하는데 이용된다.

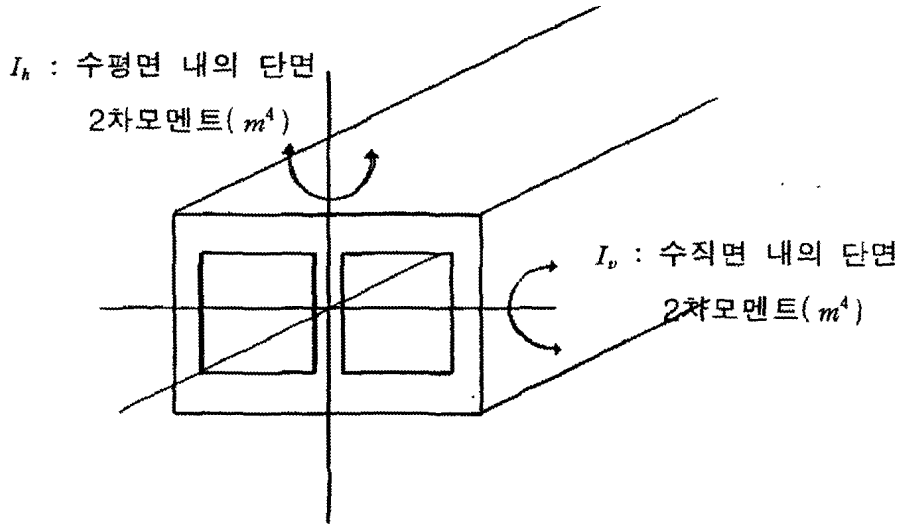
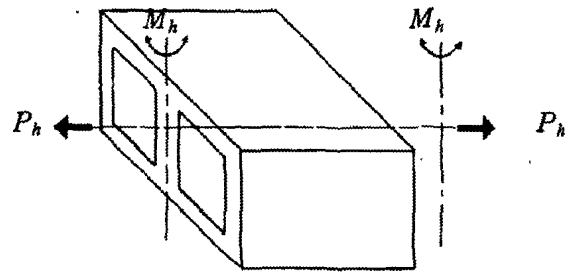
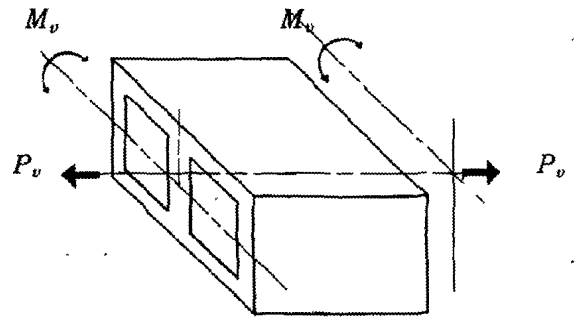


그림 3.19 단면의 모형화

이에 따라 수평면 내 및 수직면 내의 지반진동에 의한 축력과 휨모멘트를 그림 3.20과 같이 나타낼 수 있으며, 공동구의 이음부를 제외한 단면력은 다음의 식 (3.51) ~ 식 (3.54)와 같이 구할 수 있다.



(a) 수평면 내



(b) 수직면 내

그림 3.20 지진시 단면력

$$P_h = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi E \cdot A}{L} \cdot U_h \tag{3.53}$$

$$P_v = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi E \cdot A}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \tag{3.54}$$

$$M_h = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4\pi^2 E \cdot I_h}{L^2} \cdot U_h \tag{3.55}$$

$$M_v = \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4\pi^2 E \cdot I_v}{L^2} \cdot U_v \tag{3.56}$$

여기서 P_h , P_v : 수평면내 및 연직면내의 지진진동에 의한 축력 (tf)

M_h , M_v : 수평면내 및 연직면내의 지진진동에 의한 휨모멘트 ($tf \cdot m$)

E : 콘크리트 탄성계수 (tf/m^2)

A : 공동구 단면적 (m^2)

I_h, I_v : 공동구 수평면내 및 연직면내 단면 2차 모멘트 (m^4)

U_h , U_v : 공동구 중심위치의 깊이에서 지진진동의 수평방향 및 연직방향의 변위진폭 (m)

ξ_1, ξ_2, ξ_3 : 이음부를 설계하는 경우 단면력의 저감계수

α_1, α_2, α_3 : 공동구 종단방향과 종단방향에 직교하는 수평면내 및 연직면내의 지반에 발생하는 변위가 구조물에 전달되는 전달률

L : 지반진동의 파장

지반의 변위에 따른 전달률 α_1, α_2, α_3 는 각각 다음 식에 의해 구한다.

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + (\frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L})^2} \tag{3.57}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + (\frac{2\pi}{\lambda_2 \cdot L})^4} \tag{3.58}$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{1 + (\frac{2\pi}{\lambda_3 \cdot L})^4} \tag{3.59}$$

여기서 $\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_1}{E A}}$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{k_2}{E\,I_h}}$$

$$\lambda_3 = \sqrt[4]{\frac{k_3}{E\,I_v}}$$

$$L' = \sqrt{2} \cdot L$$

k_1, k_2, k_3 : 공동구의 종단방향, 그와 직교하는 수평면내 및 연직면내의 지반의 강성계수

일반적으로 건조수축에 의한 균열방지 등의 이유로 공동구에는 30m 정도의 간격으로 이음이 설치되는 경우가 많다. 이음을 설치하면 여기서 지진시 단면력이 저감되며, 이음부를 설계하는 경우 단면력의 저감계수 ξ_1, ξ_2, ξ_3 는 다음의 그림 3.19로부터 구한다. ξ_1, ξ_2, ξ_3 는 각각 종단방향, 횡단방향, 상하방향의 저감계수이다.

축력과 휨모멘트를 동시에 받는 공동구 단면의 응력도를 구하기 위해 지진진동방향, 위상관계 등을 고려하여 위에서 계산된 단면력을 다음과 같이 합한다.

- 수평면내

$$P_h' = 1/\sqrt{2} \cdot P \tag{3.60}$$

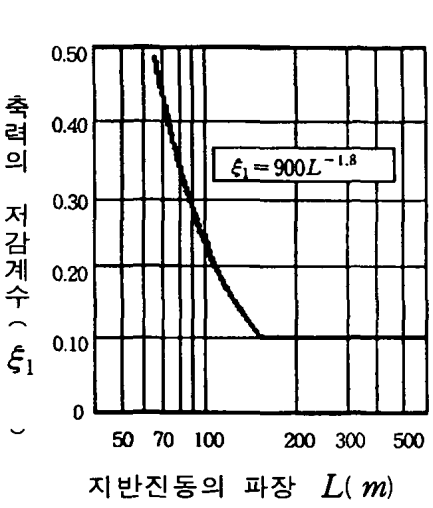
$$M_h' = 1/\sqrt{2} \cdot M_h \tag{3.61}$$

- 연직면내

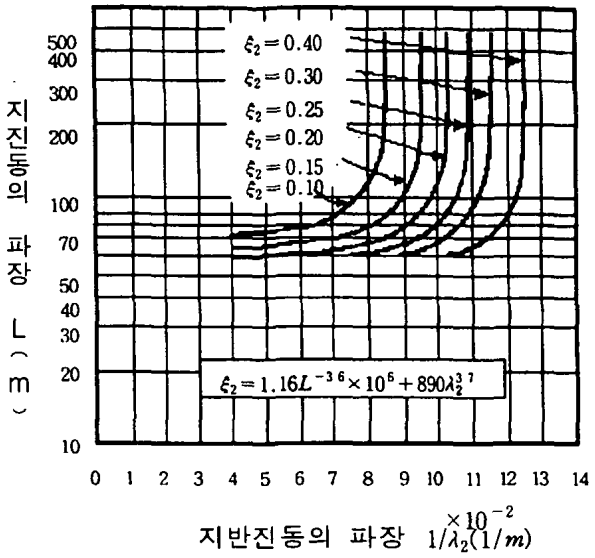
$$P_v' = 1/\sqrt{2} \cdot P \tag{3.62}$$

$$M_v' = 1/\sqrt{2} \cdot M_v \tag{3.63}$$

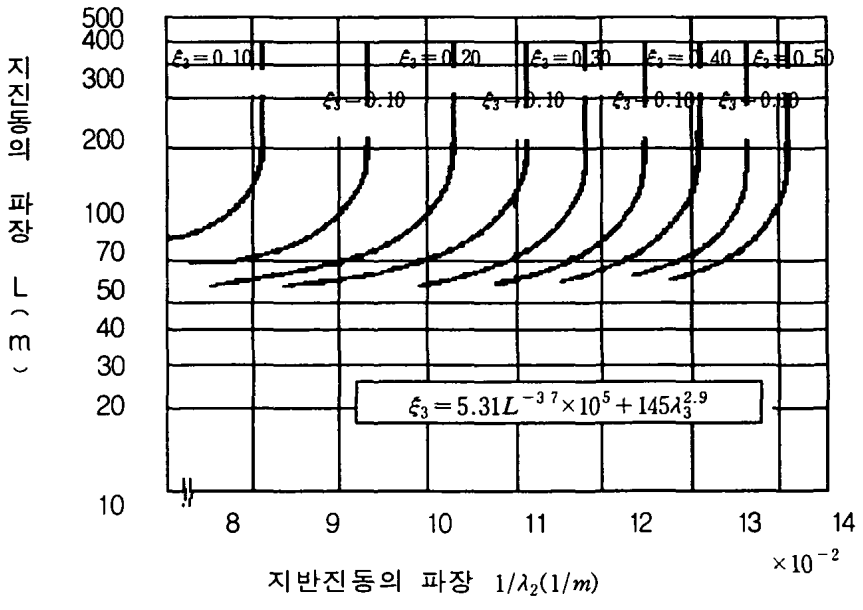
여기서 $P = \sqrt{2\,P_h^2 + 2\,P_v^2}$이다.



(a) 지진시 종단방향의 저감계수



(b) 지진시 횡단방향의 저감계수



(c) 지진시 상하방향의 저감계수

그림 3.21 이음에 의한 지진시 단면력의 저감계수

3.5.3 응답변위 해석 요구사항

(1) 공동구 및 지하보차도의 내진설계

① 공동구를 포함하는 선상지중구조물은 대부분의 경우 횡단방향에 대해 설계하되 종방향 해석이 필요할 경우 종단방향의 지진해석 방법을 참고할 수 있다.

② 지진해석 방법에 따른 단면력은 상시하중에 의한 일반설계 단면력과 비교하여 단면의 안정성과 단면보강의 필요성을 검토하여야 한다.

③ 횡단방향의 내진설계시 하중의 재하 : 횡단방향의 설계시 작용하는 하중은 상시하중과 지진시 하중인 지진토압, 주면전단력, 지진시 동수압, 관성력 등이며 구조물에 이러한 하중이 작용하는 형태는 다음과 같다.

▪ 상시하중

상시하중은 사하중과 활하중, 토압과 자중 등을 고려하며 하중조합을 이용하여 상부 Slab과 하부 Slab, 측벽에 대해 그림 3.22와 같이 작용시키도록 한다.

여기서 P_{h1} , P_{h2} : 상하부 측벽토압

P_{v1} : 활하중

P_{v2} : 활하중 (내부설비 하중)

W_1 : 사하중

W_2 : 구조물의 자중

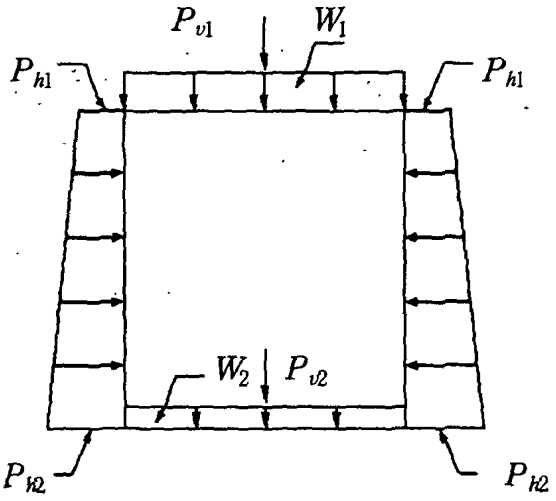


그림 3.22 구체에 작용하는 상시하중

• 지진시 토압하중

지진시 토압하중 $p(z)$ 는 지반의 변위진폭을 이용하여 그림 3.23과 같이 수평력으로 작용한다.

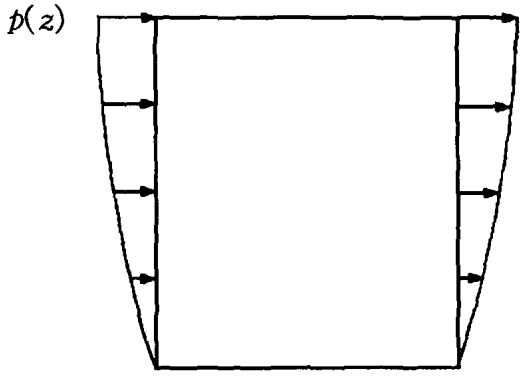


그림 3.23 구체에 작용하는 지진시 토압하중

• 지진시 주면전단력

지진시 상·하부 Slab 과 측벽의 주면전단력(τ_U , τ_S , τ_B)은 다음의 그림 3.24와 같이 작용한다.

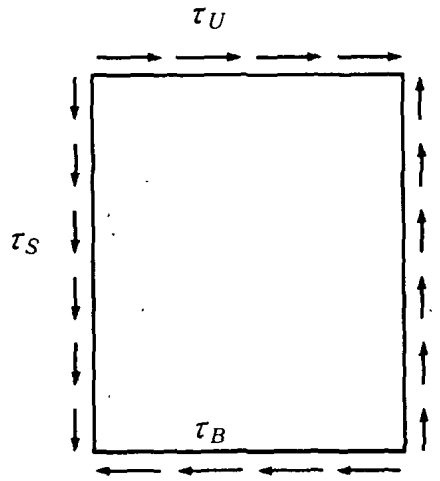


그림 3.24 구체에 작용하는 지진시 주면전단력

• 지진시 동수압 (만수시)

암거의 경우 만수상태시 고려해야하는 지진시 동수압 p_f 는 그림 3.25와 같이 벽체에 작용한다.

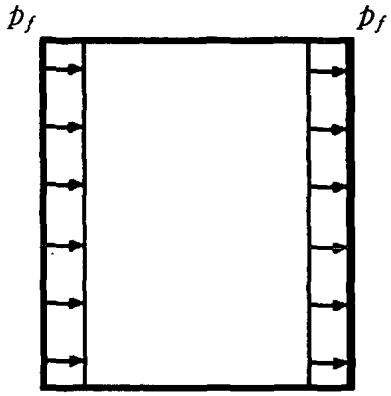


그림 3.25 구체에 작용하는 지진시 동수압

▪ 지진시 관성력

지진시 자체중량에 의한 상·하부 Slab 과 측벽의 관성력 (P_{IU} , P_{IB} , P_{IW})은 그림 3.26과 같이 작용한다.

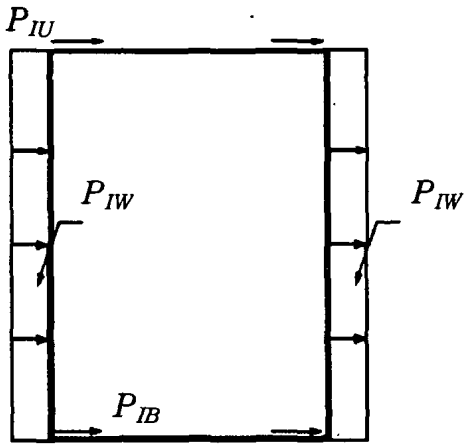


그림 3.26 구체에 작용하는 지진시 관성력

3.6 매설관로의 지진해석 및 내진설계

3.6.1 개론 및 문제점

매설관로는 대부분의 경우 상대적으로 얕은 깊이에 매설된 형태로서 존재하는 지중구조물로서 연결부위의 형식에 따라 연속관과 분절관으로 구분될 수 있다. 지진 발생시 매설관로의 파괴원인은 크게 지진파 전파와 영구지반변형으로 구분되며 실질적인 거동양상이 파괴원인과 매설관로의 구조형식(연속관과 분절관)에 따라 상이하므로 합리적인 내진설계를 위해서는 파괴원인과 구조형식을 모두 고려할 수 있는 내진설계 절차가 확보되어야 한다. 그러나 국내외 기술현황을 살펴볼 때 현재로서는 위에서 언급한 모든 사항들이 고려된 내진설계 절차 및 해석방법이 제시되지 못하고 있는 상황이며, 다양한 방식의 이론적인 접근과 해석적인 연구가 점진적으로 진행되고 있는 실정이다.

국내의 경우 내진설계에 대한 필요성이 대두되기 시작하면서 최근 들어 건설교통부 중심의 내진설계 상위개념이 정립되었으며 이에 기초하여 하위기관별 내진설계지침을 수립하도록 권장하고 있다. 그러나 실제적으로 매설관로의 경우 현재로서는 기초적인 내진설계절차만이 제시되고 있는 실정이다. 특히 분절관의 경우 각 분절관의 재료 특성과 연결부의 물성 및 역학적 물성이 고려된 내진설계가 수행되어야 함에도 불구하고 표준화된 물성치가 제조사별로 체계화되지 못한 관계로 인하여 실제적인 내진설계에 이를 고려하기가 매우 어려운 실정에 놓여있다.

최근의 외국 기술 현황을 살펴보면 먼저 지진파 전파의 경우 연속관과 분절관에 대한 해석적인 접근이 이뤄지고 있으며 상용 프로그램을 통한 지반-관 상호작용 해석이 시도되고 있다. 영구지반변형의 경우에는 이보다 상황이 조금 더 어렵다고 이야기할 수 있는데 이는 영구지반변형 자체의 발생 메커니즘에 대한 명확한 규명이 현재까지 이뤄지지 못하고 있다는 점이 가장 주요한 원인으로 작용하고 있으며 실제적으로 지반조건 및 지진특성을 고려한 지반변형량의 추정은 현재로서는 불가능한 실정이다. 즉, 영구지반변형에 대한 매설관로의 지진해석시 가장 주요한 입력자료로 작용하는 지반변형량의 산정 자체가 상당한 불확실성을 내포하고 있으므로 이 부분에 대해서는 보다 많은 연구가 요구된다고 이야기할 수 있다. 따라서, 본 과제에서는 현재까지의 연구결과를 토대로 기본적인 설계고려인자와 이론적인 배경을 언급하며 간략화된 내진설계절차의 한 형태를 제시하고자 한다. 또한 최신의 연구결과에 의거하여 지진파 전파와 영구지반변형에 대해서 매설관로의 지진해석을 수행할 수 있는 해석적 관계식을 제시하고자 한다.

3.6.2 지진파 전파시 매설관로의 거동특성

지진파는 근본적으로 체적파인 압축변형을 유발하는 P파와 전단변형을 유발하는 S파, 표면파인 역방향 타원운동을 하는 Reyleigh파와 진행형 타원운동을 하는 Love파

로 구분될 수 있다. 지진파 전파에 의한 매설관로의 거동특성은 근본적으로 지진파의 위상차와 지반의 단기 변형률(transient strain)로 특징지어질 수 있으며 매설관로 자체가 상대적으로 얕은 깊이에 매설되기 때문에 표면파인 Rayleigh 파에 의한 효과가 지배적으로 작용한다는 사실이 많은 학자들의 연구결과 밝혀진 바 있다. Love 파의 경우 서로 다른 물성을 가지는 지반의 경계에서 발생되기에 매설관로에 미치는 영향은 매우 미약하다고 이야기할 수 있다.

지진파 전파에 의한 매설관로의 실질적인 파괴양상은 연속관의 경우보다 분절관에서보다 명확하게 나타나며 특히 연결부의 인발 및 파쇄 등의 형태로 나타나게 된다. 영구지반변형에 의한 파괴양상과 명확하게 구분되는 특징은 지진파 전파의 경우 피해지역 자체는 광범위하게 나타나나 피해의 정도는 상대적으로 경미하다는 점을 들 수 있다.

3.6.3 지진파 전파시 매설관로의 설계 고려 인자

지진파 전파에 대한 매설관로의 내진설계를 수행하기 위해서는 다음과 같은 설계인자를 고려해야 한다.

(1) 최대 지반속도 산정

지진 발생시 지진특성과 지반특성을 고려할 수 있는 최대 지반속도의 산정이 요구된다. 최대 지반속도는 실제적인 매설관로 지진해석시 입력으로 작용하는 지반변형률의 산정으로 직결되며 지진특성과 지반특성을 고려한 경험식을 사용하여 쉽게 산정할 수 있다. 표면파의 분산곡선을 사용할 경우 보다 정확한 최대 지반속도를 산정할 수는 있으나 각 지반조건과 지진특성을 고려한 분산곡선을 산정하는 작업은 다소 복잡한 절차를 수반하게 되는 단점을 가지고 있다.

(2) 지반반력계수 산정

지진 발생시 매설관로에 대한 주변지반의 구속효과를 표현하기 위해서는 합리적인 지반반력계수의 산정이 주요한 변수로 작용하게 된다. 실질적으로 이 부분에 대해서는 국내외적으로 많은 종류의 경험식과 이론식이 제시되었으며 최근 ASCE에서는 각 지반 조건에 적합한 지반반력계수를 제시한 바 있다. 대표적으로는 지반 전단탄성계수와의 비례식 형태로 지반반력계수를 표현할 수 있다.

(3) 매설관의 수치해석 모형화

지반변형률과 지반반력계수가 결정되면 그림 3.27과 같이 실제 매설관의 수치해석 모형화를 통해 지진해석을 수행할 수 있다. 매설관의 수치해석 모형화는 탄성 지반 위에 위치한 보 이론에 기초하여 수행되며 지반의 반력은 지반반력계수를 고유 물성으로 갖는 지반스프링으로 표현될 수 있다. 무한 매설관로의 단부효과를 고려하기 위

하여 이음부 강성은 일반강성의 2배 내지 3배를 적용하며 지반변형률 자체를 입력 지진하중으로서 사용한다. 상용 프로그램을 사용할 경우 입력하중인 지반변형률에 따른 매설관의 거동특성을 도출할 수 있으나 최소요소의 길이, 지반 스프링의 간격 등과 같이 모형화 자체와 연관된 여러 가지 인자들이 현재로서는 아직 정립되지 않았기에 해석결과의 신뢰성이 제한적으로 확보될 수밖에 없다는 단점을 가지고 있다. 또한 응답변위법이나 등가정적해석법에 비해 해석절차가 상대적으로 복잡하다는 것 또한 단점으로 지적될 수 있다.

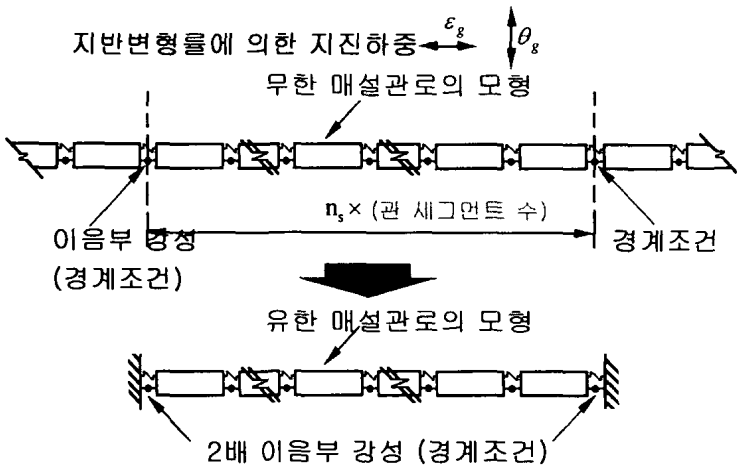


그림 3.27 매설관로의 수치해석 모형화

지진파 전파에 대한 매설관로의 거동양상과 지진해석 절차 및 그 문제점을 정리하면 그림 3.28과 같다.

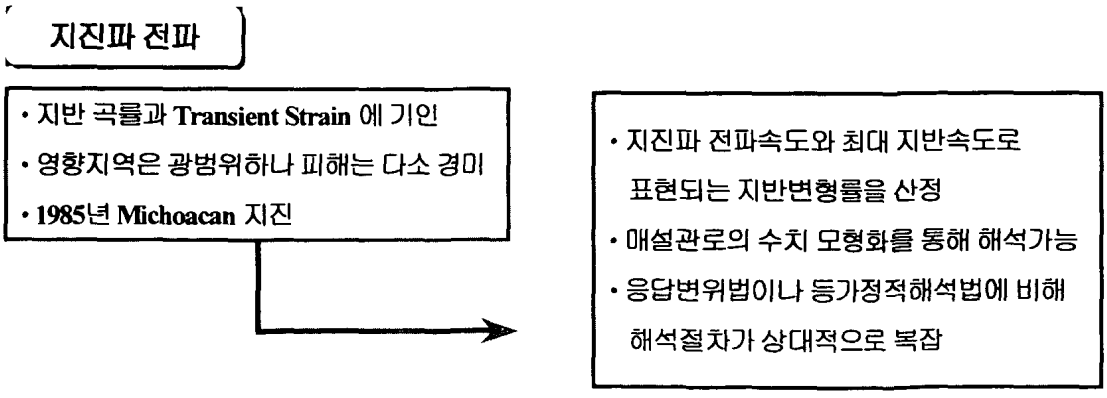


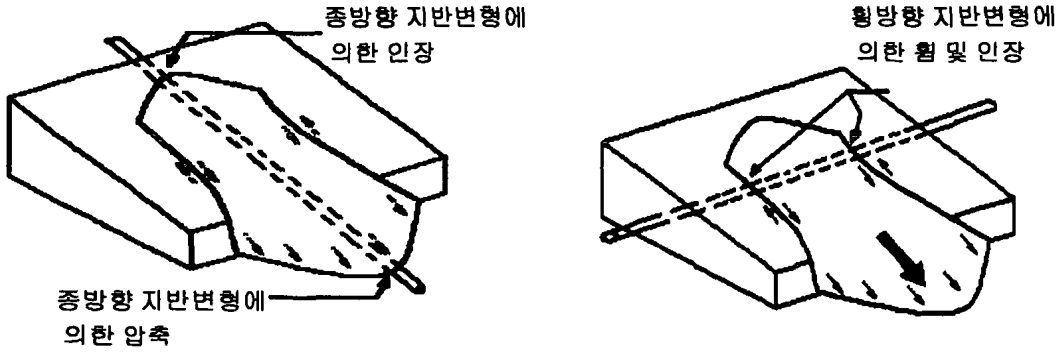
그림 3.28 지진파 전파에 대한 매설관로 지진해석 현황

3.6.4 영구지반변형시 매설관로의 거동특성

영구지반변형은 회복될 수 없는 지반의 대규모 변형을 지칭하는 말로서 직접적인 발생원인은 산사태, 단층운동, 액상화 등으로 구분된다. 우리나라의 경우 산사태나 단층운동에 비해 지반 액상화로 인한 영구지반변형의 발생 가능성이 상대적으로 높다고 판단되기에 본 연구에서는 영구지반변형의 발생원인 자체를 액상화-영구지반변형으로 제한하였다. 액상화로 인한 영구지반변형의 발생은 지진에 의해 유발된 과잉간극수압의 소산과 이로 인해 수반되는 지반 체적의 감소에 기인하며, 따라서 근본적으로 후기 액상화 거동(post liquefaction behavior)과 밀접한 관련을 갖게 된다. 현재로서는 액상화 현상 자체에 대한 이론적인 정립이 진행되고 있는 시점이며, 후기 액상화 거동의 일종인 영구지반변형에 대한 연구는 실험적인 연구와 실제 지진 피해 사례를 토대로 기본적인 특성들이 규명되고 있는 상황이기에 영구지반변형 자체를 고려하여 매설관로의 내진설계를 수행한다는 것은 다소 무의미한 결과를 도출할 수도 있다는 문제점을 내포하고 있다.

영구지반변형에 의한 매설관로의 대표적인 지진피해사례로는 1983년 일본에서 발생된 Nihonkai Chubu 지진을 들 수 있으며 항공사진측정 결과 3내지 5 m 정도의 영구지반변형이 발생되었으며 그 결과 매설관로 연결부의 손상, 축방향의 관 파열 등과 같이 다양한 형태의 피해가 야기되었음이 확인되었다.

실제적으로 영구지반변형은 광범위한 지역을 대상으로 발생되기에 전체 지반변형량의 크기와 방향을 평균하여 표현해야 하며 매설관로의 주축과 평행한 방향의 지반변형을 종방향의 영구지반변형으로, 매설관로의 주축과 수직인 방향의 지반변형을 횡방향의 영구지반변형으로 정의한다. 이러한 점에서 매설관로의 거동특성은 매설관로의 구조형식 뿐만 아니라 지반변형의 방향에도 좌우되는데, 그림 3.29(a)와 같은 종방향의 영구지반변형이 발생될 경우 매설관로는 지반변형이 시작되는 부분에서는 인장력을, 지반변형이 종결되는 부분에서는 압축력을 받게 되는 반면 그림 3.29(b)와 같은 횡방향의 영구지반변형이 발생될 경우에는 전체적으로 휨 및 인장력을 받게 된다.



(a) 종방향 영구지반변형 (b) 횡방향 영구지반변형

그림 3.29 영구지반변형에 의한 매설관로의 거동특성

3.6.5 영구지반변형에 대한 매설관로의 설계고려 인자

영구지반변형에 대한 매설관로의 내진설계를 수행하기 위해서는 다음과 같은 설계 인자를 고려해야 한다.

(1) 영구지반변형의 폭 및 크기

영구지반변형의 폭과 크기는 지반조건(간극비, 상대밀도, 초기응력 등), 지층의 형상, 지진특성(강도, 지속시간, 주파수 특성) 등과 같은 다양한 요소에 좌우되므로 현재로서는 정량화가 매우 어려운 시점이나 지진피해사례가 빈번한 미국이나 일본의 경우 영구지반변형 현상에 대한 실측결과를 바탕으로 다양한 형태의 경험식을 제시하고 있다. 본 연구에서는 다음과 같이 주요한 몇 가지 형태의 경험식을 소개하였다.

1992년 Bartlett와 Youd는 San Francisco 지진(1906), Alaska 지진(1964), Niigata 지진(1964), San Fernando 지진(1971), Imperial Valley 지진(1979), Nihonkai-Chubu 지진, Borah Peak 지진(1983), Superstiton Hills 지진(1983) 등의 자료를 이용하여 완만한 경사를 가진 지반과 자유면에 대해 각각 식 (3.64), (3.65)와 같은 형태의 경험식을 제안했다.

$$\log(\delta+0.01) = -15.787 + 1.178M - 0.972\log R_d - 0.013R_d - 0.922D_{50_{15}} + 0.429\log S + 0.348\log T_{15} + 4.527\log(100 - F_{15}) \quad (3.64)$$

$$\log(\delta+0.01) = -15.787 + 1.178M - 0.972\log R_d - 0.013R_d - 0.922D_{50_{15}} + 0.429\log Y + 0.348\log T_{15} + 4.527\log(100 - F_{15}) \quad (3.65)$$

여기서, M은 지진의 진도, R_d는 진앙거리(km), S는 지반경사(%), Y는 자유면 비(%), T_{15}는 15보다 작은 수정된 SPT 값을 가진 포화된 점착력 없는 흙의 두께(m), F_{15}는 T_{15}에 있는 평균 fines contents(%), $D_{50_{15}}$은 T_{15}에서의 평균 grain size(mm)이다. 이 식들은 각 위치에서의 지진동의 효과와 지형적인 조건, 지반의 물성을 반영하고 있다. 반면, 1991년 Bazier는 Newmark 슬라이딩 블록 모델을 이용하여 영구지반변형의 크기를 산정할 수 있는 해석식을 식 (3.66)과 같이 제안하였다.

$$\delta = 2\frac{V_{\max}^2}{A_{\max}} \cdot F \quad (3.66)$$

여기서, $V_{\max}$=최대지반속도, $A_{\max}$=최대지반가속도, 그리고 F는 최대지반가속도에 대한 항복가속도의 비의 함수로서 형상계수이다.

(2) 영구지반변형의 형상

영구지반변형의 형상은 영구지반변형의 폭과 크기와 마찬가지로 매설관로의 지진해석에 있어서 매우 주요한 요소로서 고려되어야 하나 지진 발생시 영구지반변형의 발생 형상을 유추한다는 문제는 영구지반변형의 폭과 크기를 추정하는 것보다 더 큰 불확실성을 내포하게 되는 문제점을 가지고 있다. 현재로서는 관측된 영구지반변형의 형태를 최대한 단순화시켜서 적용하는 것이 최선이라고 이야기할 수 있으며 그 일례를 그림 3.30과 같이 나타내었다.

그림 3.30의 좌측에 표시된 것은 실제 관측된 영구지반변형이며 우측은 이를 이상화시켜 표현한 것이다. 이상화된 영구지반변형의 형태는 상단에서부터 각각 Block 형태, Ramp 형태, Ramp-Step 형태, Ridge 형태를 나타내며, 여기서 L은 측방유동 발생지역의 길이를, δ는 영구지반변형의 크기를 나타낸다.

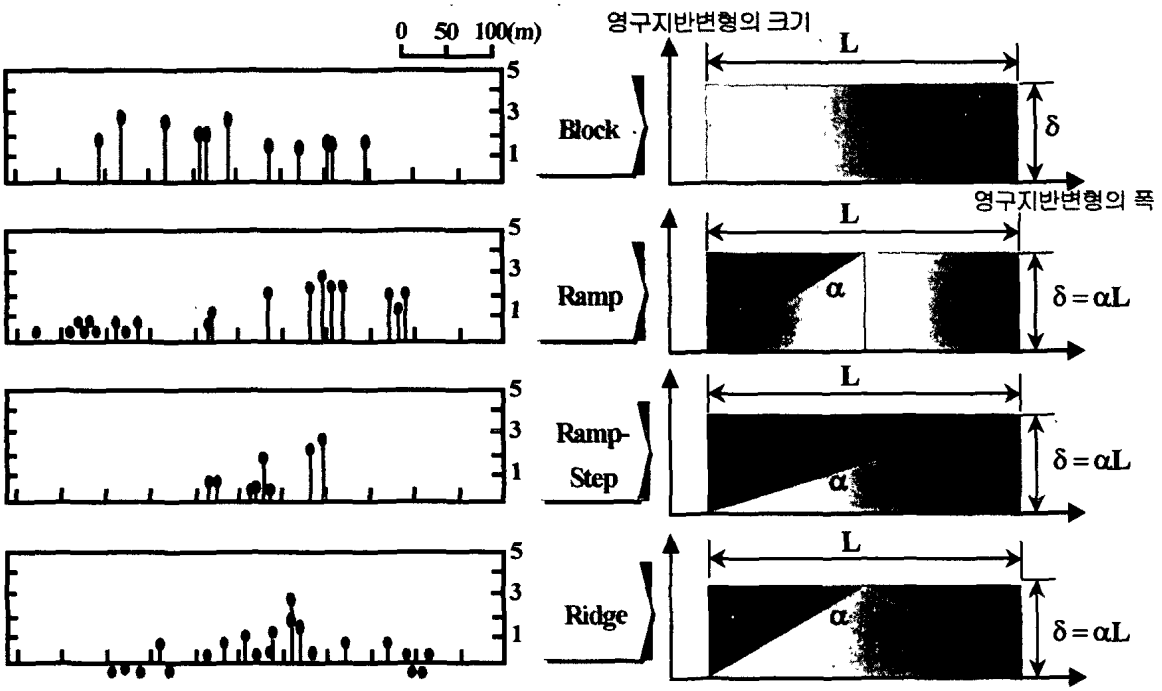


그림 3.30 영구지반변형 형상의 이상화

(3) 지반반력계수

액상화-영구지반변형이 발생되는 경우 지반반력계수는 일반적인 지반반력계수와는 다소 상이한 특징을 갖고 있다. 즉, 매설관로가 위치하는 지반에 따라-액상화가 발생되는 지반과 액상화가 발생되지 않는 지반- 변화하며 지반변형의 방향에 따라서도 변화하게 된다. 특히 미국의 경우 M.O'Rourke를 중심으로 다양한 실내실험결과를 통해 지반변형 방향과 지반조건에 따른 지반반력계수가 제안된 바 있으며 영구지반변

형에 대한 매설관로의 지진해석시 각 지반조건에 적합한 지반반력계수를 사용할 수는 있으나 이를 국내 지반조건으로 변환하는 것은 다소 무리가 따른다고 사료된다.

(4) 보 형태의 좌굴 및 국부좌굴

종방향의 영구지반변형에 대해서 특히 보 형태의 좌굴이나 국부좌굴로 인한 매설관의 파괴가 발생될 수 있다. 보 형태 좌굴의 경우 주로 얕은 깊이에 매설된 매설관로에서 발생되며 관로의 파괴에까지는 도달하지 않지만 사용성에 심각한 장애를 초래할 가능성이 있는 반면 국부좌굴은 보의 파손으로 직결되는 특성을 가지고 있다. 매설관로의 지진해석에 있어서 국부좌굴이 발생되는 부분을 해석적으로 도출한다는 것은 영구지반변형 형상의 불확실성으로 인해 다소 무의미한 작업이라고 사료되나, 국부좌굴 자체를 해석적으로 판정할 수는 있다.

국부좌굴은 매설관이 압축에 의한 하중을 받을 때 안정한 상태에서 갑자기 불안정한 상태가 되는 것으로 주로 액상화 영구지반변형 발생지역이 종결되는 부분에서 발생한다. 국부좌굴이 발생한 지역은 그 지역에 지속적으로 지반변형이 집중되기 때문에 매설관의 파괴가 발생하게 된다. 실험에 의해서 Hall과 Newmark는 국부좌굴이 발생되는 변형률의 범위를 다음과 같이 제안하였다.

$$0.15 \cdot t/R \leq \varepsilon_{cr} \leq 0.20 \cdot t/R \tag{3.67}$$

여기서, t는 매설관의 두께이고, R은 매설관의 반경이다.

3.6.6 매설관로의 지진해석절차

매설관로의 경우 단순화된 해석식 형태의 관계식들을 이용하여 기본적인 지진해석을 수행할 수 있다. 앞에서 설명했던 지진파 전파나 영구지반변형 현상의 복잡성과 해석시 고려해야 할 인자들의 불확실성에도 불구하고 지진해석이 수행되어야 한다면, 즉 매우 중요한 지점에 위치하거나 매설관로의 손상이 심각한 규모의 2차적인 재해를 유발할 수 있는 가능성이 있다고 판단될 경우, 그림 3.31과와 같은 지진해석절차를 이용하여 기본적인 지진해석을 수행할 수 있다고 사료된다.

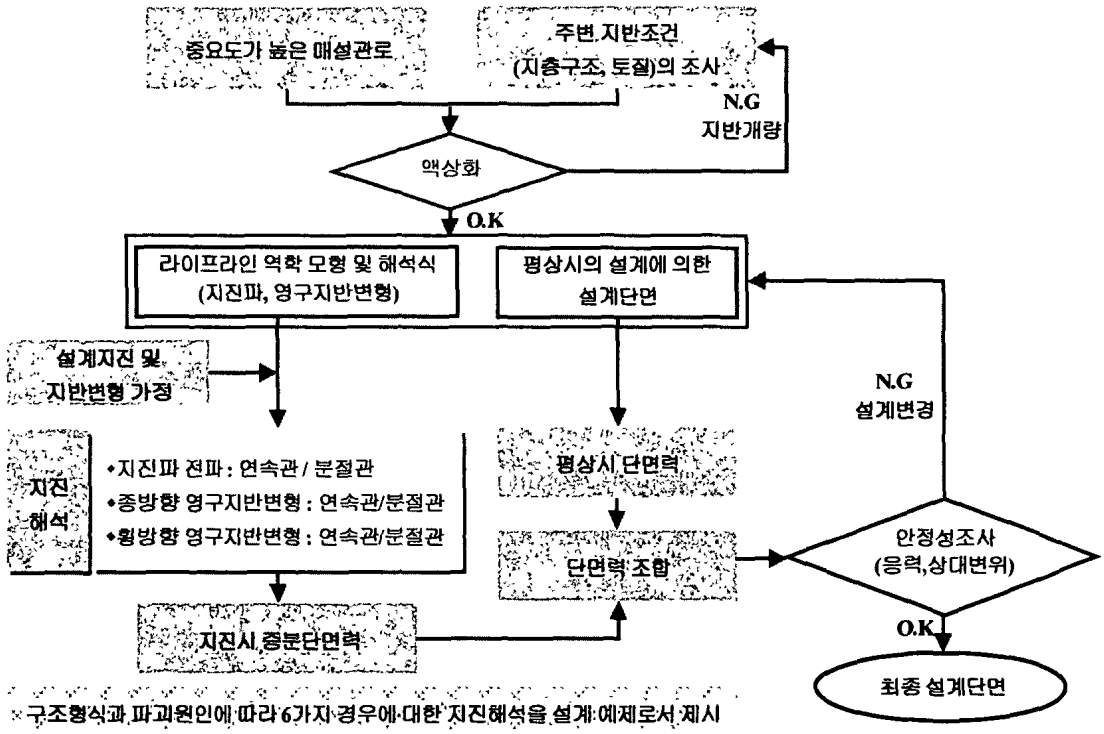


그림 3.31 매설관로의 지진해석절차

(1) 영구지반변형에 대한 매설관로 지진해석

영구지반변형을 받는 매설관로의 경우 거동해석은 크게 영구지반변형의 형태-종방향 및 횡방향-에 따라 구분되며, 매설관로의 형식-연속관과 분절관-에 따라 구분된다. 3.5.5에서 설명한 것과 같이 영구지반변형의 크기와 형상이 영구지반변형에 대한 매설관로의 거동을 해석하는 데 있어서 가장 주요한 인자로 고려되어야 하나, 현재로서는 그 크기와 형상을 추정할 수 없기에 영구지반변형의 크기는 최대 $1\,m$ 정도를 고려하는 것이 적절하며 형상은 Block 형상 또는 Sine 형상을 사용하는 것이 적절한 것으로 사료된다. 본 내진설계 지침서에서 제시되는 해석식들은 M.O.Rourke에 의한 최신 연구결과를 적용한 것이다.

① 종방향 영구지반변형에 대한 연속관의 거동해석

그림 3.32와 같은 Block 형태의 종방향 영구지반변형을 받는 연속관의 경우 그 거동특성은 다음과 같은 식으로 표현될 수 있다.

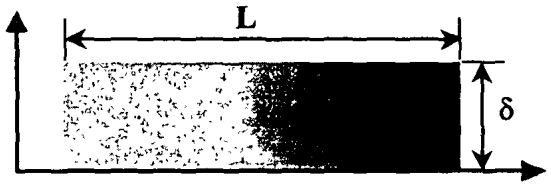


그림 3.32 Block 형태의 종방향 영구지반 변형

$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{aL}{2L_{em}} & L < 4L_{em} \\ \dfrac{aL}{\sqrt{LL_{em}}} & L > 4L_{em} \end{cases} \tag{3.68}$$

식 (3.66)은 Nordberg 등이 1992년 관과 지반사이의 하중 및 변위에 대한 탄-소성 관계식에 기초하여 제안한 해석식으로서 ε은 관의 축방향 최대변형률이며 L_{em}은 영구지반변형지역의 영향길이를 의미한다. 관의 최대 변형률을 산정하기 위해서는 먼저 L_{em}을 결정해야 하는데 이 때 다음 식을 사용한다.

$$L_{em} = \frac{aEA}{t_u} \tag{3.69}$$

식 (3.69)에서 E는 파이프의 탄성계수, A는 파이프의 면적, L은 종방향 영구지반변형이 발생된 길이로서 가정해야 하는 값이다. Block 형태의 종방향 영구지반변형의

경우 α는 1.0을 사용한다. 식 (3.69)를 보면 알 수 있듯이 L_{em}은 t_u에 의해 산정될 수 있는데 여기서 t_u는 마찰에 의한 최대 저항력으로서 다음 식으로 표현된다.

$$t_u = \frac{\pi}{2} D\gamma H(1+k_o)\tan k\Phi : \text{사질토지반} \tag{3.70}$$

$$t_u = \pi D\alpha S_u : \text{점토질지반} \tag{3.71}$$

식 (3.70)과 식 (3.71)에서 γ는 흙의 유효 단위 중량, H는 관의 중심을 기준으로 한 매설깊이, Φ는 모래의 전단 저항각이며, k_o는 비점착 정규압밀토의 경우 0.35~0.47을 사용하고, D는 관경, S_u는 비배수 전단 강도, α는 S_u에 따라 변화하는 점착 계수로서 그림 3.33을 이용하여 산정될 수 있다.

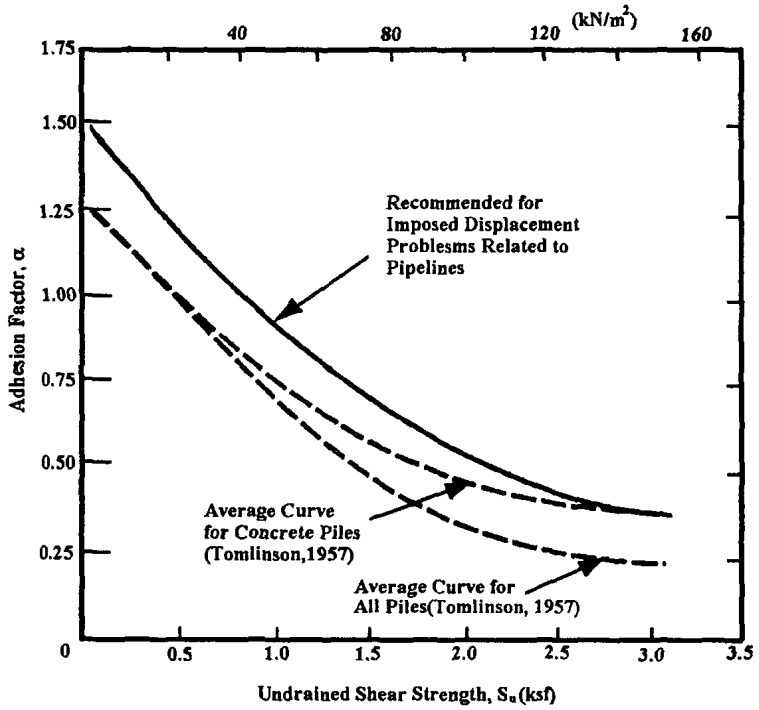


그림 3.33 비배수전단강도, S_u에 따른 점착계수, α의 변화

② 횡방향 영구지반변형에 대한 연속관의 거동해석

그림 3.34와 같은 횡방향 영구지반변형을 받는 연속관의 경우 거동해석은 크게 두 가지로 다시 구분될 수 있다. 즉 영구지반변형의 폭 W가 큰 경우와 영구지반변형의 폭이 작은 경우이다.

(a) 영구지반변형의 폭이 큰 경우

이 경우 지반변형에 대해 연속관은 비교적 유연한 거동을 보이며 관의 횡방향 변위는 지반의 변위와 거의 동일하다고 가정하게 된다. 또한 관의 변형률은 최대 휨 변형률과 평균적인 축방향 인장 변형률로 구분될 수 있으며 전체 관의 변형률은 두 개의 합으로 나타나게 된다.

관의 최대 휨 변형률은 다음 식과 같다.

$$\varepsilon_b = \pm \frac{\pi^2 \delta D}{W^2} \tag{3.72}$$

여기서, W는 영구 지반 변형 지역의 폭, D는 관경, δ는 영구지반변형의 크기를 각각 의미한다.

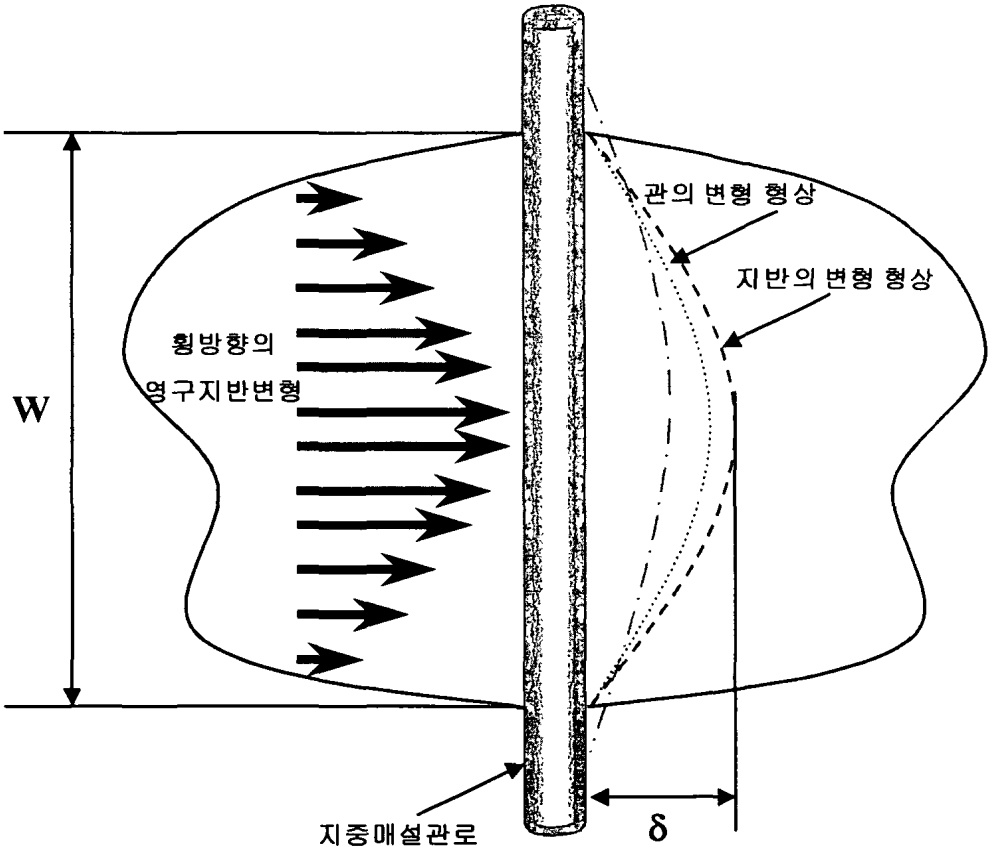


그림 3.34 횡방향 영구지반변형을 받는 연속관의 거동

관의 축방향 인장변형률은 평균적인 변형률 ε_a로 다음과 같이 표현된다.

$$\varepsilon_a = (\frac{\pi}{2})^2 (\frac{\delta}{W})^2 \tag{3.73}$$

그러므로 전체 관변형률 ε_t는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_b + \varepsilon_a = \pm\frac{\pi^2 \delta D}{W^2} + (\frac{\pi}{2})^2 (\frac{\delta}{W})^2 \tag{3.74}$$

(b) 영구지반변형의 폭이 작은 경우

관 자체가 비교적 강성 거동을 보이며 관의 횡방향 변위는 지반의 변위보다 훨씬 작아지게 되고 관의 변형률은 주로 지반과 관의 상호 작용에 의해 발생된다. 이 경우 축방향 변형률은 무시하게 된다. 그러므로 최대 변형률은 휨변형률과 동일하게 되며 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$\varepsilon = \varepsilon_b = \pm\frac{p_u W^2}{3\pi E t D^2} \tag{3.75}$$

여기서, t는 관의 두께를 의미하고 p_u는 단위 길이당 작용하게 되는 지반-관 상호 작용력으로서 다음과 같이 표현된다.

$$p_u = \gamma H N_{qh} D : \text{사질토지반} \tag{3.76}$$

$$p_u = S_u N_{ch} D : \text{점토질지반} \tag{3.77}$$

여기서, γ는 흙의 유효 단위 중량, H는 관의 매설깊이, D는 관경, S_u는 비배수 전단 강도를 의미하며 N_{qh}와 N_{ch}는 사질토 지반과 점토질 지반에 대한 수평 지지력 계수이다. N_{ch}는 흙의 마찰각(Φ)이 30 °일 때의 N_{qh}이며 N_{qh}는 그림 3.35를 이용하여 산정할 수 있다.

③ 횡방향 영구지반변형에 대한 분절관의 거동해석

횡방향 영구지반변형을 받는 분절관의 경우 연결부 즉 조인트에서의 횡방향 변위는 그 지점에서의 영구지반변형과 동일하게 된다. 그러므로 조인트의 상대 축방향 변위는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\triangle x_t = \frac{L_o}{2}(\frac{\pi\delta}{W}\sin\frac{2\pi x}{W})^2 \tag{3.78}$$

여기서, L_o는 분절관의 길이, δ는 횡방향 영구지반변형의 크기, W는 영구지반변형의 폭을 의미한다. 분절관의 경우 조인트의 열림(opening)이 문제가 될 수 있는데 횡방향 지반변형에 의한 조인트의 열림 현상은 다음과 같은 식으로 표현될 수 있다.

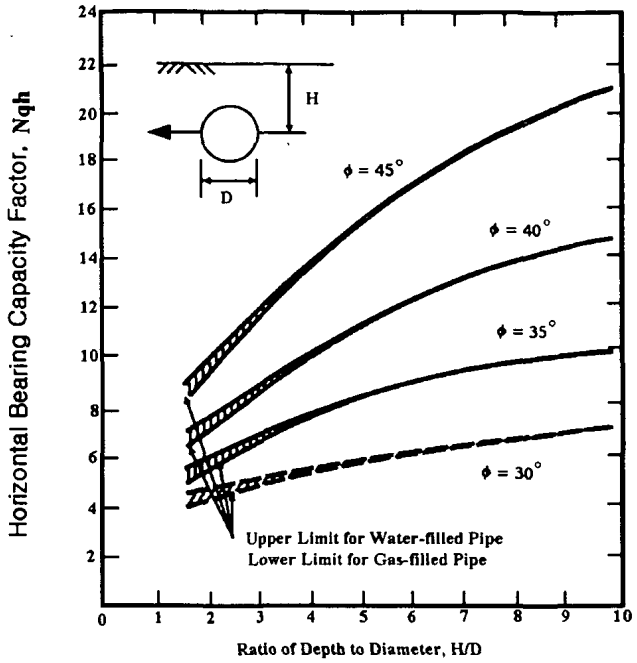


그림 3.35 관경 대 매설깊이의 비에 따른 수평지지력 계수

$$\triangle x_r = \begin{cases} \dfrac{\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos\dfrac{2\pi x}{W} & \triangle x_t > \triangle\theta \cdot D/2 \\ \dfrac{2\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos\dfrac{2\pi x}{W} & \triangle x_t < \triangle\theta \cdot D/2 \end{cases} \tag{3.79}$$

여기서, L_o는 분절관의 길이, δ는 횡방향 영구지반변형의 크기, W는 영구지반변형의 폭, D는 관경을 각각 의미한다. 횡방향 영구지반변형에 의한 조인트의 총 최대 열림, $\triangle x$는 축방향 인장과 회전에 의한 합으로 표현되므로 이를 고려하면 최대 조인트 열림은 다음과 같다.

$$\triangle x = \begin{cases} \dfrac{\pi^2 L_o \delta^2}{W^2}\left[\dfrac{2D}{\delta}\right] & 0.268 \le D/\delta < 3.73 \\ \dfrac{\pi^2 L_o \delta^2}{2W^2}\left[1+[D/\delta)^2\right] & Others \end{cases} \tag{3.80}$$

여기서, L_o는 분절관의 길이, δ는 횡방향 영구지반변형의 크기, W는 영구지반변형의 폭, D는 관경을 각각 의미한다.

(2) 지진파에 대한 매설관로 지진해석

지진파 전파에 대한 매설관로의 거동 해석은 3.5.3에서 설명한 것과 같이 지반변형률과 지반반력계수의 산정 및 유한요소 모형화가 수반되어야 하나 이러한 작업이 실무차원에서 적절하게 이뤄지기에는 매우 어렵다는 점을 고려하고 해석결과의 신뢰성 보장이 어렵다는 특성을 감안하여 다음과 같은 단순한 해석식을 제시하였다. 본 내진설계 지침서에서 제시되는 해석식들은 M.O.Rourke에 의한 최신 연구결과를 적용한 것이다.

① 지진파 전파에 대한 연속관의 거동해석

그림 3.36과 같이 관경 D, 매설깊이 H, 축방향 강성 EA를 갖는 관에 지진파로 인해 발생되는 축방향 변형률 $U_p(x)$는 다음과 같은 미분 방정식으로 표현될 수 있다.

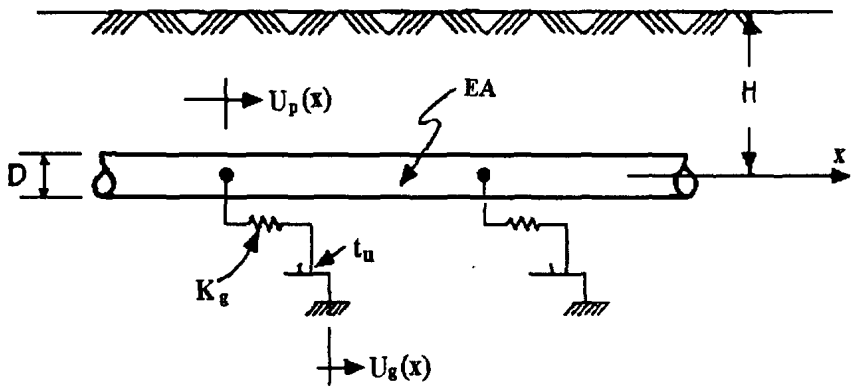


그림 3.36 지진파 전파에 대한 연속관의 거동해석 인자

$$\frac{d^2}{dx^2} U_p x - \beta^2 U_p(x) = -\beta^2 U_g(x) \tag{3.81}$$

여기서, $\beta^2 = K_g/(AE)$ 이고 $U_g(x)$는 관의 축과 평행한 지반변형량이며, K_g는 지반 강성계수를 각각 의미한다. L_s만큼의 간격을 가지고 있는 두 지점 사이의 지반 변형률이 $\lambda = 4L_s$의 전파길이를 가진 sin곡선으로 표현된다면 지반변위 $U_g(x)$는 다음과 같다.

$$U_g(x) = \varepsilon_g L_s \sin\frac{\pi x}{2L_s} \tag{3.82}$$

여기서, ε_g는 L_s 사이의 평균 지반 변형률을 의미한다.

이 경우 관의 변형률은 다음과 같은 식으로 표현될 수 있다.

$$\varepsilon_p = \frac{dU_p}{dx} = \frac{\pi}{2}\varepsilon_g \frac{\beta^2}{\beta^2 + (\frac{\pi}{2L_s})^2} \cos\frac{\pi x}{2L_s} \tag{3.83}$$

② 지진파 전파에 대한 분절관의 거동해석

지진파 전파에 대해 분절관의 각 조인트는 압축변위를 일으키게 되며 이 경우 분절관의 압축 변형률은 다음과 같다.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{n}{n+1}\frac{\triangle u_{ult}}{L_o} \tag{3.84}$$

여기서, L_o는 분절관의 길이, ε_g는 지반 변형률, n은 분절관의 개수이며, ε_p는 분절관의 변형률, $\triangle u_{ult}$는 조인트의 극한 압축 변위를 각각 의미한다.

참고문헌

1. 건설교통부, "내진설계기준연구", 1997
2. 건설도서, "지하구조물의 내진설계", 1996
3. 한국수도협회, "상수도시설기준", 1997
4. 한국지반공학회, "진동 및 내진설계", 1997
5. 鹿島出版社, "地下構造物の耐震設計", 1996
6. 日本道路協會, "共同溝設計指針", 1986
7. 日本道路協會, "駐車場設計・施工指針 同解說", 1992
8. 日本水道協會, "水道施設耐震工法指針・解說", 1997
9. ASCE, "Lifeline Earthquake Engineering", 1991
10. ASCE, "Pipeline Research Needs", 1996
11. ASCE, "The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering", 1997
12. ASCE, "Lifeline Earthquake Engineering in the Central and Eastern U.S.", 1995
13. ASCE, "Recent Lifeline Seismic Risk Studies", 1990
14. ASCE, "Advisory Notes on Lifeline Earthquake Engineering", 1983
15. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161-1176., "Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils", 1985
16. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, No.GT4, pp.449-464., "Seismic Behavior of Gravity Retaining Wall", 1979
17. U.S Army Corps of Engineers, pp.66-76., "Retaining and Flood Walls", 1994
18. ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp.103-147., "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, Proceedings", 1970
19. Kramer, S.T., "Geotechnical Earthquake Engineering", 1996

제 4 장
토류구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

빈 면

4. 토류구조물의 거동특성 파악 및 해석기법 설정

4.1 서론

지진피해사례 검토 결과 옹벽의 파괴는 뒷채움 지반의 동적토압 및 동수압의 발생과 옹벽 기초 지반의 액상화로 인해 발생하며 사면의 파괴는 사면토체 내 동적응력 증가와 토체 내 강도 저하에 의해 발생한다.

지진하중으로 인해 옹벽에 발생하는 동적토압 및 동수압을 평가하는 해석법으로는 등가정적 해석법이 널리 보급되어 사용되고 있으며 액상화가 발생할 수 있는 포화된 느슨한 사질토 층이 옹벽 기초 지반에 있는 경우에는 추가적으로 액상화 발생 여부를 평가해야 한다.

지진 하중으로 인한 사면 안정성 해석시 사면토체의 중량으로 발생하는 관성력의 크기와 사면토체의 액상화 발생 여부를 판단하는 것이 중요하다. 사면이 액상화가 발생하지 않는 경우 동적 안정성을 평가하는 해석방법으로는 지진하중을 파괴토체에 작용하는 등가정적 하중으로 치환하여 안정성을 해석하는 등가정적 해석법과 파괴토체를 경사진 평면위의 블록으로 단순화하여 파괴토체의 변형을 산정하여 안정성을 평가하는 Newmark 슬라이딩 블록(Sliding Block) 해석법이 있다. 또한, 사면토체가 액상화가 발생할 수 있는 포화된 느슨한 사질토인 경우에는 추가적으로 액상화 발생 여부를 검토해야 한다.

옹벽 및 사면구조물의 지진해석은 지진파에 대한 지반의 응답특성을 고려하는 것이 중요하다. 왜냐하면 일반적으로 설계기준가속도는 기반암에서의 값으로 주어지는데, 기반암에서의 지진파는 토층을 지나면서 증폭현상이 발생하기 때문이다. 등가정적하중을 결정하는 기준이 되는 지표면 최대가속도는 지반의 지진응답해석을 통하여 구하거나 내진설계 상위개념에 제시된 수평지진계수를 사용한다.

산지가 많고 토지가 협소한 국내사정으로 인해 단지 조성시 옹벽과 사면구조물은 부지의 효율적 이용이라는 측면에서 흔히 사용되는 토류구조물로서 근래에 이러한 토류구조물의 내진 설계 필요성의 대두와 함께 지진 하중이 작용할 때 옹벽과 사면구조물의 거동 해석 기법 및 설계 기준의 제시는 반드시 선행되어야 할 과정이라고 할 수 있다.

따라서 본 장에서는 옹벽과 사면 구조물에 대한 기본적인 해석이론 및 여러 설계 절차를 검토하여 한국토지공사의 단지시설물 중 옹벽 및 사면 구조물에 적용될 수 있는 적정한 지진해석 방법 및 내진 설계 기준을 제안하고 적절한

설계절차를 제시하였다. 설계기준 제시시 구조물의 등급 및 기능수행수준은 2등급 붕괴방지 수준으로 규정하였다.

4.2 옹벽 및 사면 구조물의 진동특성

옹벽 및 사면구조물의 지진해석은 지진파에 대한 지반의 응답특성을 고려해야 한다. 일반적으로 설계기준가속도는 기반암에서의 값으로 주어지는데, 기반암에서의 지진파는 토층을 지나면서 증폭현상이 발생한다. 지진시 사면에 작용하는 하중은 지진파의 지표면 최대가속도에 따라 결정되므로 지진파가 토층을 지나면서 발생하는 증폭현상을 고려하는 것은 매우 중요하다. 등가정적하중을 결정하는 기준이 되는 지표면 최대가속도는 지반의 지진응답해석을 통하여 구하거나 내진설계 상위개념에 제시된 수평지진계수를 사용한다.

수평지진계수는 실제 설계 시에는 재현주기를 고려한 위험도 계수와 지진구역 및 지반종류를 고려하여 다음 식과 같이 산정한다.

$$K_h = I \times C_a \tag{4.1}$$

I : 위험도 계수

C_a : 지진계수

그러나 토층이 30 m 이상 존재하거나 느슨한 사질토 지반인 경우 지진파가 크게 증폭될 수 있으므로 지반응답특성을 검토해야 한다. 특히 액상화가 발생할 수 있는 포화된 느슨한 사질토 층이 있는 경우에는 지진파로 인한 액상화 발생 여부를 검토해야 한다. 그리고 지진으로 인한 가속도의 수직성분은 안전성에 미치는 영향이 작으므로 일반적으로 설계에서는 무시한다.

옹벽의 동적 거동 특성에 관한 연구는 지진하중시 옹벽 벽체 거동의 실측값을 정확히 기록한 사례가 거의 없으므로, 대부분 모형실험과 수치해석을 통해 이루어지고 있다. 이중 대부분이 중력식 옹벽에 대한 해석과 실험결과들이기는 하지만 그 결과들을 토대로 지진하중시 옹벽의 동적 거동 특성을 정리하면 다음과 같다.

- 벽체에 작용하는 동적토압의 크기 및 분포는 벽체의 항복형태에 영향을 받는다.
- 벽체에 작용하는 최대 토압은 일반적으로 벽체의 관성력이 배면을 향하는 경우 즉 벽체가 배면으로 움직이거나 회전할 때 발생한다. 최소 토압은 벽체가 전면으로 움직이거나 회전할 때 발생한다.

· 벽체 배면 토압분포의 형상은 벽체의 이동에 따라 변화하며 합력의 작용점도 상하로 이동한다. 토압 합력의 작용점의 위치는 벽체가 배면으로 이동할 때 가장 높아지며, 전면으로 이동할 때 가장 낮아진다.

· 동적거동의 영향은 벽체의 여러 부분이 제각기 진동하기도 하는데 이러한 영향은 특히 기초지반에 관입되어 있는 벽체의 경우, 뒷채움재와 기초지반이 위상을 달리할 때 중요한 문제가 된다.

사면이 지진에 의하여 얼마나 큰 변형이 발생할 것인가는 지반의 종류, 밀도 및 지진의 크기에 달려있다. 그리고 지진 발생시 지반의 액상화 발생 여부를 판단하는 것이 선행되고 만일 액상화가 발생하는 것으로 판단되면 그로 인한 지반강도 상실 및 지반 침하의 문제를 고려해야 한다. 하지만 지금까지 사면의 변형에 대한 많은 연구에도 불구하고 액상화된 사면에 대한 유동변형의 크기를 정확히 예측하기는 대단히 어려운 실정이다.

지진에 의하여 액상화가 발생하지 않은 사면은 전단파괴가 발생하지 않는 한 대체로 작은 변형이 발생한다.

4.3 옹벽과 사면의 지진 해석 방법

4.3.1 옹벽의 지진해석 방법

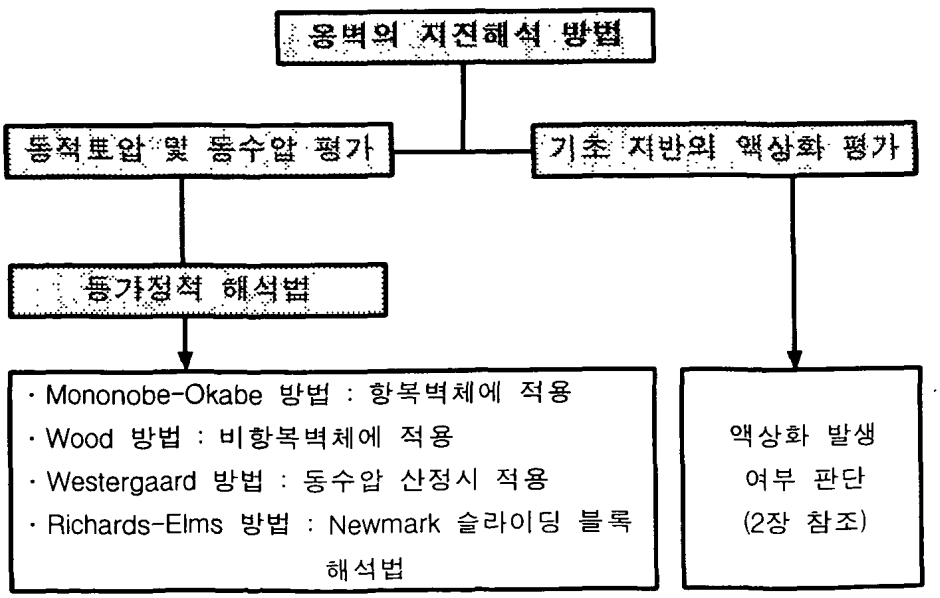


그림 4.1 옹벽의 지진해석 방법

옹벽의 파괴는 뒷채움 지반의 동적토압 및 동수압의 발생과 옹벽 기초 지반의 액상화로 인해 발생한다. 지진하중으로 인한 동적토압 및 동수압을 평가하는 해석법으로는 등가정적 해석법이 주로 사용되고 있으며 액상화가 발생할 수 있는 포화된 느슨한 사질토 층이 기초 지반에 있는 경우에는 추가적으로 액상화 발생 여부를 평가해야 한다.

(1) 등가정적 해석법

옹벽은 지진 발생시 벽체의 이동가능성에 따라 항복벽체와 비항복벽체로 나뉘며 항복벽체에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe방법을 통하여 산정하고 비항복벽체에 작용하는 토압은 Wood(1973)의 탄성해에 근거한 수평지진계수를 이용하여 Mononobe-Okabe 방법으로 산정한다.

또한, 옹벽의 배수 시설이 제기능을 발휘하지 못하여 뒷채움 지반에 지하수위가 있을 경우 벽체에 작용하는 동수압은 Westergaard의 수리 동역학적 방법으로 산정한다. 아울러 Mononobe-Okabe방법을 사용할 때 수평지진계수가 과도하게 큰 경우(0.2 이상)에는 Newmark의 슬라이딩 블록 해석법에 기초한 Richards-Elms 방법을 사용할 수 있다.

① Mononobe-Okabe 방법

이 방법은 Coulomb이론을 확장한 것으로서 Coulomb의 주동 또는 수동 파괴쐐기에 등가정적 가속도를 적용시킨 다음, 쐐기에 작용하는 힘들의 평형방정식으로부터 벽체에 작용하는 동적토압을 구하는 방법이다.

(a) 동적주동토압

총 작용력 P_{AE}는 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \tag{4.2}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi)} \quad (\beta > \phi - \psi \text{ 인 경우, Eurocode,1996}) \tag{4.3}$$

여기서, $\tan\psi = \frac{k_h}{1 - k_v}$ (4.4)

γ : 뒷채움 지반의 단위중량

ϕ : 뒷채움 지반의 내부마찰각

β : 뒷채움 지반 배면경사각

θ : 옹벽 벽면경사각

H : 옹벽의 높이 또는 가상배면의 높이

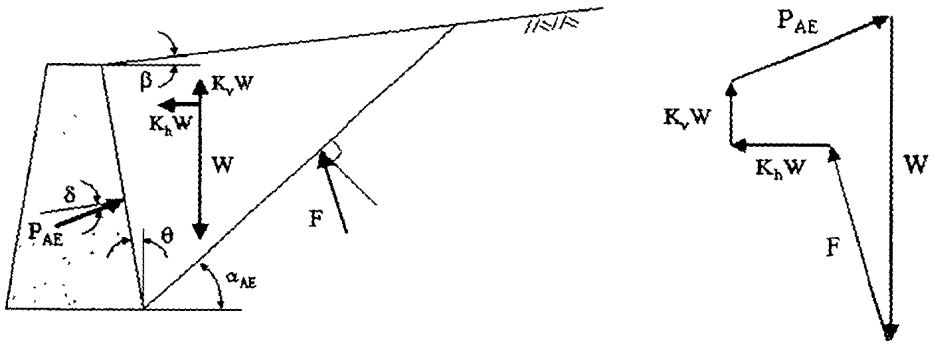


그림 4.2 Mononobe-Okabe 방법에서 주동쐐기에 작용하는 힘

지금까지의 연구 결과에 의하면 뒷채움재의 내부마찰각과 뒷채움재의 경사각은 위의 주동토압계수에 큰 영향을 미치나 벽면 마찰각에 의한 영향은 거의 없는 것으로 알려져 있다.

주동 상태의 총 작용토압 P_{AE}는 식(4.5)와 같이 정적인 토압 P_A와 동적인 토압 $\triangle P_{AE}$로 나눌 수 있다. 이 때 정적인 토압 P_A는 Coulomb의 방법을 통하여 구한다.

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \tag{4.5}$$

정적인 토압은 옹벽 저판에서 높이 $H/3$ 위치에 작용한다.

Seed와 Whitman(1970)은 동적인 토압은 대략 $0.6H$ 위치에 작용한다고 하였다. 이것을 기초로 그림 4.3과 같이 총 작용력의 작용위치 $\overline{z}$는 식(4.6)과 같다.

$$\overline{z} = \frac{P_A H/3 + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \tag{4.6}$$

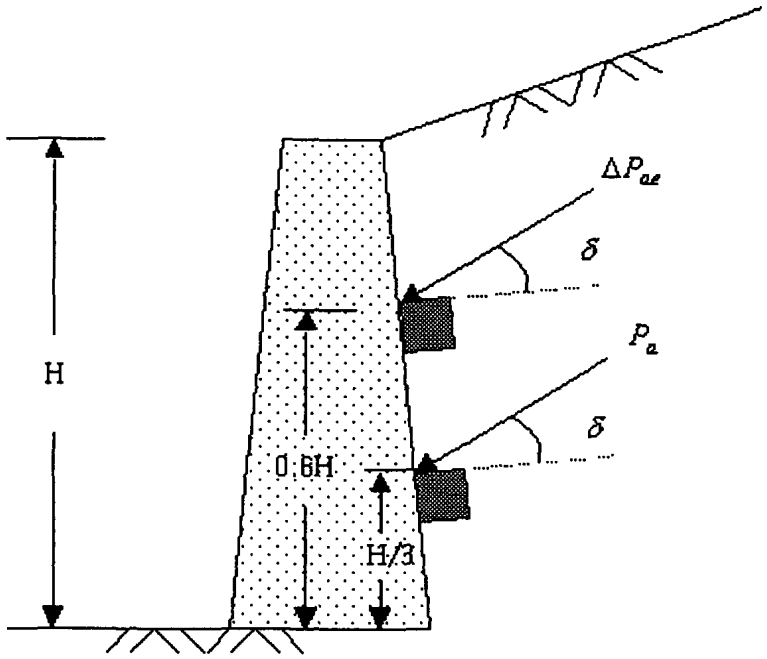


그림 4.3 동적토압의 작용점

(b) 동적수동토압

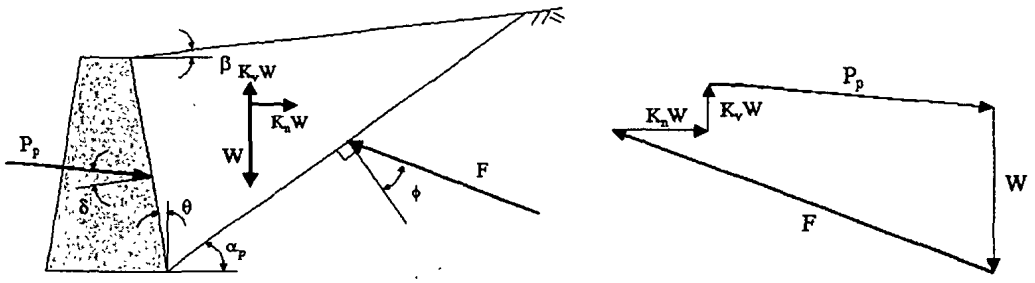


그림 4.4 Mononbe-Okabe방법에서 수동쐐기에 작용하는 힘

옹벽에 작용하는 동적수동토압, P_{PE}는 다음과 같다.

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \tag{4.7}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2} \tag{4.8}$$

주동토압계수와 마찬가지로 수동토압계수도 뒷채움재의 마찰각과 경사각의

영향을 크게 받으며 마찰각과 경사각이 증가하면 수동토압계수도 증가하게 된다.

수동상태의 총작용토압, P_{PE}는 동적주동토압에서와 마찬가지로 정적인 토압과 동적인 토압으로 나눌 수 있다.

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \tag{4.9}$$

② Wood의 방법(1973)

암반에 거치된 중력식 옹벽이나 상·하단이 버팀대 등에 의하여 고정된 지하실 벽체 등은 뒷채움재의 응력이 전단강도에 도달할 만큼 충분한 변위가 발생하지 않는다. 그 결과 최소 주동 또는 최대 수동 토압의 한계상태에 도달하지 못하게 되는데 이러한 벽체를 비항복 벽체라 한다.

Wood(1973)는 그림 4.5와 같이 강성기초로 결합된 2개의 강성벽 사이에 선형-탄성 거동을 하는 균질한 흙이 있는 경우, 동적인 토압을 산정하는 방법을 제안하였다. Wood(1973)는 일정한 수평가속도가 토체에 작용했을 때 매끈한 강성벽체에 작용하는 동적 작용력과 벽체의 바닥에 대한 동적 회전 모멘트를 식(4.10)과 식(4.11)의 형태로 제안하였다.

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{g} F_p \tag{4.10}$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{a_h}{g} F_m \tag{4.11}$$

여기서, a_h : 기초의 조화운동 가속도의 진폭

F_p와 F_m : 무차원의 동적 작용력과 모멘트 요소 (그림 4.6)

따라서 지진시 벽체에 작용하는 힘은 정적인 상태의 정지토압과 식(4.10)에 의한 동적인 토압의 합이 된다. 동적인 토압은 벽체 하단으로부터 높이 h_{eq}에 작용하며 식(4.12)와 같이 산정한다.

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \tag{4.12}$$

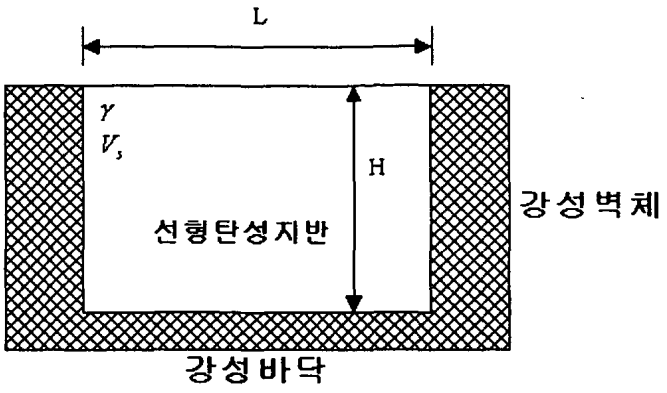


그림 4.5 비항복 벽체에 대해 토압을 산정하는 Wood방법의 벽체형상

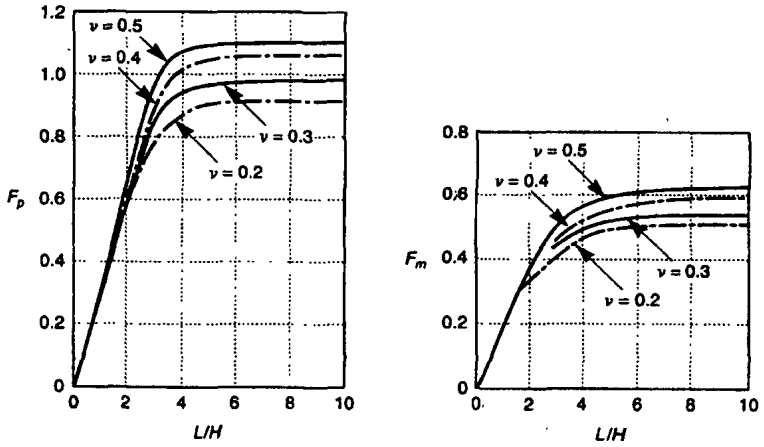


그림 4.6 Wood 식에서 사용되는 F_p와 F_m값 (Kramer, 1996)

③ 동수압의 고려

옹벽 배수 시설이 제 기능을 발휘하지 못하여 옹벽 뒷채움 지반이 완전포화 되어 있는 경우 벽체에 작용하는 총 합력을 산정하기 위해서는 동적인 수압과 정적인 수압을 고려해야 한다. 따라서, 지진시 벽체에 작용하는 총 작용토압은 식(4.13)과 같이 산정한다. 만약 뒷채움 지반내에 지하수위가 있으면 지하수위 아래에 있는 지반에 대하여 γ_b, K_{AE}'를 적용하여 토압을 산정하고 이에 동수압과 정수압을 더해주면 된다.

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma_b K_{AE}'(1-k_v)H^2 + E_{wd} + E_{ws} \qquad (4.13)$$

여기서, γ_b : 뒷채움 지반의 수중단위중량

K_{AE}' : 보정된 동적주동 토압계수

E_{wd}, E_{ws} : 각각 동수압과 정수압

식(4.13)에서 동수압 E_{wd}의 작용점은 지하수위 위치에서부터 포화층 높이의 60% 아래 깊이에 있다. K_{AE}'와 E_{wd}는 뒷채움 지반의 투수계수에 따라 다음의 두 가지 경우로 나누어 산정한다.

(a) 지하수위 아래 지반의 투수계수가 큰 경우 ($k \geq 5\times10^{-6}\ m/\sec$)

간극수는 흙입자에 제약을 받지 않고 자유롭게 움직일 수 있다고 가정한다. 따라서, 보정된 ψ'를 식(4.14)와 같이 산정한다.

$$\tan\psi' = \frac{F_H}{F_V} = \frac{G_s}{G_s-1}\,\frac{k_h}{1-k_v} = \frac{G_s}{G_s-1}\tan\phi \qquad (4.14)$$

여기서, G_s : 흙의 단위중량

K_{AE}'는 식(4.3)에서 식(4.4)로 정의되는 ϕ대신 식(4.14)로 정의되는 ψ'를 대입하여 산정한다. 그리고 간극수에 의한 동수압은 수리 동역학적인 방법에 의하여 유도된 Westergaard의 해로부터 식(4.15)와 같이 산정할 수 있다.

$$E_{wd} = \frac{7}{12}\,k_h\,\gamma_w\,(H-h_w)^2 \qquad (4.15)$$

(b) 지하수위 아래 지반의 투수계수가 작은 경우 ($k \leq 5\times10^{-6}\ m/\sec$)

흙입자와 간극수가 같이 움직인다고 가정한다. 따라서, 보정된 ψ''는 식(4.16)과 같이 산정한다. γ_{sat}는 γ_w의 약 두 배 정도이므로 $\tan\phi'' \fallingdotseq 2.0\tan\phi$이 된다.

$$\tan\psi'' = \frac{F_H}{F_V} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-\gamma_w}\,\frac{k_h}{1-k_v} = \frac{G_s+e}{G_s-1}\tan\phi \qquad (4.16)$$

여기서, γ_{sat} : 흙의 포화단위중량

마찬가지로 K_{AE}'는 식(4.3)에서 식(4.4)로 정의되는 ϕ대신 식(4.16)으로 정의되는 ψ''를 대입하여 산정하지만 간극수는 흙과 함께 거동하므로 간극수에 의

한 동수압은 없는 것으로 한다.

④ Richards-Elms(1979) 방법

Richards와 Elms(1979)는 허용변위에 따른 벽체구조물의 내진설계 방법을 제안하였다. 이 방법은 지진시의 사면안정해석 방법으로 Newmark(1965)가 제안한 슬라이딩 블록 해석법과 유사한 방법으로 옹벽의 허용수평변위를 유발하는 수평가속도 성분을 산정한 후 등가정적 해석을 통해 옹벽의 안정성을 평가하는 방법이다.

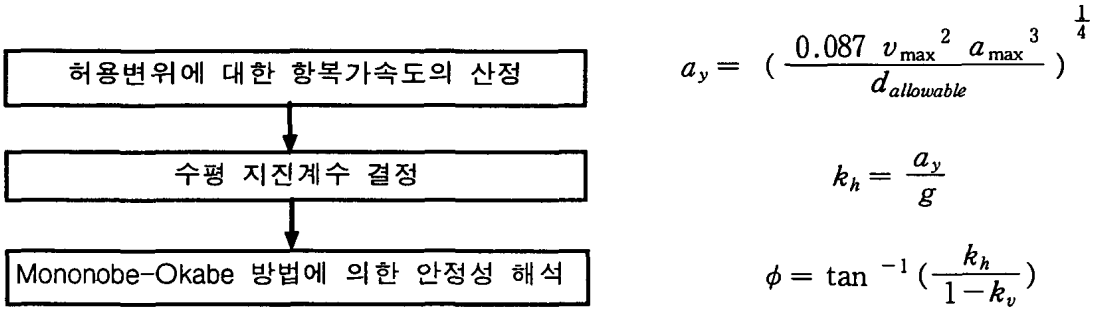


그림 4.7 Richards-Elms방법에 의한 해석 절차

그림에서, a_y : 항복가속도($m/\sec^2$)

$d_{allowable}$: 허용수평변위 (m)

v_{max} : 최대지반속도($m/\sec$)

a_{max} : 최대지반가속도 ($m/\sec^2$)

g : 중력가속도 ($m/\sec^2$)

설계 절차는 그림 4.7과 같으며, 간략히 설명하면 허용변위에 대하여 최대지반가속도와 최대지반속도로부터 항복가속도를 구하고 항복가속도를 중력가속도로 나눠 수평 지진계수를 결정한 후 이를 통해 ϕ를 산정하여 Mononobe-Okabe 방법에 대입하여 안정성을 해석하는 방법이다. 이 때 a_{max}와 v_{max}는 지반응답해석 프로그램을 이용해서 얻거나 설계지반가속도로서 a_{max}가 주어졌을 때 표 4.1을 통해서 v_{max}를 간접적으로 얻을 수 있다.

표 4.1 Seed와 Idriss가 제안한 v_{max} / a_{max}

지반조건	v_{max} / a_{max}
Rock	0.056 sec
Stiff Soils (< 200ft)	0.112 sec
Deep Stiff Soils (> 200ft)	0.138 sec

(2) 옹벽의 유형에 따른 내진 설계 고려사항

지진하중에 대한 옹벽설계는 정적 하중조건에 대한 옹벽설계와 유사하고 두 하중 조건의 경우 발생가능한 파괴형상은 동일하므로 옹벽설계시 이러한 파괴형상이 일어나는 것을 피하도록 하여야 한다.

① 중력식 옹벽

옹벽 중 가장 간단한 형태지만 다른 형태의 옹벽보다 더 설계에 주의를 기울여야 한다. 중력식 옹벽은 활동 파괴방지에 초점을 맞추고 있으나 옹벽 기초지반의 지지력 손실에 의한 전도의 가능성도 고려되어야 한다.

(a) 지진하중조건에 의한 설계

중력식 옹벽은 일반적으로 지진하중조건에 의하여 설계된다.

Mononobe-Okabe 방법은 벽체자체와 주동쐐기에 작용하는 등가정적 가속도와 관성력을 고려하여 설계된다. 일반적으로 등가정적 가속도는 실제 지표면 최대 가속도보다 훨씬 작기 때문에 설계시 등가 정적 가속도는 지표면 최대 가속도의 1/3에서 1/2에 상응하는 0.05 g와 0.15 g사이의 값에 1.0에서 1.2의 안전율이 적용된다(Whitman ,1990). 이 방법은 실제 지반거동을 단순화하였음에도 불구하고 지진에 대하여 안전하다. 그 이유는 Mononobe-Okabe방법이 정확한 방법이어서가 아니라 정적해석의 보수성 때문이다.

(b) 허용변위에 의한 설계

현재 중력식 옹벽을 허용변위에 의하여 설계하는 방법이 일반화되고 있다. 이러한 허용변위에 의한 설계방법은 먼저 설계 허용변위를 정하기 위하여 각각의 옹벽에 대한 영구변위의 범위를 고려해야 한다. 영구변위를 결정하는 방법으로 Richards-Elms의 설계절차가 사용되고 있다. Richards-Elms 설계절차는 영구변위가 어떤 허용값보다 작거나 같게 하도록 하는 벽체의 자중을 고려하며 해석방법 및 설계 절차는 4.3.1 절에 설명한 바와 같다.

Richards와 Elms가 독창적으로 안전율 1.5를 제안하였으나 Whitman-Liao(1985)의 연구에 따르면 벽체 자중에 안전율 1.1~1.2만 적용하더라도 허용 영구변위

를 초과할 확률이 5%이내인 것으로 나타났다.

② 캔틸레버식 옹벽

중력식 옹벽과 유사하게 설계되어지나 휨에 의한 파괴가 반드시 고려되어야 한다. 최대 전도모멘트는 옹벽자체의 휨 파괴를 방지하기 위하여 벽 요소의 구조설계를 위해 사용되기도 하고 지반의 지지력 부족으로 인한 파괴를 방지하기 위하여 필요로 하는 옹벽기초의 크기를 결정하는데 사용된다.

③ 지지식 옹벽

지지요소에 의해 횡방향 변위가 구속되기 때문에 지지식 옹벽은 지지요소의 인접부에서 최소 주동토압 또는 최대 수동토압이 발생하지 않는다. 토압은 지지요소의 강성과 벽체와 지반의 상대 강성에 의존한다.

(a) 비항복 지지식 옹벽

지지식 옹벽의 기초가 암반에 설치된 것처럼 거의 변형이 일어나지 않도록 지지된 옹벽의 경우 일반적으로 Wood(1973)의 방법으로 구한 토압에 저항하도록 설계된다. Whitman(1990)은 강성지반에 기초가 놓인 옹벽에서 동적 유한요소 해석을 실시한 결과 지표면 최대가속도에 의한 Mononobe-Okabe 방법이 상당히 합리적임을 보여주었다.

AASHTO(1991)의 교대에 대한 설계 시방서에 따르면 비항복 교대는 유효 최대가속도의 1.5배의 등가 정적 수평가속도가 작용할 때 Mononobe-Okabe방법으로 산정한 수평토압에 저항하도록 설계되어야 한다고 추천하고 있다.

(b) 연성 지지식 옹벽

Anchored bulkhead나 Tieback wall과 같은 연성 지지식 옹벽의 지진응답은 매우 복잡하므로 설계를 위한 단순화된 방법이 필요하다. Anchored bulkhead에 대한 단순설계법은 실제 벽체의 거동계측에 근거한 예상 피해의 경험적인 모델을 통해 보완될 수 있다.

· Anchored bulkhead

수공구조물로서 anchored bulkhead는 액상화의 영향을 크게 받으며 대규모의 액상화가 일어나는 경우 bulkhead의 파괴 가능성은 매우 높다. 따라서 액상화를 미리 방지할 수 있는 조치들이 시공 전에 취해져야 한다. 하지만 대규모 액상화가 일어나지 않는 경우에도 anchored bulkhead의 영구변위가 관측되어지므로 기존의 설계방법들은 이러한 형태의 피해를 최소화할 수 있는 등가 정적 방법에 의한 설계를 제안하고 있다.

지진의 영향을 등가 정적 관성력으로 나타내는 최근의 설계방법들은 자유단 지지법과 Rowe의 모멘트 감소법을 사용하고 있으며 설계과정을 간단히 요약하면 다음과 같다.

- 정적하중조건에 대해 anchored bulkhead를 설계한다.
- 등가정적 가속도 a_h와 a_v를 산정한다.
- Mononobe-Okabe방법을 사용하여 벽체 배면지반의 주동토압을 계산한다. 이 때 주동영역의 원점을 벽체의 바닥으로 가정한다.
- Mononobe-Okabe방법을 사용하여 벽체 전면지반의 수동토압을 계산한다. 이 때 수동영역의 원점 역시 벽체의 바닥으로 가정한다.
- 벽체와 타이로드의 연결점에 대한 휨모멘트를 계산하여 벽체의 최소 관입 깊이를 계산한다. 이 때 모든 수압(정수압, 동수압, 과잉간극수압)이 계산에 포함되어야 한다.
- 벽체에 작용하는 수평방향 힘의 평형을 고려하여 앵커가 부담해야 할 저항력을 계산한다. 이 때 모든 수압이 계산에 포함되어야 하며 계산된 앵커의 저항력은 자유단 지지 앵커 저항력이라 한다.
- 벽체의 깊이별 휨모멘트의 분포를 계산한다. 이 때 모든 수압이 계산에 포함되야 하며 계산된 최대 휨모멘트를 자유단지지 모멘트라 한다.
- 자유단지지 모멘트와 Rowe(1952)가 제안한 Rowe의 모멘트 감소계수의 곱으로 설계 휨모멘트를 계산한다.
- 계산된 자유단지지 앵커 저항력을 30% 증가시켜 타이로드 설계하중을 결정한다.
- 앵커블록의 양측에 걸리는 수동토압, 주동토압 및 수압을 고려한 수평방향 힘의 평형 방정식을 만족시키는 앵커블록의 최소크기를 결정한다. 앵커블록의 저면과 상부에 작용하는 수압의 영향도 고려해야 한다.
- 벽체 배면지반의 주동쐐기가 앵커블록의 전면에 작용하는 수동쐐기와 만나지 않도록 벽체로부터 충분한 거리를 두고 앵커블록을 위치시킨다. 지진하중조건의 주동 및 수동파괴면이 정적하중조건에서보다 편평하기 때문에 타이로드는 설계시 정적하중조건에 의한 설계보다 상당히 길게 계산되야 한다.
- 지진 운동이 끝난 후 지진에 의해 유발되는 과잉간극수압 재분포의 영향을 점검한다.

· Tieback Wall

Tieback Wall은 주로 굴착시 가설구조물로서 한정되어 사용되기 때문에 지진거동에 대해서 상대적으로 주목을 받지 못했다. 하지만 영구적인 시설물로서 점점 보편화됨에 따라 설계시 지진하중을 고려할 필요가 있다는 인식이 증가하고

있다.

Tieback Wall의 지진시 거동은 anchored bulkhead와 유사하다. 주된 차이점은 Tieback Wall은 다중 앵커를 가지고 있고 앵커들이 일반적으로 경사져 있다는 것이다. 지진시 Tieback Wall의 거동 관찰 결과는 거의 없지만 Ho 등(1990)은 이용 가능한 자료들의 분석을 통해 일반적으로 Tieback Wall은 지진시 잘 견디는 것으로 보고하고 있다. Siller와 Frawley(1992)는 수치해석을 통해 앵커의 강성과 간격이 Tieback Wall의 영구변위에 미치는 영향이 큼을 보여주었다. 일반적으로 강성이 큰 앵커가 사용된 Tieback Wall이 작은 강성의 앵커가 사용된 경우보다 영구변위가 더 작다. 앵커의 수직간격이 작은 Tieback Wall은 간격이 큰 것보다 영구변위가 더 작고 일정하게 나타난다.

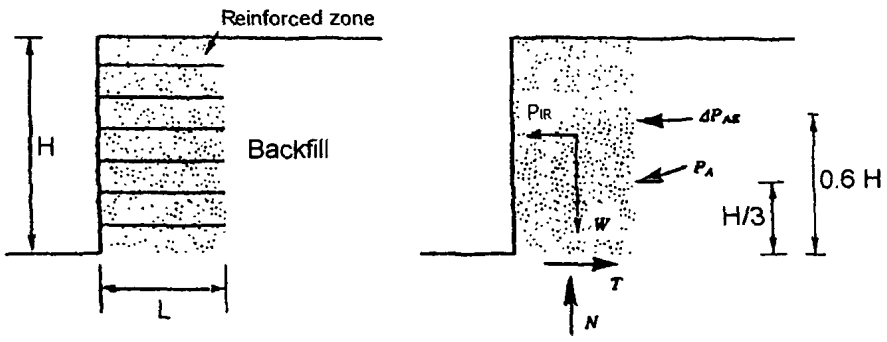
정적 설계 토압은 지진시의 영구변위에 크게 영향을 미친다. 즉, 더 높은 정적토압에 대해 설계된 벽체는 낮은 정적토압에 대해 설계된 것보다 지진시 작은 변형을 보인다.

Fragaszy 등(1987)에 의하면 Tieback wall은 벽체의 배면토체와 기초지반 사이의 진동의 위상차에 의해서도 영향을 받을 수 있다. 기초지반까지 근입되어 있는 벽체요소는 벽체의 하부에서 매우 큰 휨모멘트가 발생하며, 굴착바닥면 아래 지반까지 근입된 경사 앵커는 토체와 벽체가 서로 다른 방향으로 움직일 때 매우 큰 인장력을 받게 된다.

④ 보강토 옹벽

지진 발생시 보강토 옹벽에는 정적토압 이외에 보강구역 뒤로부터 오는 동적토압과 보강구역 내의 관성력이 작용한다. 보강토 옹벽은 외적 불안정(보강구역의 활동 및 전도 파괴)과 내적 불안정(보강재의 인발 및 인장파괴)이 발생하지 않도록 설계되어야만 한다. 보강토 옹벽의 설계를 등가정적 해석으로 제안한 Christopher(1990)방법이 현재 사용되고 있다.

보강토 옹벽은 일반적인 옹벽과는 다른 재료가 사용되며 일반적인 옹벽과는 다른 개념으로 파괴에 저항한다. 보강토 옹벽의 설계시에는 일반적인 옹벽의 내진 설계시에는 별로 중요하지 않은 재하방법, 재하시기 및 환경적 요인들에 대한 고려가 요구된다.



(a) 보강토 옹벽의 기하구조 (b) 보강구역내에 작용하는 정적토압과 동적토압

그림 4.8 보강토 옹벽의 설계 요소

(a) 외적안정

보강토 옹벽의 외적 안정에 대한 평가는 중력식 옹벽과 같다. 그림 4.8에서 보는 바와 같이 보강구역에는 자중 W와 정적토압 P_A가 작용하는 것으로 가정한다. 지진하중은 등가정적 동적토압 $\triangle P_{AE}$와 보강구역의 관성력 P_{IR}로 표현한다. 설계과정을 예시하면 다음과 같다.

· 지표면 최대 수평가속도 $a_{\max}$를 결정한다.

· 아래의 식으로 보강구역 도심에서의 최대가속도를 계산하다.

$$a_c = (1.65 - \frac{a_{\max}}{g}) a_{\max}$$

· 아래 식에 의해 동적토압 $\triangle P_{AE}$를 계산한다.

$$\triangle P_{AE} = 0.375 \frac{a_c \gamma_b H^2}{g}$$

여기서, γ_b는 뒷채움재의 단위중량이다.

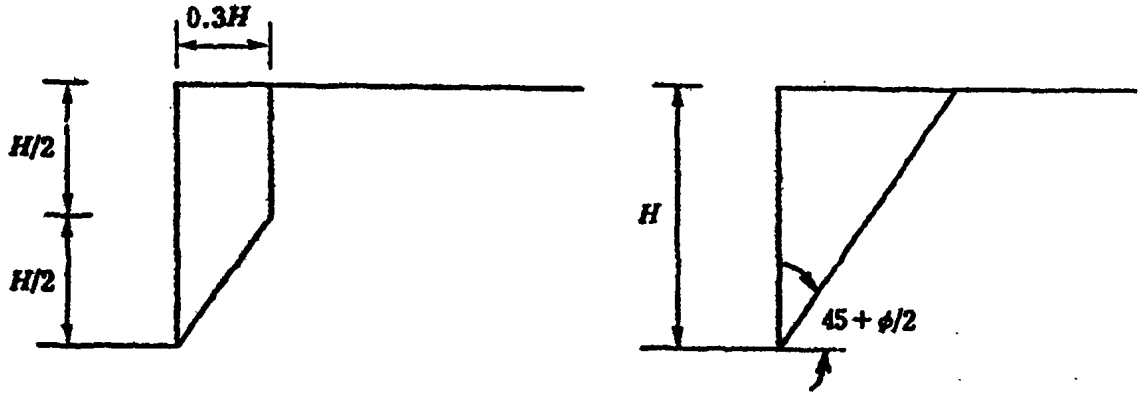
· 아래 식에 의해 보강구역에 작용하는 관성력을 계산한다.(그림 4.8 (a) 참조)

$$P_{IR} = \frac{a_c \gamma_r HL}{g}$$

여기서, γ_r은 보강구역내의 흙의 단위중량이다.

· 보강구역에 작용하는 정적토압에 그림 4.8 (b)와 같이 P_{IR}의 50%와 $\triangle P_{AE}$를 더하여 활동과 전도에 대한 안정을 검토한다(P_{IR}를 감소시키는 것은 $\triangle P_{AE}$와 P_{IR}의 최대값이 동시에 일어나지 않는다는 사실을 감안). 내진설계시 활동과 전도에 대한 안전율은 정적재하시 적용되는 최소안전율 값의 75% 또는 그 이상이어야 한다.

(b) 내적안정



(a) 잘 늘어나지 않는 보강재　　(b) 잘 늘어나는 보강재

그림 4.9 보강토 옹벽의 내적 내진 안정평가를 위한 한계 잠재파괴

그림 4.9는 보강토 옹벽의 내적 내진 안정평가시 가정된 한계잠재 파괴면을 보여주고 있다. 그림 4.9에서처럼 파괴면의 형상은 보강재가 축력에 의해 늘어나는지 여부에 따라 다르게 가정된다. 그림 4.9의 파괴형상을 예로 한 내적 안정에 대한 내진 설계과정은 아래와 같다.

· 한계 잠재파괴면 내의 등가정적 관성력을 아래의 식으로 산정한다.

$$P_{IA} = \frac{a_c W}{g}$$

여기서 , W 는 파괴토체의 자중 (그림 4.9 (a),(b)에서 사다리꼴 및 삼각형 구역)

· 각 보강재의 저항면적(파괴면 밖의 보강재 면적)에 비례하여 P_{IA}를 각층에

분배한다. 분배된 P_{IA}는 각층 보강재에 작용하는 동적 인장력이다.

- 각 보강층에 작용하는 총 인장력을 구하기 위해 정적 인장력에 동적 인장력을 합산하고 보강재의 허용인장력이 최소 총 인장력의 75%가 되는지를 검토한다.
- 각 층의 보강재가 잠재파괴면 밖으로 충분히 연장되어 있어서 총 인장력이 작용할 경우의 인발저항 안전율이 정하중만이 작용할 경우의 안전율의 75% 이상이 되는지 검토한다.

4.3.2 사면의 지진 해석 방법

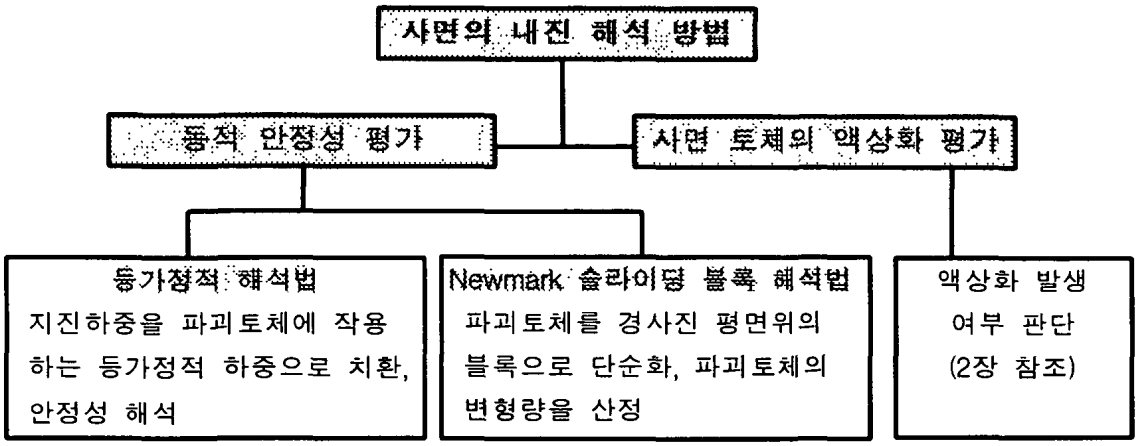


그림 4.10 사면의 지진 해석 방법

지진하중이 작용할 때 사면의 파괴는 사면토체 내 동적응력 증가와 토체내 강도 저하에 의해 발생한다. 따라서 해석 시에는 사면토체의 중량으로 발생하는 관성력의 크기와 사면토체의 액상화 발생 여부를 판단하는 것이 중요하다.

사면이 액상화가 발생하지 않는 경우 동적 안정성을 평가하는 해석방법으로는 지진하중을 파괴토체에 작용하는 등가정적 하중으로 치환하여 안정성을 해석하는 등가정적 해석법과 파괴토체를 경사진 평면위의 블록으로 단순화하여 파괴토체의 변형을 산정하여 안정성을 평가하는 Newmark 슬라이딩 블록(Sliding Block) 해석법이 있다. 또한, 사면토체가 액상화가 발생할 수 있는 포화된 느슨한 사질토인 경우에는 추가적으로 액상화 발생 여부를 검토해야 하며 액상화 발생 여부의 판단은 2장을 따르도록 한다.

암반사면도 풍화도가 높고 절리가 촘촘히 발달된 경우에는 원호파괴를 가정하여 흙사면과 동일하게 취급할 수 있으나 그렇지 않은 경우에는 가상 파괴면을 간단히 정의하기 어렵기 때문에 일반적인 지진해석 방법과 기준을 제시할 수 없다. 다만, 가상 파괴면이 주어지면 가상 파괴토체에 대하여 흙사면과 동일하게 등가정적 하중 개념을 이용하여 지진하중을 고려할 수 있을 것이다.

(1) 등가정적 해석법

지진파의 지표면 최대 수평가속도의 50%를 파괴토체의 무게에 곱한 하중을 등가 정적 하중으로 치환하여 안정성을 해석하는 방법으로써 지표면 최대 수평가속도 크기가 안정성의 최대 영향인자가 된다.

일반적인 해석 절차는 먼저 지표면 최대 수평가속도를 이용해 수평방향의 등가정적 하중을 식(4.17)로 구한다.

$$F_h = \frac{a_{h,\max}}{2}\frac{W}{g} = k_h W \tag{4.17}$$

여기서, $a_{h,\max}$: 지표면 최대 수평가속도

k_h : 수평방향 등가정적하중계수

W : 파괴토체의 무게

그리고 이를 이용해 그림 4.11과 같은 개념도의 경우, 식(4.18)처럼 안전율을 구한다.

$$F_s = \frac{o\text{점에 대한 저항모멘트}}{o\text{점에 대한 활동모멘트}} = \frac{s(ABC)R}{WL_1 + K_h WL_2} \tag{4.18}$$

이러한 방법을 반복하여 안전율이 가장 작은 가상파괴면을 결정하고 이 때의 최소 안전율이 정적 기준 안전율의 75%보다 큰 경우 사면이 안정하다고 판단한다. 그리고 개념도에서도 알 수 있듯이 실제 가정되는 파괴면은 직선이 아니므로 안전율은 일반적인 절편법으로 산정하는 것이 편리하다.

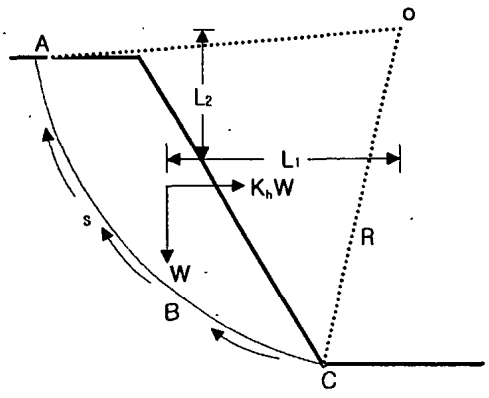


그림 4.11 사면의 등가정적 해석법의 개념도

일반적인 절편법을 이용한 동적 사면 안정 해석법은 다음과 같다.

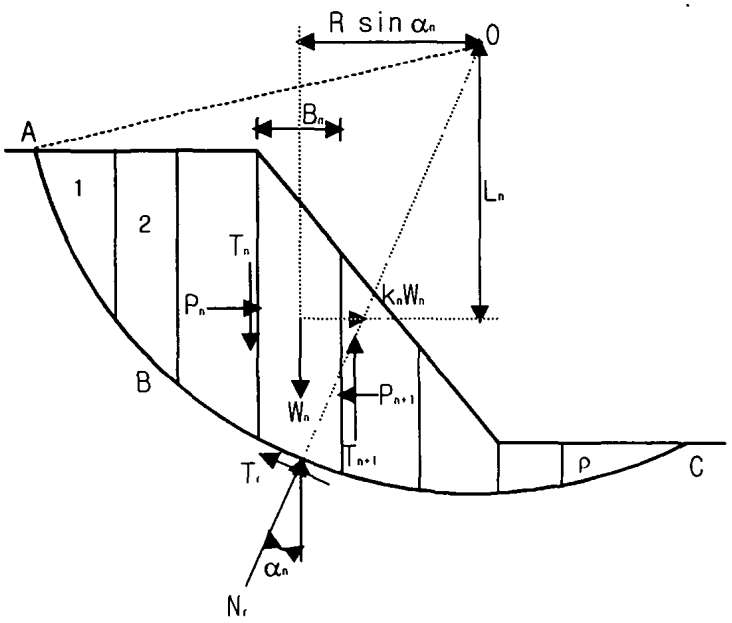


그림 4.12 절편법에 의한 동적 사면안정 해석

그림 4.12는 중심이 o인 가상파괴면 위의 지반을 여러개의 절편으로 나누고 그중 하나의 절편에 작용하는 힘의 상태를 나타낸다. 절편의 무게와 수평방향의 관성력은 각각 W_n과 $k_h W_n$이다. 절편의 양쪽 면은 수직력과 전단력이 작용하고 있으나 그 작용력은 결정하기가 매우 어려워 일반적으로 양편에 작용하는 P_n과 T_n , P_{n+1}과 T_{n+1}은 합력과 작용방향이 같다고 가정하여 측면에 작용하는 힘은 무시한다. 또한 수평방향의 관성력이 절편의 파괴면에 작용하는 수직력 N_r과 전단력 T_r에 영향을 미치지 않는다고 가정하면 N_r와 T_r는 다음과 같다.

$$N_r = W_n \cos\alpha_n$$

$$T_r = \frac{1}{F_s}(cB_n \sec\alpha_n + N_r \tan\phi) = \frac{1}{F_s}(cB_n \sec\alpha_n + W_n \cos\alpha_n \tan\phi)$$

그리고 원호 중심에 대한 각 절편에서의 힘에 대한 모멘트를 취하면 활동파괴에 대한 안전율을 구할 수 있다. 여러 번의 가상파괴면에 대하여 반복하여 안전율을 구하면 그 중 안전율이 가장 작게 나타나는 활동면이 최소안전율을 가진 활동파괴면으로 가정할 수 있다. 아울러 지층이 여러 층인 경우에는 지층에 따라 절편을 적당히 나누면 사면안정해석이 가능하다. 안전율은 다음 식과 같다.

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{p} (cB_n \sec\alpha_n + W_n \cos\alpha_n \tan\phi)}{\sum_{n=1}^{p} [W_n \sin\alpha_n + k_h W_n (L_n/R)]} \tag{4.19}$$

(2) Newmark 슬라이딩 블록(Sliding Block) 해석법

등가정적 해석법은 안전율로써 지진하중하의 사면안정의 지표를 제공한다. 하지만 이러한 해석법으로는 사면의 변형에 대한 정보는 전혀 알 수 없다. 사실 지진후의 사면의 사용성은 사면의 변형량에 의해 판단되기 때문에 사면의 변형량을 예측하는 해석법이 동적 사면안정의 지침으로써 더 유용할 수 있다.

Newmark 슬라이딩 블록 해석법은 지진하중을 고려한 사면 안전율이 1.0미만인 경우 파괴토체의 변위가 발생한다고 가정하여 아래 그림 4.13의 개념도에서 보듯이 파괴토체를 경사진 평면위의 블록으로 단순화하여 지진 하중에 의한 사면의 변형량을 예측하는 방법이다.

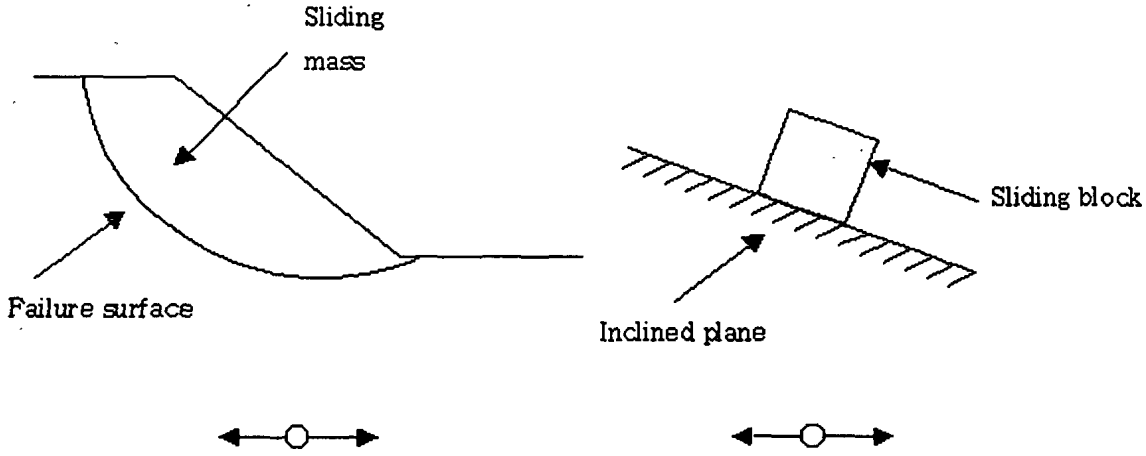


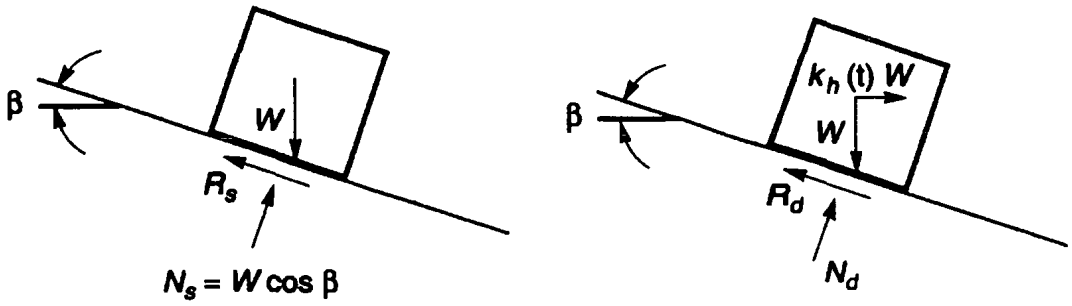
그림 4.13 Sliding Block 해석의 개념도

위의 개념도에서 파괴토체에 작용하는 관성력이 충분히 커서 전체 작용력(정적+동적)이 저항력을 초과하게 되면 안전율은 1이하로 떨어질 것이다.

Newmark(1965)은 바로 이러한 조건하의 사면거동을 고려하였다.

그림 4.14에서 정적으로 안정할 때는 정적저항력, R_s가 정적작용력, D_s보다 크다. 그리고 단순히 마찰로만 저항한다고 가정하면 안전율은 다음과 같다.

$$F_s = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W\cos\beta\tan\phi}{W\sin\beta} = \frac{\tan\phi}{\tan\beta}$$



(a) 정적상태 (b) 동적상태

그림 4.14 경사면에 거치된 block에 작용하는 힘

이제 여기에 지진으로 인한 수직 방향의 가속도 성분은 무시하고 수평 방향의 가속도 성분에 의한 진동에 의해 전달되어진 관성력의 효과를 고려해보면 동적 안전율 FS_d는 다음과 같다.

$$FS_d(t) = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos\beta - k_h(t)\sin\beta]\tan\phi}{\sin\beta + k_h(t)\cos\beta}$$

여기서, $a_h(t) = k_h(t) \cdot g$ 이며 분자는 저항력을 분모는 결국 등가정적 작용력을 나타낸다. 식에서 보면 분명 k_h가 증가하면 동적 안전율은 감소하게 된다. 위 식에서 정적으로는 안정한 블록에 대해서 위 식의 안전율 값을 '1'로 만드는 양의 k_h값이 분명히 존재할 것이다. 이러한 계수를 항복계수라 하며 'k_y'라 한다. 그리고 이것은 바로 항복가속도에 대응된다. 즉,

$$a_y = k_y \cdot g$$

다시 말해서 항복가속도는 결국 블록의 불안정을 만들어 내는데 필요한 최소한의 등가정적 가속도이다.

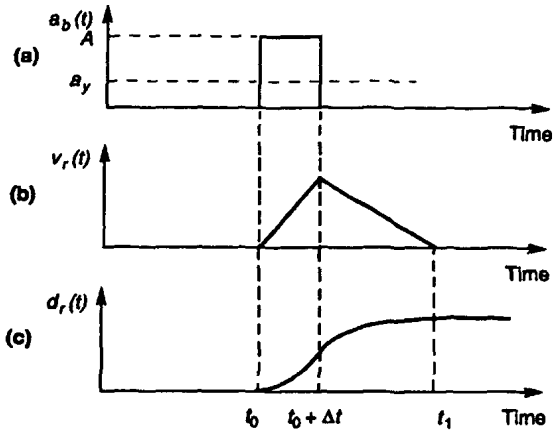


그림 4.15 사각형 펄스(pulse)에 의한 슬라이딩 블록과 경사면 사이의 상대속도 및 상대가속도의 변화

그러면 영구변형을 구하는 방법의 예로서 진폭 'A'의 단일 사각형 펄스가 가해지는 경사진 면 위에 블록이 있는 경우를 생각해 보자.

만일 a_y가 A보다 작다면 블록의 평면에 대한 상대가속도는 다음과 같다.

$$a_r(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y \qquad t_0 \le t \le t + \Delta t$$

여기서 $a_b(t)$는 경사진 면의 가속도이다.

따라서 이 시간 동안의 블록의 상대 운동은 상대적인 가속도를 두번 적분함으로써 구할 수 있다.

$$v_r(t) = \int_{t_0}^{t} a_r(t)\,dt = [A - a_y](t - t_0) \qquad t_0 \le t \le t + \Delta t$$

$$d_r(t) = \int_{t_0}^{t} v_r(t)\,dt = \frac{1}{2}[a - a_y]\,(t - t_0)^2 \qquad t_0 \le t \le t + \Delta t$$

$t = t_0 + \Delta t$에서 상대속도는 최대이고 그 때의 상대속도와 상대변위는 다음과 같다.

$$v_r(t_0 + \Delta t) = [A - a_y]\Delta t$$

$$d_r(t_0 + \Delta t) = \frac{1}{2}[A - a_y]\,(\Delta t)^2$$

$t_0+\triangle t$ 시간에서 바닥가속도가 '0'으로 떨어진 후 슬라이딩 블록은 바닥의 마찰력으로 인해 가속도가 줄어드나 블록은 계속해서 경사면에서 미끄러질 것이다. 하지만 결국 속도는 '0'이 된다. 이 시간동안 가속도는 아래와 같이 주어진다.

$$a_r(t)=a_b(t)-a_y=0-a_y=-a_y \qquad t_0+\triangle t\leq t\leq t$$

여기서 t_1은 상대속도가 '0'이 되는 시간이며 이 시간동안 블록은 음의 가속도를 겪게 된다. 따라서 시간 $t_0+\triangle t$ 와 t_1 사이에서 상대속도는 다음과 같이 줄어든다.

$$v_r(t)=v_r(t_0+\triangle t)+\int_{t_0+\triangle t}^{t_1}a_r dt=A\triangle t-a_y(t-t_0) \qquad t_0+\triangle t\leq t\leq t$$

위 식에서 $t=t_1$에서 상대속도가 '0'이 되도록 하면 $t_1=t_0+\frac{A}{a_y}\triangle t$ 가 된다. 그러면 상대속도는 다음 식과 같이 된다.

$$d_r(t)=\int_{t_0+\triangle t}^{t}v_r(t)\,dt=A\triangle(t-t_0-\triangle t)-\frac{1}{2}[t^2-(t_0+\triangle t)^2]$$
$$t_0+\triangle t\leq t\leq t$$

t_1 시간 후에는 블록과 경사면은 함께 움직이게 되며 $t=t_0$와 $t=t_1$사이의 전체 시간동안 블록의 움직임은 그림 4.15의 (c)와 같다. 따라서 $t=t_1$까지의 전체 상대변위는 아래 식과 같이 된다.

$$d_r(t_1)=\frac{1}{2}(A-a_y)\,(\triangle t)^2\frac{A}{a_y}$$

위 식에서 상대변위는 a_y 를 초과한 가속도의 크기와 초과한 시간에 크게 의존함을 알 수 있다. 위의 예에서 보듯이 지반운동의 단일 pulse로 생기는 상대변위는 펄스의 크기와 주파수 특성에 관계되어야 함을 알 수 있다. 하지만 실제 지진운동은 그림 4.16에서 보듯이 여러 차례 항복가속도를 초과할 수 있으며 이로 인해 많은 변위의 축적을 일으킨다.

따라서 전체 변위는 진폭의 크기와 주파수 특성뿐만 아니라 강한 지진운동의 지속시간에 영향을 받는다.

이러한 상대변위의 특성을 고려하여 Newmark은 여러 지진운동에 의해 생긴 영구 변형의 합리적인 상계값이 식(4.20)과 같이 주어짐을 발견하였고 1982년 이후 NAFAC에서도 성토사면내 전단강도 감소가 15%이내인 경우 사면토체의 영구 변형량을 식(4.20)으로 구하고 있다.

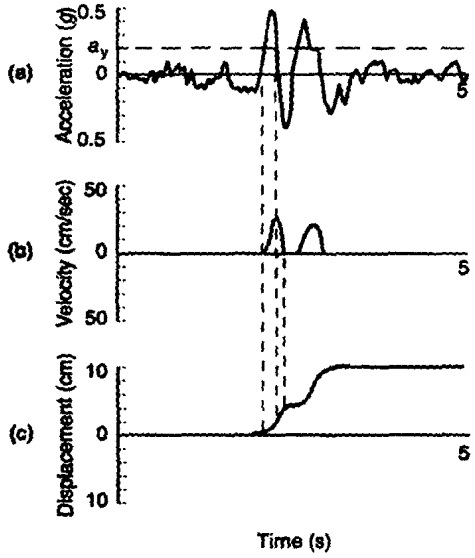


그림 4.16 실제 지진운동에 의한 사면의 영구 변형

$$d_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{2\,a_y}\frac{a_{\max}}{a_y} \quad \text{(NAFAC, 1982)} \tag{4.20}$$

여기서, $d_{\max}$: 사면토체의 변형량

$v_{\max}$: 지표면 최대 속도

$a_{\max}$: 지표면 최대 가속도

a_y : 항복가속도

여기서 a_y는 등가정적 해석 방법에 의해 사면 안전율이 '1'일 때의 가속도이며 $a_{\max}$와 $v_{\max}$는 지반응답 해석 프로그램을 통해서 구하거나 설계지반가속도로서 $a_{\max}$가 주어졌을 때 표 4.1을 통해서 $v_{\max}$를 간접적으로 얻을 수 있다.

4.4 옹벽과 사면의 내진 설계 기준

옹벽 및 사면의 내진 설계 여부는 설계자의 판단에 의해 결정한다. 설계자는 옹벽과 사면 구조물의 중요도와 붕괴시 인명 및 재산피해규모를 판단하여 내진 설계 여부를 결정해야 한다. 또한 지진에 의한 옹벽 및 사면 구조물의 붕괴시 복구비용과 내진설계 비용과의 경제적인 측면도 추가적으로 고려해야 한다.

4.4.1 옹벽의 내진 설계 기준

옹벽의 내진설계 방법은 4.3.1에서 밝힌 등가정적 해석방법으로 뒷채움 지반의 동적 토압 및 동수압 발생으로 인한 안정성을 검토하고 액상화가 발생할 수 있는 포화된 느슨한 사질토 층이 기초 지반에 있는 경우에는 추가적으로 액상화 발생 여부를 판단해야 한다.

(1) 등가정적 해석법에 의한 옹벽의 설계 기준

① 일반 기준

(a) 옹벽은 정적 하중 하에서 설계 기준을 만족해야 한다.
(b) 옹벽의 내진설계 기준은 2등급 붕괴방지수준으로 한다.
(c) 활동, 지지력, 전도, 전체활동파괴에 대해 안정해야 한다.
(d) 벽체의 구조적 요소들의 안정성이 확보되어야 한다.
(e) 설계 수직가속도는 토압에 주는 영향이 작으므로 무시한다.
(f) 설계 수평가속도는 지표면 최대수평가속도의 50%를 사용한다.
(g) 기초지반이 액상화에 대해 안정해야 한다.
(h) 지표면 최대수평가속도는 설계수평지진계수를 사용하거나 지반응답 해석을 수행하여 구한다. 단, 다음의 경우에는 반드시 지반응답해석을 수행한다.

- 옹벽의 높이가 10 m 이상인 경우
- 표층(기반암에서 지표까지의 층)의 두께가 30 m 이상
- 느슨한 사질토 지반
- 포화된 느슨한 또는 중간정도의 사질토 지반

지진응답해석시에는 장주기, 단주기의 대표적인 지진파를 포함하여 3개 이상의 가속도 시간이력을 입력하여 지표면 최대가속도를 구한다.

(i) 최소안전율은 정적인 토압만 작용하는 경우보다 작은 값을 사용하며 보통

정적 안전율의 75%(1.1 ~ 1.2 정도)를 기준 안전율로 한다.

참고로 표 6.2는 미 공병단(1994)에서 사용하는 안정기준이다.

표 4.2 동적토압을 고려할 때의 안정기준(미 공병단, 1994)

	활동	전도	기초지반 지지력
안정기준	1.1	1.2	1.0

*편심 < 저판길이/ 2

② 세부 기준

(a) 항복벽체에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe방법으로 설계한다.

(b) 비항복 벽체의 경우에는 Wood의 탄성해에 의한 방법으로 설계한다.

(c) 뒷채움 지반에 지하수가 존재하는 경우에는 Westergaard의 방법으로 동수압을 산정한다.

(d) Mononobe-Okabe방법을 사용할 때 수평지진계수가 과도하게 큰(0.2 이상) 항복벽체에 대해서는 허용변위에 따른 벽체구조물의 내진설계 방법인 Richards-Elms(1979)방법으로 설계한다. 단, 이 방법을 사용할 경우 벽체의 허용변위는 구조물의 중요도와 현장여건에 따라 결정한다.

4.4.2 사면의 내진 설계 기준

사면의 내진 설계 방법은 4.3.2에서 밝힌 내진 해석 방법으로 안정성을 검토한다. 또한, 사면토체가 액상화가 발생될 수 있는 포화된 느슨한 사질토인 경우에는 추가로 액상화 발생 여부를 평가해야 한다.

(1) 등가정적 해석법에 의한 사면의 설계 기준

① 일반 기준

(a) 정적설계 기준을 만족해야 한다.

(b) 사면의 내진 설계 기준은 2등급 붕괴방지수준으로 한다.

(c) 사면토체가 액상화에 대해 안정해야 한다.

(d) 지표면 최대수평가속도는 설계수평지진계수를 사용하거나 지반응답해석을 수행하여 구한다. 단, 다음의 경우에는 반드시 지진응답해석을 수행한다.

· 표층(기반암에서 지표까지의 층)의 두께가 30 m 이상
· 느슨한 사질토 지반
· 포화된 느슨한 또는 중간정도의 사질토 지반

지진응답해석시에는 장주기, 단주기의 대표적인 지진파를 포함하여 3개 이상의 가속도 시간이력을 입력하여 지표면 최대가속도를 구한다.

(e) 최소안전율은 정적인 경우 보다 작은 값을 사용하며 보통 정적 안전률의 75%(보통 1.1정도)를 기준 안전율로 한다.

② 세부 기준

(a) 파괴토체의 중심에 지표면 최대수평가속도의 50%에 해당하는 횡방향 하중을 작용시킨다.
(b) 등가 횡방향 하중을 고려한 일반적인 절편법에 의한 사면안정해석을 수행한다.

(2) Newmark 슬라이딩 블록 해석법에 의한 사면의 설계 기준

① 일반 기준

등가정적 해석법에 의한 설계시 일반기준과 동일한 기준이 적용된다.

② 세부 기준

(a) Newmark 슬라이딩 블록 해석을 수행하여 허용변위를 만족하는 지를 판단한다.
(b) 허용변위는 구조물의 중요도와 현장여건에 따라 결정한다.

참고문헌

1. 한국지반공학회, "진동 및 내진 설계 - 지반공학시리즈 8", 1997
2. BSI, Eurocode 8 :
   "Design Provision for Earthquake Resistance of Structures", 1996
3. S.L. Kramer, "Geotechnical Earthquake Engineering" , 1996
4. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications", 1994
5. NAVFAC, "Design Manual 7.1 & 7.2", 1982
6. U.S Army Corps of Engineers, "Retaining and Floodwalls", pp 66-76, 1994
7. J. of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerged Soils",Vol.111, No.10, pp 1161-1176
8. J. of the Geotechnical Eng. Div. ASCE, "Seismic Behavior of Gravity Retaining Wall", Vol.105, No.4 pp 449-464

제 II 편

내진설계 적용(예)

Seismic Mapping

액 상 화

액상화 평가
- 평가절차

액상화 평가 예
- 평가대상지반
- 지진응답해석
- 액상화 간편법, 상세예측법

액상화 대책 공법

내진설계적용(예)

선상구조물의 지진해석 예

응답 변위법에 의한 지진해석 예
등가정적해석법에 의한 지진해석 예
지하 매설관로의 지진해석

옹벽 및 사면 구조물의 내진설계 예

옹벽의 내진설계 예
사면의 내진설계 예

내진설계 적용(예) 목차

1. 액상화 평가 3

1.1 서론 3

1.2 액상화 평가절차 3
1.2.1 액상화 예비평가 4
1.2.2 지반진동특성 평가 7
1.2.3 지진응답해석 11
1.2.4 액상화 간편예측법 12
1.2.5 액상화 상세예측법 15

2. 액상화 평가예 17

2.1 서론 17

2.2 평가대상지반 17
2.2.1 지층개요 17
2.2.2 대표적인 물성치 19
2.2.3 해석 대상지반의 선정 19

2.3 지진응답해석 20
2.3.1 해석프로그램 20
2.3.2 설계지진계수(가속도 계수) 결정 21
2.3.3 입력자료 23

2.4 액상화 간편법예측법 26

2.5 액상화 상세예측법 28
2.5.1 진동삼축시험을 통한 액상화 상세예측법 28
2.5.2 진동삼축시험의 결과 30
2.5.3 상세예측법에 의한 액상화 평가결과 33

2.6 액상화 평가의 결과분석 34

3. 액상화 대책공법 36

4. 선상구조물의 지진해석 예 39

4.1 응답변위법에 의한 지진해석 예 41
4.1.1 응답변위법 일반 41
4.1.2 일연 공동구의 지진해석예 42
4.1.3 이연 공동구의 지진해석예 51
4.1.4 3연 공동구의 지진해석예 59
4.1.5 지하 보차도의 지진해석예 67
4.1.6 지하수위를 고려한 공동구의 지진해석예 75

4.2 등가정적해석법에 의한 지진해석 예 83
4.2.1 등가정적해석법 일반 83
4.2.2 일연 공동구의 지진해석예 84
4.2.3 이연 공동구의 지진해석예 88
4.2.4 3연 공동구의 지진해석예 93
4.2.5 지하 보차도의 지진해석예 97

4.3 지하 매설관로의 지진해석 101
4.3.1 영구지반변형에 대한 매설관로 지진해석 101
4.3.2 지진파에 대한 매설관로 지진해석 117

5. 옹벽 및 사면 구조물의 내진설계 예 127

5.1 옹벽의 내진설계 예 129
5.1.1 Mononobe-Okabe 방법(항복벽체의 등가정적 해석법) 129
5.1.2 Wood 방법(비항복벽체의 등가정적 해석법) 140
5.1.3 Richard-Elms 방법(변위를 고려한 해석법) 142

5.2 사면의 내진설계 예 145
5.2.1 등가정적 해석법 145
5.2.2 Newmark 슬라이딩 블록(Sliding Block) 해석법 151

1. 액상화 평가

빈 면

1. 액상화 평가

1.1 서론

기존의 액상화 평가기법은 대부분 일본, 미국 그리고 유럽과 같이 지진 발생 빈도가 높고 그로 인한 액상화 피해가 빈번한 국가에서 주도적으로 연구되어왔다. 따라서 이런 지역적 특성을 토대로 개발된 액상화 평가 방법들은 높은 지진규모(M=7.5)에 바탕을 두고 있어 이를 그대로 사용하는 것은 비경제적인 설계 및 시공을 초래할 것으로 사료된다. 본 평가에서는 국내에 소개된 기존의 액상화 평가방법(Seed 와 Idriss의 액상화 평가 간편법)을 분석한 후, 국내지진특성에 맞도록 수정·보완된 경제적인 방법을 사용하고자 한다.

액상화 현상은 지진과 같은 급속한 진동하중 발생시, 순간적으로 배수가 허용되지 않음에 따라 느슨한 사질토 또는 매립지반에서 유발되는 과잉간극수압으로 지반의 전단저항력이 저하되거나 전단저항력을 잃게되는 상태를 표현하는 것으로 그 발생정도에 따라 직접적인 지반파괴가 일어날 뿐만 아니라 이로 인해 야기되는 지반침하 또는 횡방향 변위가 구조물의 안정에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서, 일반적으로 액상화 발생가능성을 판단하는 액상화 평가는 지진에 의한 전단응력과 지반의 액상화저항강도의 비교를 통해 수행된다. Seed와 Idriss는 액상화 평가이론의 대표적인 연구자로서 액상화 평가방법을 크게 지진응답해석 및 간편법에 의한 해석방법과 진동삼축시험 등의 실내시험을 이용한 상세법으로 구분하였다(Seed and Lee, 1966). 특히 지진규모에 대한 고려가 가능하도록 평가이론을 제안하였다. 본 평가예에서는 Seed와 Idriss가 제안한 액상화 평가방법을 수정·보완하여 간편법을 제시하였으며 진동삼축시험을 통한 액상화 상세예측법을 제안하였다.

1.2 액상화 평가절차

다음 그림 1.1에서는 국내 실정에 적합한 액상화 평가방법의 절차도를 나타내었다. 이를 토대로, 액상화평가는 크게 지반자료의 수집 및 분석을 통한 액상화 예비평가, 지반진동특성의 평가를 통한 액상화 간편예측법 그리고 진동삼축시험 등의 실내시험을 이용한 액상화 상세예측법의 세 단계로 나누어질 수 있다(그림 1.1 참조).

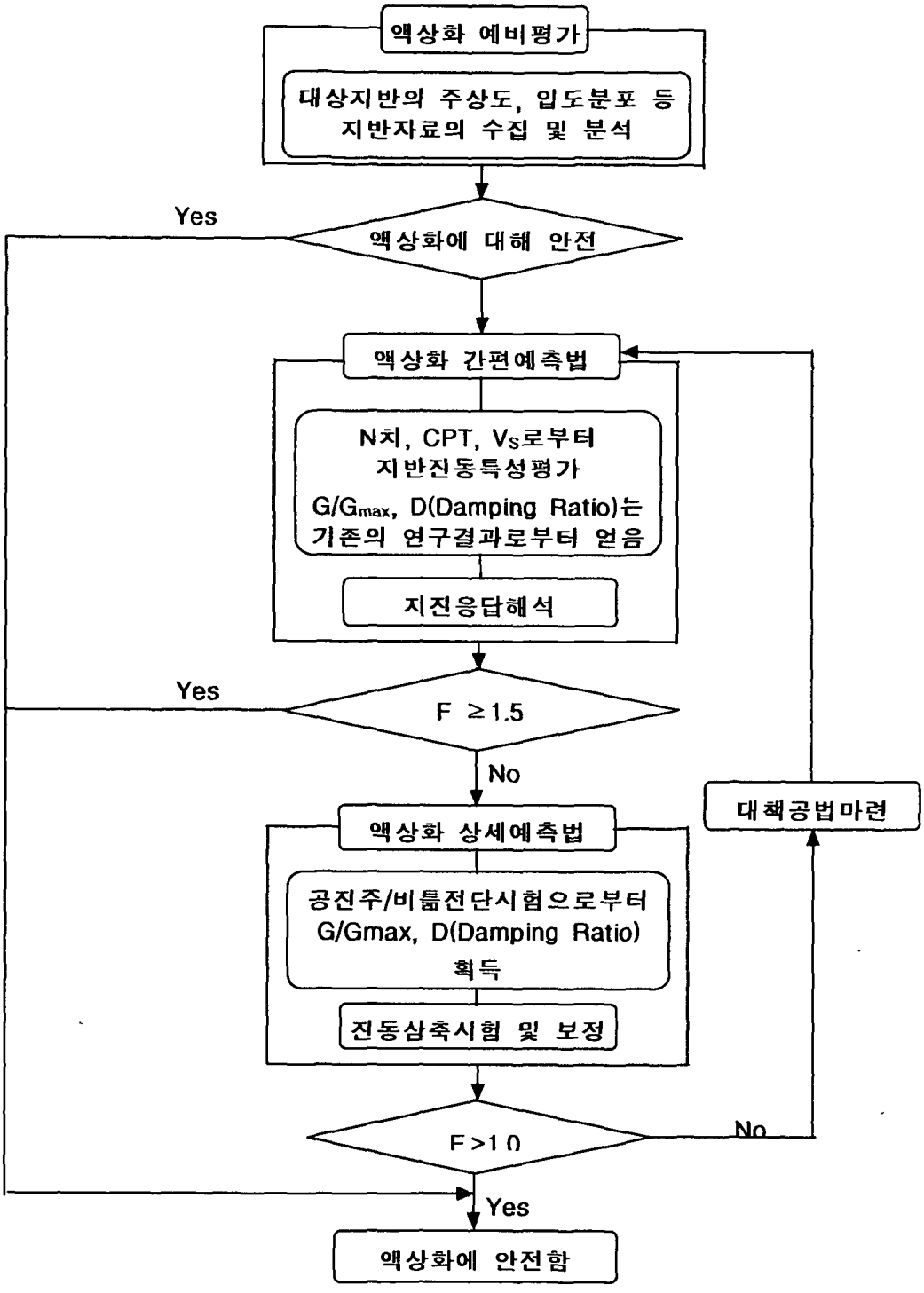


그림 1.1 국내 실정에 적합한 액상화 평가 흐름도

1.2.1 액상화 예비평가

액상화 평가는 모든 지반을 대상으로 실시하는 것이 아니라 포화된 느슨한 사질토지반을 그 대상으로 한다. 따라서 액상화 평가를 실시하기에 앞서 대상지

반의 자료를 수집하고, 그 분석을 통해 액상화 발생에 대한 가능성을 우선적으로 간략히 평가한다.

(1) 지반자료의 수집 및 분석

액상화 검토에 필요한 기본적인 자료는 다음과 같다.

- 지질 및 지형에 대한 자료
- 입도분포, 밀도 및 지하수위

그리고 액상화 간편예측법을 통한 액상화 평가시 지진응답해석이 필요한데 이를 위해 필요한 지반자료는 다음과 같다.

- 변형률수준에 따른 각 지층의 전단탄성계수와 감쇠비
- 현장시험(예, 표준관입 시험치)이나 실내시험(예, 진동삼축시험)자료
- 설계 지진규모(최대 지반가속도)와 설계지반운동수준 결정을 위해서 지반의 층상구조, 기반암까지의 깊이, 각 층의 밀도, 전단파속도, 전단탄성계수와 감쇠비의 비선형 특성, 지하수위 및 지반응력상태 등

액상화 평가시 우선 지반 주상도와 지하수위를 파악해야 하며, 간편예측법에서는 표준관입시험에 의한 N치 및 지층의 물리적 특성(입도분포, 소성지수, 밀도, 함수비 등)의 결정이 중요하며, 상세예측법에서는 진동삼축시험을 위한 시료의 채취가 필요하다. 진동삼축시험을 위해서 비교란 시료를 사용하는 것이 바람직하나, 비교란 시료 채취가 불가능할 경우 현장의 밀도로 재성형한 시료를 사용할 수 있다. 지반조사의 개요는 표 1.1에, 대략적인 횡방향 조사간격은 일본 항만연구소가 제안하는 기준을 참고하여 표 1.2에 각각 나타내었다.

표 1.1 지반조사의 개요 (PHRI, 1997)

조사 방법	조사 항목	취득값	지반종류	조사간격 (깊이별)	조사목표
사운딩	표준관입시험	SPT N치	Sand/Sandy soil	1 m	입도분포와 SPT N치를 이용한 액상화 예측
		교란시료채취	Sand/Sandy soil	1 m	층상구조 및 입도분포 획득
현장조사	탄성파 탐사	P파 속도 S파 속도	Sand-Clay	1 m	지진응답해석 및 저변형률에서의 전단탄성계수
비교란 시료	액상화시험	액상화강도	Sand/Sandy soil	1.5 m~2 m	진동삼축시험에서 액상화강도
	동적변형시험	전단탄성계수 감쇠비	Sand-Clay	각 층	지진응답해석 중간-대변형률에서의 변형특성
	밀도 시험	단위중량	Sand-Clay	각 층	유효상재하중의 계산

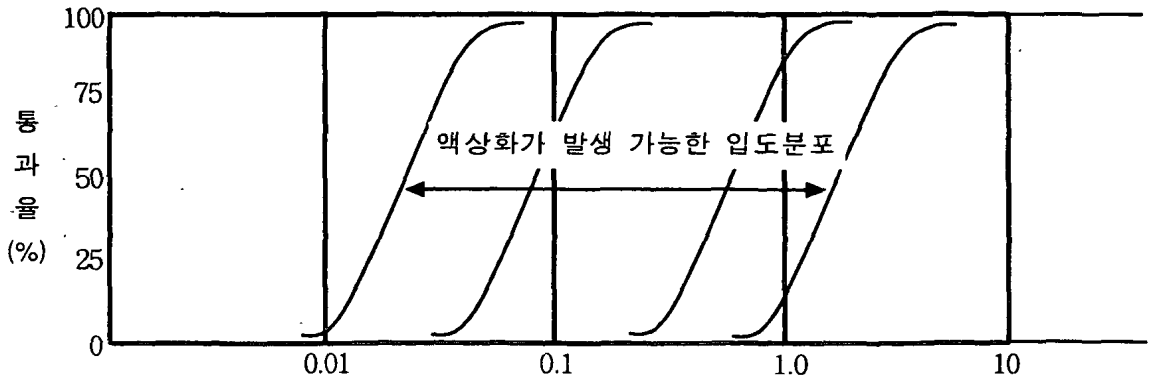
표 1.2 현장시험시의 횡방향 조사간격(PHRI, 1997)

단순한 지층구조	항만 안벽면을 따른 지반조사		보링(m)	사운딩(m)
	일반조사	넓은지역	300~500	100~300
		좁은지역	50~100	20~50
	상세조사		50~100	20~50
복잡한 지층구조	항만 안벽면을 따른 지반조사		보링	사운딩
	일반조사		30 m 이하	15~20
	상세조사		10~30	5~10

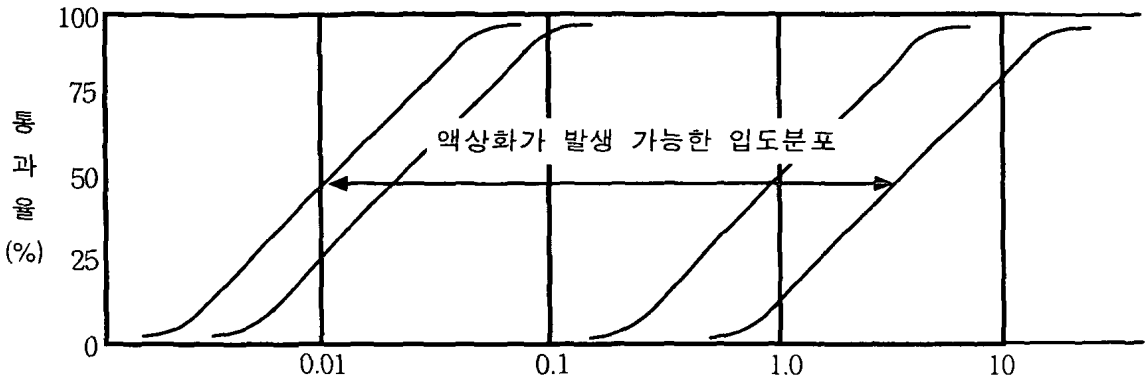
(2) 액상화 예비평가기준

앞에서 얻은 지반조사자료를 통해 우선 액상화 예비평가를 실시한다. 그 기준은 다음 항목 ①~⑩과 같으며, 어느 한 항목 이상 해당될 경우에는 액상화에 대해 안전하다고 보고 액상화 평가를 생략할 수 있다.

① 지하수위 위의 지반
② 지진구역 II에서의 내진 2등급 구조물
③ 주상도상의 표준관입저항치(N치)가 20이상인 지반
④ 대상지반심도가 20 m 이상인 지반
⑤ 소성지수(PI)가 10 이상이고 점토성분이 20% 이상인 지반
⑥ 세립토 함유량이 35% 이상인 경우
⑦ 상대밀도가 80% 이상인 지반
⑧ 지반분류가 S_A~S_D인 지반
⑨ 대상 지반의 입도분포곡선을 작성하였을 때, 액상화가 발생 가능한 입도분포영역 외에 분포할 때(그림 1.2 참조)



(a) 균등계수가 3.5보다 작은 사질토



(b) 균등계수가 3.5보다 큰 사질토

그림 1.2 입도분포를 이용한 액상화 발생 가능성의 평가

⑩ 기타, 경제성을 위해서 대규모 매립지역에 위치할 내진 2등급 구조물에서는 현장 책임자와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

1.2.2 지반진동특성 평가

지진시 지반은 변형률 크기에 따라 탄성계수가 감소하는 비선형 거동을 보이므로 선형한계변형률 이하의 저변형률 영역($\gamma < 10^{-4}\%$)에서 현장 탄성파시험(크로스홀, 다운홀시험)과 표면파시험을 실시하고, 변형률 크기에 따른 전단탄성계수와 감쇠비의 변화를 얻기 위하여 공진주시험, 진동삼축시험, 비틂전단시험을 실시한다. 그러나 개략적인 값만을 가지고 해석을 실시해도 무방한 경우에는 다음에 제시되는 경험식과 실험식이 사용될 수도 있다.

(1) 최대 전단탄성계수

최대 전단탄성계수 $G_{\max}$는 전단파 속도로부터 식 (1.1)을 이용하여 구한다. 단, 내진 1등급 구조물일 경우에는 현장 탄성파 시험을 반드시 실시해야 한다.

$$G_{\max} = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \tag{1.1}$$

여기서, $G_{\max}$: 최대 전단탄성계수 (tf/m^2)

V_s : 전단파 속도 ($m/\sec$)

γ_t : 흙의 포화단위중량 (tf/m^3) , g : 중력가속도 ($m/\sec^2$)

현장에서 탄성파 시험을 통하여 깊이별 전단파 속도의 획득이 불가능한 경우, 정적 물성치로부터 최대 전단탄성계수를 추정해야 한다. 간극비, 소성지수 등을 이용한 추정식들이 여러 학자들에 의해 제안되었으나, 여기서는 가장 일반적으로 쓰이는 표준관입저항치(N치)를 이용한 식 (1.2)와 같은 경험적인 추정식(Imai, T. & Tonouchi, K., 1982)으로 최대 전단탄성계수를 추정할 수 있다.

$$G_{\max} = 1440 N^{0.680} \qquad (tf/m^2) \tag{1.2}$$

점성토의 경우, 일축압축강도로부터 최대전단탄성계수를 구할 수 있는 다음 식이 널리 쓰인다(Zen, K., Yamazaki, H. & Umehara, Y., 1987).

$$G_{\max} = 170 q_u \tag{1.3}$$

여기서, $G_{\max}$: 최대 전단탄성계수 (tf/m^2)

q_u : 일축압축강도 (tf/m^2)

(2) 정규화 전단탄성계수 감소곡선과 감쇠비 곡선

지진시 지반은 비선형 거동을 보이므로 앞에 열거된 최대 전단탄성계수값 외에 전단변형률에 따른 전단탄성계수와 감쇠비의 값이 지진응답해석에 필요하다. 대상 지반의 종류에 따라 다음과 같은 곡선이 사용된다.

점성토의 경우 Dobry가 제안한 소성지수(PI) = 30인 점토에 대한 전단탄성계수와 감쇠비곡선(그림 1.3)이 사용된다. 점성토는 주로 소성지수에 의해 거동특성이 영향을 받으므로 그림 1.3에서는 소성지수를 기준으로 정규화 전단탄성계수 감소곡선을 산정하였다. 이때 최소 감쇠비 값은 2.5%가 사용된다. 사질토개량(SCP) 지역의 경우 일본 항만 기술연구소(PHRI)에서 제안한 전단탄성계수 곡선(그림 1.4)이 주로 사용되며, 구속압을 고려하여야 한다. 감쇠비 곡선은 Dobry가 제안한 소성지수(PI) = 0 곡선이 사용되고, 이때 최소 감쇠비 값은 1.0%가 사용된다. 준설매립지역(Sand Fill)에 대해서는 그림 1.5와 같은 국내 준설매립토의 전단탄성계수 감소곡선이 사용되며, 감쇠비 곡선은 Dobry가 제안한 소성지수(PI) = 0 곡선이 사용된다. 최소 감쇠비 값은 역시 1.0%가 사용된다. 마지막으로 뒷채움 쇄석(Rock Fill)지역의 전단탄성계수 감소곡선은 Rollins등이 제안한 그림 1.6이 사용되며 감쇠비 곡선은 Dobry가 제안한 소성지수(PI) = 0 곡선, 최소 감쇠비 값은 1.0%가 사용된다.

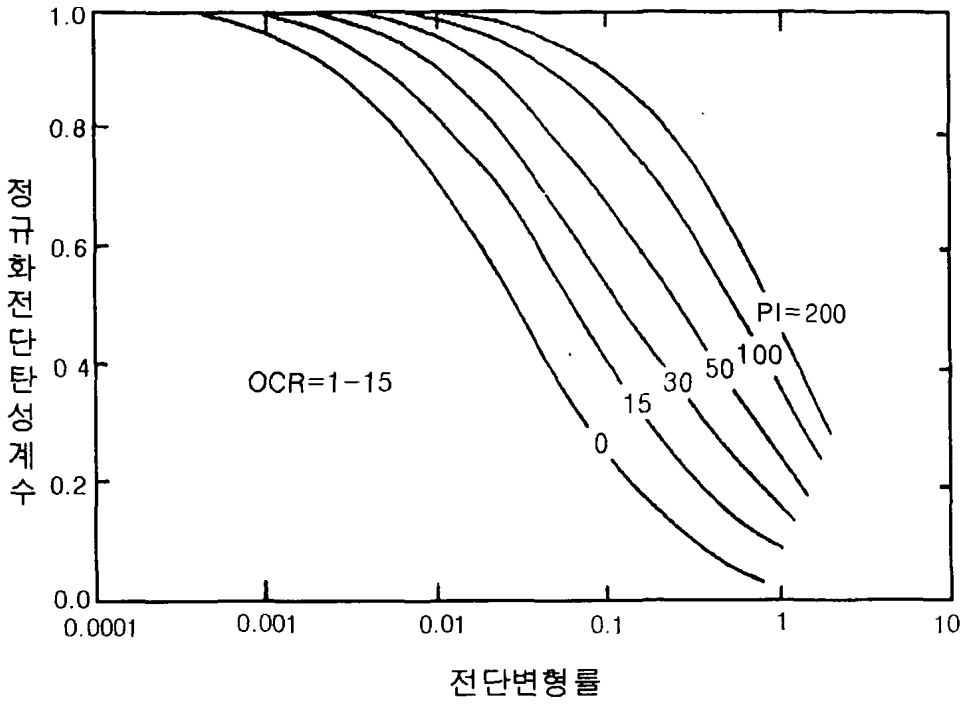


그림 1.3 점성토 지반에서의 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(Vucetic, M. & Dorby, R., 1991)

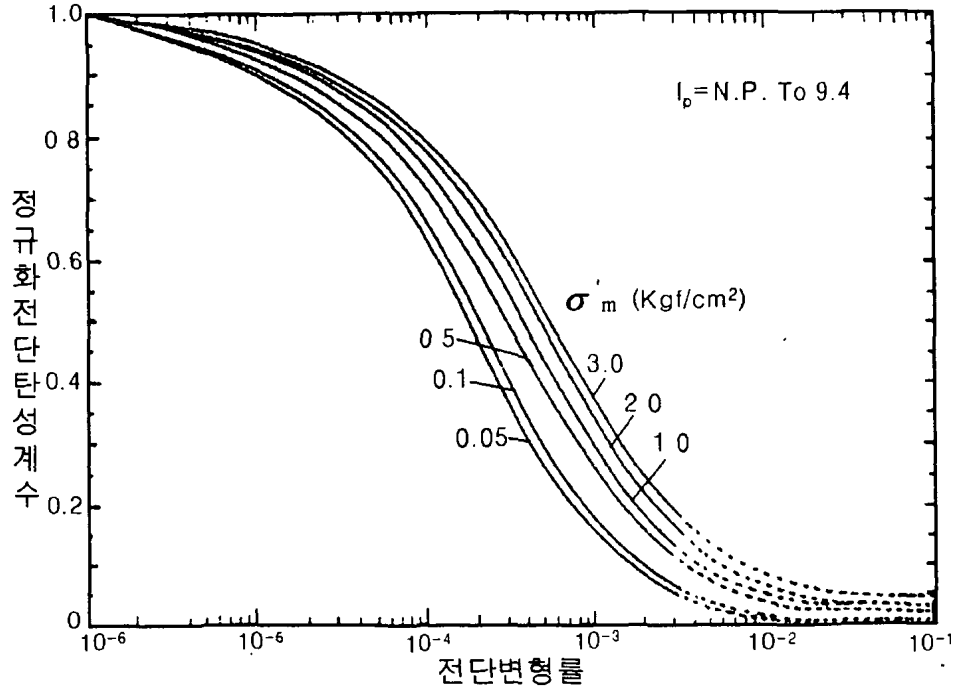


그림 1.4 사질토 개량지반에서의 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (PHRI, 1997)

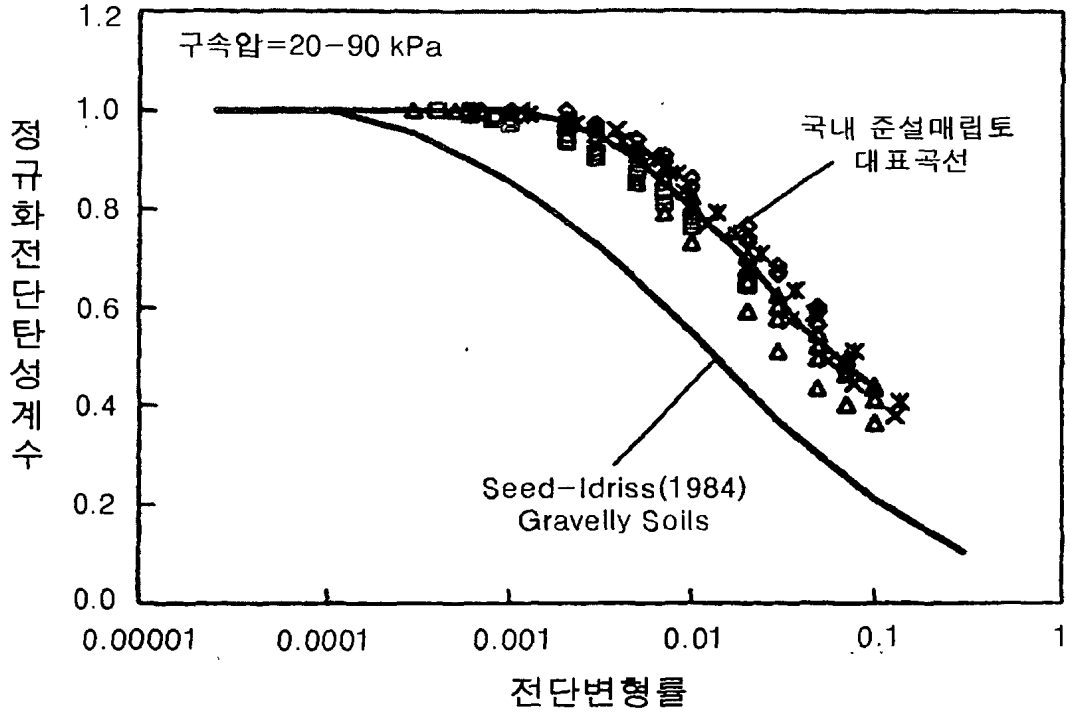


그림 1.5 준설매립지반에서의 정규화 전단탄성계수 감소곡선

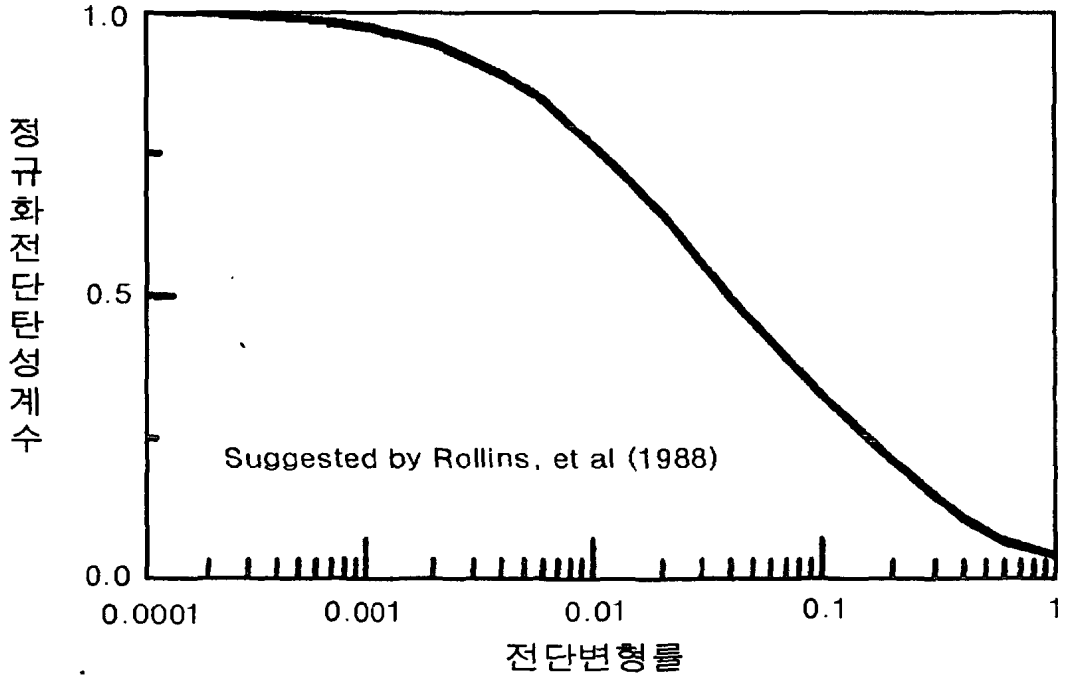


그림 1.6 Rock Fill의 정규화 전단탄성계수 감소곡선

1.2.3 지진응답해석

(1) 설계지진가속도의 결정

1997년 작성된 「내진설계 기준연구(II)」에 따르면, 설계지반운동 수준을 재현주기와 지역에 따라서 등고선 형태의 지진재해도(Seismic Hazard Map)로 제시하였다. 지진 재해도는 평균재현주기 50년, 100년, 200년, 500년, 1000년 그리고 2400년에 대해 각각 제시되어 있으며, 설계하고자 하는 구조물의 중요도에 따라 내진등급을 분류하여 재현주기를 결정한다. 이때, 설계지반운동수준은 보통암 지반의 지표면 자유장에서 발생할 수 있는 최대 지반가속도값(Peak Ground Acceleration)으로 정의하여, 만약 내진설계를 하는 지역이 지진재해도상의 지반조건인 보통암 지반이 아닐 경우 그 지역의 지반특성에 따른 지진응답해석을 실시하여 설계지반가속도를 재산정하여야 한다.

(2) 지진응답해석

① 해석용 프로그램의 선정

지진응답 해석을 하기 위한 여러 가지 해석용 프로그램 중에서 최근들어 실무에서 많이 사용되는 해석용 프로그램은 Schnabel이 작성한 "SHAKE91"이다. 이는 반무한 수평 다층 지반을 수직으로 전파하는 전단파(SH Wave)에 대한 해석 프로그램이며, 지반의 비선형 동적 거동특성을 등가선형(Equivalent-Linear)해석으로 고려하고 있다. 지진자료와 지반자료를 이용한 반복적 등가선형해석을 통하여 원하는 지점의 시간에 따른 전단응력 및 전단변형률과 지진가속도를 계산할 수 있다. 지진증폭현상을 다소 과다하게 해석하는 경향이 있으나 이로써 지진력을 크게 고려하는 안전측의 설계를 제공하게 된다.

② 입력자료

1차원 등가선형 지반응답해석을 위해서는 해석 대상지반의 주상도 및 동적 변형특성과 입력지진이 필요하게 된다. 이때, 필요로 하는 해석 대상지반의 지반정보는 부지의 층상구조(주상도), 각 층의 포화단위중량, 최대 전단탄성계수 또는 전단파속도(V_s), 최소 감쇠비, 변형률에 따른 정규화전단탄성계수(G/G_{max}) 곡선, 감쇠비 곡선이다. 전단파 속도는 크로스홀 시험 등의 현장시험과 공진주시험 등의 실내시험을 통해 구할 수 있고, 전단변형률에 따른 전단탄성계수는 공진주/비틂전단시험 등을 통해 구할 수 있다.

③ 표준 설계지진의 선택

1차원 등가선형지반응답해석을 위해 필요한 입력지진으로 장주기와 단주기 특성을 잘 표현할 수 있는 2개 이상의 지진파형을 선택하도록 한다. 그 이유는

지진파의 주기특성에 따라 지반의 거동이 상당한 차이를 보이기 때문이다.

1.2.4 액상화 간편예측법

액상화가 일어날 가능성이 있는 지역의 지반거동을 해석적으로나 물리적으로 모형화하기 어려우므로 Seed와 Idriss의 간편법에 기초한 방법을 통해 액상화에 대한 안전율을 산정한다. Seed와 Idriss(1971)의 방법은 여러 국가의 내진규정에 가장 많이 이용되고 있는 경험적 평가방법으로서 계속적인 연구를 통해 수정·보완되고 있으며 여러 연구자들이 이 방법을 기초로 평가방법을 개발하고 있는 실정이다. 여기서는 Seed와 Idrissd가 제시한 방법을 국내의 환경에 맞게 수정한 수정 Seed & Idriss의 방법을 이용하였으며 그 절차도는 그림 1.7과 같다. 단, 액상화 간편예측시에도 지진응답해석에 사용되는 지반물성을 얻기위한 공진주시험이나 비틂전단시험 등을 생략할 수도 있다.

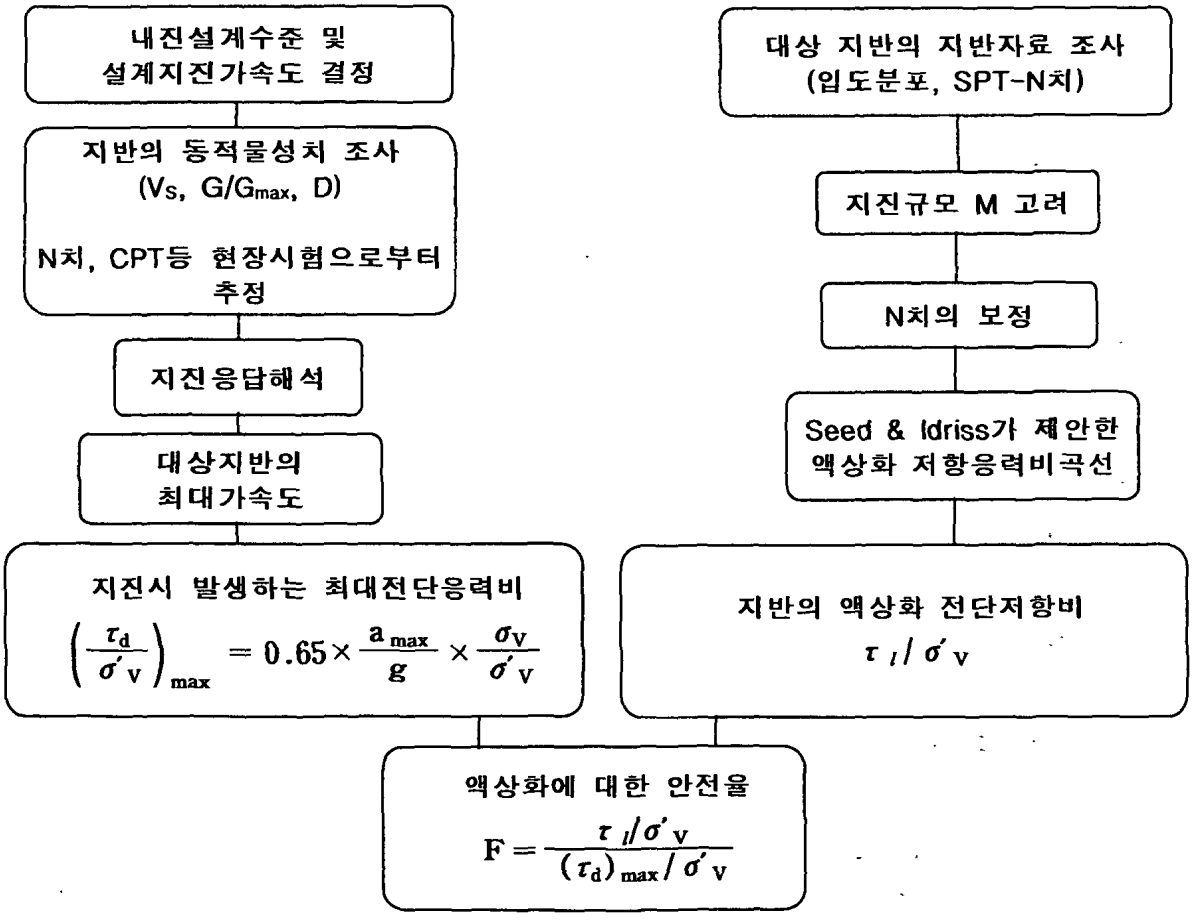


그림 1.7 수정 Seed와 Idriss의 방법에 기초한 액상화 간편예측법

(1) 액상화에 대한 안전율

지진시 발생하는 지반내 한점의 진동전단응력비 (τ_d / σ'_V)와 액상화에 대한 전단저항응력비 (τ_ℓ / σ'_V)를 비교하여 산정한다.

(2) 진동전단응력비

지진력을 표현한 진동전단응력비 (τ_d / σ'_V)는 다음과 같이 산정한다.

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_V} = 0.65\left(\frac{a_{\max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_V}{\sigma'_V}\right) \tag{1.4}$$

여기서, $a_{\max}$ = 액상화 평가 대상지반의 최대 지반가속도(지진응답해석 수행)

g = 중력가속도

σ_V = 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 상재압

σ'_V = 액상화를 평가하고자 하는 깊이에서의 유효 상재압

(3) 액상화 전단저항응력비 (τ_ℓ / σ'_V) 산정

이때, 표준관입시험(SPT) 결과인 N치를 이용하는데 그 방법을 살펴보면 다음과 같다.

① 유효상재압을 이용하여 보정계수를 산정한다.

$$C_N = \left(\frac{10}{\sigma'_V}\right)^{0.5} \tag{1.5}$$

여기서, C_N은 보정계수이며 σ'_V은 유효상재압(tf/m^2)이다.

② 식 (1.5)의 보정계수를 이용하여 표준관입저항치를 에너지 효율 60%를 기준으로 보정한 환산 N치를 식 (1.6)과 같이 산정한다(Liao and Whitman, 1986).

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \tag{1.6}$$

여기서, N은 표준관입시험(SPT)의 결과이며 $(N_1)_{60}$은 환산 N값이다.

③ 산정된 환산 N값으로부터 지진규모 6.5 기준의 그림 1.8을 이용하여 액상화 전단저항응력비를 산정한다. 이때, 세립질 함유량이 많으면 액상화 발

생가능성이 저하된다는 점을 고려하여, 세립질 함유량별로 N치를 증가시켜 평가를 수행하도록 제안하고 있다.

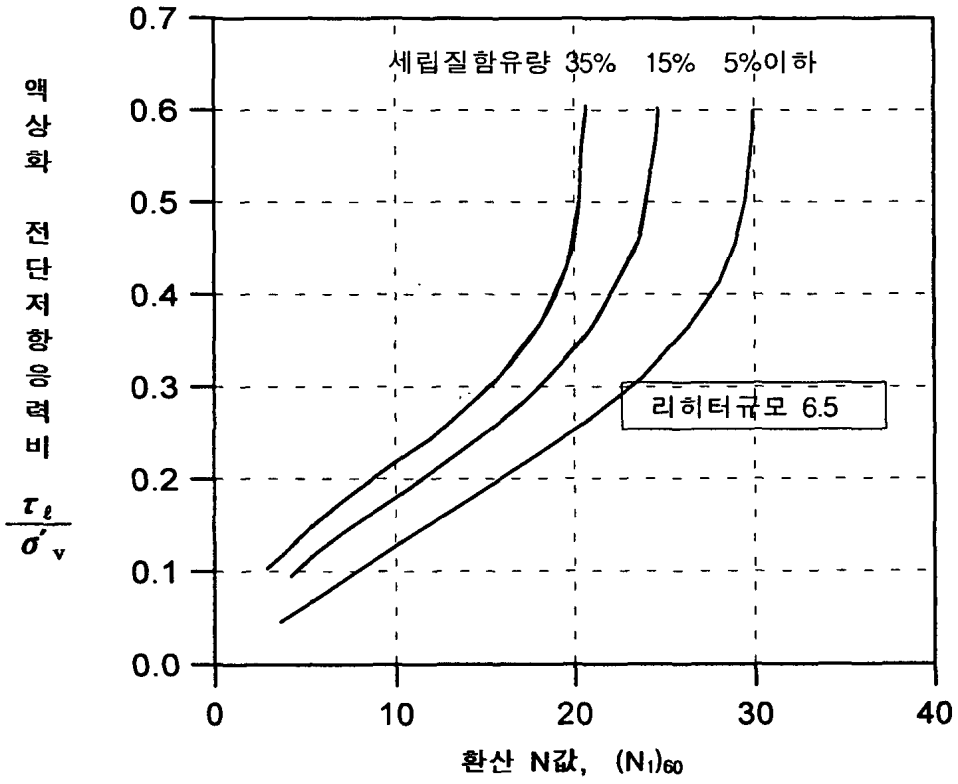


그림 1.8 지진규모 6.5를 고려한 액상화 전단저항응력비 산정곡선 (항만 및 어항시설의 내진설계표준서, 해양수산부, 1999)

④ 지반의 액상화 전단저항응력비와 지진시 발생하는 진동 전단응력비의 비교를 통해 식 (1.7)과 같이 안전율을 산정하므로써 액상화를 평가한다.

$$F = \frac{\tau_\ell / \sigma'_V}{\tau_d / \sigma'_V} \tag{1.7}$$

여기서, τ_d / σ'_V는 진동전단응력비, τ_ℓ / σ'_V는 액상화 전단저항응력비이고 F는 안전율로 다음의 기준이 사용된다.

$F \geq 1.5$: 액상화에 대하여 안전

$F < 1.5$: 액상화 상세예측 필요

1.2.5 액상화 상세예측법

액상화 간편예측법을 통해 구한 안전율이 1.5미만인 경우, 진동삼축시험을 통한 액상화 상세예측법이 요구된다. 상세예측법에 따른 액상화 평가방법의 순서도는 그림 1.9와 같다.

그림 1.9의 왼편을 보면, 대상지반에 대해 동적물성을 조사하고 이를 바탕으로 지진응답해석을 수행하여 대상지반의 깊이별 최대가속도를 구한 후, 1.3.4절의 식 (1.4)를 토대로 지반에 작용하는 진동전단응력비를 산정한다. 이 때에는 현장 흙의 전단파시험과 현장 시료의 공진주시험 또는 비틂전단시험 등의 동적 변형특성시험을 통하여 변형률 수준별 지반물성을 산정할 것을 권장한다. 이렇게 산정된 진동전단응력비와 지반내의 액상화 저항강도비를 비교하여 액상화 가능성을 평가한다. 액상화 저항강도비를 구하는 과정은 그림 1.9의 오른편에 나타내었다. 지반의 액상화저항강도비를 구할 때는 지진하중을 고려한 현장시험을 수행하여 구하는 것이 바람직하나 실제 이 시험의 수행은 거의 불가능하므로 대부분의 경우, 일정한 정현하중을 재하하여 액상화 저항강도를 산정하는 실내시험을 이용한다. 액상화 전단저항응력비 곡선은 3수준 이상의 전단응력비를 변화시켜 수행된 실내 진동삼축시험결과(진동 전단응력비-액상화 발생 진동재하 횟수)를 토대로 도시하며 이 때, 특성곡선에 이용되는 실내 진동삼축시험 결과에 대해서는 현장지반조건 및 지진특성 등을 고려한 보정작업이 수행되어야 한다. 최종적으로 액상화 전단저항응력비는 특성곡선에서 지진규모 6.5에 해당하는 진동재하회수 10회시의 값으로 정한다.

상세예측법 평가시 기준안전율은 1.0이다. 이 때, 안전율이 1.0 이상인 경우, 액상화에 대해 안전한 것으로 판정하며 1.0 미만인 경우, 대책공법수행 및 수행 후 지반에 대한 액상화 재평가를 수행한다.

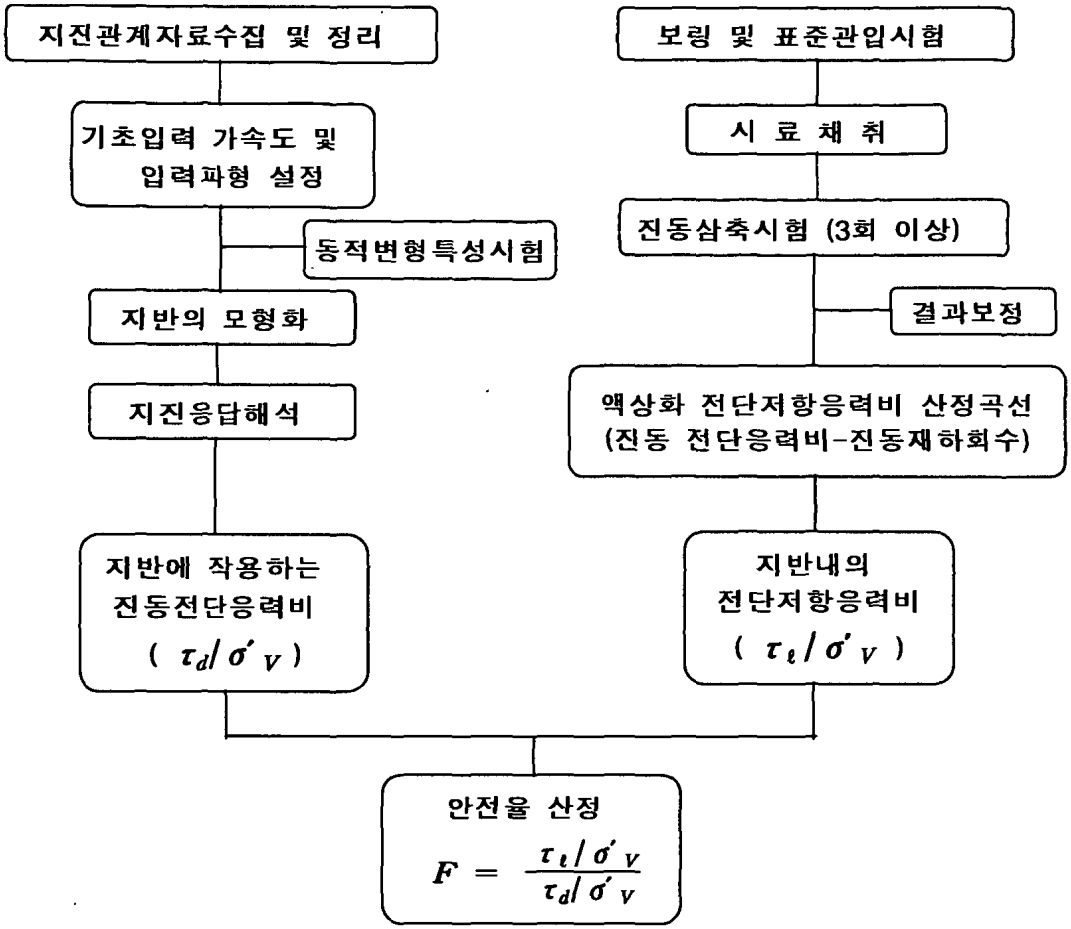


그림 1.9 상세예측법에 따른 액상화 평가 흐름도

2. 액상화 평가예

2.1 서론

본 장에서는 설계지침서 2.4.3절 및 절차서 1장에서 서술된 내용을 바탕으로 하여 실무자들이 실제 설계시 응용할 수 있는 액상화 평가의 예를 제시하고자, 평가 대상지역의 지반조사자료를 토대로 지진응답해석과 액상화 평가를 수행하였다.

2.2 평가대상지반

본 검토에 적용한 지반의 성층상태 및 토질정수는 액상화 평가대상지역에서 실시된 지반조사결과를 토대로 하였으며 그 결과는 다음과 같다.

2.2.1 지층개요

본 평가지역의 지반은, 지표면으로부터 매립토층이 위치하는 것을 제외하고는 해성퇴적토층, 풍화토층, 풍화암층 및 기반암의 연암층으로 구성되어 있다(표 2.1 참조).

표 2.1 지반조건

지층구분	USCS	두께(m)	N치	상대밀도	비고
해성퇴적토층	CL, ML	0.7~2	0	매우 연약함	표층부
	SP, SM, SC	1.8~13.2	0~12	매우 느슨함 내지 조밀함	상층부
	CL, ML	0.5~5	1~25	보통굳음 내지 매우 굳음	하층부
풍화토층	SM, ML	1.5~19	8~50	느슨함 내지 매우 조밀함	-
풍화암층	-	지표하 심도 3.6~26.8 하부로 분포	50이상	매우 조밀함	-
연암층	-	지표하 심도 3.6~26.8 하부로 분포	-	-	-

(1) 매립토층

본 지층은 인위적으로 성토 매립하여 형성된 지층으로서, 구성토질은 실트질 세립 내지 조립의 모래(SM)로 구성되어 있으며, 표준관입시험에 의한 N치는 2~17로서 보통 조밀한 상태를 나타내고 있다.

(2) 해성퇴적토층

본 층은 해수에 의하여 운반·퇴적되어 형성된 지층으로서 조사지역 전역에 걸쳐 약 4~15 m의 두께로 분포되어 있다. 구성토질은 표층부의 실트층, 상층부의 모래층, 하층부의 점토층으로 세분할 수 있다.

표층부 약 1~2 m 두께는 실트질 점토(CL) 또는 점토질 실트(ML)로 구성되어 있으며, 표준관입 시험에 의한 N치는 0으로 매우 연약한 상태를 나타내고 있다. 표층부 아래는 약 2~12 m 두께의 실트질 세립 모래(SM, SP-SM)로 구성되어 있으며, 표준관입 시험에 의한 N치는 0~37로 변화하나 대체로 0~12로서 매우 느슨함 내지 느슨한 상태를 나타내고 있다. 느슨한 모래층 아래에는 일부 지역에서 약 1~5 m 두께의 실트질 점토(CL)층이 분포하고 있으며, 표준관입 시험에 의한 N치는 1~25로 변화하나 대체로 보통 굳음 내지 매우 굳은 상태를 나타내고 있다.

(3) 풍화토층

기반암이 풍화되어 원위치에 잔류하고 있는 지층으로서, 실트질 모래(SM) 및 세립의 모래질 실트(ML)로 구성되어 있다. 표준관입 시험에 의한 N치는 8~50 이상으로 변화하나 대체로 보통 조밀함 내지 매우 조밀한 상태로 나타나고 있다.

(4) 풍화암층

본 층의 분포심도는 현 지표로부터 약 3.6~27 m 내외의 깊이에 위치하고 있다. 이 층은 잔류토층과 연암층의 중간상태에 있는 지층으로서, 잔류토층과의 구분은 N치가 50회/15 cm를 기준하여 기준미만의 경우는 풍화잔류토, 이상의 경우는 풍화암으로 분류하였다.

이 풍화암층은 모암의 조직은 그대로 유지하고 있으며, 일단 노출되면 가벼운 충격에도 쉽게 암편을 함유한 실트질 모래로 분해되지만 원상태에서는 매우 조밀하고 안정된 지층이다.

(5) 연암층

본 층의 기반암은 화강편마암으로 구성되어 있으며, 균열과 절리가 매우 발달하여 코아회수율은 10% 정도로 매우 불량한 상태이다.

2.2.2 대표적인 물성치

현장조사와 원위치시험 및 실내토질시험 성과에 따라서 조사지역내에 분포하고 있는 각 토층의 대표적인 물성치는 표 2.2와 같다.

표 2.2 대표적인 물성치

지층구분	USCS	N치	ϕ(°)	C (t/m^2)	Es (t/m^2)	비고
해성 퇴적토층	ML, CL	0~2	-	0.3~1.2	50~100	표층부
	SM	0~12	19~27	-	80~1200	상층부
	CL	4~25	-	2~15	200~1250	하층부
잔류토층	SM	8~44	25~35	-	800~2800	-
풍화암층	-	100	40	-	4500	-

2.2.3 해석 대상지반의 선정

액상화 평가를 위한 해석대상은 원지반 상태에서 액상화 발생가능성이 높은 지반으로 선정하였다. 이 때, 액상화 발생가능성이 높은 지반조건은 여러 규정에서 공통적으로 제안하고 있는 사항을 기초로 하였으며 그 내용은 다음과 같다.

① 지반심도 20 m이내의 포화사질토 지반

② 세립질 함유량이 최대 35%이내인 지반

③ 평균입경이 0.02~2.0 mm인 지반

다만, 표준관입저항치 N치는 지반심도와 연계하여 각기 다르게 제안하고 있음에 따라 본 평가예에서는 N치 20이하의 지반만을 대상으로 삼았다. 평가 대상지반의 물성치 및 지반조건은 다음의 표 2.3에 나타난 바와 같다.

표 2.3 해석 대상지반의 지반물성 및 지반조건

구분 / Site 번호	기반암 위치(m)	평가대상 층두께(m)	평가심도 (m)	N치	세립질 함유량	평균입경 (mm)	균등계수
1	14	9.8	4.2	12	25.8 %	0.19	27.5
2	21	13.0	4.0	12	11.7 %	0.21	4.2
3	15	4.3	4.0	5	6.3 %	0.18	11.0
4	13	12.0	4.1	6	9.5 %	0.23	2.0
5	21	20.0	2.0	5	10.6 %	0.21	3.4
6	13	7.0	6.2	9	12.2 %	0.20	3.4
7	10	10.0	6.0	15	16.9 %	0.18	3.2
8	13	9.5	4.0	4	20.7 %	0.20	4.4

표 2.3에서 기반암이 위치한 심도는 지진응답해석시 실지진기록을 입력한 위치를 의미하고 액상화 평가지층의 두께는 대부분 실트질 모래로 구성된 부분을 나타낸 것이다. 그리고, 평가 대상심도는 액상화 평가를 수행한 지반의 위치를 나타내는 것으로 이는 액상화 발생가능성이 높은 지반만을 선택한 것이다.

2.3 지진응답해석

2.3.1 해석프로그램

최근 지반의 동적거동 및 파의 전달 메커니즘을 전응력 개념하에서 다중반사모델을 이용한 1차원 등가해석을 하거나 감쇠를 고려한 비선형해석으로 간편하게 지진시 지반의 거동변화를 분석하는 프로그램들이 상용화되고 있으며 이러한 목적으로 만들어진 해석 프로그램으로서는 SHAKE91, DESRA, CHARSOIL등이 있다. 여기서, SHAKE91은 실제 지진의 가속도 시간이력곡선을 입력자료로 하여 지반을 다중반사모델로 표현하고, 파의 전달을 1차원 등가해석으로 수행함으로써 지반의 동적 거동과 지진파 변화를 간편하게 알아낼 수 있다. 또한, 퓨리어변환(Fourier Transformation)으로 응답스펙트럼의 작성이 가능하며 구입비용도 매우 저렴한 장점을 갖고 있다. 동일한 해석목적으로 만들어진 지반의 비선형 해석 프로그램인 DESRA(Hyperbolic 모델) 및 CHARSOIL(Ramsberg - Osgood 모델)과 비교해 볼 때, SHAKE91은 1차원 등가해석으로 인해 지진파의

증폭현상을 다소 과다하게 산정하는 경향이 있으나 이는 지반이나 구조물의 내진설계시 안전측의 결과를 가져다 줄 것으로 사료된다. 따라서 본 평가에에서는 SHAKE91을 이용하여 지진응답해석을 수행하기로 한다.

2.3.2 설계지진계수(가속도 계수) 결정

설계지진계수(가속도 계수)는 지진에 의한 지반진동의 강도를 나타낸 설계가속도를 의미한다. 국내의 경우, 1997년 12월 제정된 건설교통부 발간의 「내진설계기준연구(II)」에서는 내진설계를 위한 설계지진계수를 결정하는 방법을 2가지로 규정하고 있다. 내진설계기준에 언급된 기본가속도에 대한 규정을 요약하면 다음과 같다.

(1) 지진재해도를 이용하는 방법

19세기까지 우리나라의 역사지진과 최근의 계기 지진기록에 대한 확률해석을 통하여 평균재현주기별 지진재해도를 이용하여 설계지진계수를 결정할 수 있도록 하였다. 그러나 지진재해도 상의 지진계수는 보통암을 대상으로 한 것이므로 이를 지표면의 지진계수로 그대로 사용할 수 없고 지진응답해석을 수행하여야 한다.

(2) 내진성능목표와 지진구역에 따라 결정하는 방법

지진발생지역을 분류하여 지역에 따른 적용가속도값인 지진구역계수를 결정한다. 그리고 내진성능목표에 따라 우선적으로 구조물의 기능 및 중요도를 고려하여 내진성능수준과 시설물 등급을 정하고 지진의 재현주기에 따라 위험도계수를 규정한다. 결정된 지진구역계수(표 2.5)에 위험도계수(표 2.6)를 곱하여 기반암(보통암)에서의 설계지진계수를 결정한다. 이를 식으로 정리하면,

$$\text{설계지진계수} = \text{지진구역계수} \times \text{위험도계수} \qquad (2.1)$$

① 지진구역계수

지진구역계수는 지진재해도에서 분류된 지역 중 남한지역을 지진의 발생빈도를 기준으로 하여 크게 두 구역으로 구분된다. 분류된 지진구역은 표 2.4와 같으며 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진지반운동에 해당하는 지진구역계수 Z는 표 2.5와 같이 I 구역에서는 0.11, II 구역에서는 0.07이다.

표 2.4 지진구역의 구분

지진구역		행정구역
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

표 2.5 지진구역계수

지진구역	I	II
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07

지진구역계수는 구분된 각 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정된 값이다.

② 위험도계수

위험도계수는 평균재현주기 500년을 기준으로 한 지진구역계수를 표 2.7의 지반운동수준에 따라 보정하기 위한 계수이다. 즉, 위험도계수는 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하며 표 2.6과 같다. 위험도계수를 이용함으로서 다른 재현주기에서의 설계지반운동수준을 결정할 수 있다.

표 2.6 위험도계수

재현주기 (년)	50년	100년	200년	500년	1000년	2400년
위험도계수	0.4	0.57	0.73	1.00	1.40	2.0

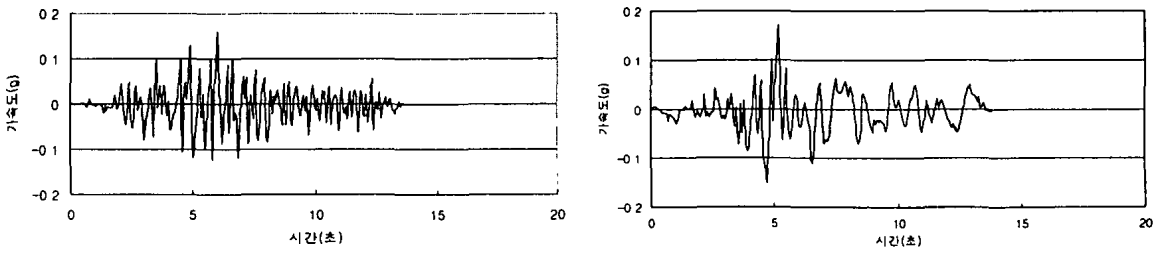
표 2.7 지반운동수준

성능목표	특등급	1등급	2등급
기능수행수준	평균재현주기 200년	평균재현주기 100년	평균재현주기 50년
붕괴방지수준	평균재현주기 2400년	평균재현주기 1000년	평균재현주기 500년

기능수행수준이라 함은, 토구조물이나 벽체구조물의 부분적인 항복과 영구변형을 허용할 수 있으나 주변 구조물 및 부속시설들이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 할 정도의 영구변형만이 허용되도록 하며 지진시나 지진 경과 후에도 구조물의 기능은 정상적으로 유지될 수 있는 성능수준을 의미한다. 붕괴방지수준에서는 토구조물의 구조적 손상은 경미한 수준으로 제한되어야 하며 토구조물의 영구변형으로 인한 제한적인 구조적 피해는 발생하나 긴급보수를 통해 단시간에 구조물로서의 기능이 발휘될 수 있는 수준을 의미한다.

2.3.3 입력자료

지진응답해석에서는 선정된 기반암에서의 지진가속도와 함께 실지진기록 또는 인공지진기록을 입력자료로 해석을 수행하게 되는데, 본 연구에서는 실지진기록이 부족한 우리의 현실을 감안하여 일반적으로 일본 항만구조물의 내진설계에 이용되고 있는 단주기의 Ofunato항 지진기록과 장주기의 Hachinohe항 지진기록을 입력자료로 선정하였다. 또한, 지진응답해석시 두 실지진기록의 가속도 수준을 1997년 12월 우리 나라에서 제정된 상위개념의 내진설계기준을 만족시키도록 입력하였다. 본 해석에 적용한 기반암에서의 가속도 수준은 붕괴방지 내진 1등급으로 0.154 g에 해당하며 다음의 그림 2.1은 해석에 이용된 지진의 가속도 시간이력을 나타내고 있다.



(a) Hachinohe 지진자료 (b) Ofunato 지진자료

그림 2.1 지진응답해석에 이용된 가속도 시간이력

지진응답해석시 지반에 관한 입력자료로 동적 물성치인 전단탄성계수와 감쇠비를 들 수 있다. 특히, 지진응답해석에는 변형률 수준에 따른 동적 물성치를 통해 지반의 비선형 거동을 고려하는 것이 무엇보다도 중요하다. 예를 들어, 지진하중 재하시 동해석의 경우, 탄성파 탐사 또는 경험식을 통해 산정된 저변형률(10^{-6} 이하) 수준의 전단탄성계수만을 사용하여 해석하는 것은 지반의 전단저항력을 과다하게 산정함으로써 안전에 큰 영향을 미칠 수 있다. 따라서, 해석지반에 대한 현장 및 실내시험을 통해 산정된 저변형률, 중변형률, 그리고 고변형률 수준의 전단탄성계수를 연계하여 도시한 전단탄성계수 변화곡선을 해석에

이용하는 것이 바람직하다. 저변형률 수준의 초기전단탄성계수는 탄성파 탐사와 같은 원위치 시험으로 구한 전단파 속도를 1.3.2절의 식 (1.1)에 적용하여 산정하는 것이 가장 바람직하며 식 (1.2) 또는 식 (1.3)과 같이 표준관입시험치 및 일축압축강도를 토대로 제안된 경험식을 이용할 수도 있다. 또한 중변형률 수준(10^{-6}~10^{-4})의 전단탄성계수는 공진주 시험(Resonance Column Test)을 통해서 산정하고 고변형률 수준(10^{-3}~10^{-2})의 전단탄성계수는 진동삼축시험(Cyclic Triaxial Test)등을 통해 산정한다. 또한 전단탄성계수와 함께 대표적인 동적 물성치인 감쇠비도 각 변형률 수준에 따라 산정해야 한다. 즉 전단탄성계수 산정시와 같이 감쇠비도 공진주 시험 및 진동삼축시험 등을 통해 변형률 수준별로 산정하는 것을 원칙으로 한다. 본 지진응답해석시 입력자료로 사용되는 사질토, 점성토 및 암의 변형률 수준별 동적 물성은 SHAKE91에서 기본적으로 제공하고 있는 값들을 이용하였으며 이를 도시하면 그림 2.2 및 그림 2.3에 나타난 바와 같다.

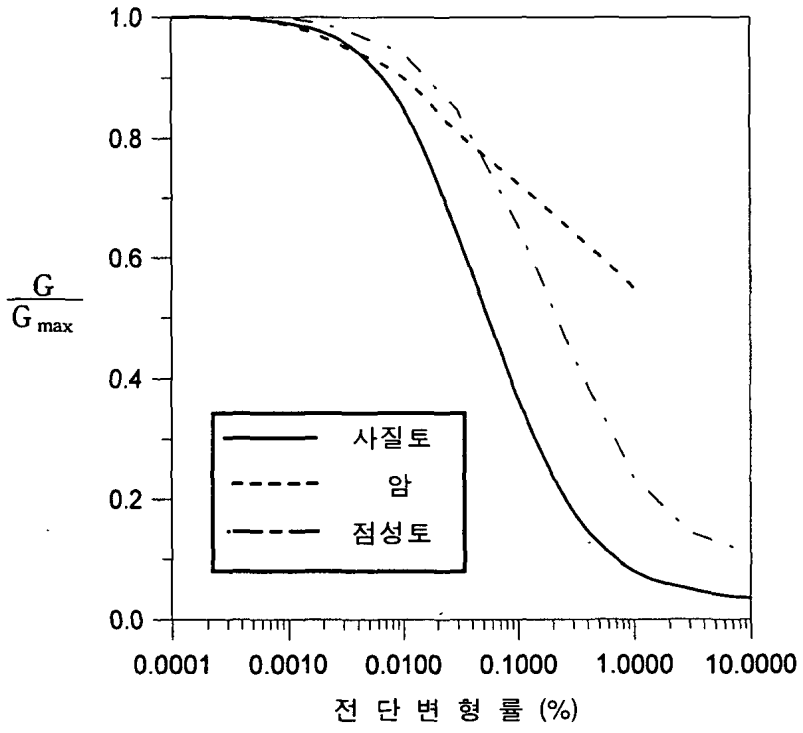


그림 2.2 변형률 수준별 정규화 전단탄성계수 곡선

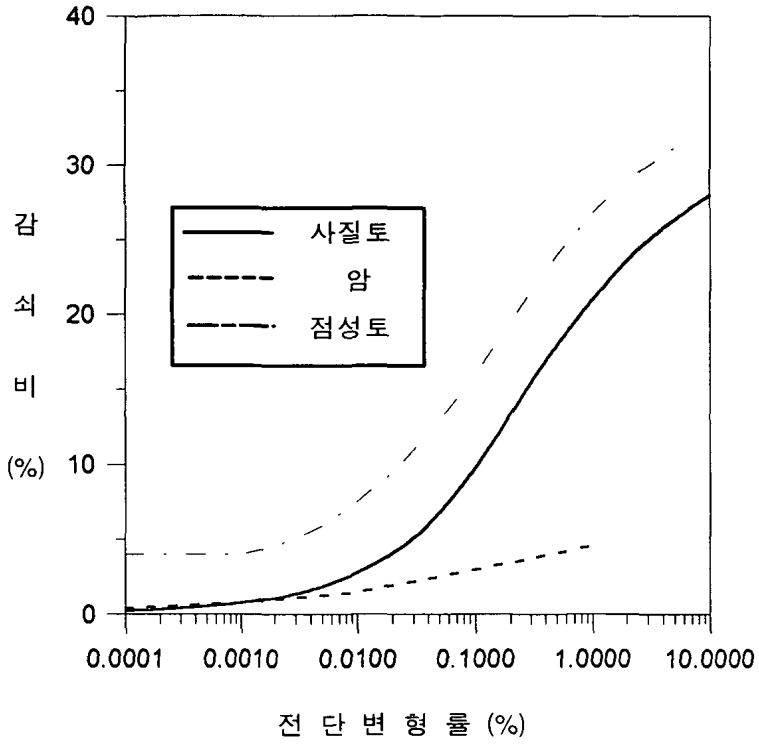


그림 2.3 변형률 수준별 감쇠비 곡선

지진응답해석시 유의할 점은 해석지반의 분할정도에 따라 오차의 폭이 크게 변화한다는 점으로, 본 평가에에서는 지반심도 10 m미만의 지반은 1.0 m로, 10 m이상의 지반은 2.0 m로 분할하였다. 그리고 지진응답해석시 해석대상지반의 물성치는 표 2.3에 나타난 바와 같으며 초기전단탄성계수는 식 (1.1)을 이용하여 산정하였다. 가속도 수준은 다음 표 2.8의 평균재현주기 1000년의 내진 I 등급 붕괴방지수준인 0.154 g로 정하여 지진응답해석을 수행한다.

표 2.8 우리 나라의 상위개념 내진설계기준 (1997년 12월 제정)

구분 / 재현주기	성능수준별 구조물분류		기반암에서의 지진가속도		위험도계수
	기능수행	붕괴방지	지역 I	지역 II	
50 년	내진 II등급		0.044 g	0.028 g	0.40
100 년	내진 I 등급		0.063 g	0.040 g	0.57
200 년	내진 특등급		0.080 g	0.051 g	0.73
500 년		내진 II등급	0.110 g	0.070 g	1.00
1000 년		내진 I 등급	0.154 g	0.119 g	1.40
2400 년		내진 특등급	0.220 g	0.140 g	2.00

2.4 액상화 간편법예측법

본 절에서는 1.3.4절에 제시된 국내에 적합한 액상화 평가법으로서 수정 Seed와 Idriss의 방법을 이용하여 액상화 간편예측법을 수행하였다. 이때 입력지진으로는 장주기(Hachinohe)와 단주기(Ofunato)파를 사용하였다. 대표적인 예로써, Site-8을 선택하였고 심도 4 m를 대상으로 간편예측법에 의한 평가절차를 설명하면 다음과 같다(Site-8에서의 지반조건 및 주상도는 각각 다음 표 2.9와 그림 2.4 참조).

표 2.9 Site-8에서의 지반조건

층번호	누적깊이 (m)	종류	N치	전단위중량 (ton/m^3)
1	1	sand	2	1.76
2	2	sand	3	1.76
3	3	sand	3	1.76
4	4	sand	4	1.76
5	5	sand	7	1.76
6	6	sand	8	1.81
7	7	sand	8	1.81
8	8	sand	9	1.81
9	9	sand	11	1.81
10	10	clay	11	1.85
11	11	sand	12	1.90
12	12	sand	17	1.90
13	13	sand	23	1.90
14	-	rock	50	2.26

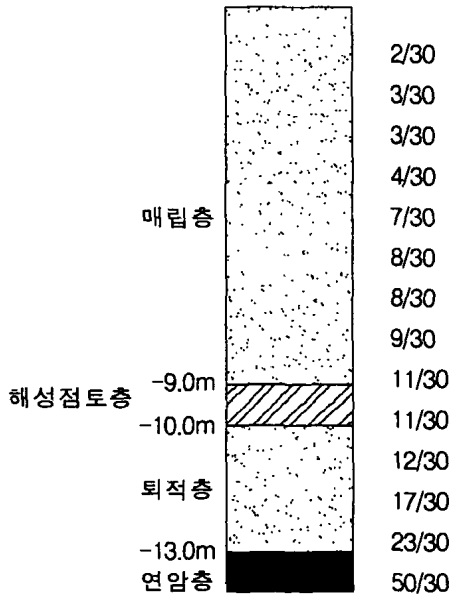


그림 2.4 평가대상 지역의 주상도 (Site-8)

심도 4 m에서의 유효상재압은 3.04 tf/m^2이므로 이를 1.3.4절의 식 (1.5)에 대입하면 보정계수 C_N은 1.81이 되며 식 (1.6)을 이용하여 환산 N치를 구하면

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N = 4 \times 1.81 \fallingdotseq 7 \tag{2.2}$$

즉 7이 된다. 이를 기준으로 그림 1.8에서 세립질 함유량 20.7%, 환산 N치 7에 해당하는 액상화 전단저항응력비 값을 읽으면 대략 0.15이다. 그리고 지반의 최대전단응력비는 식 (1.4)를 통해 구하면, 먼저 Hachinohe 지진기록을 입력했을 경우

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_V} = 0.65\left(\frac{a_{\max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_V}{\sigma'_V}\right) = 0.65 \times \left(\frac{0.176g}{g}\right)\left(\frac{7.04}{3.04}\right) = 0.265 \tag{2.3}$$

이 때, $a_{\max}$값은 지반심도 4 m에서의 지반가속도로서, 지진응답해석을 통해 깊이별 지반가속도를 산정한 다음 표 2.10으로부터 구한다.

표 2.10 지반심도별 최대가속도 (Site-8)

심도(m)	최대가속도(g)	
	Hachinohe	Ofunato
0.0	0.224	0.175
1.0	0.211	0.171
2.0	0.207	0.169
3.0	0.185	0.166
4.0	0.176	0.164
5.0	0.171	0.159
6.0	0.167	0.155
7.0	0.160	0.151
8.0	0.156	0.146
9.0	0.151	0.141
10.0	0.149	0.135
11.0	0.144	0.130
12.0	0.137	0.126
13.0	0.154	0.154

Ofunato 지진기록을 입력했을 경우도 이와 마찬가지로 하면 0.247의 값을 얻는다. 따라서 그림 1.8로부터 얻은 액상화 전단저항응력비를 지반의 최대전단응력비로 나누면 안전율이 구해진다

$$\text{Hachinohe 지진기록 입력시의 안전율} = \frac{0.15}{0.265} = 0.57 \quad (2.4)$$

$$\text{Ofunato 지진기록 입력시의 안전율} = \frac{0.15}{0.247} = 0.61 \quad (2.5)$$

이와 같은 방법으로 Site-1부터 Site-8까지 수행한 액상화 간편해석 결과를 정리하면 다음 표 2.11과 같다.

표 2.11 액상화 간편해석 평가결과 (Site-1~8)

Site	심도	N치	보정계수	환산 N치	액상화 전단저항응력비	진동전단응력비 (Hachinohe 지진기록)	진동전단응력비 (Ofunato 지진기록)	안전율 (Hachinohe 지진기록)	안전율 (Ofunato 지진기록)
1	4.2	12	1.77	21	0.37	0.262	0.249	1.41	1.48
2	4.0	12	1.81	22	0.32	0.289	0.255	1.11	1.26
3	4.0	5	1.81	9	0.13	0.354	0.291	0.37	0.45
4	4.1	6	1.79	11	0.14	0.297	0.239	0.47	0.58
5	2.0	5	2.56	13	0.18	0.309	0.248	0.58	0.73
6	6.2	9	1.41	13	0.19	0.473	0.271	0.40	0.70
7	6.0	15	1.43	22	0.37	0.305	0.276	1.21	1.34
8	4.0	4	1.81	7	0.15	0.265	0.247	0.57	0.61

간편법에 의한 액상화 평가결과, 모든 평가 대상지역에서의 안전율이 1.5 미만으로 나타났으므로 진동삼축시험에 의한 액상화 상세예측법을 실시하여야 한다. 본 예에서는 대표적으로 Site-8에 대한 상세예측과정을 제시하기로 한다.

2.5 액상화 상세예측법

액상화 상세예측법에서도 간편예측법에서와 같이 대표적인 예로서 Site-8을 선택하여, 심도 4.0 m 지점을 대상으로 상세예측법을 수행하였다.

2.5.1 진동삼축시험을 통한 액상화 상세예측법

국내에서는 지난 1세기동안 지진규모 6 이상의 지진이 발생한 예가 없는 점을 고려하여 발생 예상 지진규모와 함께 액상화 발생 재하횟수를 감소시킴으로

서 액상화 저항강도비 수준을 높이는 작업이 필요하다. 따라서 본 평가에에서는 국내 지진규모를 고려하여 최대지진규모를 6.5로 정하고 Seed의 이론(Seed, et al, 1981)을 참조하여 액상화발생 재하횟수를 10회로 선정하였다. 이를 바탕으로 액상화 저항강도비를 구하며 지진시 발생하는 전단응력비와의 관계를 통해서 액상화 발생 가능성을 예측한다.

시험에 이용된 장비는 그림 2.5와 같은 C. K. Chan Type의 자동화 진동삼축 시험기이며 시험시료의 형상은 원주형으로 직경 35 mm, 50 mm, 70 mm 세 종류가 있으며 재료의 동적거동 특성을 보기 위해서 직경 50 mm, 높이 100 mm 인 시료를 선택하여 시험을 수행하였다.

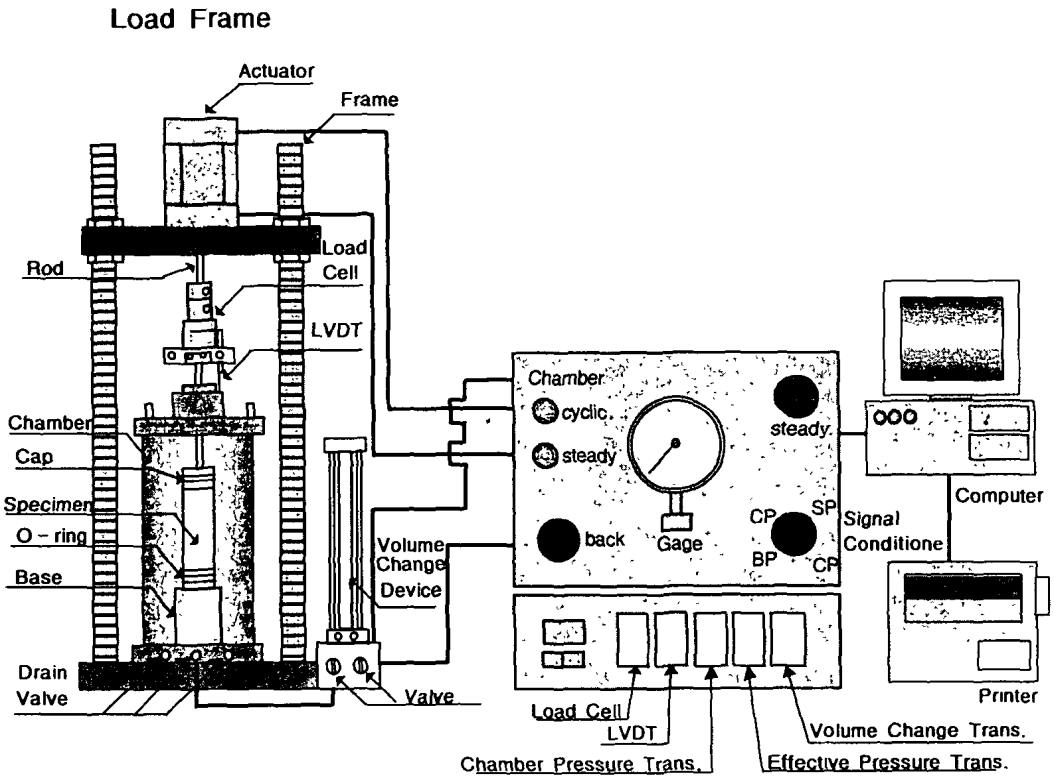


그림 2.5 자동화 삼축시험기

지반심도 4 m에서의 현장응력조건을 고려하여 유효구속압 70 kPa에 대한 진동삼축시험을 계획하였다. 상대밀도는 Gibbs, Holtz가 제안한 표준관입치와의 상관식인 식 (2.2)로부터 구하였다. 진동삼축시험시 시험시료는 현장사질토의 지반공학적 특성을 고려하여 재성형하였으며 이때 시험제반사항은 표 2.12에 나타난 바와 같다.

$$D_r = \left[\frac{N_{SPT}}{23\sigma_{3c}' + 16} \right]^{0.5} \quad (2.6)$$

여기서, N_{SPT} = 표준관입저항치

σ_{3c}' = 유효수직응력(kg/cm^2)

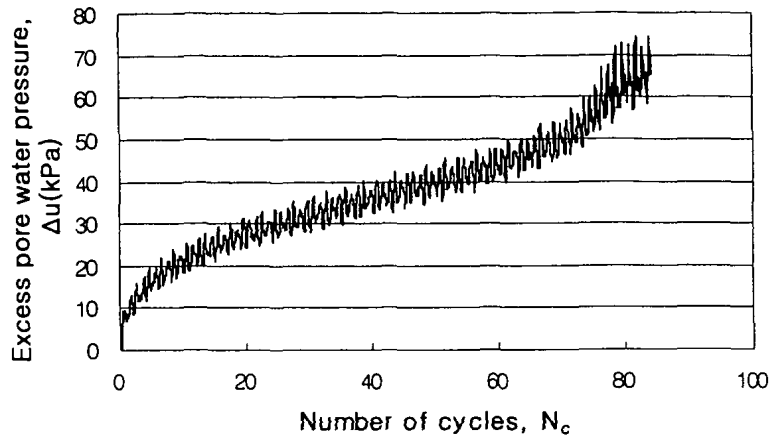
이 식에 $N_{SPT} = 4$, $\sigma_{3c}' = 0.304\,kg/cm^2$를 대입하면 D_r값은 대략 0.4가 얻어지므로 상대밀도 D_r(%)는 40%로 결정하였다.

표 2.12 진동삼축시험시 제반조건

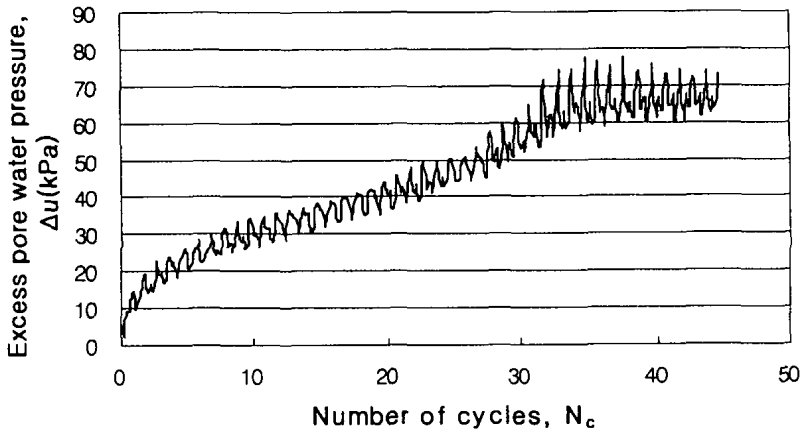
종 류	시 험 조 건
상대밀도 (%)	40
초기유효구속압 (kPa)	70
평균입경 (mm)	0.20
진동수 (Hz)	0.1
하중종류	정현파형
제어방식	응력 제어 방식
하중비	0.12 ~ 0.21
시료조건	포화 , 비배수
시료성형방법	수중 침강법

2.5.2 진동삼축시험의 결과

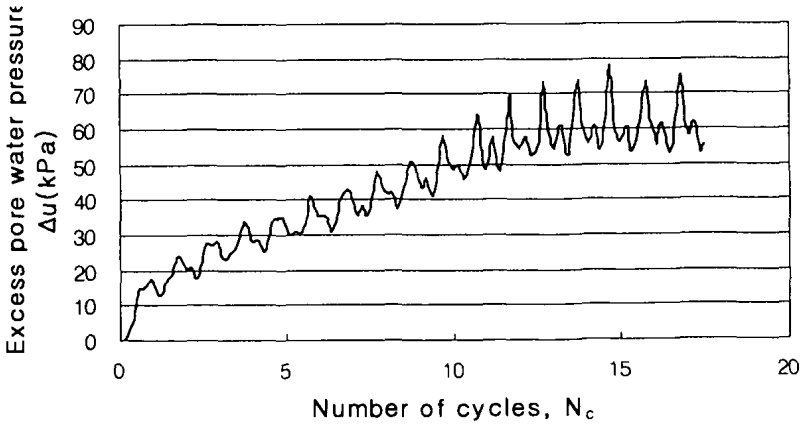
액상화 저항응력비 산정을 위해 응력비별로 진동삼축시험을 수행하였으며 그 결과 진동재하횟수와 진동하중으로 유발된 과잉간극수압과의 관계를 도시하면 다음의 그림 2.6과 같다.



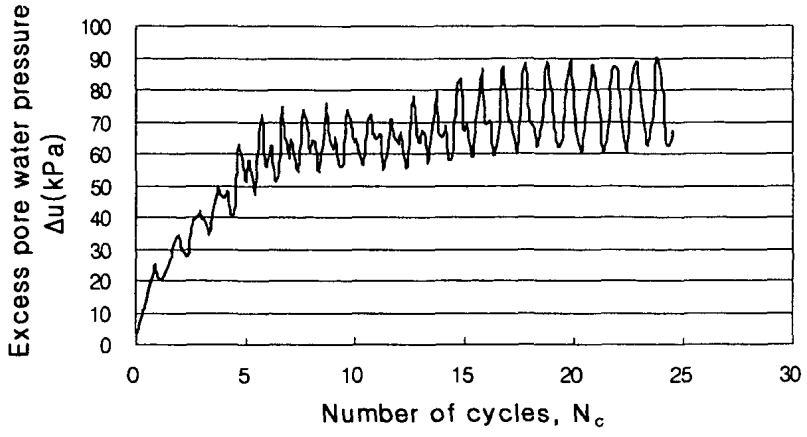
(a) 응력비=0.13



(b) 응력비=0.14



(c) 응력비=0.19



(d) 응력비=0.21

그림 2.6 진동삼축시험 결과 (유효구속압 70 kPa, D_r =40%)

그림 2.6의 내용을 종합하여 액상화 저항응력비 산정곡선을 도시하면 다음의 그림 2.7과 같다. 그림 2.7에서 실선 및 점선은 유효구속압 70 kPa에 관계된 결과로 실선은 진동삼축시험 결과이며 점선은 현장상태로의 보정을 수행한 결과이다. 즉 액상화 저항응력비 곡선은 실내시험을 통해 나온 결과이므로 현장상태에 맞게 보정해 주어야 하며 다음식 (2.5)와 같은 보정식을 사용한다(PHRI, 1997).

$$\text{보정계수} = \frac{C_r}{0.65} \tag{2.7}$$

보정계수는 주로 K_o값에 따라서 결정된다. K_o는 $1-\sin\phi'$ 값으로 이는 사질토의 내부마찰각에 따라 산정한다. C_r의 범위는 K_o가 0.4일 때 0.57, K_o가 1.0일 때 0.9의 값을 가지며, 내부마찰각 30° 고려시 보정계수의 범위는 0.92~0.95가 된다(PHRI, 1997).

유효구속압 70 kPa인 경우, 진동삼축시험에 기초하여 액상화 저항응력비는 화살표로 가리키는 점(0.17)으로 이는 지진규모 6.5를 고려한 진동재하횟수의 값을 읽은 것이다.

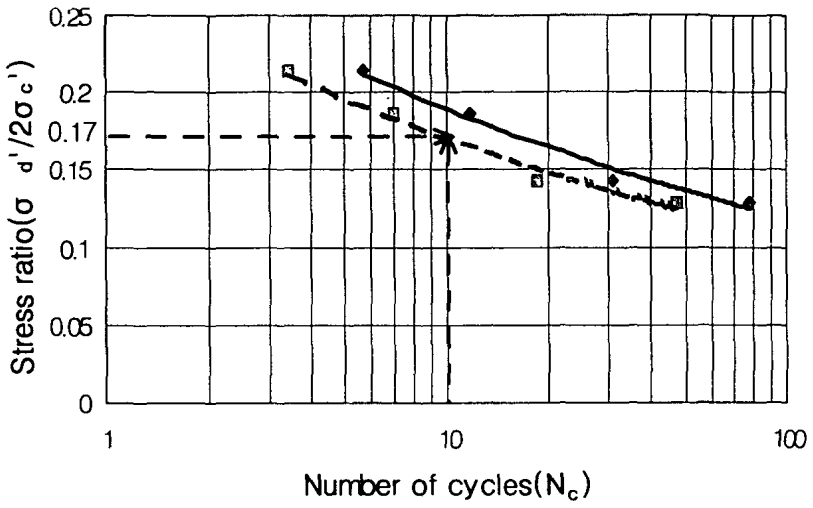


그림 2.7 진동삼축시험에 기초한 액상화 저항응력비 산정곡선

2.5.3 상세예측법에 의한 액상화 평가결과

최종적으로 상세예측법에 의해 액상화 평가과정을 설명하면 다음과 같다. 우선 지진에 의한 전단응력비를 산정한다. 이 과정은 액상화 간편예측법의 과정과 같다(2.4절 참조). 따라서 지반심도 4 m에서의 전단응력비는 표 2.14에 나타난 바와 같이 Hachinohe 입력지진을 사용하였을 때 0.265, Ofunato 입력지진을 사용하였을 때 0.247의 결과를 얻었다. 그리고 지반의 액상화 저항응력비를 산정하여야 하는데, 간편예측법에서는 환산 N치를 이용하여 Seed가 제안한 액상화 전단저항응력비 산정곡선(그림 1.8)을 통해 그 값을 얻은 것에 반해, 상세예측법에서는 응력비별로 4회 이상의 진동삼축시험을 통해 액상화 저항응력비곡선을 산정하고 보정을 통하여 최종적으로 지반의 액상화 저항응력비값(0.17)을 구하였다(그림 2.7 참조). 상세예측법에 의한 안전율은 간편예측법에서와 마찬가지로 지반의 액상화 저항응력비를 지진에 의한 지반의 전단응력비로 나누어서 구한다.

$$\text{Hachinohe 지진기록 입력시의 안전율} = \frac{0.17}{0.265} = 0.64 \qquad (2.8)$$

$$\text{Ofunato 지진기록 입력시의 안전율} = \frac{0.17}{0.247} = 0.69 \qquad (2.9)$$

이상의 결과를 정리하면 다음 표 2.13과 같다.

표 2.13 상세예측법에 의한 액상화 평가

구 분	유효구속압 70 kPa (Hachinohe의 a_{max} 이용)	유효구속압 70 kPa (Ofunato의 a_{max} 이용)
지진에 의한 전단응력비 ($0.65\times a_{max}/g\times \sigma_v/\sigma'_v$)	0.65×0.176×2.32 = 0.265	0.65×0.164×2.32 = 0.247
지반의 액상화 저항응력비	0.17	0.17
상세예측법 안전율 (F)	0.64	0.69
간편예측법 안전율 (F)	0.57	0.61

2.6 액상화 평가의 결과분석

본 평가에에서 분석한 지역은 인위적으로 성토 매립하여 형성된 지역으로서, 지하수위가 지표면에 위치한 느슨한 포화사질토 지반임을 그 특징으로 하고 있다. 따라서 지진과 같은 갑작스런 진동하중이 가해질 때 발생할 수 있는 액상화 가능성이 높은 것으로 판단되는 바 다음과 같이 지진응답해석과 액상화 간편예측법 및 상세예측법에 의한 액상화 평가를 수행하였다.

먼저 2.2절에 제시된 사전지반조사자료를 토대로 실지진기록을 입력하여 지진응답해석을 수행하였다. 지진응답해석에 이용된 상용프로그램은 SHAKE91이며 입력지진기록은 장주기 특성의 Hachinohe항 지진기록과 단주기 특성의 Ofunato항 지진기록이다.

지진응답해석 결과, 장주기의 지진기록을 입력한 경우, 전반적으로 1.5배에서 최대 2배 이상 증폭되었으며 단주기의 지진기록 입력의 경우에는 증폭율이 1.5배 미만인 것으로 나타났다. 그리고 액상화 간편예측법에서는 국내 지진규모가 크지 않은 점을 염두에 두고, 지진규모 고려가 가능한 수정 Seed와 Idriss의 방법을 이용하였다. 평가대상으로 선택한 평가 대상지역은 액상화 발생가능성이 높은 실트질 모래지반으로 N치가 20미만이다.

상기 사실을 근거로 액상화 가능성에 대한 평가결과, 표준관입저항치가 10이하인 대부분의 시추공에서 안전율이 1.5 미만으로 나타나 액상화에 대해서 안전하지 못함을 알 수 있다. 그러나, 원지반에 사석 등을 통한 상재압이 재하되어 일정수준의 표준관입저항치를 보유하게 되면, 액상화 발생가능성은 크게 줄어들 것으로 사료된다. 다만, 이러한 작업의 수행 후에도 지반조사와 함께 액상화 재평가를 수행함으로써 지반의 안정성을 확인하는 것이 필요하다고 판단된다.

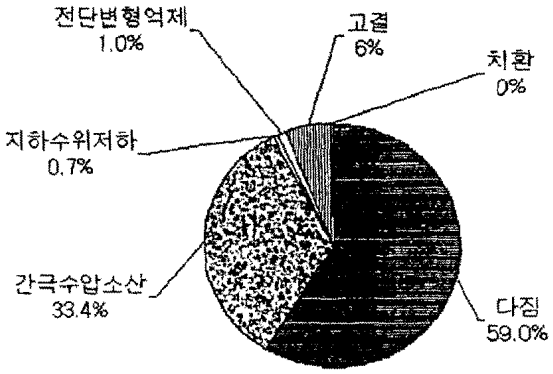
안전율 1.5 미만의 지반에 대해서는 진동삼축시험에 기초한 액상화 상세예측법이 요구되는 바, Site-8에서 지진응답해석을 통해 구한 깊이별 최대지반가속도(표 2. 10)를 이용하여 심도 4 m 에서의 안전율을 산정하였다. 그 결과 얻어진 안전율은 장주기 지진기록을 입력한 경우는 0.64, 단주기 지진기록을 입력한 경우는 0.69와 같이, 안전율 기준 1.0 보다 현저히 낮아 액상화에 대해 불안전할 것으로 판단되며, 상세예측법에서도 간편법에서와 같이 장주기 지진기록에 대한 안전율이 단주기 지진기록보다 낮게 산출되는 것을 알 수 있다. 그러므로 연약지반에서는 장주기 지진의 증폭현상에 대해 대책마련이 필요할 것으로 판단된다.

3. 액상화 대책공법

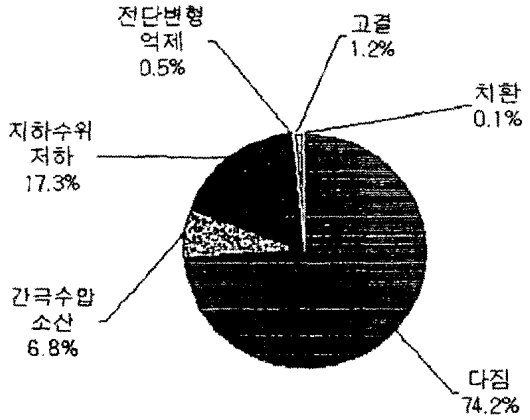
본 평가대상 지역은 포화된 느슨한 사질토 지반으로서 동하중에 대한 지반의 저항강도가 낮아 액상화 발생가능성이 매우 높은 것으로 나타났다. 특히, Hachinohe 지진파와 같은 장주기 지진시 야기될 수 있는 지반증폭현상으로 말미암아 발생할 수 있는 구조물의 피해를 방지하기 위해 액상화 대책공법이 요구된다.

샌드컴팩션파일공법을 시작으로 한 다짐공법은 액상화 대책으로써의 시공실적이 풍부하고 경제적 측면에서도 매우 만족스러울 뿐만 아니라 개량효과도 매우 우수하여 개량한 지반이 강한 강도를 보유하게 된다. 따라서 매립지와 같은 연약지반에 대한 액상화 대책공법으로서 효과적이라고 판단된다.

참고로 일본지반공학회가 조사한 액상화 대책공법 시공 통계를 보면, 그림 3.1에 나타난 바와 같이 다짐공법이 전체의 50%이상을 차지하고 있다. 국내의 경우도 최근 매립지반의 대책공법으로써 다짐공법을 채택하고 있는 추세에 있다. 최근의 경향은 인간 생활에 대한 악영향을 최소화시키기 위해 고주파수 진동체를 포함한 다양한 유형의 진동체 개발과 작은 직경의 관입관, 고압수(Water Jet)의 사용 등에 초점을 맞추고 있다. 뿐만 아니라 체적 변화를 정량화하고 충진 재료의 관입 효과에 의해 달성되는 간극비의 감소를 계산하기 위해서 다양한 센서와 자동조정 장비의 개발이 이루어지고 있다.



100%=305 Sites



100%=23,685,037 m^2

그림 3.1 액상화 대책공법의 사용예

(Japan Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985~1990)

본 평가대상 지역은 표 2.3에 나타난 바와 같이 심도가 20 m 내외이고 N치의 범위는 3~15내외인 느슨한 포화사질지반이며 균등계수가 대략 5 미만의 빈입도를 보이고 있다. 따라서 액상화 대책공법을 요약한 설계지침서 2.5.1절의 표 2.12를 참조할 때, 대상 지반의 밀도를 증진시켜 일정 수준 이상의 표준관입저항치를 보유할 수 있는 다짐공법이 적합할 것으로 판단된다. 특히 본 평가대상 지역이 대규모의 매립지임을 고려할 때, 동압밀 공법과 같은 다짐공법이 효율적이라 판단된다. 주요 다짐공법과 그 개요는 표 3.1과 같다.

표 3.1 주요 다짐공법과 그 개요

공법의 종류	공 법 의 개 요
샌드컴팩션파일 공법	모래를 진동시키면서 지반중에 주입하여 모래말뚝을 형성함으로써 주변지반을 다짐.
진동봉공법 (로드컴팩션)	특수한 진동체가 선단에 장치된 로드를 바이브로햄머를 통해 진동을 재하하면서 지반을 다짐.
바이브로플로트이션	바이브로플로트라고 불리는 바이브레이터를 내장한 강관을 선단 노즐로부터 물의 사출과 함께 지중에 관입하고 관을 진동시키면서 천천히 관을 위로 올리며 진동에 의해서 바이브로플로터의 주위에 가능한 틈 사이에 사리, 모래 등을 흘려 넣음.
중추낙하다짐공법	10~30 *ton*의 추를 지반에 낙하시켜 충격 및 진동을 통해 지반을 다짐.
바이브로탬퍼공법	강력한 진동기와 탬퍼를 조합시켜 지표지반을 다짐.
전압공법	전압을 통해 상대밀도를 상승시키는 것으로 시공사례는 극히 적음.
폭파공법	다이나마이트 등을 지중에서 폭파시켜 그 충격으로 토중의 상대밀도를 상승시킴. 다짐효과는 표층에 한정.
굴항공법	말뚝을 항타하여 지반을 다짐. 말뚝의 전단변형억제효과를 겸비.

4. 선상구조물의 지진해석 예

빈 면

4. 선상구조물의 지진해석 예

4.1 응답변위법에 의한 지진해석 예

4.1.1 응답변위법 일반

응답변위법은 기반면으로부터 발생된 지반운동으로 인하여 지중구조물에 발생된 가상의 변위와 주면전단력을 이용하여 지진해석을 수행하는 방법이다. 응답변위법은 당초 선상 지중구조물이 지진에 의해 축 직각 방향으로 휘거나 혹은 축방향으로 늘어나거나 줄어드는 종단방향의 움직임에 대한 내진 계산법으로 이용되었으며 그 후 비교적 규모가 큰 지중구조물이나 선상지중구조물의 횡단방향의 내진 계산법으로 등가정적해석법을 대신해 이용되는 경우가 많아지고 있다. 응답변위법은 구조물과 지반의 접촉면에서는 상호작용이 일어나며 구조물과 지반의 접촉면이 완전부착상태라는 가정에 기초한다.

응답변위법의 해석절차는 다음 그림과 같다.

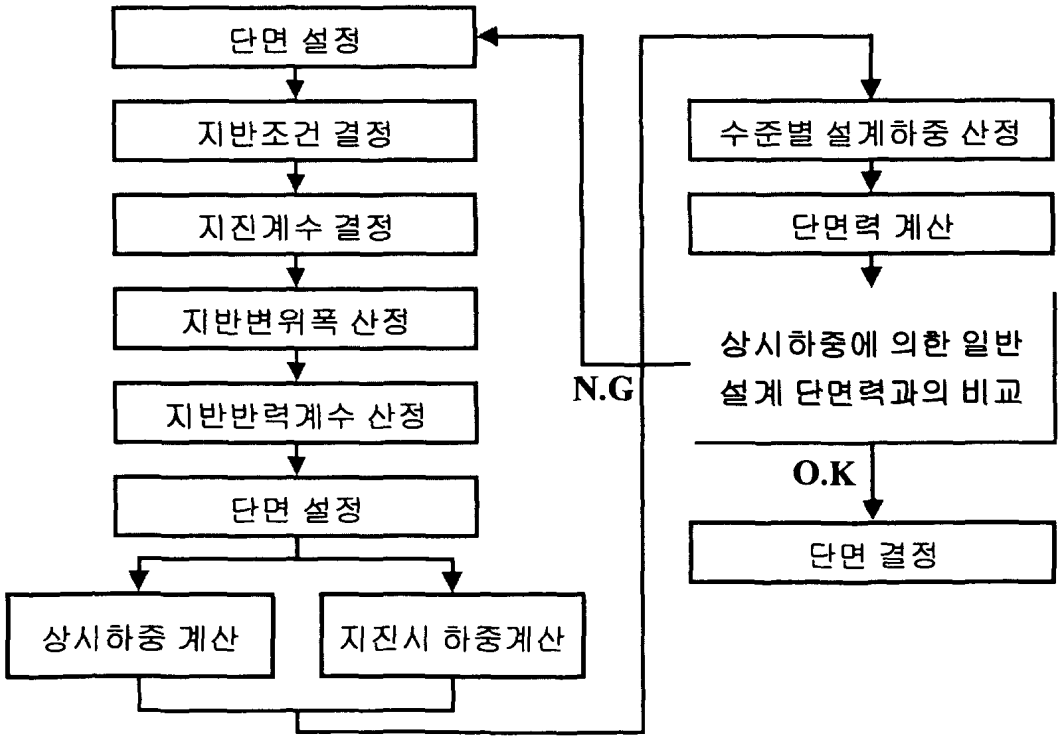


그림 4.1 응답변위법 일반

4.1.2 일연 공동구의 지진해석예
(응답변위법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

공동구의 설계 단면은 다음의 그림 4.2와 같이 설정한다. 지표면으로부터 3 m 까지는 매립층으로 가정하였으며 그 아래로 실트질의 충적토와 풍화토, 풍화암, 연암이 존재하는 것으로 가정하였다. 연암층 아래로는 기반암이 위치하며 기반면의 깊이는 지표로부터 30 m인 지점에 위치하는 것으로 가정한다.

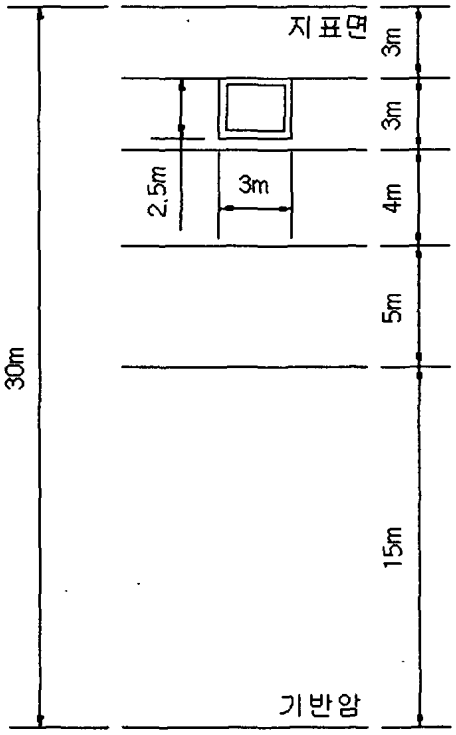


그림 4.2 공동구의 단면가정

$$\gamma_1 = 2.0, \gamma_2 = 1.8, \gamma_3 = 2.0, \gamma_4 = 2.1, \gamma_5 = 2.1(tf/m^3)$$

① 지반조건의 결정

$$T_G = \sum_{i=1} \frac{4H_i}{V_{si}} = 0.3567 \text{ (sec)}$$

$$V_{si} = 80N_i^{\frac{1}{3}} \quad (N_1 = 28, N_2 = 14, N_3 = 23, N_4 = 50)$$

표 4.1 지반의 고유특성치 산정

H_i(m)	V_{si}(m/sec)	$T_G = \left(\frac{4H_i}{V_{si}}\right)$
3	243	0.0494
3	193	0.0622
4	228	0.0702
5	295	0.0678
15	560	0.1071
ΣT_G		0.3567

② 지진계수의 결정

지진계수는 내진설계지침을 참조하여 다음과 같이 정한다. 지진구역은 I 로 가정한다.

(a) K'_h(기반면의 설계수평지진계수) = 0.154

(b) K_h(지표면의 설계수평지진계수) : 표층의 N치를 평균한 값(N=31)으로 지반을 III으로 분류하였고 이에 해당하는 값 = 0.224

③ 지반의 변위진폭 산정

$$U_h(Z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 21.42 \times 0.3567 \times \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= 1.5483\cos(0.0523z)(cm)$$

S_v : 지진계수당 설계응답속도(지침서에 제시된 그림 3.16, 즉 1등급 1구역 지반조건 I-지반계수 1.0의 속도스펙트럼을 지반조건 III-지반계수 1.5에 맞춰 변환시킨 후 산정)

H : 표층지반 두께(표층부터 기반면까지)

④ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침에 근거하여 다음과 같이 산정한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$$k_h = k_{h0} \times \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 7.52(kgf/cm^3) = 7520(tf/m^3)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 26.13, \quad \alpha = 2$$

$$E_0 = 28N = 392, \quad N = 14$$

$$B_h = \sqrt{A_h} = \sqrt{1 \times 2.5} = 1.58(m) = 158(cm)$$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$$k_v = k_{v0} \times \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 7.02(kgf/cm^3) = 7020(tf/m^3)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 26.13, \quad \alpha = 2$$

$$E_0 = 28N = 392, \quad N = 14$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{1 \times 3.0} = 1.73(m) = 173(cm)$$

(c) 측벽의 전단 지반반력계수

$$k_{hs} = \lambda k_h = \frac{1}{3.5} \times 7520 = 2149(tf/m^3)$$

(d) 저판의 전단 지반반력계수

$$k_{vs} = \lambda k_v = \frac{1}{3.5} \times 7020 = 2006(tf/m^3)$$

⑤ 지진시 하중의 산정

(a) 지진시 수평하중

지진시 수평하중은 내진설계지침의 식 (3.19)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$P(z) = k_h\{U(z) - U(z_B)\} \quad (tf/m^2)$$
$$= 7520\{U(z) - 0.014847\}$$

표 4.2 지진시 수평토압

$z(m)$	$P(z)$ (tf/m^2)
3.0(구체 상판)	3.3314
4.25(구체 중심)	1.9026
5.5(구체 저판)	0

(b) 지진시 주면 전단력

지진시 주면 전단력은 내진설계지침의 식 (3.20)~(3.22)에 의해 다음과 같이 산정한다.

- $\tau_U = \left(\frac{G_D}{\pi H}\right) S_v T_G \sin\left(\pi \cdot \frac{z_u}{2H}\right) \quad (tf/m^2)$

$G_D = \frac{\gamma_t}{g} V_{SD}^2$ 식 (3.25)에 의해

$$= \frac{1.8}{9.8} \times 154^2 = 4356 \quad (tf/m^2)$$

$$\tau_U = \left(\frac{4356}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin\left(\pi \cdot \frac{3}{2 \times 30}\right) = 0.5524 \quad (tf/m^2)$$

- $\tau_B = \left(\frac{4356}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin\left(\pi \cdot \frac{5.5}{2 \times 30}\right) = 1.0030 \quad (tf/m^2)$

- $\tau_s = (\tau_U + \tau_B)/2 = 0.7777 \quad (tf/m^2)$

(c) 지진시 관성력

지진시 관성력은 내진설계지침의 식 (3.27)에 의해 다음과 같이 산정한다.

▪ 측벽

$$P_{IW}=(K_{hu}+K_{hb})/2\times 2.50\times 0.3$$
$$=(0.217+0.211)/2\times 2.50\times 0.3$$
$$=0.1605 \quad (tf/m)$$

K_{hu}(구체 상판의 설계수평지진계수) : $27/30\times(0.224-0.154)+0.154$
$=0.217$

K_{hu}(구체 저판의 설계수평지진계수) : $24.5/30\times(0.224-0.154)+0.154$
$=0.211$

▪ 상판

$$P_{IU}=0.217\times(2.50\times 0.3\times 3.0)/2$$
$$=0.2441 \quad (tf)$$

▪ 저판

$$P_{IB}=0.211\times(2.50\times 0.3\times 3.0)/2$$
$$=0.2374 \quad (tf)$$

(2) 하중계산

① 해석모형

공동구의 해석모형은 다음의 그림 4.3과 같다.

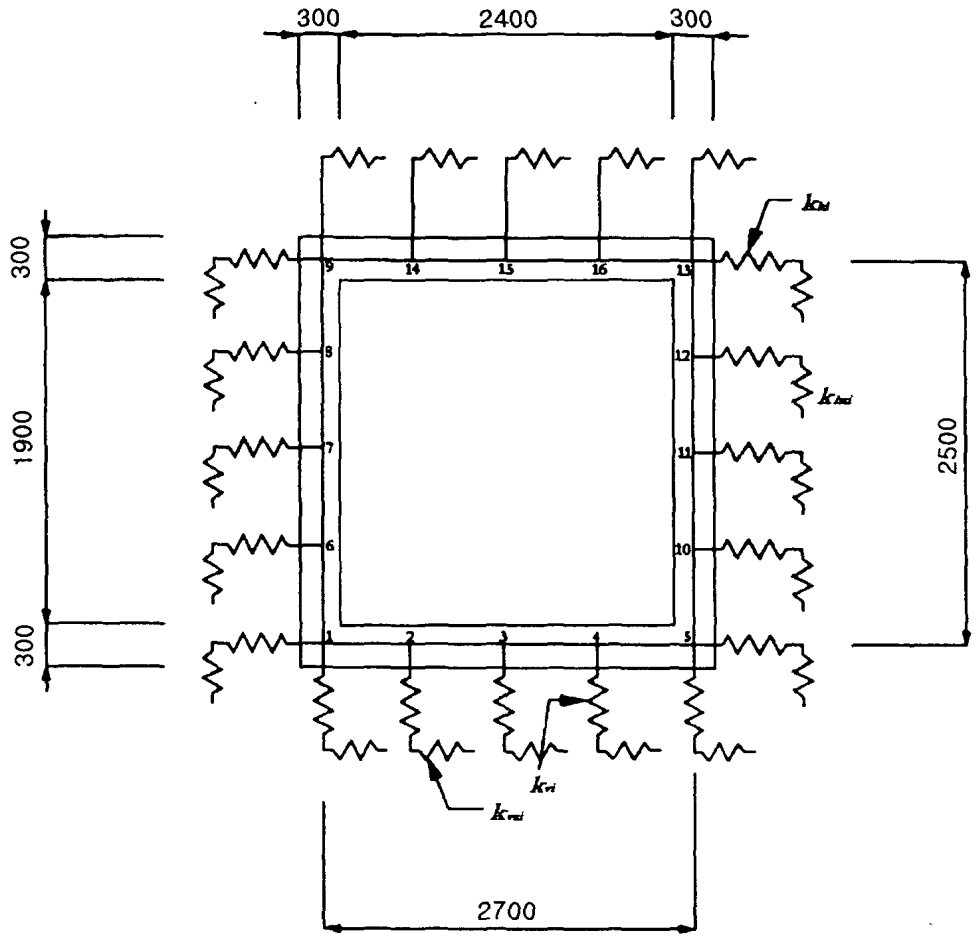


그림 4.3 공동구의 해석모형

표 4.3 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}	k_{vsi}
1, 5	0.3	2106	601.8
2~4	0.8	5616	1604.8
9,13	0.3	-	601.8
14~16	0.8	-	1604.8

$k_v = 7020 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{vi} = k_v \times A_{vi}$

$k_{vs} = 2006 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{vsi} = k_{vs} \times A_{vi}$

표 4.4 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)	k_{hsi} (tf/m)
1, 5	0.35	2632	752.15
6,10	0.6	4512	1289.4
7,11	0.6	4512	1289.4
8,12	0.6	4512	1289.4
9,13	0.35	2632	752.15

$$k_h = 7520 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

$$k_{vs} = 2149 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{hsi} = k_{hs} \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

▪ 상부 slab

사하중 $= 3 \times 2.0 + 0.3 \times 2.5$

$= 6.75 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L$

$= 8.25 \quad (tf/m)$

▪ 측벽

자중 $= 1.425 \quad (tf)$

설계하중 $= 1.0D = 1.425 \quad (tf)$

토압(상부) : $P_u = 2.0 \times 3.15 \times 0.5 + 1.5 \times 0.5 = 3.9 \quad (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_u = 3.9 \quad (tf/m)$

토압(하부) : $P_b = P_u + 2.2 \times 1.8 \times 0.5 = 5.88 \quad (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_b = 5.88 \quad (tf/m)$

• 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $=1.0\ (tf/m)$

자중 $=0.3\times2.5=0.75\ (tf/m)$

설계하중 $=1.0D+1.0L$

$=1.75\ (tf/m)$

(b) 지진하중

• 지진시 토압하중

(상판) $P=3.3314\ (tf/m)$

(중심) $P=1.9026\ (tf/m)$

• 지진시 주면 전단력

$\tau_u=0.5524\ (tf/m^2)$

$\tau_B=1.0030\ (tf/m^2)$

$\tau_s=\frac{(0.5524+1.0030)}{2}=0.7777\ (tf/m^2)$

• 지진시 관성력

$P_{IW}=0.1605\ (tf/m)$

$P_{IU}=0.2441\ (tf)$

$P_{IB}=0.2374\ (tf)$

③ 계산 결과

상시하중과 지진하중을 포함하는 지진해석시의 설계 단면력 계산결과와 상시하중만을 고려한 일반해석시의 설계 단면력을 비교하면 표 4.5와 같다. 부재력의 비교는 부재 상판, 측벽, 저판의 최대 전단력, 최대 모멘트를 갖는 부분을 비교하였다. 상시하중에 의한 일반설계는 콘크리트 구조설계기준에 따라 다음의 하중계수를 적용하여 산정한 값이다.

$$U=1.4(1.1D)+1.7L+1.8H+1.5F$$

표 4.5 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	17.48	11.7	149(%)
	측벽	6.93	6.55	106(%)
	저판	10.35	6.19	167(%)
휨 모멘트 (tf·m)	상판	6.1	4.71	130(%)
	측벽	5.7	4.71	121(%)
	저판	4.64	3.12	149(%)

표 4.5에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다. 제시된 해석예제와 같이 비교적 소규모의 박스구조물을 대상으로 응답변위법을 이용하여 지진해석을 수행할 경우 동적응답이 상시하중보다 적게 나오게 되나 이러한 해석결과를 일반적인 결론으로 받아들일 수는 없다. 구조물의 단면이 크거나 비교적 연약한 지반에 구조물이 위치할 경우, 또는 지진가속도 자체가 매우 큰 경우 동적응답이 상당히 증가할 수 있으며 지반강성을 어떠한 방식으로 산정하느냐에 따라서도 결과가 변화할 수 있다. 따라서 다른 구조해석과 마찬가지로 응답변위법에 의한 지진해석 역시 설계자 본인의 세심한 주의와 공학적인 판단을 요구한다는 점에 주의해야 한다.

4.1.3 이연 공동구의 지진해석예
(응답변위법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

이연공동구의 단면은 그림 4.4와 같이 설정한다. 지층의 설정은 4.1.2에 제시된 공동구의 지층과 동일하며 지표로부터 3 m 깊이에 이연공동구가 위치하도록 가정한다.

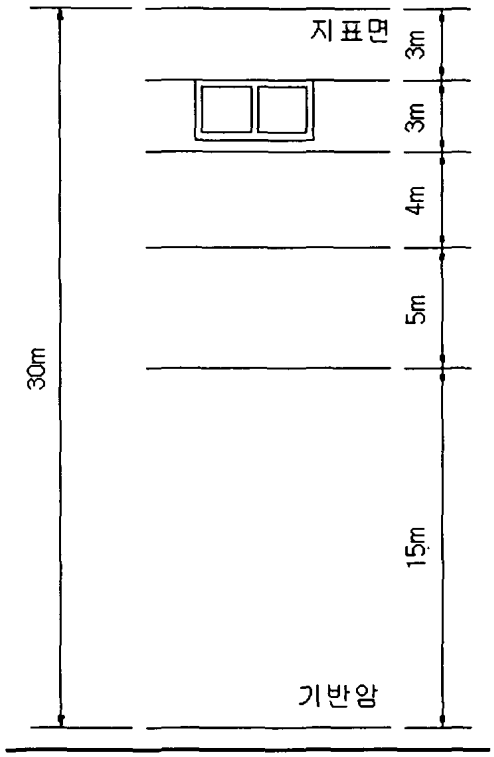


그림 4.4 이연 공동구의 단면가정

① 지반조건의 결정

: 4.1.2에 제시된 공동구의 경우와 동일하다.

$$T_G = \sum_{i=1} \frac{4H_i}{V_{si}} = 0.3567 \text{ (sec)}$$

$$V_{si} = 80N_i^{\frac{1}{3}}$$

② 지진계수의 결정

지진계수는 내진설계지침서를 참조하여 다음과 같이 정한다. 지진구역은 I 로 가정한다.

(a) K'_h(기반면의 설계수평지진계수) = 0.154

(b) K_h(지표면의 설계수평지진계수) = 0.224

③ 지반의 변위진폭 산정

$$U_h(Z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 21.42 \times 0.3567 \times \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= 1.5483\cos(0.0523z)(cm)$$

S_v : 지진계수당 설계응답속도(지침서에 제시된 그림 3.16, 즉 1등급 1 구역 지반조건 I-지반계수 1.0의 속도스펙트럼을 지반조건 III-지반계수 1.5에 맞춰 변환시킨 후 산정)

H : 표층지반 두께(표층부터 기반면까지)

④ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침의 식 (3.13)~(3.16)에 의해 계산한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$$k_h = k_{h0} \times \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 7.52(kgf/cm^3) = 7520(tf/m^3)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{30}\alpha E_0 = 26.13, \quad \alpha = 2$$

$$E_0 = 28N = 392, \quad N = 14$$

$$B_h = \sqrt{A_h} = \sqrt{1 \times 2.5} = 1.58(m) = 158(cm)$$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$$k_v = k_{v0} \times \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 5.84(kgf/cm^3) = 5840(tf/m^3)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} aE_0 = 26.13, \quad a = 2$$

$$E_0 = 28N = 392, \quad N = 14$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{1 \times 4.9} = 2.21(m) = 221(cm)$$

(c) 측벽의 전단 지반반력계수

$$k_{hs} = \lambda k_h = \frac{1}{3.5} \times 7520 = 2149(tf/m^3)$$

(d) 저판의 전단 지반반력계수

$$k_{vs} = \lambda k_v = \frac{1}{3.5} \times 5840 = 1669(tf/m^3)$$

⑤ 지진시 하중의 산정

(a) 지진시 수평하중

지진시 수평하중은 내진설계지침의 식 (3.19)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$P(z) = k_h\{U(z) - U(z_B)\} \quad (tf/m^2)$$

$$= 7520\{U(z) - 0.014847\}$$

표 4.6 지진시 수평토압

$z(m)$	$P(z)$ (tf/m^2)
3.0(구체 상판)	3.3314
4.25(구체 중심)	1.9026
5.5(구체 저판)	0

(b) 지진시 주면 전단력

지진시 주면 전단력은 내진설계지침의 식 (3.20)~(3.22)에 의해 다음과 같이 산정한다.

- $\tau_U = \left(\frac{G_D}{\pi H}\right) S_v T_G \sin(\pi \cdot \frac{z_u}{2H})$ (tf/m^2)

  $G_D = \frac{\gamma_t}{g} V_{SD}^2$ 식 (3.25)에 의해

  $= \frac{1.8}{9.8} \times 154^2 = 4356$ (tf/m^2)

  $\tau_U = \left(\frac{4356}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin(\pi \cdot \frac{3}{2 \times 30})$

  $= 0.5524$ (tf/m^2)
- $\tau_B = \left(\frac{4356}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin(\pi \cdot \frac{5.5}{2 \times 30})$

  $= 1.0030$ (tf/m^2)
- $\tau_s = (\tau_U + \tau_B)/2 = 0.7777$ (tf/m^2)

(c) 지진시 관성력

지진시 관성력은 내진설계지침의 식 (3.27)에 의해 다음과 같이 산정한다.

▪ 측벽

$P_{IW} = (K_{hu} + K_{hb})/2 \times 2.50 \times 0.3$

$= (0.217 + 0.211)/2 \times 2.50 \times 0.3$

$= 0.1605$ (tf/m)

K_{hu}(구체 상판의 설계수평지진계수) : $27/30 \times (0.224 - 0.154) + 0.154$

$= 0.217$

K_{hu}(구체 저판의 설계수평지진계수) : $24.5/30 \times (0.224 - 0.154) + 0.154$

$= 0.211$

▪ 상판

$P_{IU} = 0.217 \times (2.50 \times 0.3 \times 4.9)/3 = 0.2658$ (tf)

▪ 저판

$$P_{IB} = 0.211 \times (2.50 \times 0.3 \times 4.9)/3 = 0.2585 \quad (tf)$$

(2) 하중계산

① 해석모형

공동구의 해석모형은 다음의 그림 4.5와 같다.

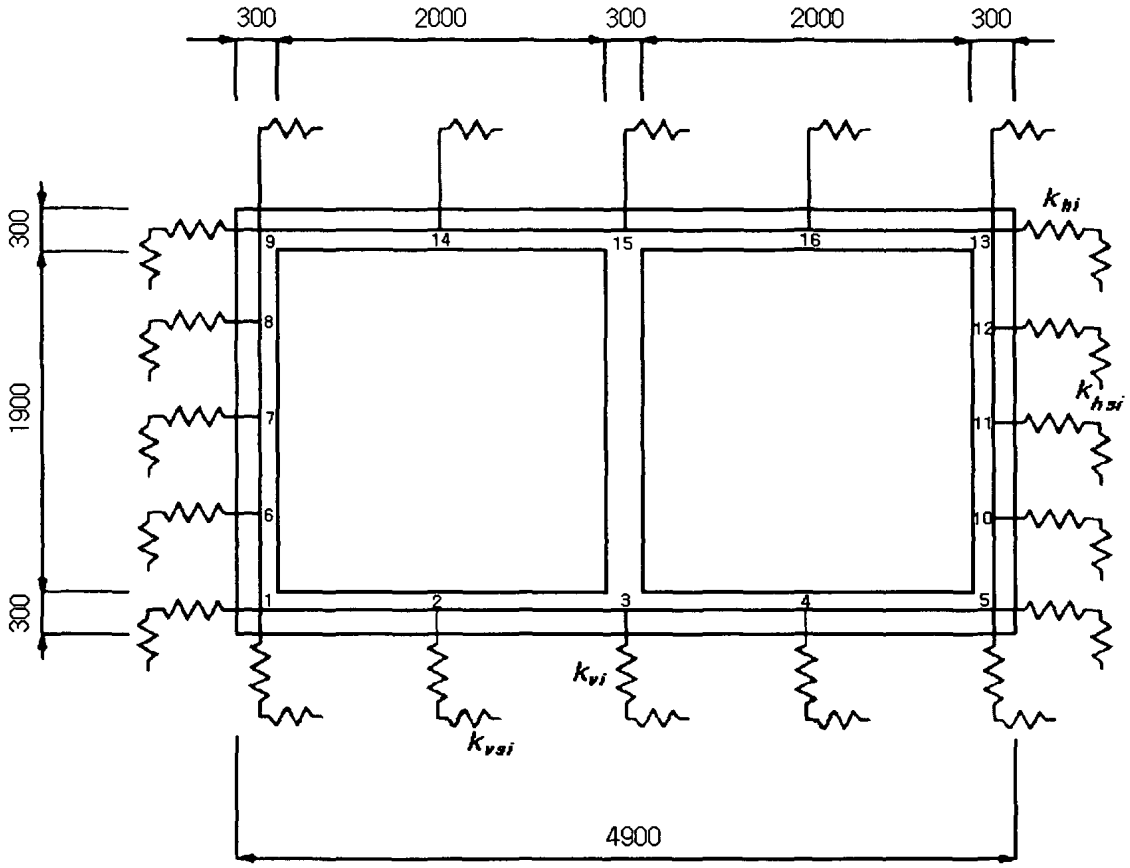


그림 4.5 이연 공동구의 해석모형

표 4.7 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}	k_{vsi}
1, 5	0.5	2940	834.5
2~4	1.3	7592	2169.7
9,13	0.5	-	834.5
14~16	1.3	-	2169.7

$$k_v = 5840 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{vi} = k_v \times A_{vi}$$

$$k_{vs} = 1669 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{vsi} = k_{vs} \times A_{vi}$$

표 4.8 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)	k_{hsi} (tf/m)
1, 5	0.35	2632	752.15
6,10	0.6	4512	1289.4
7,11	0.6	4512	1289.4
8,12	0.6	4512	1289.4
9,13	0.35	2632	752.15

$$k_h = 7520 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

$$k_{vs} = 2149 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{hsi} = k_{hs} \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

• 상부 slab

사하중 $= 3 \times 2.0 + 0.3 \times 2.5 = 6.75 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L = 8.25 \ \ (tf/m)$

• 측벽

자중 $= 1.425 \ \ (tf)$

설계하중 $= 1.0D = 1.425 \ \ (tf)$

토압(상부) : $P_u = 2.0 \times 3.15 \times 0.5 + 1.5 \times 0.5 = 3.9 \ \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_u = 3.9 \ \ (tf/m)$

토압(하부) : $P_b = P_u + 2.2 \times 1.8 \times 0.5 = 5.88 \ \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_b = 5.88 \ \ (tf/m)$

▪ 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $=1.0\ (tf/m)$

자중 $=0.3\times2.5=0.75\ (tf/m)$

설계하중 $=1.0D+1.0L=1.75\ (tf/m)$

(b) 지진하중

▪ 지진시 토압하중

(상판) $P=3.3314\ (tf/m)$

(중심) $P=1.9026\ (tf/m)$

▪ 지진시 주면 전단력

$\tau_u=0.5524\ (tf/m^2)$

$\tau_B=1.0030\ (tf/m^2)$

$\tau_s=\frac{(0.5524+1.0030)}{2}=0.7777\ (tf/m^2)$

▪ 지진시 관성력

$P_{IW}=0.1605\ (tf/m)$

$P_{IU}=0.2658\ (tf)$

$P_{IB}=0.2585\ (tf)$

③ 계산 결과

상시하중과 지진하중을 포함하는 지진해석시의 설계 단면력 계산결과와 상시하중만을 고려한 일반해석시의 설계 단면력을 비교하면 표 4.9와 같다. 부재력의 비교는 부재 상판, 측벽, 저판의 최대 전단력, 최대 모멘트를 갖는 부분을 비교하였다. 상시하중에 의한 일반설계는 콘크리트 구조설계기준에 따라 다음의 하중계수를 적용하여 산정한 값이다.

$$U=1.4(1.1D)+1.7L+1.8H+1.5F$$

표 4.9 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	15.58	10.87	143(%)
	측벽	9.55	6.52	146(%)
	저판	9.44	7.10	133(%)
휨 모멘트 (tf·m)	상판	5.76	4.82	120(%)
	측벽	5.76	4.82	120(%)
	저판	5.16	4.34	118(%)

표 4.9에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다. 제시된 해석예제와 같이 비교적 소규모의 박스구조물을 대상으로 응답변위법을 이용하여 지진해석을 수행할 경우 동적응답이 상시하중보다 적게 나오게 되나 이러한 해석결과를 일반적인 결론으로 받아들일 수는 없다. 구조물의 단면이 크거나 비교적 연약한 지반에 구조물이 위치할 경우, 또는 지진가속도 자체가 매우 큰 경우 동적응답이 상당히 증가할 수 있으며 지반강성을 어떠한 방식으로 산정하느냐에 따라서도 결과가 변화할 수 있다. 따라서 다른 구조해석과 마찬가지로 응답변위법에 의한 지진해석 역시 설계자 본인의 세심한 주의와 공학적인 판단을 요구한다는 점에 주의해야 한다.

4.1.4 3연 공동구의 지진해석예
(응답변위법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

이연공동구의 단면은 그림 4.6과 같이 설정한다. 지층의 설정은 4.1.2에 제시된 공동구의 지층과 동일하며 지표로부터 3 m 깊이에 3연공동구가 위치하도록 가정한다.

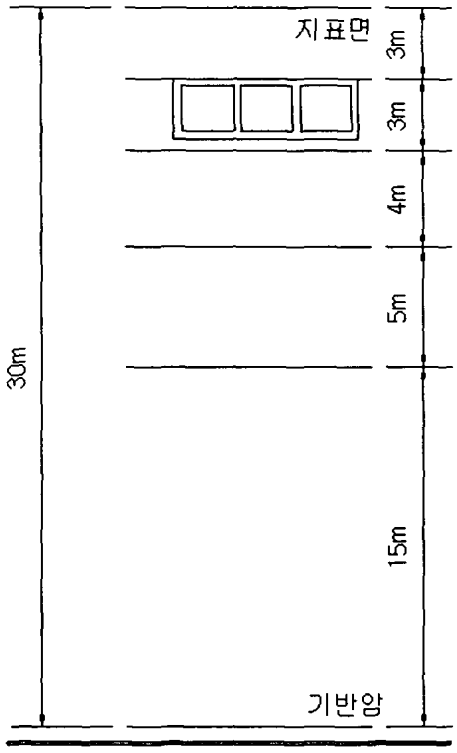


그림 4.6 3연 공동구의 단면가정

① 지반조건의 결정

: 4.1.2에 제시된 공동구의 경우와 동일하다.

$$T_G = \sum_{i=1} \frac{4H_i}{V_{si}} = 0.3567 \text{ (sec)}$$

$$V_{si} = 80N_i^{\frac{1}{3}}$$

② 지진계수의 결정

지진계수는 내진설계지침서를 참조하여 다음과 같이 정한다. 지진구역은 I 로 가정한다.

(a) K'_h(기반면의 설계수평지진계수) = 0.154

(b) K_h(지표면의 설계수평지진계수) = 0.224

③ 지반의 변위진폭 산정

$$U_h(Z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 21.42 \times 0.3567 \times \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= 1.5483\cos(0.0523z)(cm)$$

S_v : 지진계수당 설계응답속도(지침서에 제시된 그림 3.16, 즉 1등급 1 구역 지반조건 I-지반계수 1.0의 속도스펙트럼을 지반조건 III-지반계수 1.5에 맞춰 변환시킨 후 산정)

H : 표층지반 두께(표층부터 기반면까지)

④ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침의 식 (3.13)~(3.16)에 의해 계산한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$$k_h = k_{h0} \times \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 7.52(kgf/cm^3) = 7520(tf/m^3)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{30} aE_0 = 26.13, \quad a = 2$$

$$E_0 = 28N = 392, \quad N = 14$$

$$B_h = \sqrt{A_h} = \sqrt{1 \times 2.5} = 1.58(m) = 158(cm)$$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$$k_v = k_{v0} \times \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 4.97(kgf/cm^3) = 4970(tf/m^3)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} aE_0 = 26.13, \quad a = 2$$

$$E_0 = 28N = 392, \quad N = 14$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{1 \times 7.5} = 2.74(m) = 274(cm)$$

(c) 측벽의 전단 지반반력계수

$$k_{hs} = \lambda k_h = \frac{1}{3.5} \times 7520 = 2149(tf/m^3)$$

(d) 저판의 전단 지반반력계수

$$k_{vs} = \lambda k_v = \frac{1}{3.5} \times 4970 = 1420(tf/m^3)$$

⑤ 지진시 하중의 산정

(a) 지진시 수평하중

지진시 수평하중은 내진설계지침의 식 (3.19)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$P(z) = k_h\{U(z) - U(z_B)\} \quad (tf/m^2)$$

$$= 7520\{U(z) - 0.014847\}$$

표 4.10 지진시 수평토압

$z(m)$	$P(z)$ (tf/m^2)
3.0(구체 상판)	3.3314
4.25(구체 중심)	1.9026
5.5(구체 저판)	0

(b) 지진시 주면 전단력

지진시 주면 전단력은 내진설계지침의 식 (3.20)~(3.22)에 의해 다음과 같이 산정한다.

- $\tau_U = \left(\frac{G_D}{\pi H}\right) S_v T_G \sin(\pi \cdot \frac{z_u}{2H})$ (tf/m^2)

  $G_D = \frac{\gamma_t}{g} V_{SD}^2$ 식 (3.25)에 의해

  $= \frac{1.8}{9.8} \times 154^2 = 4356$ (tf/m^2)

  $\tau_U = \left(\frac{4356}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin(\pi \cdot \frac{3}{2 \times 30})$

  $= 0.5524$ (tf/m^2)
- $\tau_B = \left(\frac{4356}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin(\pi \cdot \frac{5.5}{2 \times 30})$

  $= 1.0030$ (tf/m^2)
- $\tau_s = (\tau_U + \tau_B)/2 = 0.7777$ (tf/m^2)

(c) 지진시 관성력

지진시 관성력은 내진설계지침의 식 (3.27)에 의해 다음과 같이 산정한다.

• 측벽

$P_{IW} = (K_{hu} + K_{hb})/2 \times 2.50 \times 0.3$

$= (0.217 + 0.211)/2 \times 2.50 \times 0.3$

$= 0.1605$ (tf/m)

K_{hu}(구체 상판의 설계수평지진계수) : $27/30 \times (0.224 - 0.154) + 0.154$

$= 0.217$

K_{hu}(구체 저판의 설계수평지진계수) : $24.5/30\times(0.224-0.154)+0.154$

$=0.211$

▪ 상판

$P_{IU}=0.217\times(2.50\times0.3\times7.5)/4$

$=0.3052\ \ (tf)$

▪ 저판

$P_{IB}=0.211\times(2.50\times0.3\times7.5)/4$

$=0.2967\ \ (tf)$

(2) 하중계산

① 해석모형

공동구의 해석모형은 다음의 그림 4.7과 같다.

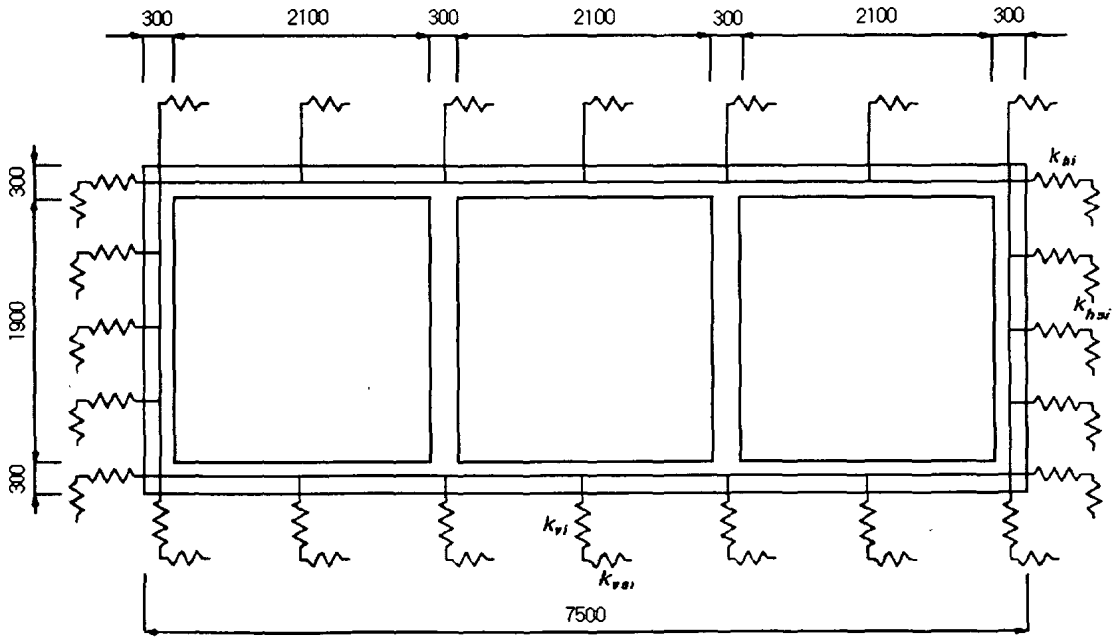


그림 4.7 3연 공동구의 해석모형

표 4.11 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}	k_{vsi}
1, 7	0.5	2485	710
2~6	1.3	6461	1846
11,15	0.5	-	710
16~20	1.3	-	1846

$$k_v = 4970 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{vi} = k_v \times A_{vi}$$

$$k_{vs} = 1420 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{vsi} = k_{vs} \times A_{vi}$$

표 4.12 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)	k_{hsi} (tf/m)
1, 7	0.35	2632	752.15
8,12	0.6	4512	1289.4
9,13	0.6	4512	1289.4
10,14	0.6	4512	1289.4
11,15	0.35	2632	752.15

$$k_h = 7520 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

$$k_{vs} = 2149 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{hsi} = k_{hs} \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

▪ 상부 slab

사하중 $= 3 \times 2.0 + 0.3 \times 2.5$

$= 6.75 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L$

$= 8.25 \quad (tf/m)$

• 측벽

자중 $=1.425$ (tf)

설계하중 $=1.0D=1.425$ (tf)

토압(상부) : $P_u=2.0\times3.15\times0.5+1.5\times0.5=3.9$ (tf/m)

설계하중 $=1.0P_u=3.9$ (tf/m)

토압(하부) : $P_b=P_u+2.2\times1.8\times0.5=5.88$ (tf/m)

설계하중 $=1.0P_b=5.88$ (tf/m)

• 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $=1.0$ (tf/m)

자중 $=0.3\times2.5=0.75$ (tf/m)

설계하중 $=1.0D+1.0L=1.75$ (tf/m)

(b) 지진하중

• 지진시 토압하중

(상판) $P=3.3314$ (tf/m)

(중심) $P=1.9026$ (tf/m)

• 지진시 주면 전단력

$\tau_u=0.5524$ (tf/m^2)

$\tau_B=1.0030$ (tf/m^2)

$$\tau_s=\frac{(0.5524+1.0030)}{2}=0.7777 \quad (tf/m^2)$$

• 지진시 관성력

$P_{IW}=0.1605$ (tf/m)

$P_{IU}=0.3052$ (tf)

$P_{IB}=0.2967$ (tf)

③ 계산 결과

상시하중과 지진하중을 포함하는 지진해석시의 설계 단면력 계산결과와 상시하중만을 고려한 일반해석시의 설계 단면력을 비교하면 표 4.13과 같다. 부재력의 비교는 부재 상판, 측벽, 저판의 최대 전단력, 최대 모멘트를 갖는 부분을 비교하였다. 상시하중에 의한 일반설계는 콘크리트 구조설계기준에 따라 다음의 하중계수를 적용하여 산정한 값이다.

$$U=1.4(1.1D)+1.7L+1.8H+1.5F$$

표 4.13 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	17.63	11.77	150(%)
	측벽	11.39	7.60	150(%)
	저판	11.09	7.99	139(%)
휨 모멘트 (tf·m)	상판	7.95	5.80	137(%)
	측벽	7.95	5.80	137(%)
	저판	7.09	5.32	133(%)

표 4.13에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다. 제시된 해석예제와 같이 비교적 소규모의 박스구조물을 대상으로 응답변위법을 이용하여 지진해석을 수행할 경우 동적응답이 상시하중보다 적게 나오게 되나 이러한 해석결과를 일반적인 결론으로 받아들일 수는 없다. 구조물의 단면이 크거나 비교적 연약한 지반에 구조물이 위치할 경우, 또는 지진가속도 자체가 매우 큰 경우 동적응답이 상당히 증가할 수 있으며 지반강성을 어떠한 방식으로 산정하느냐에 따라서도 결과가 변화할 수 있다. 따라서 다른 구조해석과 마찬가지로 응답변위법에 의한 지진해석 역시 설계자 본인의 세심한 주의와 공학적인 판단을 요구한다는 점에 주의해야 한다.

4.1.5 지하 보차도의 지진해석예 (응답변위법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

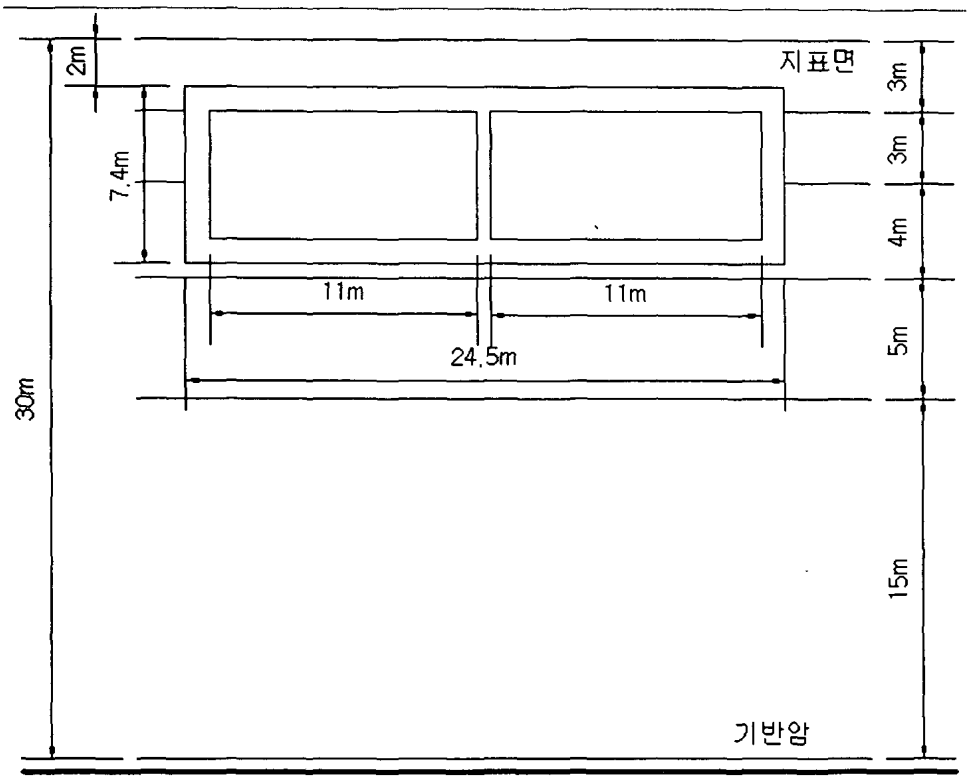


그림 4.8 지하 보차도의 해석모형

① 지반조건의 결정

$$T_G = \sum_{i=1} \frac{4H_i}{V_{si}} = 0.3567 \text{ (sec)}$$

$$V_{si} = 80N_i^{\frac{1}{3}}$$

② 지진계수의 결정

지진계수는 내진설계지침의 표 3.10과 표 3.11을 참조하여 다음과 같이 정한다. 지진구역은 I 로 가정한다.

(a) K_h(기반면의 설계수평지진계수) = 0.154

(b) K_h(지표면의 설계수평지진계수) : 표층의 N치를 평균한 값(N=31)으로 지반을 III으로 분류하였고 이에 해당하는 값=0.224

③ 지반의 변위진폭 산정

$$U_h(Z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 21.42 \times 0.3567 \times \cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$= 1.5483\cos(0.0523z)(cm)$$

S_v : 지진계수당 설계응답속도(지침서에 제시된 그림 3.16, 즉 1등급 1구역 지반조건 I-지반계수 1.0의 속도스펙트럼을 지반조건 III-지반계수 1.5에 맞춰 변환시킨 후 산정)

H : 표층지반 두께(표층부터 기반면까지)

④ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침에 근거하여 다음과 같이 산정한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$$k_h = k_{h0} \times \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 7.14(kgf/cm^3) = 7140(tf/m^3)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{30} aE_0 = 37.33, \quad a = 2$$

$$E_0 = 28N = 560$$

$$N = (1\times 28 + 3\times 14 + 3.4\times 23)/7.4 = 20$$

$$B_h = \sqrt{A_h} = \sqrt{1\times 7.4} = 2.72(m) = 272(cm)$$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$$k_v = k_{v0} \times \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 5.24(kgf/cm^3) = 5240(tf/m^3)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 42.93, \quad \alpha = 2$$

$$E_0 = 28N = 644, \quad N = 23$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{1 \times 24.5} = 4.95(m) = 495(cm)$$

(c) 측벽의 전단 지반반력계수

$$k_{hs} = \lambda k_h = \frac{1}{3.5} \times 7140 = 2040(tf/m^3)$$

(d) 저판의 전단 지반반력계수

$$k_{vs} = \lambda k_v = \frac{1}{3.5} \times 5240 = 1497(tf/m^3)$$

(e) 상판의 전단 지반반력계수

$$k'_{vs} = \lambda k'_v = \frac{1}{3.5} \times 6390 = 1826(tf/m^3)$$

$$k'_v = k'_{v0} \times \left(\frac{B'_v}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} = 6.39(kgf/cm^3) = 6390(tf/m^3)$$

$$k'_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 52.3, \quad \alpha = 2$$

$$E_0 = 28N = 784, \quad N = 28$$

$$B'_v = \sqrt{A'_v} = \sqrt{1 \times 24.5} = 4.95(m) = 495(cm)$$

⑤ 지진시 하중의 산정

(a) 지진시 수평하중

지진시 수평하중은 내진설계지침의 식 (3.19)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$P(z) = k_h\{U(z) - U(z_B)\} \quad (tf/m^2)$$
$$= 7140\{U(z) - 0.013649\}$$

표 4.14 지진시 수평토압

$z(m)$	$P(z)$ (tf/m^2)
2.0(구체 상판)	12.4881
5.7(구체 중심)	8.2164
9.4(구체 저판)	0

(b) 지진시 주면 전단력

지진시 주면 전단력은 내진설계지침의 식 (3.20)~(3.22)에 의해 다음과 같이 산정한다.

- $\tau_U = \left(\frac{G_D}{\pi H}\right) S_v T_G \sin\left(\pi \cdot \frac{z_u}{2H}\right) \quad (tf/m^2)$

  $G_D = \frac{\gamma_t}{g} V_{SD}^2$ 식 (3.25)에 의해 $= \frac{2.0}{9.8} \times 194.4^2 = 7713 \quad (tf/m^2)$

  $\tau_U = \left(\frac{7713}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin\left(\pi \cdot \frac{2}{2 \times 30}\right) = 0.6536 \quad (tf/m^2)$

- $\tau_B = \left(\frac{7713}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin\left(\pi \cdot \frac{9.4}{2 \times 30}\right)$
  $= 2.9548 \quad (tf/m^2)$

- $\tau_s = (\tau_U + \tau_B)/2 = 1.8042 \quad (tf/m^2)$

(c) 지진시 관성력

지진시 관성력은 내진설계지침의 식 (3.27)에 의해 다음과 같이 산정한다.

▪ 측벽

$P_{IW}=(K_{hu}+K_{hb})/2\times2.50\times1.0=(0.219+0.202)/2\times2.50\times1.0$

$=0.5263\ \ (tf/m)$

K_{hu}(구체 상판의 설계수평지진계수) : $28/30\times(0.224-0.154)+0.154$

$=0.219$

K_{hu}(구체 저판의 설계수평지진계수) : $20.6/30\times(0.224-0.154)+0.154$

$=0.202$

▪ 상판

$P_{IU}=0.219\times(7.40\times1.0\times24.5)/3=13.2349\ \ (tf)$

▪ 저판

$P_{IB}=0.202\times(7.40\times1.0\times24.5)/3=12.2075\ \ (tf)$

(2) 하중계산

① 해석모형

지하보차도의 해석모형은 다음의 그림 4.9과 같다.

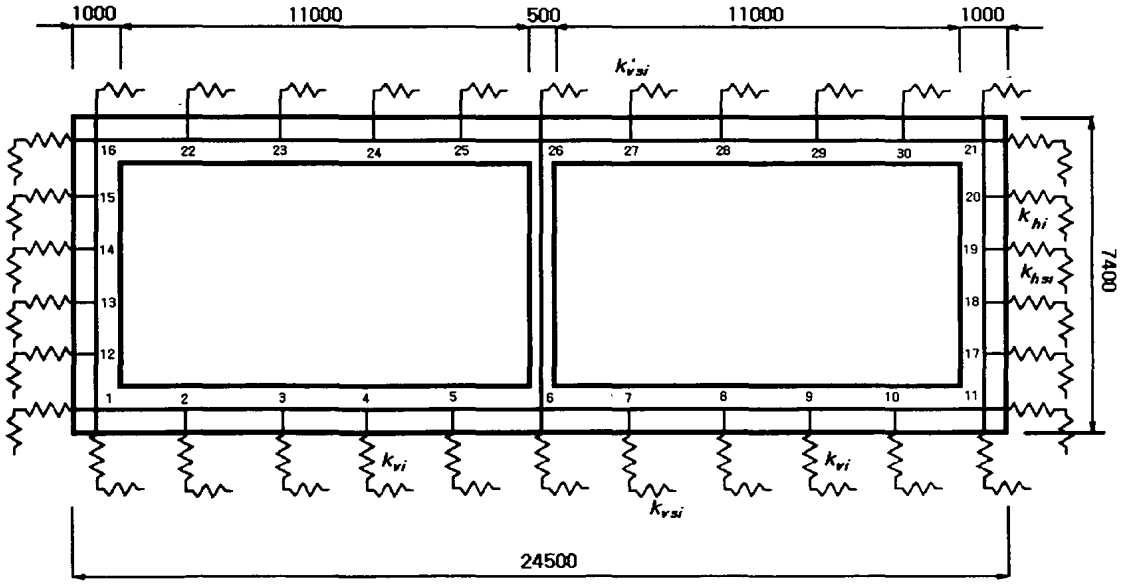


그림 4.9 지하 보차도의 해석모형

표 4.15 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}	k_{vsi}	k'_{vsi}
1,11	1.9	9956	2844	-
2~10	2.3	12052	3443	-
16,21	1.9	-	-	3469
22~30	2.3	-	-	4200

$$k_v = 5240 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{vi} = k_v \times A_{vi}$$

$$k_{vs} = 1497 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{vsi} = k_{vs} \times A_{vi}$$

$$k'_{vs} = 1826 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k'_{vsi} = k_{vs}' \times A_{vi}$$

표 4.16 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)	k_{hsi} (tf/m)
1,11	1.1	7854	2244
12,17	1.3	9282	2652
13,18	1.3	9282	2652
14,19	1.3	9282	2652
15,20	1.3	9282	2652
16,21	1.1	7854	2244

$$k_h = 7140 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

$$k_{vs} = 2040 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{hsi} = k_{hs} \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

• 상부 slab

사하중 $= 2 \times 2.0 + 1.0 \times 2.5$

$= 6.5 \ (tf/m)$

활하중 $=1.5\ (tf/m)$

설계하중 $=1.0D+1.0L$

$=8.0\ (tf/m)$

▪ 측벽

자중 $=13.5\ (tf)$

설계하중 $=1.0D=13.5\ (tf)$

토압(상부) : $P_u=2.0\times2.5\times0.5+1.5\times0.5=3.25\ (tf/m)$

설계하중 $=1.0P_u=3.25\ (tf/m)$

토압(하부) : $P_b=P_u+3.0\times1.8\times0.5+2.9\times2.0\times0.5=8.85\ (tf/m)$

설계하중 $=1.0P_b=8.85\ (tf/m)$

▪ 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $=1.0\ (tf/m)$

자중 $=1.0\times2.5=2.5\ (tf/m)$

설계하중 $=1.0D+1.0L$

$=3.5\ (tf/m)$

(b) 지진하중

▪ 지진시 토압하중

(상판) $P=12.4881\ (tf/m)$

(중심) $P=8.2164\ (tf/m)$

▪ 지진시 주면 전단력

$\tau_u=0.6536\ (tf/m^2)$

$\tau_B=2.9548\ (tf/m^2)$

$\tau_s=\frac{(0.6536+2.9548)}{2}=1.8042\ (tf/m^2)$

▪ 지진시 관성력

$P_{IW}=0.5263\ (tf/m)$

$P_{IU}=13.2349$ (tf)

$P_{IB}=12.2075$ (tf)

③ 계산 결과

상시하중과 지진하중을 포함하는 지진해석시의 설계 단면력 계산결과와 상시하중만을 고려한 일반해석시의 설계 단면력을 비교하면 표 4.17과 같다. 부재력의 비교는 부재 상판, 측벽, 저판의 최대 전단력, 최대 모멘트를 갖는 부분을 비교하였다. 상시하중에 의한 일반설계는 콘크리트 구조설계기준에 따라 다음의 하중계수를 적용하여 산정한 값이다.

$$U=1.4(1.1D)+1.7L+1.8H+1.5F$$

표 4.17 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	78.22	50.05	156(%)
	측벽	51.57	48.16	107(%)
	저판	55.16	35.59	155(%)
휨 모멘트 ($tf \cdot m$)	상판	160.27	105.18	152(%)
	측벽	108.22	69.37	156(%)
	저판	102.90	69.34	148(%)

표 4.17에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다.

4.1.6 지하수위를 고려한 공동구의 지진해석예 (응답변위법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

공동구의 설계 단면은 다음의 그림 4.10과 같이 설정한다. 지표면으로부터 3 m 까지는 매립층이, 지하수위는 공동구의 상부를 기준으로 2 m 지점에 위치하는 것으로 가정하였으며 그 아래로 실트질의 충적토와 풍화토, 풍화암, 연암이 존재하는 것으로 가정하였다. 연암층 아래로는 기반암이 위치하며 기반면의 깊이는 지표로부터 30 m인 지점에 위치하는 것으로 가정한다.

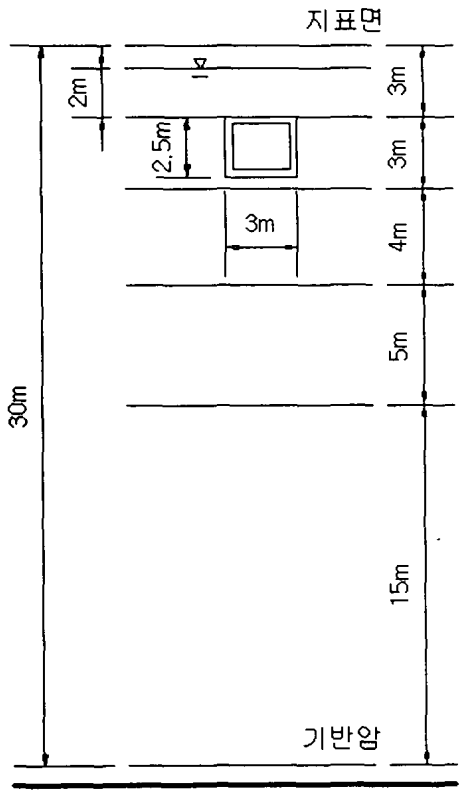


그림 4.10 공동구의 단면가정

$\gamma_1 = 2.0(tf/m^3), \gamma_{1sat} = 2.1(tf/m^3), \gamma_{2sat} = 2.0(tf/m^3),$

$\gamma_{3sat} = 2.0(tf/m^3), \gamma_4 = 2.1(tf/m^3), \gamma_5 = 2.1(tf/m^3)$

$N_1 = 28, N_2 = 14, N_3 = 23, N_4 = 50$

① 지반조건의 결정

T_G = 0.3567 (sec)

② 지진계수의 결정

지진계수는 내진설계지침을 참조하여 다음과 같이 정한다. 지진구역은 I 로 가정한다.

(a) K'_h(기반면의 설계수평지진계수) = 0.154

(b) K_h(지표면의 설계수평지진계수) = 0.224

③ 지반의 변위진폭 산정

$$U_h(Z) = 1.5483\cos(0.0523z)\ (cm)$$

④ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침에 근거하여 다음과 같이 산정한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$$k_h = k_{h0}\times\left(\frac{B_h}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 7.52(kgf/cm^3) = 7520(tf/m^3)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{30}\alpha E_0 = 26.13,\ \alpha = 2$$

$$E_0 = 28N = 392,\ N = 14$$

$$B_h = \sqrt{A_h} = \sqrt{1\times 2.5} = 1.58(m) = 158(cm)$$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$$k_v = k_{v0}\times\left(\frac{B_v}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 7.02(kgf/cm^3) = 7020(tf/m^3)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} aE_0 = 26.13, \quad a = 2$$

$$E_0 = 28N = 392, \quad N = 14$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{1 \times 3.0} = 1.73(m) = 173(cm)$$

(c) 측벽의 전단 지반반력계수

$$k_{hs} = \lambda k_h = \frac{1}{3.5} \times 7520 = 2149(tf/m^3)$$

(d) 저판의 전단 지반반력계수

$$k_{vs} = \lambda k_v = \frac{1}{3.5} \times 7020 = 2006(tf/m^3)$$

⑤ 지진시 하중의 산정

(a) 지진시 수평하중

지진시 수평하중은 내진설계지침의 식 (3.19)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$P(z) = 7520\{U(z) - 0.014847\} \quad (tf/m^2)$$

표 4.18 지진시 수평토압

$z(m)$	$P(z)$ (tf/m^2)
3.0(구체 상판)	3.3314
4.25(구체 중심)	1.9026
5.5(구체 저판)	0

(b) 지진시 주면 전단력

지진시 주면 전단력은 내진설계지침의 식 (3.20)~(3.22)에 의해 다음과 같이 산정한다.

• $\tau_U = \left(\frac{G_D}{\pi H}\right) S_v T_G \sin(\pi \cdot \frac{z_u}{2H})$ (tf/m^2)

$G_D = \frac{\gamma_t}{g} V_{SD}^2$ 식 (3.25)에 의해

$= \frac{2.0}{9.8} \times 154^2 = 4840$ (tf/m^2)

$\tau_U = \left(\frac{4840}{\pi \times 30}\right) \times 0.2142 \times 0.3567 \times \sin(\pi \cdot \frac{3}{2 \times 30})$

$= 0.6138$ (tf/m^2)

• $\tau_B = \left(\frac{4840}{\pi \times 30}\right) \times 0.2143 \times 0.3567 \times \sin(\pi \cdot \frac{5.5}{2 \times 30})$

$= 1.1144$ (tf/m^2)

• $\tau_s = (\tau_U + \tau_B)/2 = 0.8641$ (tf/m^2)

(c) 지진시 관성력

지진시 관성력은 내진설계지침의 식 (3.27)에 의해 다음과 같이 산정한다.

▪ 측벽

$P_{IW} = (K_{hu} + K_{hb})/2 \times 2.50 \times 0.3$

$= (0.217 + 0.211)/2 \times 2.50 \times 0.3$

$= 0.1605$ (tf/m)

K_{hu}(구체 상판의 설계수평지진계수) : $27/30 \times (0.224 - 0.154) + 0.154$

$= 0.217$

K_{hu}(구체 저판의 설계수평지진계수) : $24.5/30 \times (0.224 - 0.154) + 0.154$

$= 0.211$

▪ 상판

$P_{IU} = 0.217 \times (2.50 \times 0.3 \times 3.0)/2$

$= 0.2441$ (tf)

▪ 저판

$P_{IB} = 0.211 \times (2.50 \times 0.3 \times 3.0)/2 = 0.2374$ (tf)

(2) 하중계산

① 해석모형

공동구의 해석모형은 다음의 그림 4.11과 같다.

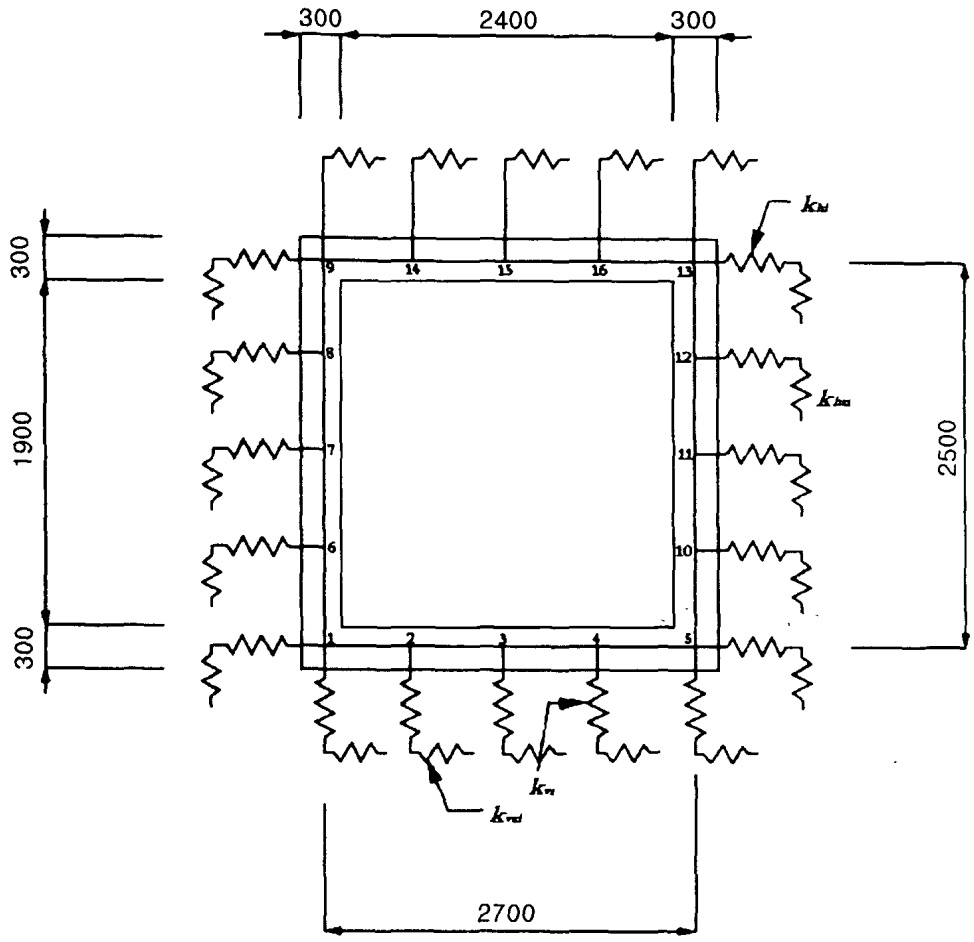


그림 4.11 공동구의 해석모형

표 4.19 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}	k_{vsi}
1, 5	0.3	2106	601.8
2~4	0.8	5616	1604.8
9,13	0.3	-	601.8
14~16	0.8	-	1604.8

$$k_v = 7020 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{vi} = k_v \times A_{vi}$$

$$k_{vs} = 2006 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{vsi} = k_{vs} \times A_{vi}$$

표 4.20 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)	k_{hsi} (tf/m)
1, 5	0.35	2632	752.15
6,10	0.6	4512	1289.4
7,11	0.6	4512	1289.4
8,12	0.6	4512	1289.4
9,13	0.35	2632	752.15

$$k_h = 7520 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

$$k_{vs} = 2149 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{hsi} = k_{hs} \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

▪ 상부 slab

사하중 $= 2 \times 1 + 1.1 \times 2.0 + 0.3 \times 2.5$

$= 4.95 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L$

$= 6.45 \ (tf/m)$

▪ 측벽

자중 $= 1.425 \ \ (tf)$

설계하중 $= 1.0D = 1.425 \ \ (tf)$

토압(상부) : $P_u = (2.0 \times 1 + 1.1 \times 2.15 + 1.5) \times 0.5 = 2.93 \ \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_u = 2.39 \ \ (tf/m)$

토압(하부) : $P_b = P_u + 2.2 \times 2.0 \times 0.5 = 5.13$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0 P_b = 5.13$ (tf/m)

▪ 수압(외부수압)

상부 = $1.0 \times \left(\frac{2+0.3}{2}\right) = 2.15$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0 \times 2.15 = 2.15$ (tf/m^2)

하부 = $2.15 + 2.2 = 4.35$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0 \times 4.35 = 4.35$ (tf/m^2)

▪ 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $= 1.0$ (tf/m)

자중 $= 0.3 \times 2.5 = 0.75$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0D + 1.0L = 1.75$ (tf/m)

(b) 지진하중

▪ 지진시 토압하중

(상판) $P = 3.3314$ (tf/m)

(중심) $P = 1.9026$ (tf/m)

▪ 지진시 주면 전단력

$\tau_u = 0.6138$ (tf/m^2)

$\tau_B = 1.1144$ (tf/m^2)

$\tau_s = 0.8641$ (tf/m^2)

▪ 지진시 관성력

$P_{IW} = 0.1605$ (tf/m)

$P_{IU} = 0.2441$ (tf)

$P_{IB} = 0.2374$ (tf)

③ 계산 결과

상시하중과 지진하중을 포함하는 지진해석시의 설계 단면력 계산결과와 상시하중만을 고려한 일반해석시의 설계 단면력을 비교하면 표 4.21과 같다.

표 4.21 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	13.74	9.73	141(%)
	측벽	13.56	10.19	133(%)
	저판	9.85	7.46	132(%)
휨 모멘트 ($tf \cdot m$)	상판	5.59	4.90	114(%)
	측벽	5.59	4.90	114(%)
	저판	4.70	4.64	101(%)

표 4.21에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다.

4.2 등가정적해석법에 의한 지진해석에

4.2.1 등가정적해석법 일반

구조물에 작용하는 지진력을 자중에 비례하는 수평력으로 가하여 정적해석을 수행하는 방법을 등가정적해석법이라고 한다. 이 방법은 지상구조물에 적용하기에 적합한 방법이며 지중구조물과 같이 동적특성이 지상구조물과 다른 구조물에 대해서는 정확도가 떨어진다. 수평력을 구하는데 필요한 비례계수는 설계지진계수로 반영하며 설계지진계수를 산정함에 있어서 다음과 같은 가정사항을 필요로 한다.

(a) 지진력은 정적외력으로서 구조물의 각 부분의 질량에 작용한다.
(b) 지진력의 방향은 수평방향이며 그 크기는 질량에 비례한다. 이 비례상수를 중력의 가속도로 나눈 값이 지진계수이다.
(c) 지진계수의 값은 각 질량에 대하여 같은 크기이다.
(d) 지진시에 심한 연직진동을 받을 것으로 예상되는 구조물에 대해서는 연직방향의 지진력을 고려해야 한다. 그 크기를 정하는 방법은 수평진동의 경우와 동일하다.

등가정적 해석법의 해석절차는 다음 그림과 같다.

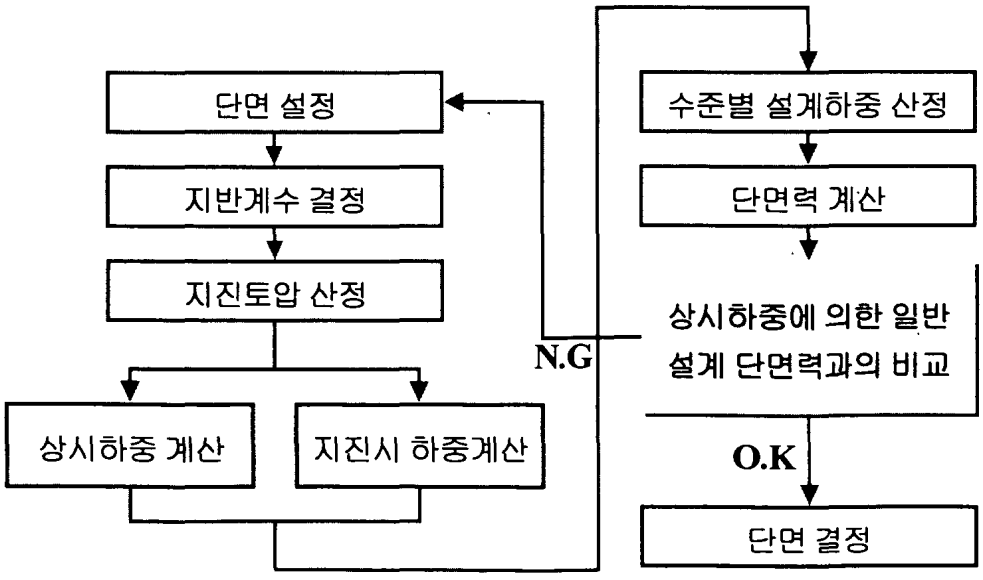


그림 4.12 등가정적 해석법의 해석절차

4.2.2 일연 공동구의 지진해석예
(등가정적해석법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

단면은 4.1.2절의 공동구와 동일한 단면으로 가정한다.

① 지진계수의 결정

K_h(지표면의 설계수평지진계수) = 0.112

K_v(지표면의 설계수직지진계수) = 0.075

② 지진 토압의 산정

지진시 구조물의 측벽에 작용하는 지진토압은 내진설계지침의 식 (3.56)~(3.62)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$K_{AE}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\psi)}{\cos\psi\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\delta+\theta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\psi)}{\cos(\delta+\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35-6.899)}{\cos 6.899\cdot\cos(17.5+6.899)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35+17.5)\sin(35-6.899)}{\cos(17.5+6.899)}}\right]^2}$$

$$=0.3198$$

$\gamma=1.8\ (tf/m^3)$, $\phi=35\ °$, $\delta=17.5\ °$

$\tan\psi=\frac{K_h}{1-K_v}=\frac{0.112}{1-0.075}=0.121$에서 $\psi=6.899\ °$

$$P_{AE}=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot(1-K_v)\cdot K_{AE}$$

$$=\frac{1}{2}\times1.8\times(2.5)^2\times(1-0.075)\times0.3198=1.664\ (tf/m)$$

지진토압은 구조물 측벽에 균등하게 분포하며 그 합력인 P_{AE}는 구조물 측벽의 $\frac{1}{2}h$ 높이에 추가로 작용한다고 간주한다.

③ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침에 근거하여 다음과 같이 산정한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$k_h = 7520 \ \ (tf/m^3)$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$k_v = 7020 \ \ (tf/m^3)$

(2) 하중계산

① 해석모형

공동구의 해석모형은 다음의 그림 4.13과 같다.

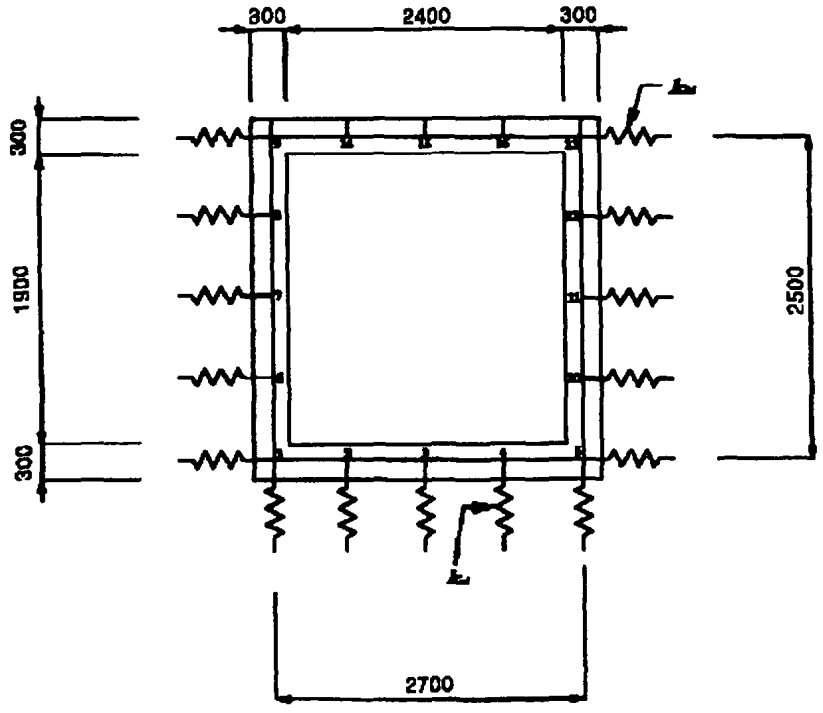


그림 4.13 공동구의 해석모형

표 4.22 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}
1, 5	0.3	2106
2~4	0.8	5616
9,13	0.3	-
14~16	0.8	-

$$k_v = 7020 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{vi} = k_v \times A_{vi}$$

표 4.23 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)
1, 5	0.35	2632
6,10	0.6	4512
7,11	0.6	4512
8,12	0.6	4512
9,13	0.35	2632

$$k_h = 7520 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

• 상부 slab

사하중 $= 3 \times 2.0 + 0.3 \times 2.5$

$= 6.75 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$, 설계하중 $= 1.0D + 1.0L = 8.25 \ \ (tf/m)$

• 측벽

자중 $= 1.425 \ \ (tf)$, 설계하중 $= 1.0D = 1.425 \ \ (tf)$

토압(상부) : $P_u = 2.0 \times 3.15 \times 0.5 + 1.5 \times 0.5 = 3.9 \ \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_u = 3.9$ (tf/m)

토압(하부) : $P_b = P_u + 2.2 \times 1.8 \times 0.5 = 5.88$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0P_b = 5.88$ (tf/m)

• 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $= 1.0$ (tf/m)

자중 $= 0.3 \times 2.5 = 0.75$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0D + 1.0L = 1.75$ (tf/m)

(b) 지진하중

앞에서 구한 지진시 토압 작용

③ 계산 결과

설계하중이 작용하는 해석모형에 대한 단면력의 계산결과와 상시하중에 의한 일반설계 단면력과 그 값을 비교하면 표 4.24와 같다.

표 4.24 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	17.48	11.26	155(%)
	측벽	6.93	6.44	108(%)
	저판	10.35	5.44	190(%)
휨 모멘트 (tf·m)	상판	6.1	4.11	148(%)
	측벽	5.7	4.11	139(%)
	저판	4.64	2.24	207(%)

표 4.24에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다.

4.2.3 이연 공동구의 지진해석예
(등가정적해석법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

단면은 4.1.3절의 공동구와 동일한 단면으로 가정한다.

① 지진계수의 결정

K_h(지표면의 설계수평지진계수) = 0.112

K_v(지표면의 설계수직지진계수) = 0.075

② 지진 토압의 산정

지진시 구조물의 측벽에 작용하는 지진토압은 내진설계지침의 식 (3.56)~(3.62)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$K_{AE}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\psi)}{\cos\psi\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\delta+\theta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\psi)}{\cos(\delta+\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35-6.899)}{\cos 6.899\cdot\cos(17.5+6.899)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35+17.5)\sin(35-6.899)}{\cos(17.5+6.899)}}\right]^2}$$

$$=0.3198$$

$\gamma=1.8\ \ (tf/m^3)$

$\phi=35\ °$

$\delta=17.5\ °$

$\tan\psi=\frac{K_h}{1-K_v}=\frac{0.112}{1-0.075}=0.121$에서

$\psi=6.899\ °$

$$P_{AE}=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot(1-K_v)\cdot K_{AE}$$

$$=\frac{1}{2}\times1.8\times(2.5)^2\times(1-0.075)\times0.3198=1.664\ \ (tf/m)$$

지진토압은 구조물 측벽에 균등하게 분포하며 그 합력인 P_{AE}는 구조물 측벽

의 $\frac{1}{2}h$ 높이에 추가로 작용한다고 간주한다.

③ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침에 근거하여 다음과 같이 산정한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$k_h = 7520 \quad (tf/m^3)$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$k_v = 5840 \quad (tf/m^3)$

(2) 하중계산

① 해석모형

공동구의 해석모형은 다음의 그림 4.14와 같다.

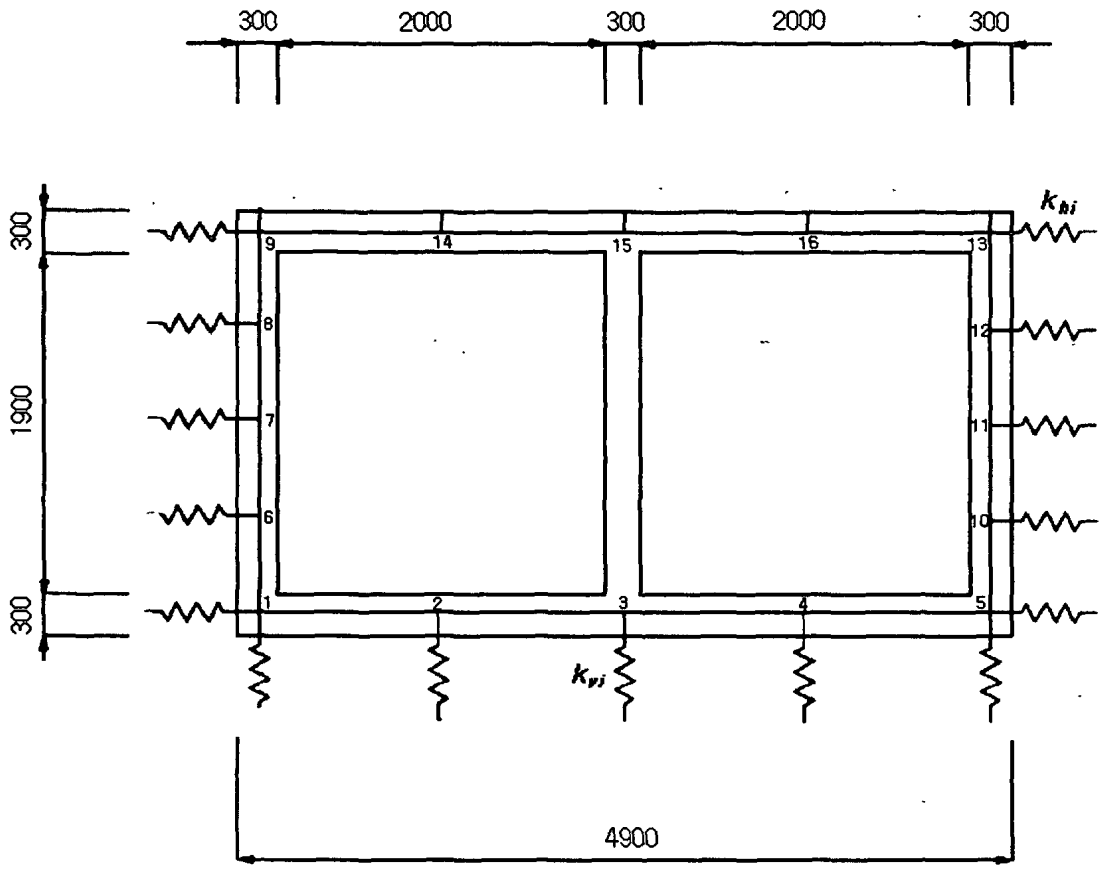


그림 4.14 이연 공동구의 해석모형

표 4.25 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}
1, 5	0.5	2940
2~4	1.3	7592
9,13	0.5	-
14~16	1.3	-

$k_v = 5840 \ \ (tf/m^3)$, $k_{vi} = k_v \times A_{vi}$

표 4.26 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)
1, 5	0.35	2632
6,10	0.6	4512
7,11	0.6	4512
8,12	0.6	4512
9,13	0.35	2632

$$k_h = 7520 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

▪ 상부 slab

사하중 $= 3 \times 2.0 + 0.3 \times 2.5$

$= 6.75 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L$

$= 8.25 \ \ (tf/m)$

▪ 측벽

자중 $= 1.425 \ \ (tf)$

설계하중 $= 1.0D = 1.425 \ \ (tf)$

토압(상부) : $P_u = 2.0 \times 3.15 \times 0.5 + 1.5 \times 0.5 = 3.9 \ \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_u = 3.9 \ \ (tf/m)$

토압(하부) : $P_b = P_u + 2.2 \times 1.8 \times 0.5 = 5.88 \ \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0P_b = 5.88 \ \ (tf/m)$

▪ 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $= 1.0 \ \ (tf/m)$

자중 $= 0.3 \times 2.5 = 0.75 \ \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L = 1.75 \ (tf/m)$

(b) 지진하중

앞에서 구한 지진시 토압 작용

③ 계산 결과

설계하중이 작용하는 해석모형에 대한 단면력의 계산결과는 내진설계에 의한 단면력이며 상시하중에 의한 일반설계 단면력과 그 값을 비교하면 표 4.27와 같다.

표 4.27 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (균열방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	15.58	10.00	156(%)
	측벽	9.55	6.59	150(%)
	저판	9.44	6.04	156(%)
휨 모멘트 (tf·m)	상판	5.76	3.83	150(%)
	측벽	5.76	3.83	150(%)
	저판	5.16	3.29	157(%)

표 4.27에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다.

4.2.4 3연 공동구의 지진해석예
(등가정적해석법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

단면은 4.1.4절의 공동구와 동일한 단면으로 가정한다.

① 지진계수의 결정

K_h(지표면의 설계수평지진계수) = 0.112

K_v(지표면의 설계수직지진계수) = 0.075

② 지진 토압의 산정

지진시 구조물의 측벽에 작용하는 지진토압은 내진설계지침의 식 (3.56)~(3.62)에 의해 다음과 같이 산정한다.

$$K_{AE}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\psi)}{\cos\psi\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\delta+\theta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\psi)}{\cos(\delta+\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35-6.899)}{\cos 6.899\cdot\cos(17.5+6.899)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35+17.5)\sin(35-6.899)}{\cos(17.5+6.899)}}\right]^2}$$

$$=0.3198$$

$\gamma=1.8\ \ (tf/m^3)$

$\phi=35\ ^\circ$

$\delta=17.5\ ^\circ$

$\tan\psi=\frac{K_h}{1-K_v}=\frac{0.112}{1-0.075}=0.121$에서 $\psi=6.899\ ^\circ$

$$P_{AE}=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot(1-K_v)\cdot K_{AE}$$

$$=\frac{1}{2}\times1.8\times(2.5)^2\times(1-0.075)\times0.3198=1.664\ \ (tf/m)$$

지진토압은 구조물 측벽에 균등하게 분포하며 그 합력인 P_{AE}는 구조물 측벽

의 $\frac{1}{2}h$ 높이에 추가로 작용한다고 간주한다.

③ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침에 근거하여 다음과 같이 산정한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$k_h = 7520 \ \ (tf/m^3)$

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$k_v = 4970 \ \ (tf/m^3)$

(2) 하중계산

① 해석모형

공동구의 해석모형은 다음의 그림 4.15와 같다.

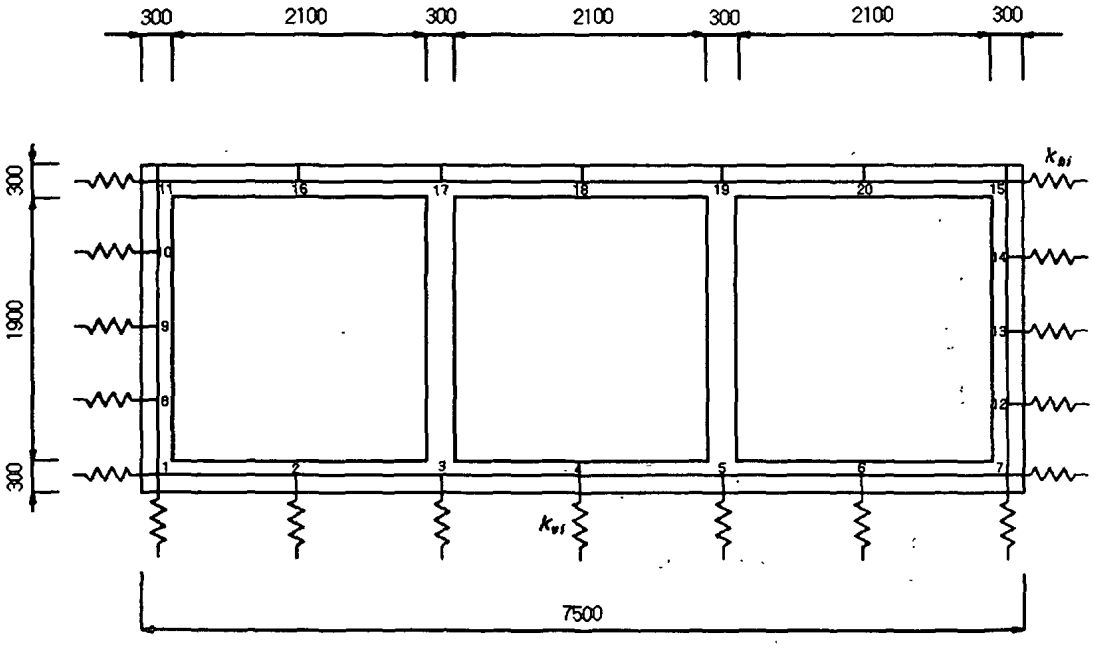


그림 4.15 3연 공동구의 해석모형

표 4.28 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}
1, 7	0.5	2485
2~6	1.3	6461
11,15	0.5	-
16~20	1.3	-

$$k_v = 4970 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{vi} = k_v \times A_{vi}$$

표 4.29 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)
1, 7	0.35	2632
8,12	0.6	4512
9,13	0.6	4512
10,14	0.6	4512
11,15	0.35	2632

$$k_h = 7520 \ \ (tf/m^3) \ \ , \ \ k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

▪ 상부 slab

사하중 $= 3 \times 2.0 + 0.3 \times 2.5$

$= 6.75 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L$

$= 8.25 \ \ (tf/m)$

▪ 측벽

자중 $= 1.425 \ \ (tf)$

설계하중 $=1.0D=1.425$ (tf)

토압(상부) : $P_u=2.0\times3.15\times0.5+1.5\times0.5=3.9$ (tf/m)

설계하중 $=1.0P_u=3.9$ (tf/m)

토압(하부) : $P_b=P_u+2.2\times1.8\times0.5=5.88$ (tf/m)

설계하중 $=1.0P_b=5.88$ (tf/m)

• 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $=1.0$ (tf/m)

자중 $=0.3\times2.5=0.75$ (tf/m)

설계하중 $=1.0D+1.0L=1.75$ (tf/m)

(b) 지진하중

앞에서 구한 지진시 토압 작용

③ 계산 결과

설계하중이 작용하는 해석모형에 대한 단면력의 계산결과는 내진설계에 의한 단면력이며 상시하중에 의한 일반설계 단면력과 그 값을 비교하면 표 4.30와 같다.

표 4.30 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	17.63	11.03	160(%)
	측벽	11.39	7.45	153(%)
	저판	11.09	6.98	159(%)
휨 모멘트 (tf·m)	상판	7.95	4.90	162(%)
	측벽	7.95	4.90	162(%)
	저판	7.09	4.30	165(%)

표 4.30에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다.

4.2.5 지하 보차도의 지진해석에 (등가정적해석법 : 1등급 붕괴방지수준)

(1) 단면설정

단면은 4.1.5절의 지하 보차도와 동일한 단면으로 가정한다.

① 지진계수의 결정

K_h(지표면의 설계수평지진계수) = 0.112

K_v(지표면의 설계수직지진계수) = 0.075

② 지진 토압의 산정

$$K_{AE}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\psi)}{\cos\psi\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\delta+\theta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\psi)}{\cos(\delta+\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35-6.899)}{\cos 6.899\cdot\cos(17.5+6.899)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35+17.5)\sin(35-6.899)}{\cos(17.5+6.899)}}\right]^2}$$

$$=0.3198$$

$$\gamma=\frac{1\times2.1+4\times1.8+2.4\times2.0}{7.4}=1.91\ \ (tf/m^3)$$

$$\phi=35\ ^\circ$$

$$\delta=17.5\ ^\circ$$

$$\tan\psi=\frac{K_h}{1-K_v}=\frac{0.112}{1-0.075}=0.121\text{에서}\qquad \psi=6.899\ ^\circ$$

$$P_{AE}=\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot(1-K_v)\cdot K_{AE}$$

$$=\frac{1}{2}\times1.91\times(7.4)^2\times(1-0.075)\times0.3198=15.470\ \ (tf/m)$$

③ 지반 반력계수 산정

지반 반력계수는 도로교 시방서 및 내진설계지침에 근거하여 다음과 같이 산

정한다.

(a) 구체 측벽의 수평방향 지반반력계수(tf/m^3)

$k_h = 7140$ (tf/m^3)

(b) 저판의 연직방향 지반반력계수

$k_v = 5240$ (tf/m^3)

(2) 하중계산

① 해석모형

지하보차도의 해석모형은 다음의 그림 4.16과 같다.

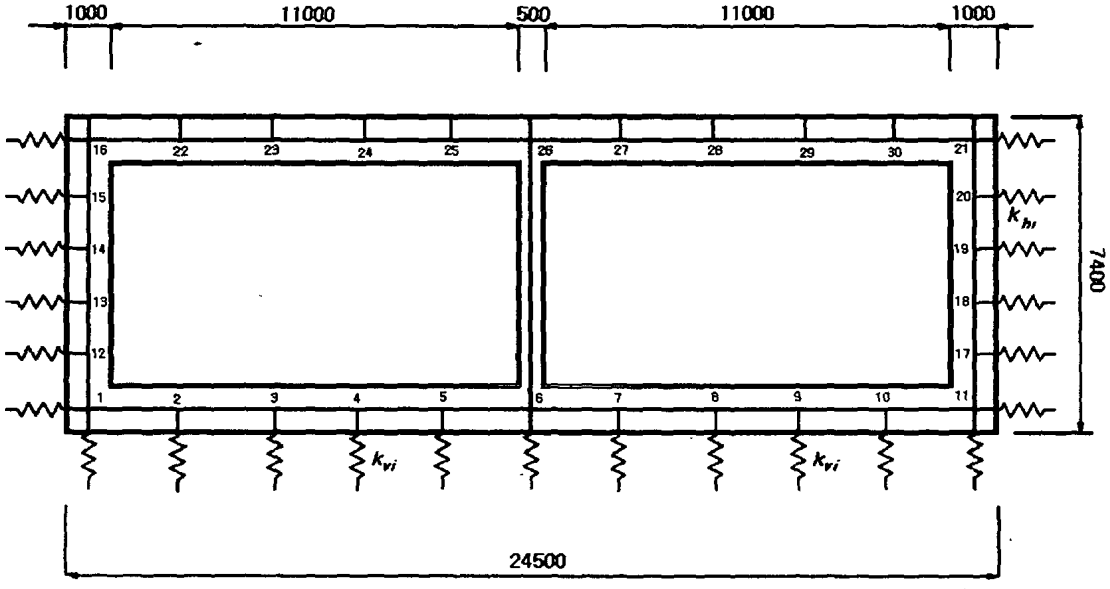


그림 4.16 지하 보차도의 해석모형

표 4.31 해석모형의 지반반력계수(연직방향)

절점	A_{vi} (m^2)	k_{vi}
1,11	1.9	9956
2~10	2.3	12052
16,21	1.9	-
22~30	2.3	-

$$k_v = 5240 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{vi} = k_v \times A_{vi}$$

표 4.32 해석모형의 지반반력계수 (수평방향)

절점	A_{hi} (m^2)	k_{hi} (tf/m)
1,11	1.1	7854
12,17	1.3	9282
13,18	1.3	9282
14,19	1.3	9282
15,20	1.3	9282
16,21	1.1	7854

$$k_h = 7140 \quad (tf/m^3) \quad , \quad k_{hi} = k_h \times A_{hi}$$

② 하중조건

해석모형에 가해지는 하중은 상시하중과 지진하중으로 나눌 수 있으며 하중계수를 곱한 설계하중은 다음과 같다.

(a) 상시하중

• 상부 slab

사하중 $= 2 \times 2.0 + 1.0 \times 2.5 = 6.5 \ (tf/m)$

활하중 $= 1.5 \ (tf/m)$

설계하중 $= 1.0D + 1.0L = 8.0 \quad (tf/m)$

• 측벽

자중 $= 13.5 \quad (tf)$ 설계하중 $= 1.0D = 13.5 \quad (tf)$

토압(상부) : $P_u = 2.0 \times 2.5 \times 0.5 + 1.5 \times 0.5 = 3.25$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0 P_u = 3.25$ (tf/m)

토압(하부) : $P_b = P_u + 3.0 \times 1.8 \times 0.5 + 2.9 \times 2.0 \times 0.5 = 8.85$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0 P_b = 8.85$ (tf/m)

▪ 하부 slab

활하중(내부설비 하중) $= 1.0$ (tf/m)

자중 $= 1.0 \times 2.5 = 2.5$ (tf/m)

설계하중 $= 1.0D + 1.0L = 3.5$ (tf/m)

(b) 지진하중

앞에서 구한 지진시 토압 작용

③ 계산 결과

설계하중이 작용하는 해석모형에 대한 단면력의 계산결과는 내진설계에 의한 단면력이며, 상시하중에 의한 일반설계 단면력과 그 값을 비교하면 표 4.33과 같다.

표 4.33 일반설계 단면력과의 비교

		상시설계부재력	지진시 설계부재력 (붕괴방지수준)	대비율 (상시/지진시)
전단력 (tf)	상판	78.22	50.11	156(%)
	측벽	51.57	34.74	148(%)
	저판	55.16	34.99	158(%)
휨 모멘트 (tf·m)	상판	160.27	101.71	158(%)
	측벽	108.22	70.91	153(%)
	저판	102.90	65.46	157(%)

표 4.33에 나타난 바와 같이 지진력에 의한 구조물의 부재력은 상시하중에 의한 설계부재력에 비해 안전한 것으로 나타나며 구조물의 안정성에 영향을 주지 않는 것으로 판단된다.

4.3 지하 매설관로의 지진해석

4.3.1 영구지반변형에 대한 매설관로 지진해석

(1) 종방향 영구지반변형에 대한 연속관의 거동해석

지침서의 그림 3.30과 같은 Block 형태의 종방향 영구지반변형을 받는 연속관의 경우 그 거동특성은 다음과 같은 식으로 표현될 수 있다.

$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{\alpha L}{2L_{em}} & L < 4L_{em} \\ \dfrac{\alpha L}{\sqrt{LL_{em}}} & L > 4L_{em} \end{cases}$$

강관, 스테인리스 스틸관, 폴리에틸렌관, 주철관, 흄관의 경우는 위 식을 적용하는 반면 상대적으로 탄성계수의 값이 작은 PVC관은 영구지반변형 지역의 영향길이 L_{em}이 작기 때문에 아래 식을 적용한다. 여기서 L은 종방향 영구지반변형이 발생된 길이로서 영구지반변형 현상 자체의 복잡성과 체계화된 해석기법의 부재로 인해 현재로서는 가정해야 하는 값이다.

관의 최대 변형률을 산정하기 위해서는 먼저 영구지반변형지역의 영향길이 L_{em}을 결정해야 하는데 이 때 다음 식을 사용한다.

$$L_{em} = \frac{\alpha EA}{t_u}$$

위 식에서 E는 파이프의 탄성계수, A는 파이프의 면적이며 α는 점착계수로서 Block 형태의 종방향 영구지반변형의 경우 1.0을 사용한다. 식 (3.67)을 보면 알 수 있듯이 L_{em}은 t_u에 의해 산정될 수 있는데 여기서 t_u는 관과 지반 사이에 작용하는 상호작용력으로서 다음 식으로 표현된다. 물론 상호작용력 자체는 사질토 지반과 점토질 지반에 따라 다르게 표현될 수 있지만 대부분의 매설관로가 지표하 3 m 이내에 매설되며 매립토로서 사질토가 주로 사용되므로 본 내진설계 적용(예)에서는 매설지반을 사질토 지반으로서 고려하였다.

$$t_u = \frac{\pi}{2} D\gamma H(1+k_o)\tan k\Phi \ : \text{사질토 지반}$$

위 식에서 γ는 흙의 유효 단위 중량, H는 관의 중심을 기준으로 한 매설깊이, Φ는 모래의 전단 저항각, k_o는 횡방향 정지 토압계수, D는 관경, k는 관 표면의 코팅재료에 따른 관과 흙의 저항값이다.

① 관-지반 상호작용력의 산정

지름이 0.25 m, 두께가 0.005 m, 탄성계수가 207 GPa(또는 207000000 kN/m^2)를 가진 강관을 유효 단위 중량이 1.8 t/m^3이고 횡방향 정지 토압계수가 0.41, 모래의 전단 저항각이 30 °의 지반 조건을 가진 지반에 매설깊이 1.5 m로 매설한 후 종방향 영구지반변형이 200 m 발생할 경우, t_u는 다음과 같다.

$$t_u = \frac{\pi}{2} \times 0.25 \times 1.8 \times 1.5 \times (1 + 0.41) \times \tan(1 \times 30) = 0.863 t/m$$

② 영구지반변형지역의 영향길이 산정

$$L_{em} = \frac{\alpha EA}{t_u} = \frac{1 \times 207000000 \times 0.003848}{0.863 \times 10} = 92298.5 m$$

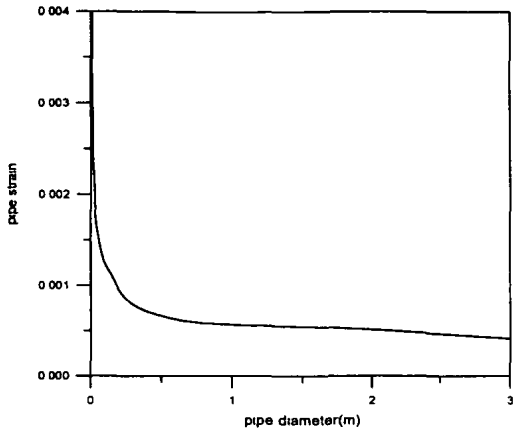
③ 변형률 산정

$$\varepsilon = \frac{\alpha L}{2 L_{em}} = \frac{1 \times 200}{2 \times 92298.5} = 0.001083$$

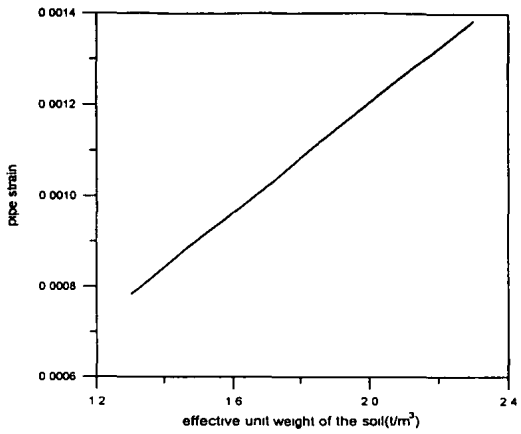
위와 같은 과정을 통해 강관, 스테인리스 스틸관, 주철관, 폴리에틸렌, 흄관, PVC관 등에 대해 각각 유효단위 중량을 1.3~2..3 t/m^3(대표값 1.8 t/m^3), 횡방향 정지 토압계수를 0.35~0.47(대표값 0.41), 영구지반변형의 길이를 100~400 m(대표값 200 m), 모래의 전단 저항각을 25~35 °(대표값 30 °), 매설깊이를 1~6 m(대표값 1.5 m)까지 변화시켜 가면서 관 변형률의 변화를 살펴보았으며 이를 표 4.34에 정리하였다. 특히 관경의 경우는 각 관종별로 현재 우리나라에서 생산되고 있는 제원을 고려한 후 6가지 관의 종류에 대해 최대 3 m까지를 대상으로관의 최대 변형률을 산정하였다. 즉, 강관은 0.006~3 m, 스테인리스 스틸관은 0.15~3 m , 주철관은 0.2~3 m, 폴리에틸렌은 0.016~3 m, 흄관은 0.25~3 m, PVC관은 0.035~3 m까지 변화시켜가면서 해석을 수행하였고 이를 표 4.35에 정리하였다.

(a) 강관 변형량

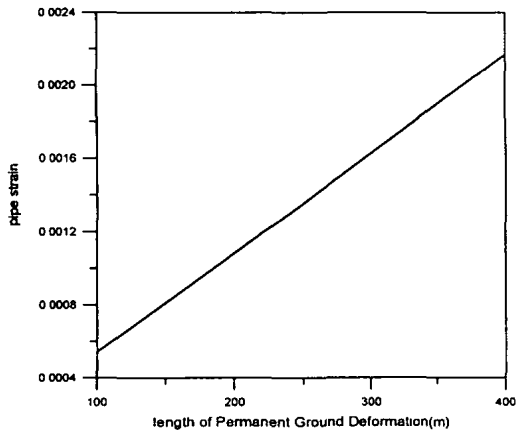
관경 0.006~3 m



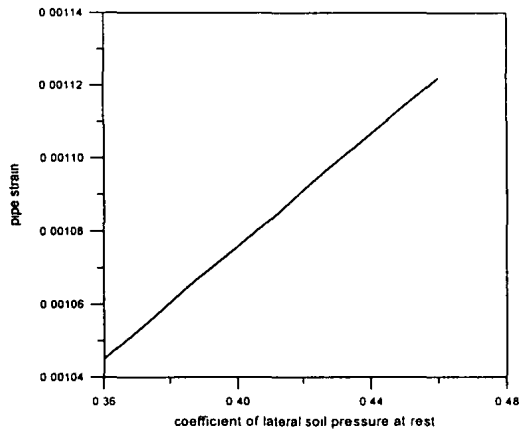
유효 단위 중량 1.3~2..3 t/m^3



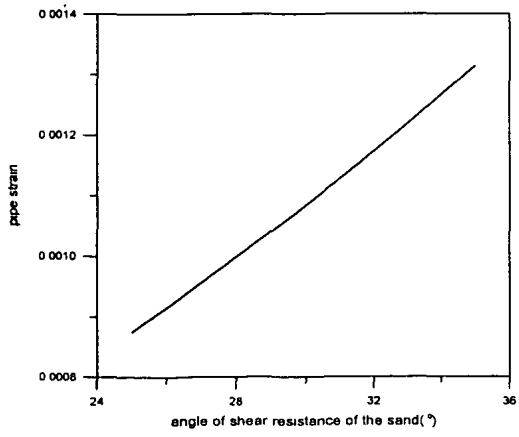
영구지반변형의 길이 100~400 m



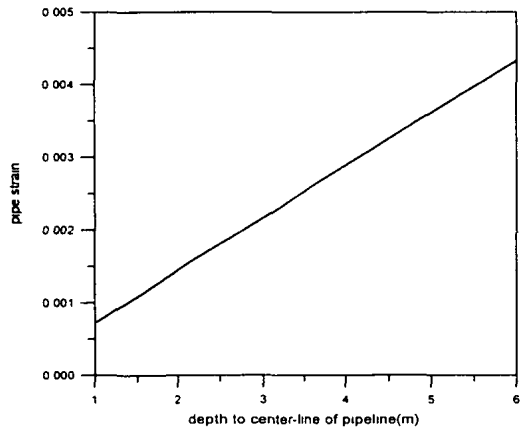
횡방향 정지 토압계수 0.35~0.47



모래의 전단 저항각 25~35 °

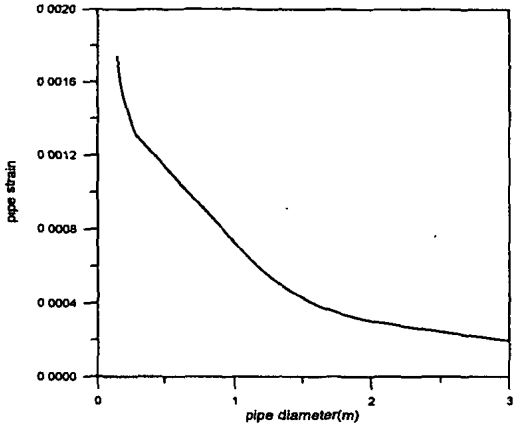


매설깊이 1~6 m

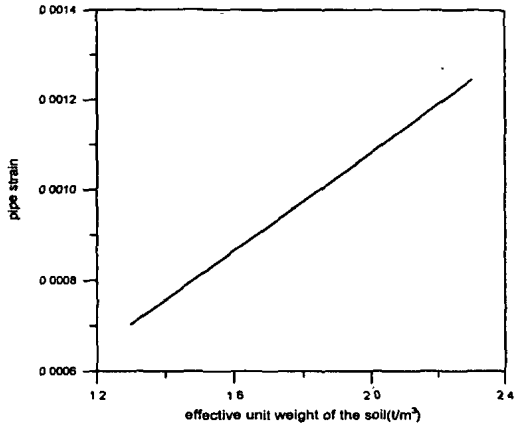


(b) 스테인리스 스틸관

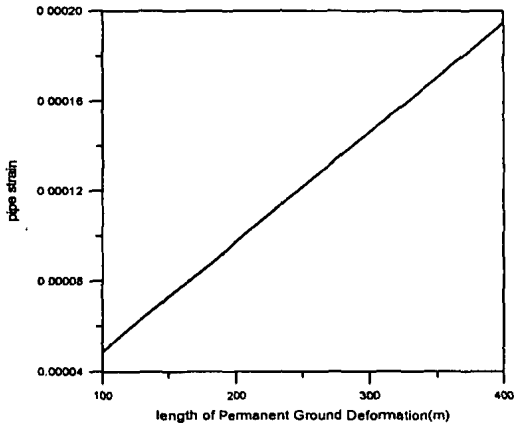
관경 0.15~3 m



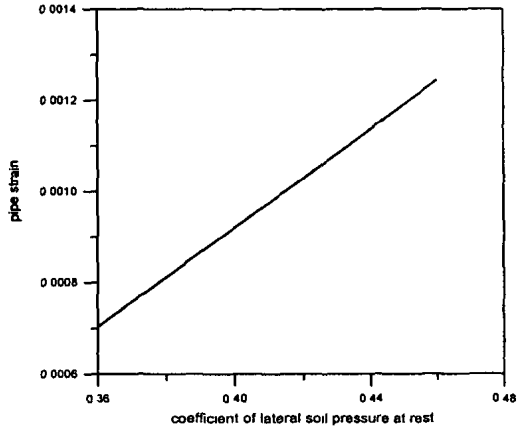
유효 단위 중량 1.3~2..3 t/m^3



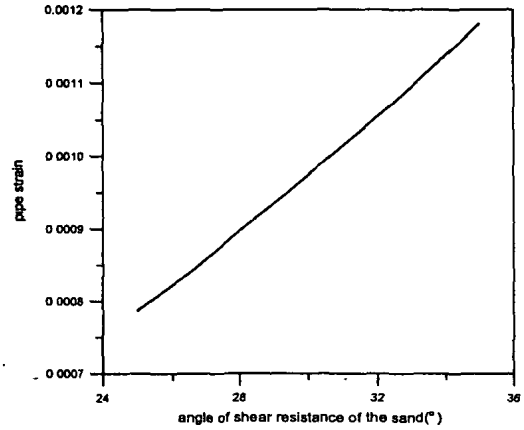
영구지반변형의 길이 100~400 m



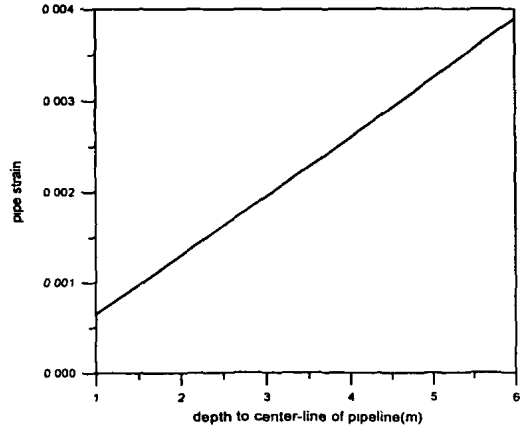
정지토압계수 0.35~0.47



모래의 전단 저항각 25~35 °

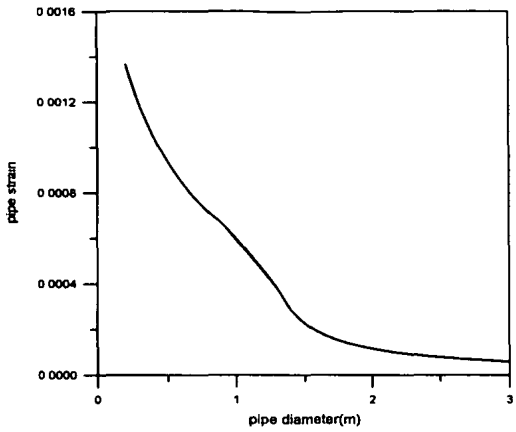


매설 깊이 1~6 m

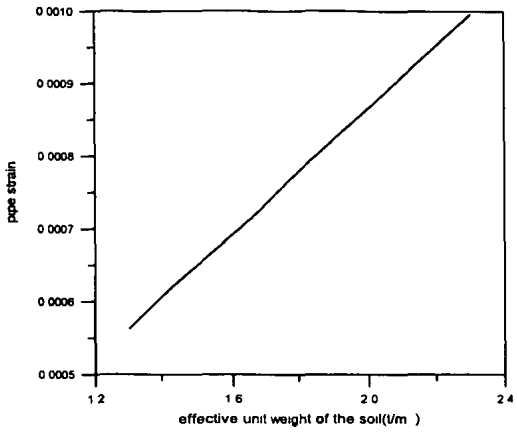


(c) 주철관

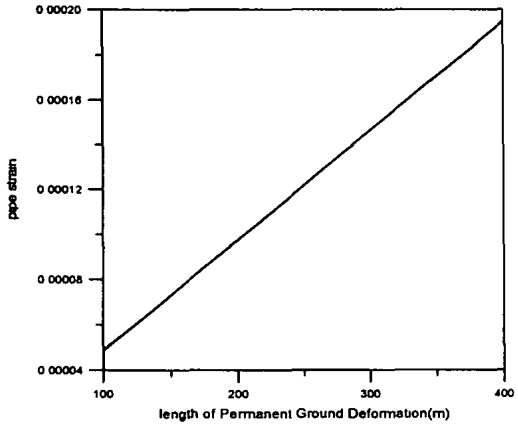
관경 0.2~3 m



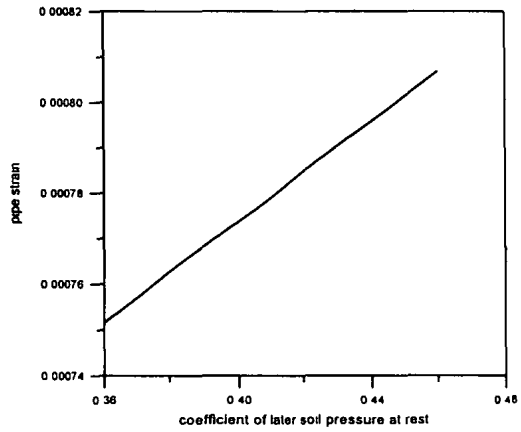
유효 단위 중량 1.3~2..3 t/m^3



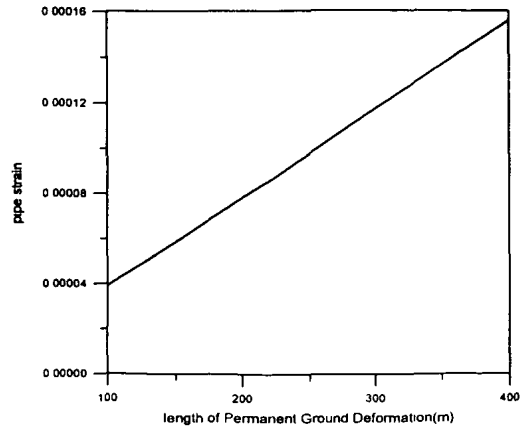
영구지반변형의 길이 100~400 m



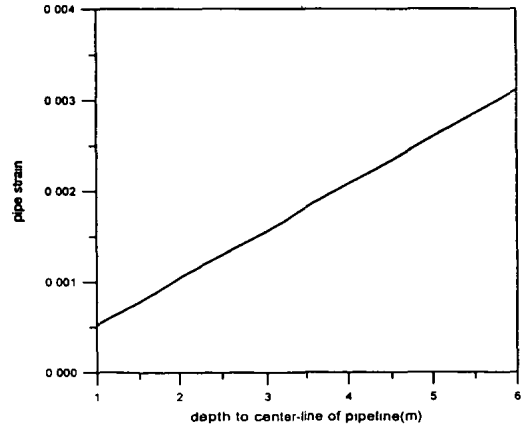
횡방향 정지 토압 계수 0.35~0.47



모래의 전단 저항각 25~35 °

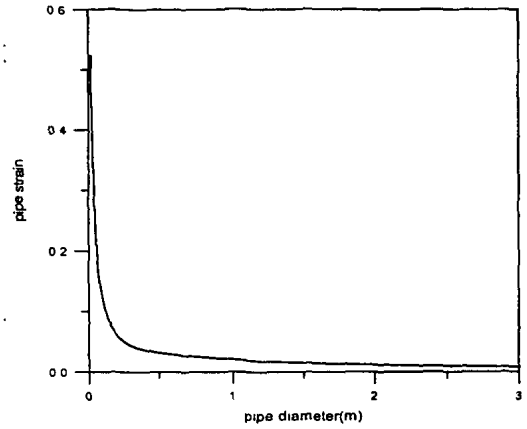


매설깊이 1~6 m

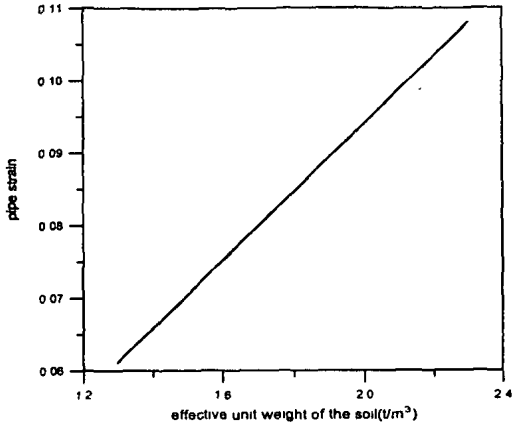


(d) 폴리에틸렌관

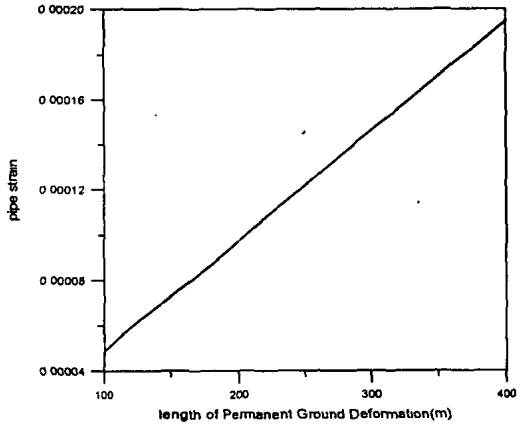
관경 0.016~3 m



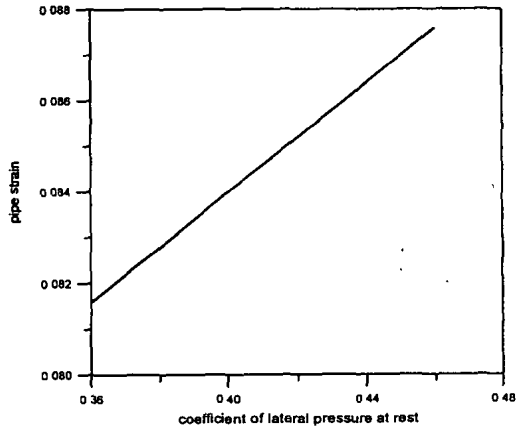
유효 단위 중량 1.3~2..3 t/m^3



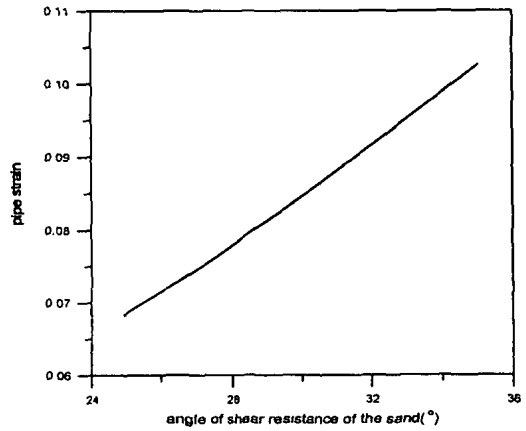
영구지반변형의 길이 100~400 m



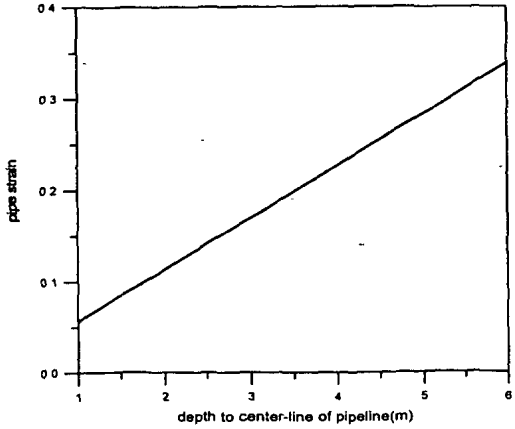
횡방향 정지 토압계수 0.35~0.47



모래의 전단 저항각 25~35 °

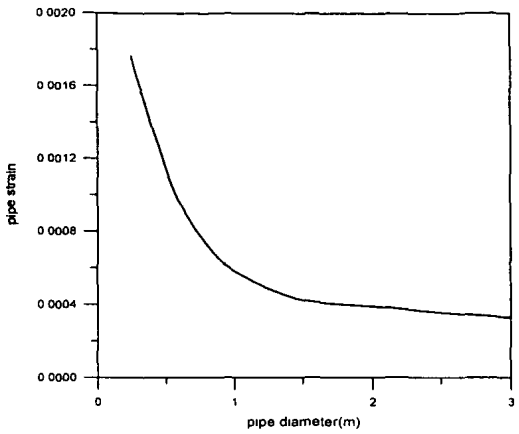


매설깊이 1~6 m

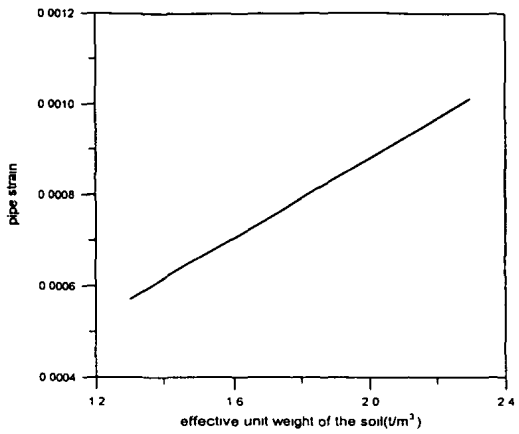


(e) 흄관

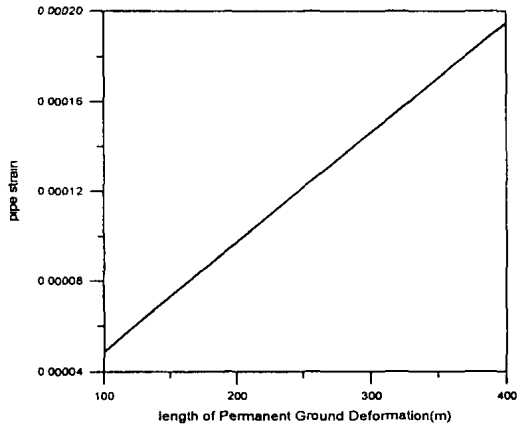
관경 0.25~3 m



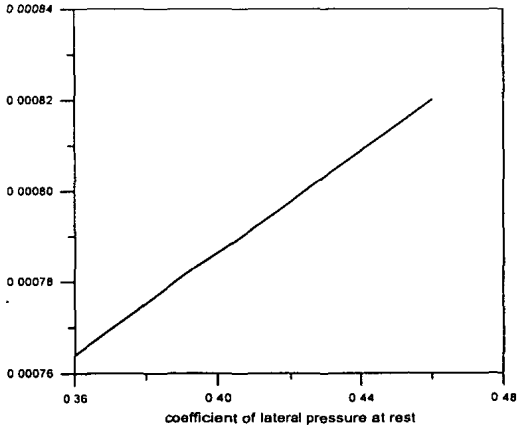
유효 단위 중량 1.3~2..3 t/m^3



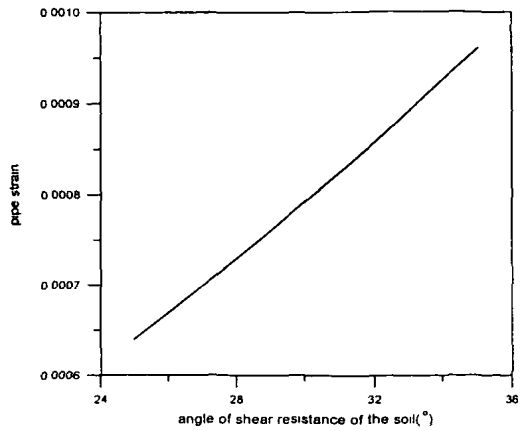
영구지반변형의 길이 100~400 m



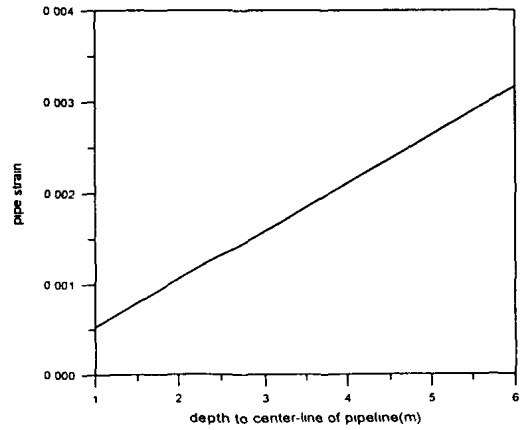
횡방향 정지 토압계수 0.35~0.47



모래의 전단 저항각 25~35 °

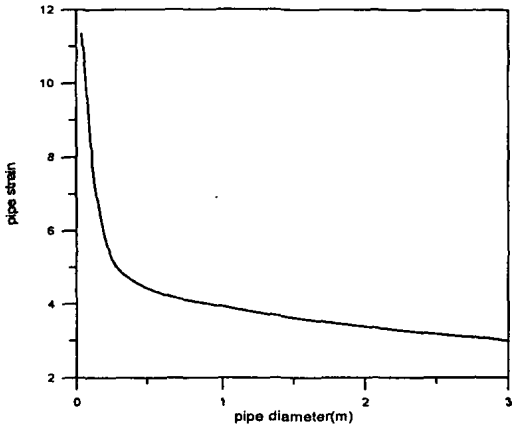


매설깊이 1~6 m

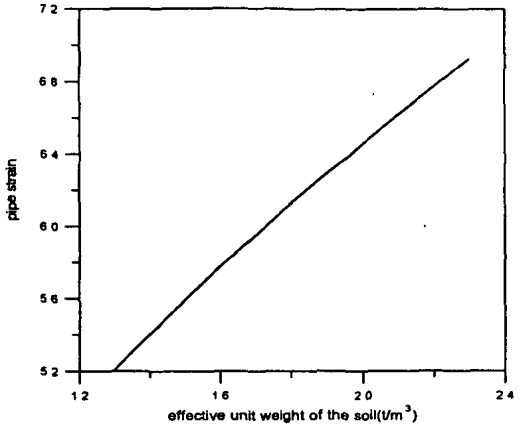


(f) PVC관

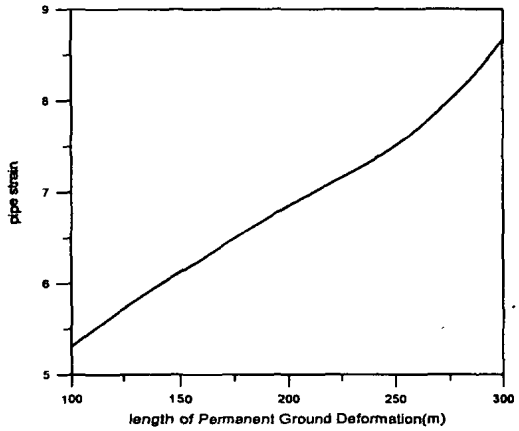
관경 0.035~3 m



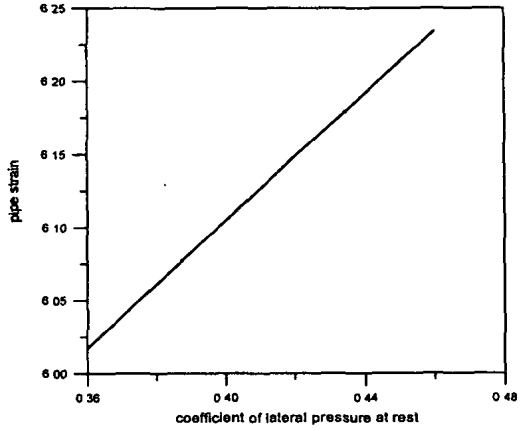
유효 단위 중량 1.3~2..3 t/m^3



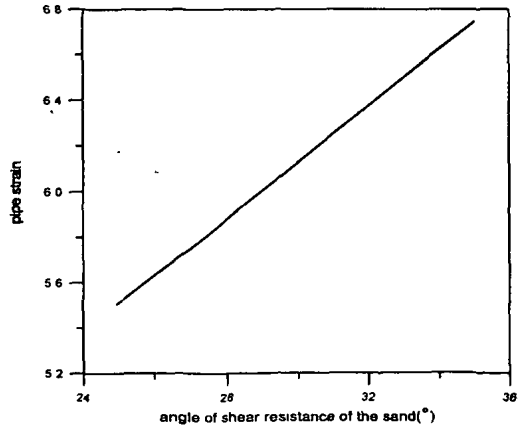
영구지반변형의 길이 100~400 m



횡방향 정지 토압계수 0.35~0.47



모래의 전단 저항각 25~35 °



매설깊이 1~6 m

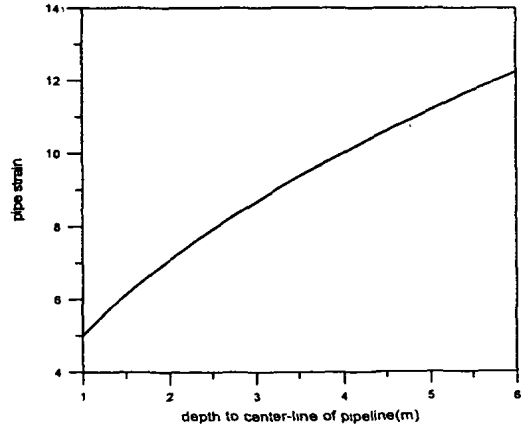


표 4.34 종방향 영구지반변형에 대한 각 관의 변형률 해석 결과

구 분	매설깊이(m)	전단 저항각($^\circ$)	유효 단위 중량(t/m^3)	영구 지반변형이 발생된 깊이(m)	횡방향 정지 토압계수
변화 범위	1~6	25~35	1.3~2.3	100~400	0.36~0.46
강관	0.00072 ~0.0043	0.00087 ~0.00131	0.00078 ~0.00138	0.00054 ~0.00216	0.00104 ~0.00112
스테인리스 스틸	0.00065 ~0.00389	0.00079 ~0.00118	0.0007 ~0.0012	0.000048 ~0.000195	0.0009 ~0.0010
주철	0.00052 ~0.00314	0.00063 ~0.00095	0.00056 ~0.00099	0.000039 ~0.000156	0.00075 ~0.00081
폴리에틸렌	0.0564 ~0.3383	0.068~0.103	0.061~0.108	0.00426 ~0.01691	0.0816 ~0.0876
흄관	0.00053 ~0.00316	0.00064 ~0.00096	0.00057 ~0.00101	0.00004 ~0.00016	0.00076 ~0.00082
PVC	5.00 ~12.25	5.51 ~6.75	5.21 ~6.93	4.332 ~8.664	6.02 ~6.23

표 4.35 관경변화에 따른 각 관의 변형률 해석 결과

	강관	스테인리스 스틸	주철	폴리에틸렌	흄관	PVC
관경(m)	0.006~3	0.15~3	0.2~3	0.016~3	0.25~3	0.035~3
변형률	0.004 ~0.0004	0.0017 ~0.0002	0.0014 ~0.00006	0.523 ~0.00795	0.0018 ~0.00033	11.346 ~2.977

(a)~(f)까지 나타낸 각각의 해석결과에서 볼 수 있듯이 종방향 영구 지반 변형에 대한 연속관의 변형률은 6개의 관, 즉 강관, 스테인리스 스틸, 주철관, 폴리에틸렌, 흄관, PVC관 모두 유효 단위 중량, 횡방향 정지 토압계수, 모래의 전단 저항각, 매설깊이, 영구지반변형의 길이가 증가함에 따라서 증가하는 경향을 보여주고 있다. 반면 관경과 관의 탄성계수가 증가할수록 변형률은 감소하는 경향을 보여주고 있다.

유효 단위 중량, 매설깊이, 모래의 전단 저항각, 횡방향 정지 토압계수는 관과 지반 사이의 상호작용력에 영향을 미치는 인자로서 각 인자들의 증가는 상호작용력의 증가를 의미하며 결국 증가된 상호작용력에 의해 관의 변형률이 증가되는 것이다. 반면 관경의 경우, 관경의 증가 자체는 관의 축방향 강성과 상호작용력을 동시에 증가시키게 되나 상호작용력의 증가를 상회하는 축방향 강성의 증가로 인해 변형률의 감소를 가져오게 되며 관의 탄성계수 역시 유사한 경향을 나타내게 된다.

(2) 횡방향 영구지반변형에 대한 연속관의 거동해석

지침서의 그림 3.32와 같은 횡방향 영구지반변형을 받는 연속관의 경우 거동해석은 크게 두 가지로 다시 구분될 수 있다. 즉 영구지반변형의 폭 W가 큰 경우와 영구지반변형의 폭이 작은 경우이다. 본 내진설계(예)에서는 영구지반변형의 폭 W가 비교적 큰 200~600 m를 고려대상으로 하였다. 영구지반변형의 폭이 큰 경우 지반변형에 대해 연속관은 비교적 유연한 거동을 보이며 관의 횡방향 변위는 지반의 변위와 거의 동일하다고 가정하게 된다. 즉 종방향 영구지반변형에 대한 연속관의 해석과는 달리 관의 물성이라든지 지반 조건에 대한 영향이 상대적으로 감소되는 것이다. 또한 관의 변형률은 최대 휨 변형률과 평균적인 축방향 인장 변형률로 구분될 수 있으며 전체 관의 변형률은 각 변형률의 합으로 나타나게 된다.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_b + \varepsilon_a = \pm\frac{\pi^2 \delta D}{W^2} + (\frac{\pi}{2})^2 (\frac{\delta}{W})^2$$

여기서, W는 영구지반변형 지역의 폭, D는 관경, δ는 영구지반변형의 크기, ε_t는 전체 관변형률, ε_a는 평균적인 축방향 인장변형률 ε_b는 최대 휨 변형률을 각각 의미한다.

① 평균적인 축방향 인장변형률 산정

관경이 0.6 m, 영구지반변형 지역의 폭이 400 m, 영구지반변형의 크기가 2 m라면 평균적인 축방향 인장변형률은 다음과 같다.

$$\varepsilon_a = \frac{\pi^2 \times 2 \times 0.6}{400^2} = 0.000074022$$

② 최대 휨 변형률 산정

관경이 0.6 m, 영구지반변형 지역의 폭이 400 m, 영구지반변형의 크기가 2 m라면 최대 휨 변형률은 다음과 같다.

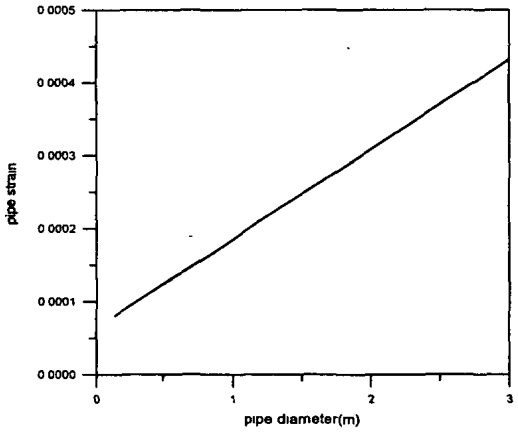
$$\varepsilon_b = \frac{\pi^2 \times 2^2}{2^2 \times 400^2} = 0.000061685$$

③ 전체 관 변형률 산정

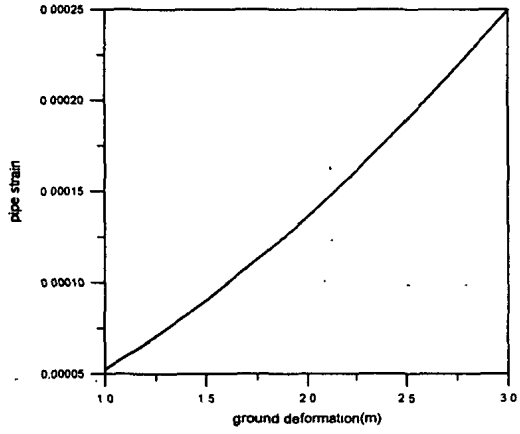
$$\varepsilon_t = \varepsilon_b + \varepsilon_a = 0.000074022 + 0.000061685 = 0.000135707$$

아래 그림은 관경이 0.15~3 m(대표값 0.6 m), 영구지반변형의 크기가 1~3 m (대표값 2 m), 영구지반변형 지역의 폭이 200~600 m(대표값 400 m)로 변화할 때의 관의 변형률을 나타낸 것이다. 횡방향 영구지반변형에 의한 연속관의 변형은 관의 물성치와는 무관하므로 실질적으로 각 관의 특성을 고려할 필요가 없기에 하나의 관으로 고려하여 해석을 수행하였으며 이를 표 4.36으로 정리하였다.

관경 0.15~3 m



영구지반변형의 크기 1~3 m



영구지반변형 지역의 폭 200~600 m

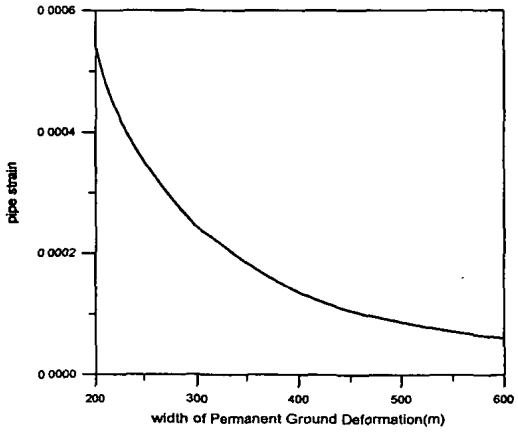


표 4.36 횡방향 영구지반변형에 대한 관의 변형률 변화

구 분	관경(m)	영구지반변형의 폭(m)	영구지반변형의 횡방향 변위(m)
	0.15~3	200~600	1~3
변형률	0.00008 ~0.00043	0.0005 ~0.00006	0.00005 ~0.00025

해석결과에서 보는 바와 같이 관경과 영구 지반 변형의 횡방향 변위가 증가함에 따라 관의 변형률은 증가하는 경향을 보였으며 영구 지반 변형의 폭이 증가함에 따라서는 관의 변형률이 감소하는 경향을 보였다.

영구 지반 변형의 횡방향 변위가 크다는 것은 지진의 규모가 커서 지반의 변형을 크게 일으켰다는 것을 의미하므로 당연히 지반과 거의 동일하게 움직이게 되는 매설관의 변형률 증가를 발생시키게 된다. 반면 영구지반변형 폭의 증가로 인한 변형률의 감소는 동일한 크기의 지반변형에 대해서 폭이 증가할수록 변형 에너지의 집중효과가 감소되는 것으로 설명할 수 있다.

종방향 영구지반변형과는 달리 관경의 경우 관경이 증가하면서 관의 변형률이 증가하게 되는데 이는 관경이 증가하면서 관과 지반 사이의 접촉 면적이 증가하게 되고, 따라서 지반변형에 대한 관의 저항력 증가로 인해 나타나는 현상이다.

(3) 횡방향 영구지반변형에 대한 분절관의 거동해석

영구지반변형에 대한 분절관의 거동특성은 연결부 즉 조인트에서의 열림(opening)으로 결정된다. 횡방향 영구지반변형에 의한 조인트의 총 최대 열림, $\triangle x$는 축방향 인장과 회전에 의한 합으로 표현되므로 이를 고려하면 최대 조인트 열림은 다음과 같다.

$$\triangle x = \begin{cases} \dfrac{\pi^2 L_o \delta^2}{W^2}\left[\dfrac{2D}{\delta}\right] & 0.268 \leq D/\delta < 3.73 \\ \dfrac{\pi^2 L_o \delta^2}{2W^2}\left[1+[D/\delta)^2\right] & Others \end{cases}$$

여기서, L_o는 분절관의 길이, δ는 횡방향 영구지반변형의 크기, W는 영구지반변형의 폭, D는 관경을 각각 의미한다. 관경과 횡방향 영구지반변형의 크기의 비에 따라 적용하는 식이 변화하는 데 유의할 필요가 있다.

① $\frac{D}{\delta}$의 크기 산정 및 식 선택

관경이 0.6 m, 분절관의 길이가 6 m, 영구지반변형의 폭이 400 m, 횡방향 영구방향의 크기가 2 m인 경우

$$\frac{D}{\delta} = 0.6/2 = 0.3$$

② 최대 조인트 열림 산정

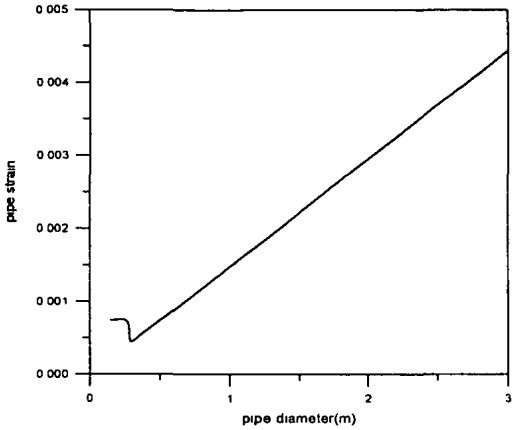
D/δ가 0.3일 경우 최대 조인트 열림은 다음과 같다.

$$\triangle x = \frac{\pi^2 \times 6 \times 2^2 \times 2 \times 0.6}{400^2 \times 2} = 0.000888264$$

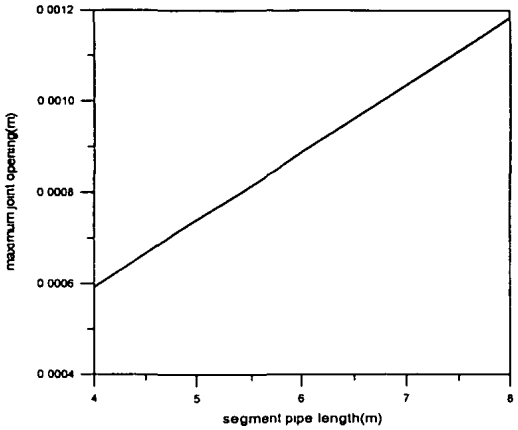
아래 그림은 관경이 0.15~3 m(대표값 0.6 m), 분절관의 길이가 4~8 m(대표값 6 m), 영구지반변형의 크기가 1~3 m(대표값 2 m), 영구지반변형 지역의 폭이 200~600 m(대표값 400 m)로 변화할 경우 관의 최대 조인트 열림값을 산정한 것이다. 횡방향 영구지반변형에 의한 분절관의 변형 역시 관의 물성치와는 무관하므로 실질적으로 각 관의 특성을 고려할 필요가 없기에 하나의 관으로 고려

하여 해석을 수행하였으며 이를 표 4.37로 정리하였다.

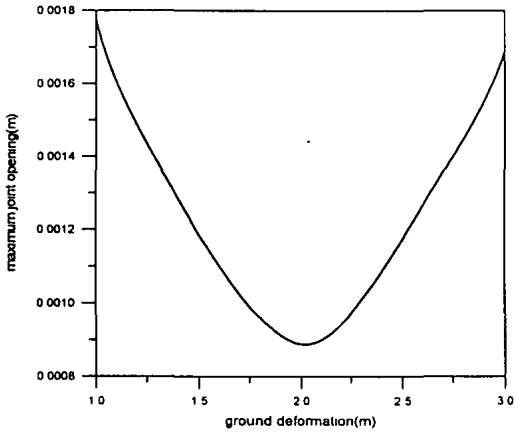
관경 0.15~3 m



분절관의 길이 4~8 m



영구지반변형의 크기 1~3 m



영구지반변형의 폭 200~600 m

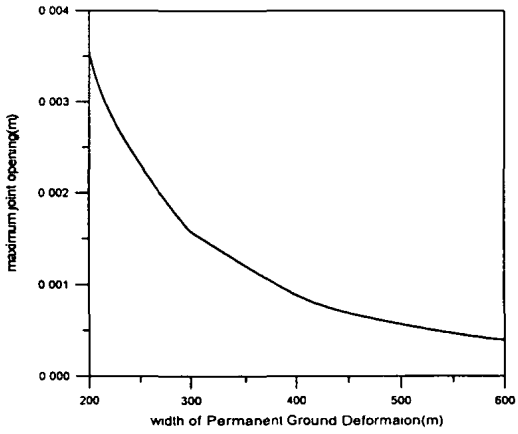


표 4.37 횡방향 영구지반변형에 대한 분절관의 거동 특성

구 분	관경(m)	분절관의 길이(m)	영구지반변형의 폭(m)	영구지반변형의 크기(m)
	0.15~3	4~8	200~600	1~3
변형률	0.00074 ~0.0044	0.0006 ~0.0012	0.0036 ~0.0004	0.0018 ~0.0009

해석결과에서 보는 바와 같이 관경이 증가함에 따라 횡방향 영구지반변형에 대한 분절관의 최대 열림값이 증가하는 경향이 나타난 반면 영구지반변형의 폭이 증가함에 따라서는 분절관의 최대 열림값은 감소하는 경향을 나타내었다. 이는 영구지반변형의 폭이 증가함에 따라 지반 운동으로 생긴 힘이 분산되기 때문인 것으로 사료된다.

해석결과에서 나타나는 변곡점은 D/δ에 따른 해석식의 차이로 인해 발생되는 것이다.

4.3.2 지진파에 대한 매설관로 지진해석

(1) 지진파 전파에 대한 연속관의 거동해석

지침서의 그림 3.34와 같이 관경 D, 매설깊이 H, 축방향 강성 EA를 갖는 관에 지진파로 인해 발생되는 변형률은 다음과 같다.

$$\varepsilon_p = \frac{dU_p}{dx} = \frac{\pi}{2}\varepsilon_g \frac{\beta^2}{\beta^2 + (\frac{\pi}{2L_s})^2} \cos\frac{\pi x}{2L_s}$$

여기서 $\beta^2 = K_g/(AE)$ 이고 $U_g(x)$는 관의 축과 평행한 지반변형량이며, K_g는 지반 강성계수로서 일본 가스공사에서 제시한 식, $K_g = \pi D K_o$(단, $K_o = 6000 kN/m^3$)을 사용한다. ε_g 는 L_s 사이의 평균 지반 변형률을 각각 의미한다.

관경이 0.15 m, 관 두께가 0.017 m인 폴리에틸렌관이 묻혀 있는 지반에 지진파 전파에 의해 150 m 떨어진 거리를 기준으로 0.002의 평균 지반 변형률을 발생하는 지진이 발생할 경우 연속관의 변형률을 구하는 과정은 다음과 같다.

① K_g값 결정

$$K_g = \pi D K_o = \pi \times 0.15 \times 6000 = 2827.4 kN/m^2$$

② β^2값 결정

$$\beta^2 = K_g/(AE) = \frac{2827.4}{0.007103 \times 862000} = 0.462$$

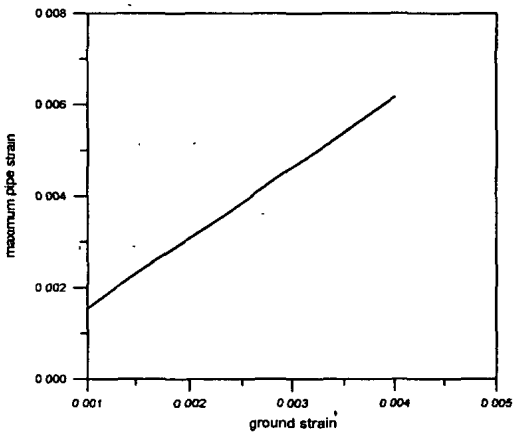
③ 관 변형률

$$\varepsilon_p = \frac{\pi}{2} \times 0.002 \times \frac{0.462}{0.462 + \frac{\pi^2}{2^{2\times}150^2}} = 0.00314$$

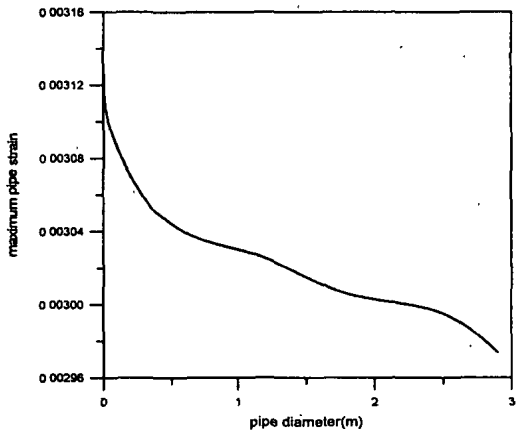
(a)~(f)는 강관, 스테인리스 스틸관, 주철관, 폴리에틸렌관, 흄관, PVC관에 대해 각각 지반변형률을 0.001~0.004(대표값 0.002), 떨어진 길이를 50~250 m(대표값 150 m)로 변화시키면서 관 변형률의 변화를 나타낸 것이다. 관경의 경우는 각 관종별로 현재 우리나라에서 생산되고 있는 관의 제원을 기준으로 6가지 관의 종류에 대해 최대 3 m까지를 고려하여 관의 최대 변형률을 산정하였다. 즉 강관은 0.006~3 m, 스테인리스 스틸관은 0.15~3 m ,주철관은 0.2~3 m, 폴리에틸렌관은 0.016~3 m, 흄관은 0.25~3 m, PVC관은 0.035~3 m까지 관경을 변화시켜가면서 해석을 수행하였다.

(a) 강관

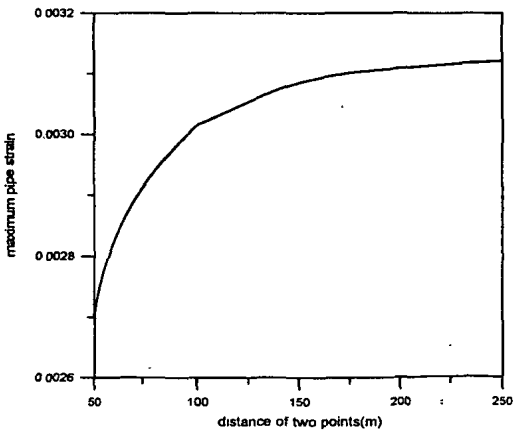
지반 변형률 0.001~0.004



관경 0.006~3 m

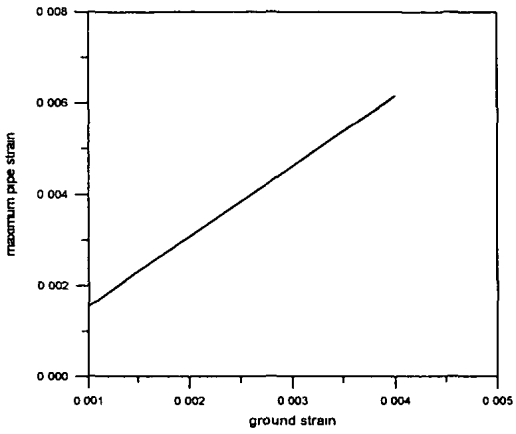


떨어진 길이 50~250 m

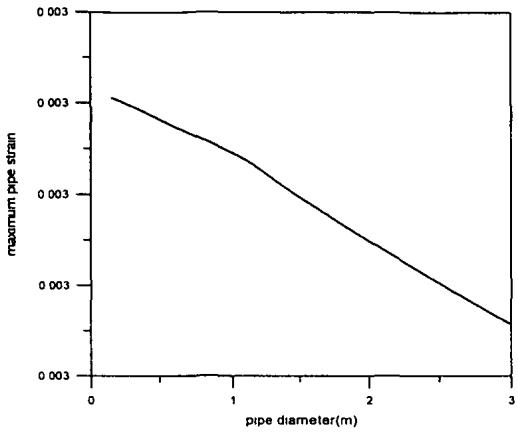


(b) 스테인리스 스틸관

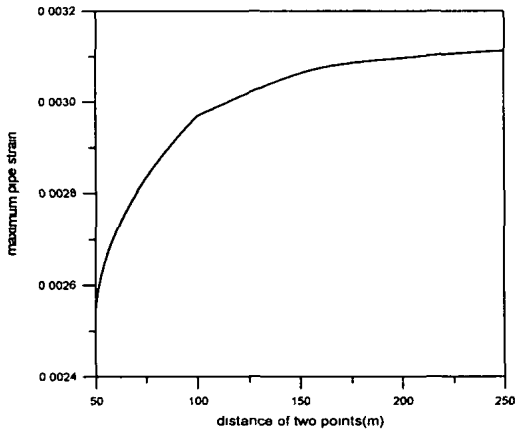
지반 변형률 0.001~0.004



관경 0.15~3 m

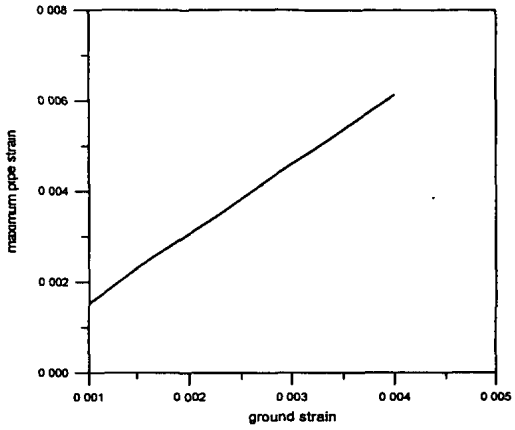


떨어진 길이 50~250 m

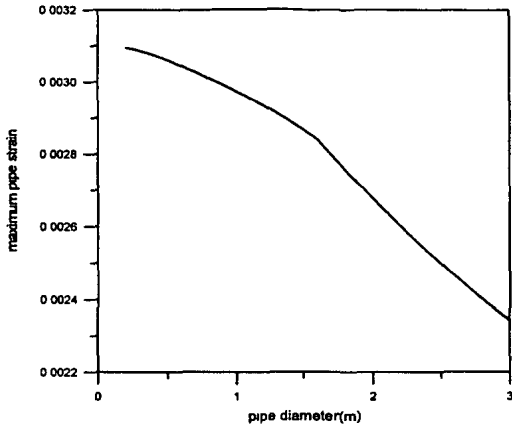


(c) 주철관

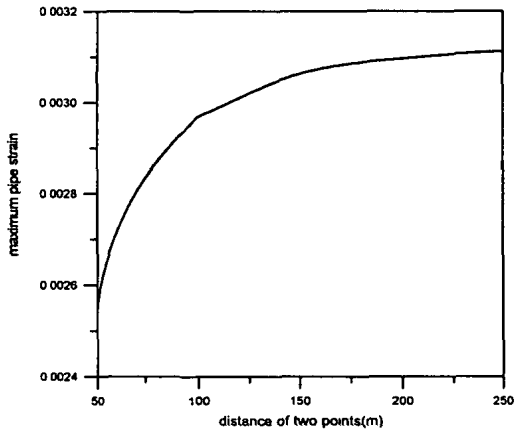
지반 변형률 0.001~0.004



관경 0.2~3 m

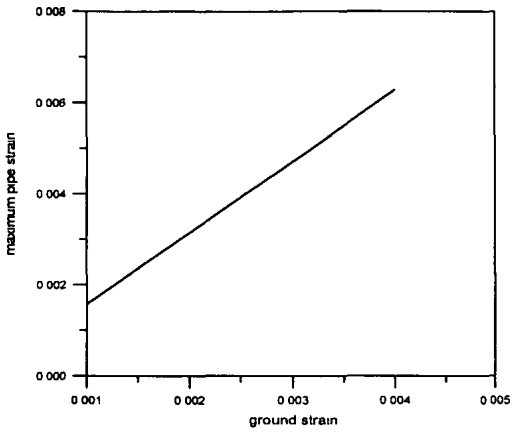


떨어진 길이 50~250 m

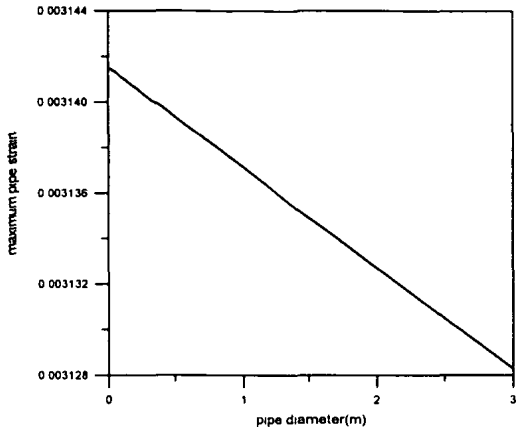


(d) 폴리에틸렌관

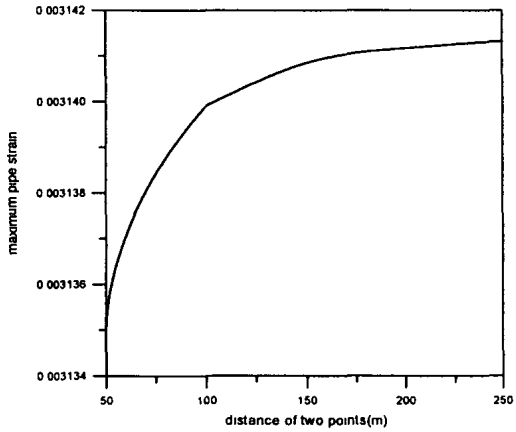
지반 변형률 0.001~0.004



관경 0.016~3 m

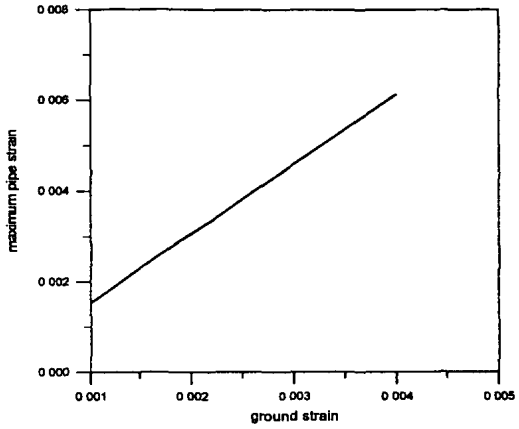


떨어진 길이 50~250 m

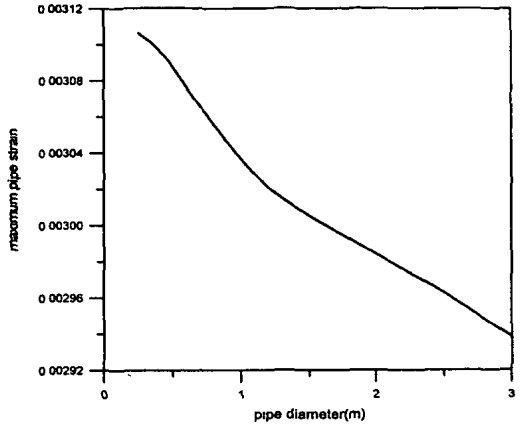


(e) 흄관

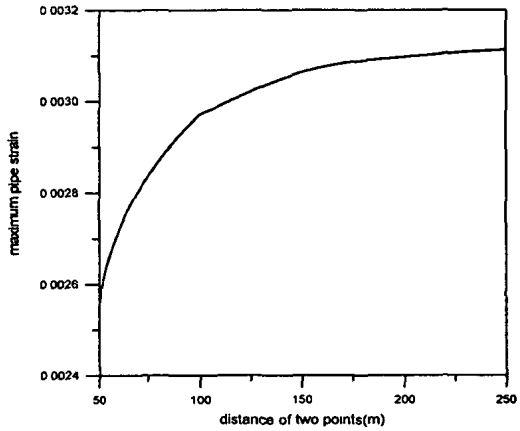
지반 변형률 0.001~0.004



관경 0.25~3 m

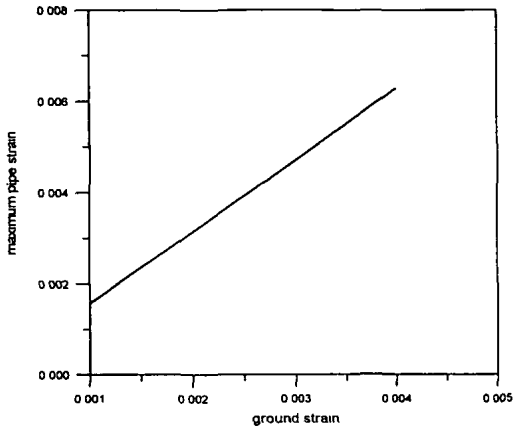


떨어진 길이 50~250 m

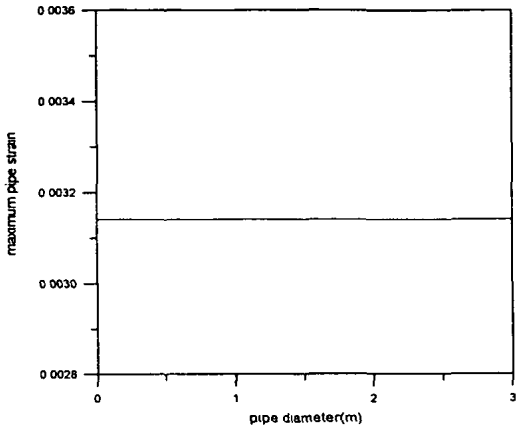


(f) PVC관

지반 변형률 0.001~0.004



관경 0.035~3 m



떨어진 길이 50~250 m

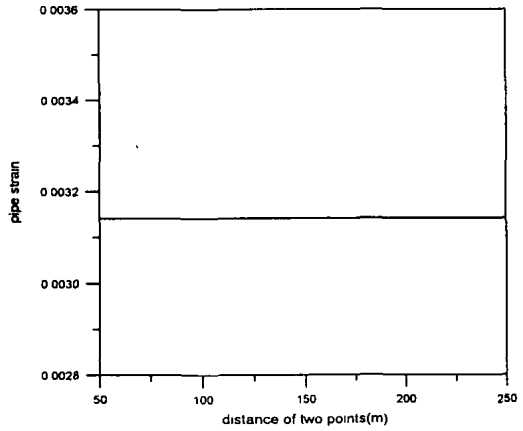


표 4.38 지진파 전파에 대한 연속관의 거동특성

구 분	스테인리스 스틸	PVC	흄관	강관	주철	폴리에틸렌
떨어진 길이 (50~250 m)	0.0026~0.0031	0.0031~0.0031	0.0026~0.0031	0.0027~0.0031	0.0026~0.0031	0.0031~0.0031
지반변형률 (0.001~0.004)	0.0015~0.0061	0.0016~0.0063	0.0015~0.0061	0.0015~0.0061	0.0015~0.0061	0.0015~0.0063

표 4.39 지진파 전파에 대한 각 관의 관경별 거동특성

구 분	스테인리스 스틸	PVC	흄관	강관	주철	폴리에틸렌
관경(m)	0.15~3	0.035~3	0.25~3	0.006~3	0.2~3	0.016~3
변형률	0.0031 ~0.00285	0.00314 ~0.00314	0.0031 ~0.00294	0.0031 ~0.00297	0.0031 ~0.0023	0.00314 ~0.00313

표에서 보는 바와 같이 지반변형률 및 두 지점 사이의 떨어진 거리가 증가함에 따라 관의 변형률이 증가하는 경향을 보이고 있다. 지반 변형률이 크다는 것은 지진의 규모 및 강도가 크다는 것을 의미하며 입력하중의 증가로 인해 매설관의 변형률은 당연히 증가하게 된다.

또한 두 지점 사이의 거리가 증가한다는 의미는 일정한 지반 변형률이 작용하는 면적이 커진다는 의미인 동시에 관과 지반 사이의 상호작용력을 발생하는 범위가 넓어진다는 것을 의미하므로 이러한 상호작용력의 증가로 인해 관의 변형률은 증가하게 된다. 반면 관경의 경우, 관경의 증가 자체는 관의 축방향 강성과 상호작용력을 동시에 증가시키게 되나 상호작용력의 증가를 상회하는 축방향 강성의 증가로 인해 변형률의 감소를 가져오게 된다.

그러나 그래프에서 보는 바와 같이 관경의 증가와 떨어진 길이의 증가에 의한 관의 변형률 증가는 명확하게 나타나지는 않는다. 이는 지진파 전파에 의한 관의 변형에 있어서 관의 물성치가 비교적 큰 영향을 주지 못하기 때문이다.

(2) 지진파 전파에 대한 분절관의 거동해석

지진파 전파에 대해 분절관의 각 조인트는 압축변위를 일으키게 되며 이 경우 분절관의 압축 변형률은 다음과 같다.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{n}{n+1}\frac{\triangle u_{ult}}{L_o}$$

여기서, L_o는 분절관의 길이, ε_g 는 지반 변형률, n은 분절관의 개수이며, ε_p는 분절관의 변형률, $\triangle u_{ult}$는 조인트의 극한 압축 변위를 각각 의미한다.

① 분절관의 압축 변형률 산정

지반변형률이 0.003, 분절관의 개수가 10개, 조인트의 극한 압축 변위가 0.006 m라고 하면 분절관의 압축 변형률은 다음과 같다

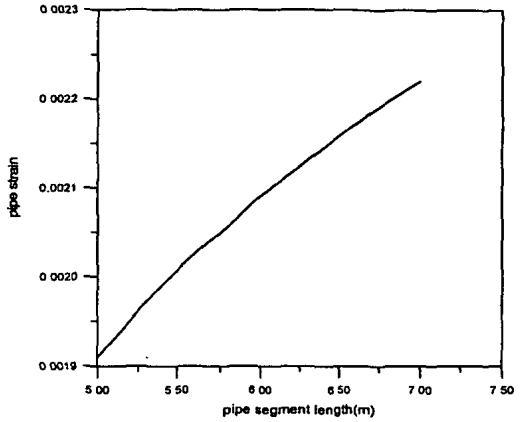
$$\varepsilon_p = 0.003 - \frac{10\times 0.006}{(10+1)\times 6} = 0.00209$$

아래 그림은 분절관의 길이가 5~7 m(대표값 6 m), 분절관의 개수가 6~14개 (대표값 10개) , 지반 변형률이 0.0015~0.004(대표값 0.002), 조인트 극한 압축변위가 0.004~0.009 m(대표값 0.006 m)인 경우 관의 변형률 변화를 나타낸 것이다. 지진파 전파에 의한 분절관의 변형은 관의 물성치와는 무관하므로 실질적으로 각 관의 특성을 고려할 필요가 없기에 하나의 관으로 고려하여 해석을 수행하였으며 이를 표 4.40으로 정리하였다.

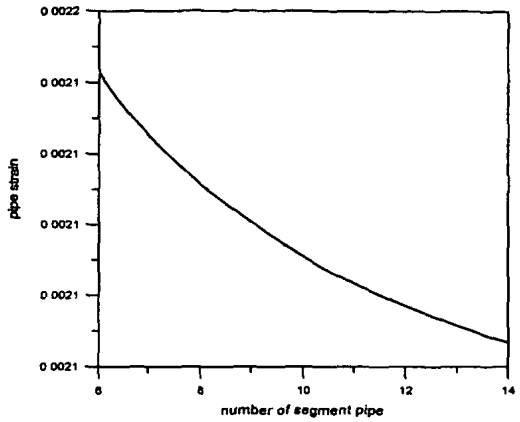
표 4.40 지진파 전파에 대한 분절관의 거동특성

구 분	분절관 길이(m)	분절관의 개수	지반변형률	조인트 극한 압축변위(m)
	5~7	6~14	0.001~0.004	0.004~0.009
변형률	0.0019~ 0.0022	0.0021~ 0.0021	0.0006 ~0.0031	0.0024 ~0.0016

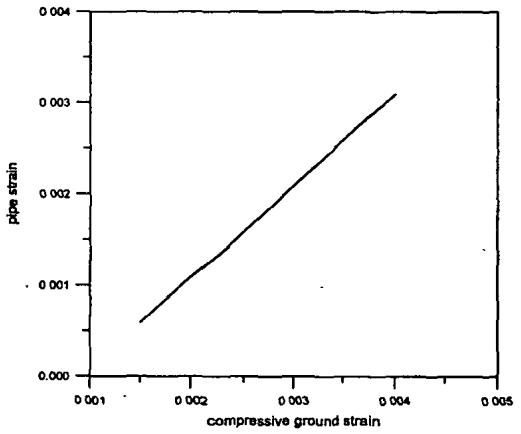
분절관의 길이 5~7 m



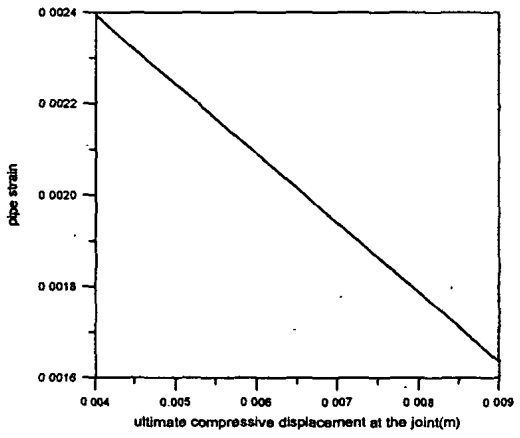
분절관의 개수 6~14개



지반 변형률 0.0015~0.004



조인트 극한 압축변위 0.004~0.009 m



해석결과에서 보는 바와 같이 지반 변형률과 분절관의 길이가 커짐에 따라 관의 변형률이 증가하는 경향을 보인 반면 조인트 극한 압축 변위, 분절관의 개수가 증가함에 따라서는 관의 변형률이 감소하는 경향이 나타난다. 분절관의 길이와 개수는 관의 강성을 나타내는 요소인데 분절관의 길이가 길어지고 개수가 적어짐에 따라서는 관의 강성이 작아져 반대의 경우보다 많은 변형이 발생한다. 반면 조인트의 극한 압축 변위가 커진다는 것은 지반 변형에 의해 지반과 관 사이에서 발생한 상호작용력을 그만큼 조인트의 변위로 흡수한다는 의미이므로 조인트 극한 압축 변위가 작은 것보다는 큰 경우에 관의 본체에는 상대적으로 작은 변형이 발생하게 된다.

5. 옹벽 및 사면 구조물의 내진설계 예

빈 면

5. 옹벽 및 사면 구조물의 내진설계 예

5.1 옹벽의 내진설계 예

5.1.1 Mononobe-Okabe 방법(항복벽체의 등가정적 해석법) : 2등급 붕괴방지수준

(1) 역T형 옹벽 (옹벽높이: 5.0 m) : T-56

역T형 옹벽의 설계단면은 그림 5.1과 같다.

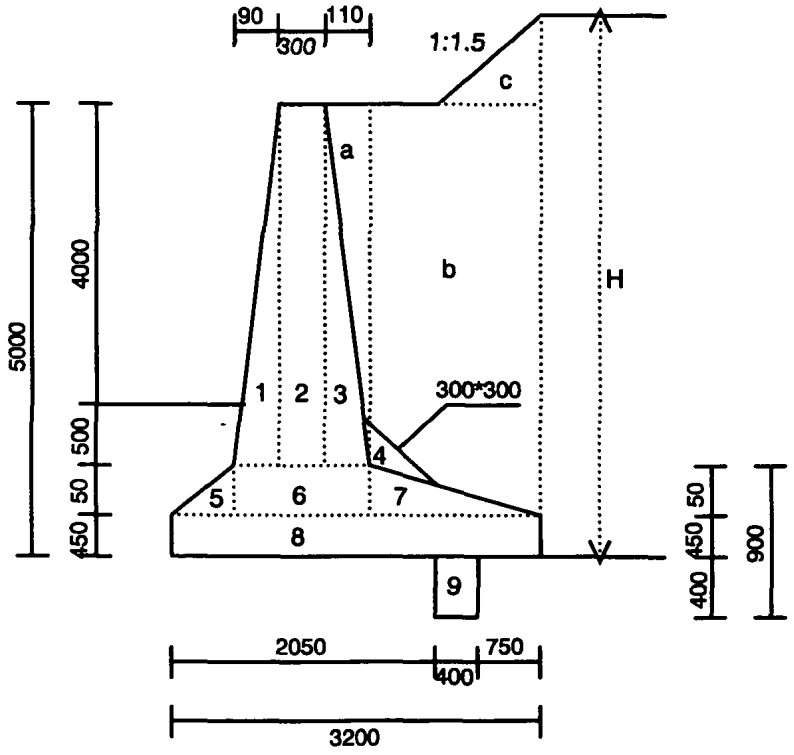


그림 5.1 역T형 옹벽(5 m)의 설계단면(Mononobe-Okabe 방법)

① 설계조건

옹벽과 지반의 설계조건은 표 5.1에 나타나 있다.

② 지진계수의 결정

(a) 내진등급 : 2등급

(b) 내진성능목표 : 붕괴방지수준

(c) 지진구역 : I

(d) 지반종류 : III

K_h = 0.11×1.5×0.5(50%) = 0.0825 , K_v = 0 (지침서 1.4절 참조)

표 5.1 역T형 옹벽(옹벽높이=5 m, T-56)의 설계조건 : Mononobe-Okabe 방법

항목		단위	수치
옹벽높이		m	5.0
성토높이		m	1.25
내부 마찰각	뒷채움지반	도(°)	35.0
	기초지반		40.0
단위 중량	뒷채움지반	t/m^3	1.8
	기초지반		2.0
	철근콘크리트		2.5
콘크리트 설계기준강도		kg/cm^2	240
철근 항복강도(SD30)		kg/cm^2	3000
허용 지지력	상시	t/m^2	30.0
	지진시	t/m^2	45.0
지반 마찰계수	흙과 흙	μ_{v1}	0.7
	흙과 콘크리트	μ_{v2}	0.5

③ 동적주동토압계수 산정

(a) $\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right) = 4.7$ (K_v = 0)

(b) 벽면 마찰각 : δ = 0 °

(c) 동적주동토압계수 산정

β = 33.7 °, $\beta > \phi - \varphi$ = 35 - 4.7 = 30.3 ° 이므로

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\varphi)}{\cos\varphi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\varphi)} = 0.75$$

(지침서 식 (4.3)에 δ=0 °, θ=0 °, ϕ=35 °대입)

정적주동토압계수 $K_A = \cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}} = 0.58$ (Rankine 방법)

④ 동적수동토압계수 산정

지침서 식 (4.8)에 $\phi = \phi_b = 40\ °$, $\delta = 0\ °$, $\theta = 0\ °$, $\varphi = 4.7\ °$, $\beta = 0\ °$ 대입

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi+\theta-\varphi)}{\cos\varphi\cos^2\theta\cos(\delta-\theta+\varphi)[1-\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi+\beta-\varphi)}{\cos(\delta-\theta+\varphi)\cos(\beta-\theta)}}]^2} = 4.42$$

정적수동토압계수, $K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = 4.60$ (Rankine 방법)

⑤ 동적주동토압의 크기와 작용점 산정

(a) 동적주동토압의 크기

그림 5.1로부터 H(가상배면의 높이) = 6.25 m

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - K_v) = 26.4 \quad t/m$$

- 동적주동토압의 수평성분 : $P_{AEh} = P_{AE} \times \cos\beta$ = 21.9 t/m
- 동적주동토압의 수직성분 : $P_{AEv} = P_{AE} \times \sin\beta$ = 14.6 t/m

(b) 동적주동토압의 작용점

- 정적주동토압 산정

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 = 20.4 \quad t/m$$

- 동적주동토압의 작용점 산정

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A = 6.0 \quad t/m$$

$$\bar{z} = \frac{P_A(H/3) + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} = 2.46 \quad m$$

⑥ 안정성 검토

표 5.2 역T형 옹벽(5.0 m)의 계산 결과 : Mononobe-Okabe 방법

	면적 (m^2)	수직력 (t/m)	수평력 (t/m)	수직력 모멘트암 (m)	수평력 모멘트암 (m)	저항 모멘트 ($t/m/m$)	전도 모멘트 ($t/m/m$)
1	0.200	0.500		0.560		0.280	
2	1.350	3.375		0.740		2.500	
3	0.250	0.625		0.927		0.580	
4	0.045	0.113		1.100		0.120	
5	0.013	0.031		0.333		0.010	
6	0.025	0.063		0.750		0.050	
7	0.055	0.138		1.733		0.240	
8	1.440	3.600		1.600		5.760	
9	0.160	0.400		2.250		0.900	
a	0.248	0.446		0.963		0.430	
b	9.900	17.820		2.100		37.420	
c	1.200	2.160		2.567		5.540	
주동토압		14.600	21.900	3.200	2.400	46.720	52.560
총합		43.870	21.900			100.550	52.560

(a) 전도에 대한 안정성

- 전도 모멘트 : M_o = 52.56 $t \cdot m/m$
- 저항 모멘트 : M_R = 100.55 $t \cdot m/m$

전도에 대한 안전율

$$FS = \frac{M_R}{M_o} = 1.9 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- 편심(e)

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = 0.5 \ m < \frac{B}{2} = 1.6 \ m \text{ (OK)}$$

여기서, B는 옹벽 저판의 길이(m)

(b) 활동에 대한 안정성(활동 저항벽 고려)

- 총수평력 : $\sum H$ = 21.9 t/m
- 활동에 대한 저항력(그림 5.2 참조)

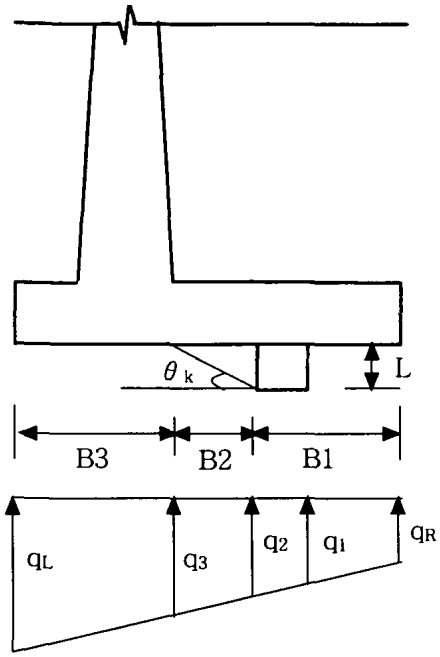


그림 5.2 활동에 대한 저항력 산정(활동저항벽 고려시)

θ_k = 45 °- $\phi_b/2$ = 25 °

L = 0.4 m

$$q_{L,R} = \frac{\sum V}{B} \times (1 \pm \frac{6e}{B})$$

q_L = 25.6 t/m^2 , q_R = 0.86 t/m^2

$B1$ = 1.15 m

$B2 = L/\tan\theta_k$ = 0.86 m

$B3$ = 3.2 - 1.15 - 1.63 = 1.19 m

$q_1 = q_R + (q_L - q_R) \times 0.75/3.2$ = 6.66 t/m^2

$q_2 = q_R + (q_L - q_R) \times 1.15/3.2$ = 9.75 t/m^2

$q_3 = q_R + (q_L - q_R) \times (1.15+0.86)/3.2$ = 16.40 t/m^2

$$R_h = (q_2+q_3)/2 \times K_{PE} \times L + (q_L+q_3)/2 \times B_3 \times \tan(2\phi_b/3) + (q_2+q_R)/2 \times B_1 \times \tan(2\phi_b/3) = 37.8 \ t/m$$

활동에 대한 안전율

$$FS = \frac{R_h}{\sum H} = 1.8 > 1.1 \ (\text{OK})$$

(c) 기초지반에 대한 안정성

q_L = 25.6 t/m^2

q_R = 0.86 t/m^2

(d) 지진하중 작용시 벽체의 단면 검토

- 동적주동토압계수 및 지진계수 산정

$\beta = 33.7°$, $\beta > \phi - \varphi$ = 35-4.7 = 30.3 ° 이므로

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\varphi)}{\cos\varphi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\varphi)} = 0.77$$ (δ=0 °, $\theta = 1.4$ °, $\phi = 35$ ° 대입)

$K_h = 0.0825$

- 벽체높이 1/2 (h = 2.25 m)에서 검토

하중	전단력(t)	작용거리(m)	모멘트($t \cdot m$)
토압	3.510	1.139	3.998
구체관성력	0.162	1.125	0.182
계	3.672		4.180

단면검토를 위한 전단력(S_u) = 3.672 t

모멘트(M_u) = 4.180 $t \cdot m$

- 벽체높이 (h = 4.5 m)에서 검토

하중	전단력(t)	작용거리(m)	모멘트($t \cdot m$)
토압	14.033	2.278	31.967
구체관성력	0.372	2.250	0.837
계	14.405		32.804

단면검토를 위한 전단력(S_u) = 14.405 t

모멘트(M_u) = 32.804 $t \cdot m$

⑦ 안정성 검토 결과

표 5.3 역 T형 옹벽(5 m) 안정성 검토 결과 : Mononobe-Okabe 방법

검토사항	안전율	최소 안전율	비고
전도	1.96	1.2	OK
활동	1.89	1.1	OK
지반 접지압	q_L= 25.6 t/m^2	1.0	OK

(2) L형 옹벽 (옹벽높이: 5.0 m) : L-51

L형 옹벽의 설계단면은 그림 5.3과 같다.

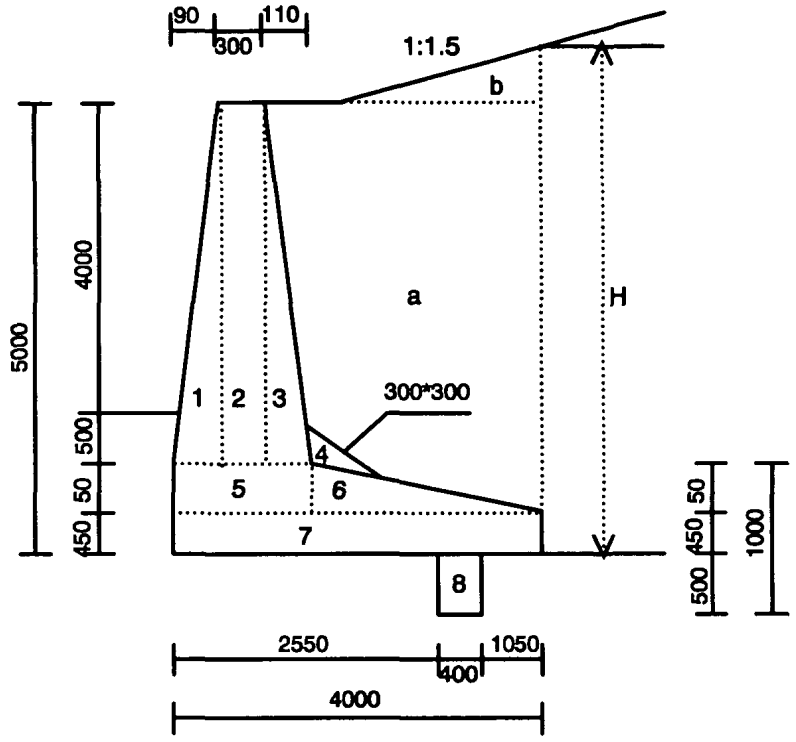


그림 5.3 L형 옹벽(5 m)의 설계단면(Mononobe-Okabe 방법)

① 설계조건

옹벽과 지반의 설계조건은 표 5.4에 나타나 있다.

② 지진계수의 결정

(a) 내진등급 : 2등급

(b) 내진성능목표 : 붕괴방지수준

(c) 지진구역 : I

(d) 지반종류 : III

K_h = 0.11×1.5×0.5(50%) = 0.0825 , K_v = 0 (지침서 1.4절 참조)

표 5.4 L형 옹벽(옹벽높이=5 m, L-51)의 설계조건 : Mononobe-Okabe 방법

항목		단위	수치
옹벽높이		m	5.0
성토높이		m	5.0
내부 마찰각	뒷채움지반	도(°)	35.0
	기초지반		40.0
단위 중량	뒷채움지반	t/m^3	1.8
	기초지반		2.0
	철근콘크리트		2.5
콘크리트 설계기준강도		kg/cm^2	240
철근 항복강도(SD30)		kg/cm^2	3000
허용 지지력	상시	t/m^2	30.0
	지진시	t/m^2	45.0
지반 마찰계수	흙과 흙	μ_{v1}	0.7
	흙과 콘크리트	μ_{v2}	0.5

③ 동적주동토압계수 산정

(a) $\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right) = 4.7 \quad (K_v = 0)$

(b) 벽면 마찰각 : $\delta = 0$ °

(c) 동적주동토압계수 산정

$\beta = 33.7$ °, $\beta > \phi - \varphi = 35 - 4.7 = 30.3$ ° 이므로

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\varphi)}{\cos\varphi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\varphi)} = 0.75$$

(지침서 식 (4.3)에 δ=0 °, θ=0 °, ϕ=35 ° 대입)

정적주동토압계수 $K_A = \cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}} = 0.58$ (Rankine 방법)

(d) 동적수동토압계수 산정

지침서 식 (4.8)에 $\phi = \phi_b = 40$ °, $\delta = 0$ °, $\theta = 0$ °, $\varphi = 4.7$ °, $\beta = 0$ ° 대입

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi+\theta-\varphi)}{\cos\varphi\cos^2\theta\cos(\delta-\theta+\varphi)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi+\beta-\varphi)}{\cos(\delta-\theta+\varphi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2} = 4.42$$

정적수동토압계수, $K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = 4.60$ (Rankine 방법)

⑤ 동적주동토압의 크기와 작용점 산정

(a) 동적주동토압의 크기

그림 5.3으로부터 H(가상배면의 높이) = 7.0 m

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - K_v) = 33.1 \quad t/m$$

- 동적주동토압의 수평성분 : $P_{AEh} = P_{AE} \times \cos\beta$ = 27.5 t/m
- 동적주동토압의 수직성분 : $P_{AEv} = P_{AE} \times \sin\beta$ = 18.6 t/m

(b) 동적주동토압의 작용점

- 정적주동토압 산정

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 = 25.6 \quad t/m$$

- 동적주동토압의 작용점 산정

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A = 7.5 \quad t/m$$

$$\bar{z} = \frac{P_A (H/3) + \Delta P_{AE} (0.6H)}{P_{AE}} = 2.76 \quad m$$

⑥ 안정성 검토

표 5.5 L형 옹벽(5.0 m)의 계산 결과 : Mononobe-Okabe 방법

	면적 (m^2)	수직력 (t/m)	수평력 (t/m)	수직력 모멘트암 (m)	수평력 모멘트암 (m)	저항 모멘트 ($t/m/m$)	전도 모멘트 ($t/m/m$)
1	0.200	0.500		0.060		0.030	
2	1.350	3.375		0.240		0.810	
3	0.250	0.625		0.427		0.267	
4	0.045	0.113		0.600		0.068	
5	0.025	0.063		0.250		0.016	
6	0.088	0.219		1.667		0.365	
7	1.800	4.500		2.000		9.000	
8	0.200	0.500		2.750		1.375	
a	15.750	28.350		2.250		63.788	
b	3.000	5.400		3.000		16.200	
주동토압		18.600	27.500	4.000	2.760	74.400	75.900
총합		62.245	27.500			166.319	75.900

(a) 전도에 대한 안정성

- 전도 모멘트 : M_o = 75.9 $t/m/m$
- 저항 모멘트 : M_R = 166.3 $t/m/m$

전도에 대한 안전율

$$FS = \frac{M_R}{M_o} = 2.2 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- 편심(e)

$$e=\frac{B}{2}-\frac{\sum M_R-\sum M_o}{\sum V}$$

= 0.55 m 〈 $B/2$ = 2.0 m (OK)

여기서, B는 옹벽 저판의 길이(m)

(b) 활동에 대한 안정성

- 총수평력 : $\sum H$ = 27.5 t/m
- 활동에 대한 저항력(그림 5.2 참조)

θ_k= 45 °- $\phi_b/2$ = 25 °

L = 0.45 m

$$q_{L,R}=\frac{\sum V}{B}\times(1\pm\frac{6e}{B})$$

q_L= 28.4 t/m^2

q_R= 2.72 t/m^2

$B1$ = 1.45 m

$B2$ = $L/\tan\theta_k$ = 1.07 m

$B3$ = 4.0 - 1.45 - 1.07 = 1.48 m

$$q_1=q_R+(q_L-q_R)\times 1.05/4.0 = 9.46\ t/m^2$$

$$q_2=q_R+(q_L-q_R)\times 1.45/4.0 = 12.03\ t/m^2$$

$$q_3=q_R+(q_L-q_R)\times(1.45+1.05)/4.0 = 18.77\ t/m^2$$

$$R_h = (q_2+q_3)/2\times K_{PE}\times L + (q_L+q_3)/2\times B_3\times\tan(2\phi_b/3) + (q_2+q_R)/2\times B_1\times\tan(2\phi_b/3) = 56.93\ t/m$$

활동에 대한 안전율

$$FS = \frac{R_h}{\sum H} = 2.1 > 1.1 \text{ (OK)}$$

(c) 기초지반에 대한 안정성

q_L= 28.4 t/m^2

q_R= 2.72 t/m^2

(d) 지진하중 작용시 벽체의 단면 검토

- 동적주동토압계수 및 지진계수 산정

$\beta = 33.7°$, $\beta > \phi - \varphi$ = 35-4.7 = 30.3 ° 이므로

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\varphi)}{\cos\varphi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\varphi)} = 0.77$$ (δ=0 °, $\theta = 1.4°$, $\phi = 35°$ 대입)

$K_h = 0.0825$

- 벽체높이 1/2 (h = 2.25 m)에서 검토

하중	전단력(t)	작용거리(m)	모멘트($t \cdot m$)
토압	3.510	1.139	3.998
구체관성력	0.162	1.125	0.182
계	3.672		4.180

단면검토를 위한 전단력(S_u) = 3.672 t

모멘트(M_u) = 4.180 $t \cdot m$

- 벽체높이 (h = 4.5 m)에서 검토

하중	전단력(t)	작용거리(m)	모멘트($t \cdot m$)
토압	14.033	2.278	31.967
구체관성력	0.372	2.250	0.837
계	14.405		32.804

단면검토를 위한 전단력(S_u) = 14.405 t

모멘트(M_u) = 32.804 $t \cdot m$

⑦ 안정성 검토 결과

표 5.6 L형 옹벽(5 m) 안정성 검토 결과 : Mononobe-Okabe 방법

검토사항	안전율	최소 안전율	비고
전도	2.2	1.2	OK
활동	2.1	1.1	OK
지반 접지압	q_L= 28.4 t/m^2	1.0	OK

5.1.2 Wood 방법(비항복벽체의 등가정적 해석법)
: 2등급 붕괴방지수준

(1) 역T형 옹벽 (옹벽높이: 5.0 m)

비항복 벽체의 등가정적 설계를 위한 L형 옹벽의 설계단면은 그림 5.4와 같다.

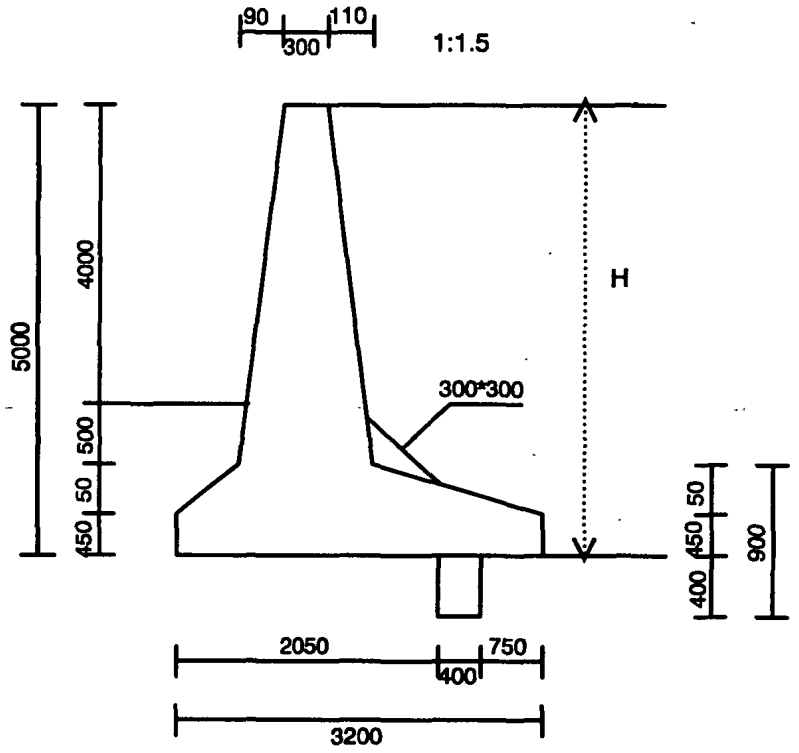


그림 5.4 역T형 옹벽(5 m)의 설계단면(Wood 방법)

① 설계조건

옹벽과 지반의 설계조건은 표 5.7에 나타나 있다.

② 지진계수의 결정

(a) 내진등급 : 2등급

(b) 내진성능목표 : 붕괴방지수준

(c) 지진구역 : I

(d) 지반종류 : IV

K_h = 0.11×2.0×0.5(50%) = 0.11 , K_v = 0 (지침서 1.4절 참조)

표 5.7 역T형 옹벽(옹벽높이=5 m)의 설계조건 : Wood 방법

항목		단위	수치
옹벽높이		m	5.0
성토높이		m	0.0
내부 마찰각	뒷채움지반	도(°)	30.0
	기초지반		35.0
단위 중량	뒷채움지반	t/m^3	1.8
	기초지반		2.0
	철근콘크리트		2.5
콘크리트 설계기준강도		kg/cm^2	240
철근 항복강도(SD30)		kg/cm^2	3000
허용 지지력	상시	t/m^2	30.0
	지진시	t/m^2	45.0
지반 마찰계수	흙과 흙	μ_{v1}	0.58
	흙과 콘크리트	μ_{v2}	0.43

③ F_p , F_m의 산정

뒤채움 지반이 연약한 토사지반으로서 점토질 실트라 가정하면 포와송비는 0.3을 사용하고 L/H가 6이상이라고 가정하면 지침서의 그림 5.5를 통해 F_p , F_m는 각각 0.98, 0.54가 된다.

④ 동적토압의 산정

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{g} F_p = 7.58 \quad t/m$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{a_h}{g} F_m = 26.1 \quad t \cdot m/m$$

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} = 3.44 \quad m \quad \text{옹벽하단으로부터}$$

⑤ 정적토압의 산정

비항복벽체이므로 정지토압계수를 이용하여 토압을 산정한다. 정지토압계수는 jaky의 공식을 이용하여 산정한다,

$$K_o = 1 - \sin\phi = 0.58$$

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 + K_o q H = 20.4 \quad t/m$$

여기서,

K_o : 정지토압계수

P_o : 정지토압

q : 등분포 상재하중

⑥ 총작용력 및 작용점의 산정

$$P_{AE} = P_o + \Delta P_{eq} = 28.0 \quad t/m$$

$$\bar{z} = \frac{\frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \times H/3 + K_o q H \times H/2 + \Delta P_{eq} \times h_{eq}}{P_o + \Delta P_{eq}} = 2.45 \quad m$$ 옹벽하단으로부터

⑦ 안정성 검토

5.1.1절의 안정성 검토 방법과 동일하게 수행

5.1.3 Richard-Elms 방법(변위를 고려한 해석법)

(1) 역T형 옹벽 (옹벽높이: 5.0 m) : T-56

Richard-Elms 방법 설계를 위한 역T형 옹벽의 설계단면은 그림 5.1과 동일하다.

① 설계조건

옹벽과 지반의 설계조건은 표 5.8에 나타나 있다.

표 5.8 역T형 옹벽(옹벽높이=5 m, T-56)의 설계조건 : Richard-Elms 방법

항목		단위	수치
옹벽높이		m	5.0
성토높이		m	1.25
내부 마찰각	뒷채움지반	도(°)	30.0
	기초지반		35.0
단위 중량	뒷채움지반	t/m^3	1.8
	기초지반		2.0
	철근콘크리트		2.5
콘크리트 설계기준강도		kg/cm^2	240
철근 항복강도(SD30)		kg/cm^2	3000
허용 지지력	상시	t/m^2	30.0
	지진시	t/m^2	45.0
지반 마찰계수	흙과 흙	μ_{v1}	0.58
	흙과 콘크리트	μ_{v2}	0.43

② 지진계수의 결정(허용변위를 고려하는 경우)

(a) 허용변위 : 5 cm(0.05 m)로 가정 → 벽체높이의 0.01배

(b) 설계 수평가속도의 산정

설계 수평가속도를 산정하기 위해서는 Shake 등으로 지진응답해석을 수행하여야 하나 본 예제에서는 최대수평속도($v_{\max}$)와 최대수평가속도($a_{\max}$)를 각각 0.2 $m/\sec$, 0.2 $m/\sec^2$ 으로 가정한다.

$$K_h = a_{\max}\left(\frac{0.087 v_{\max}^2}{d_{allowable} a_{\max} g}\right)^{1/4}$$

따라서, K_h = 0.087 , K_v = 0

*참고 : 허용변위를 고려하지 않을 경우의 수평지진계수

- 내진등급 : 2등급
- 내진성능목표 : 붕괴방지수준
- 지진구역 : I
- 지반종류 : IV

K_h = 0.11×2.0×0.5(50%) = 0.11 , K_v = 0 (지침서 1.4절 참조)

③ 동적주동토압계수의 산정

(a) $\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right)$ = 5.0 ° (K_v = 0)

(b) 벽면 마찰각 : δ = 0 °

(c) 동적주동토압계수 산정

β = 33.7 °, $\beta > \phi - \varphi$ = 30 - 5 = 25 ° 이므로

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\varphi)}{\cos\varphi\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\varphi)} = 0.83$$

(지침서 식 (4.3)에 δ=0 °, θ=0 °, ϕ=30 ° 대입)

정적주동토압계수 $K_A = \cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}} = 0.51$ (Rankine 방법)

④ 동적주동토압의 크기와 작용점 산정

(a) 동적주동토압의 크기

그림 5.1로부터 H(가상배면의 높이) = 6.25 m

$$P_{AE}=\frac{1}{2}K_{AE}\gamma H^2(1-K_v)=29.2\ \ t/m$$

- 동적주동토압의 수평성분 : $P_{AEh}=P_{AE}\times\cos\beta=24.3\ \ t/m$
- 동적주동토압의 수직성분 : $P_{AEv}=P_{AE}\times\sin\beta=16.2\ \ t/m$

(b) 동적주동토압의 작용점

- 정적주동토압 산정

$$P_A=\frac{1}{2}K_A\gamma H^2=17.9\ \ t/m$$

- 동적주동토압의 작용점 산정

$$\Delta P_{AE}=P_{AE}-P_A=11.3\ \ t/m$$

$$\bar{z}=\frac{P_A(H/3)+\Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}}=2.7\ \ m$$

⑤ 필요한 벽체의 중량

$$W_w=FS\cdot\frac{P_{AE}[\cos(\delta+\theta)-\sin(\delta+\theta)\tan\phi_b]}{(1-K_v)\tan\phi_b-K_h}$$

K_h=0.087 , FS =1.5 일 때 W_w= 71.4 t/m

⑥ 안정성 검토

전도와 지반 접지압에 대하여 5.1.1절의 방법과 동일하게 수행

5.2 사면의 내진설계 예

5.2.1 등가정적 해석법

사면의 등가정적 지진 해석에 사용된 단면은 그림 5.5와 같으며, 표 5.9에 사면의 지층 특성을 나타내었다.

표 5.9 사면의 지층 특성

구 분	단위 중량 γ (t/m^3)	내부마찰각 ϕ(deg)	점착력 c(t/m^2)	높이 (m)	경사 (수평:수직)
토층 1	1.8	40	0	4	1.5 : 1
토층 2	1.9	35	0.4	5	1.5 : 1
토층 3	2.0	30	0.8	19	∞ : 0

해석은 지진구역 I, 지반종류 III에 대하여 붕괴방지수준으로 2등급에 해당하는 지표면 최대가속도의 50%에 해당하는 0.0825 g의 가속도를 사면토체에 적용하여 일반적인 절편법과 Bishop 절편법을 사용하여 해석을 수행하였다. 그림 5.6은 해석을 위해 분할된 절편을 나타낸다. 해석결과는 표 5.10~표 5.13에 나타내었고 최종적인 안전률 계산 결과는 표 5.14와 같다. 본문에서는 해석과정을 쉽게 나타내기 위해서 직접 수계산한 결과를 표로 나타내었으나 일반적으로 널리 사용되는 사면안정해석 프로그램들을 사용하면 해석이 용이하다.

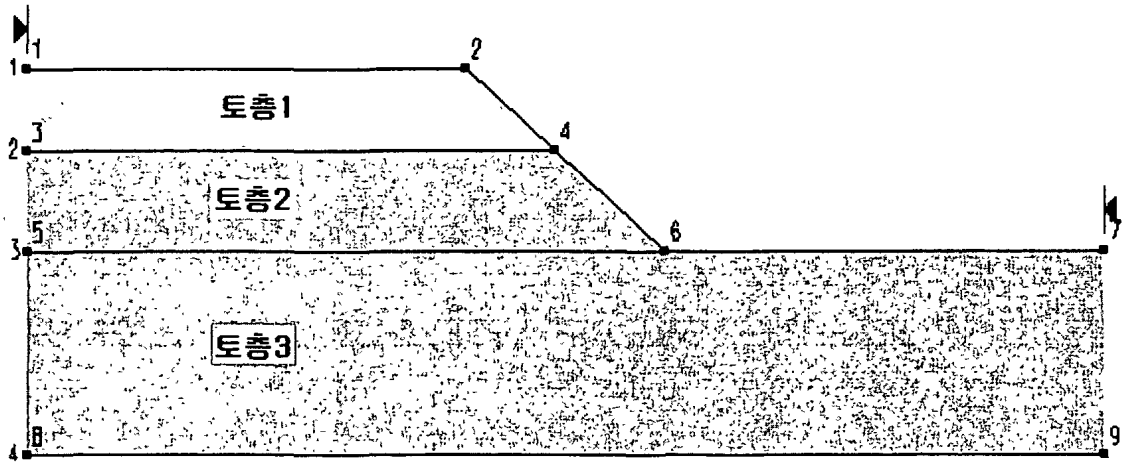


그림 5.5 해석에 사용된 사면

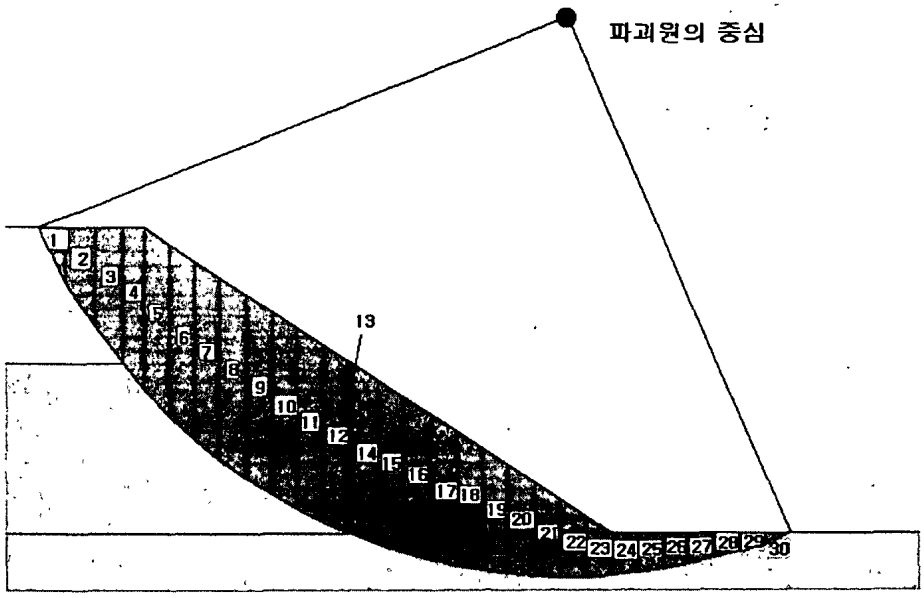


그림 5.6 절편법에 의한 안정성 해석을 위한 절편

일반적인 절편법에 대해서는 지침서 5.3.2절에 설명했고 Bishop의 절편법에 대해서 간단히 설명하면 다음과 같다.

Bishop의 절편법에서 안전율은 아래 식(5.1)과 같다.

$$F = \frac{\Sigma[\, c\Delta x_n + (\, W_n - u_n \Delta x_n) \tan \phi\,][\, 1/M_n(\alpha)]}{\Sigma[\, W_n \sin \alpha_n + k_h W_n (\, L_n / R)\,]} \tag{5.1}$$

이 식에서 $M_n(\alpha)$값은 다음과 같다.

$$M_n(\alpha) = \cos \alpha_n [\, 1 + (\, \tan \alpha_n \cdot \tan \phi) / F] \tag{5.2}$$

식(5.1)과 식(5.2)를 이용해서 가속도가 '0'인 경우, 즉 정적인 해석을 할 경우에는 식(5.1)의 k_h에 '0'을 대입하여 사용하면 된다.

식 (3.1)은 F가 식의 양변에 나타나 있으므로 시행착오법을 필요로 하나 수렴 속도는 매우 빠르다. 그림 5.7은 $M_n(\alpha)$를 계산하는 데 이용할 수 있다.

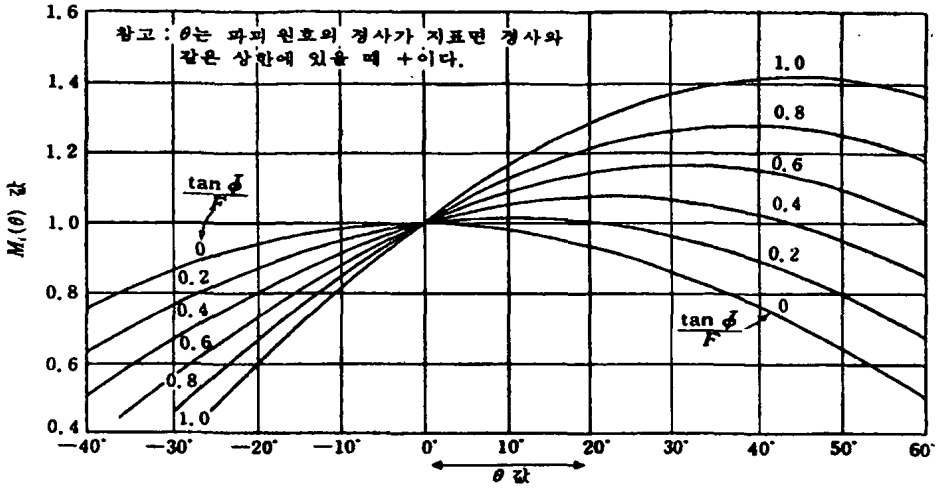


그림 5.7 $M_n(\alpha)$를 구하는 그래프

표 5.10 일반 절편법에 의한 해석결과(지반가속도 : 0 g)

절편	W_n (t)	α_n (deg)	$W_n \cos\alpha_n$ (t)	$W_n \sin\alpha_n$ (t)	u_n (t/m)	Δl_n (m)	U_n (t)	N_n (t)
1	1.22	64.9	0.52	1.11	0	1.82	0	0.52
2	3.23	59.1	1.66	2.77	0	1.50	0	1.66
3	4.85	54.1	2.84	3.93	0	1.32	0	2.84
4	5.38	50.0	3.46	4.12	0	1.05	0	3.46
5	6.67	46.3	4.61	4.82	0	1.07	0	4.61
6	7.03	42.7	5.17	4.76	0	1.00	0	5.17
7	7.27	39.3	5.63	4.60	0	0.95	0	5.63
8	7.42	36.0	6.00	4.36	0	0.91	0	6.00
9	7.47	32.9	6.28	4.06	0	0.88	0	6.28
10	7.45	29.9	6.46	3.71	0	0.85	0	6.46
11	7.36	26.9	6.56	3.33	0	0.83	0	6.56
12	7.20	24.1	6.57	2.94	0	0.81	0	6.57
13	0.96	22.5	0.89	0.37	0	0.11	0	0.89
14	7.05	20.9	6.59	2.52	0	0.80	0	6.59
15	6.74	18.1	6.41	2.10	0	0.79	0	6.41
16	6.37	15.4	6.14	1.69	0	0.78	0	6.14
17	5.93	12.7	5.79	1.30	0	0.77	0	5.79
18	5.45	10.0	5.36	0.95	0	0.76	0	5.36
19	4.91	7.4	4.87	0.63	0	0.76	0	4.87
20	4.31	4.7	4.30	0.36	0	0.75	0	4.30
21	3.67	2.1	3.67	0.13	0	0.75	0	3.67
22	2.97	-0.5	2.97	-0.03	0	0.75	0	2.97
23	2.22	-3.1	2.22	-0.12	0	0.75	0	2.22
24	1.72	-5.7	1.71	-0.17	0	0.73	0	1.71
25	1.59	-8.3	1.57	-0.23	0	0.73	0	1.57
26	1.41	-10.8	1.39	-0.26	0	0.74	0	1.39
27	1.19	-13.4	1.16	-0.28	0	0.74	0	1.16
28	0.92	-16.0	0.88	-0.25	0	0.75	0	0.88
29	0.59	-18.6	0.56	-0.19	0	0.76	0	0.56
30	0.21	-21.3	0.20	-0.08	0	0.78	0	0.20
계				52.94				

* 지침서 식(4.19)에 k_h= 0을 대입하면 안전율은 1.63으로 산정된다.

표 5.11 일반 절편법에 의한 해석결과(지반가속도 : 0.0825 g)

절편	W_n (t)	α_n (deg)	L_n (m)	$W_n \cos\alpha_n$ (t)	$W_n \sin\alpha_n$ (t)	u_n (t/m)	Δl_n (m)	U_n (t)	N_n (t)
1	1.22	64.9	9.09	0.52	1.11	0	1.82	0	0.52
2	3.23	59.1	9.67	1.66	2.77	0	1.50	0	1.66
3	4.85	54.1	10.35	2.84	3.93	0	1.32	0	2.84
4	5.38	50.0	10.88	3.46	4.12	0	1.05	0	3.46
5	6.67	46.3	11.36	4.61	4.82	0	1.07	0	4.61
6	7.03	42.7	11.98	5.17	4.76	0	1.00	0	5.17
7	7.27	39.3	12.72	5.63	4.60	0	0.95	0	5.63
8	7.42	36.0	13.25	6.00	4.36	0	0.91	0	6.00
9	7.47	32.9	13.77	6.28	4.06	0	0.88	0	6.28
10	7.45	29.9	14.35	6.46	3.71	0	0.85	0	6.46
11	7.36	26.9	14.79	6.56	3.33	0	0.83	0	6.56
12	7.20	24.1	15.41	6.57	2.94	0	0.81	0	6.57
13	0.96	22.5	15.63	0.89	0.37	0	0.11	0	0.89
14	7.05	20.9	16.04	6.59	2.52	0	0.80	0	6.59
15	6.74	18.1	16.36	6.41	2.10	0	0.79	0	6.41
16	6.37	15.4	16.88	6.14	1.69	0	0.78	0	6.14
17	5.93	12.7	17.20	5.79	1.30	0	0.77	0	5.79
18	5.45	10.0	17.62	5.36	0.95	0	0.76	0	5.36
19	4.91	7.4	17.94	4.87	0.63	0	0.76	0	4.87
20	4.31	4.7	18.31	4.30	0.36	0	0.75	0	4.30
21	3.67	2.1	18.63	3.67	0.13	0	0.75	0	3.67
22	2.97	-0.5	18.95	2.97	-0.03	0	0.75	0	2.97
23	2.22	-3.1	19.25	2.22	-0.12	0	0.75	0	2.22
24	1.72	-5.7	19.37	1.71	-0.17	0	0.73	0	1.71
25	1.59	-8.3	19.37	1.57	-0.23	0	0.73	0	1.57
26	1.41	-10.8	19.25	1.39	-0.26	0	0.74	0	1.39
27	1.19	-13.4	19.21	1.16	-0.28	0	0.74	0	1.16
28	0.92	-16.0	19.05	0.88	-0.25	0	0.75	0	0.88
29	0.59	-18.6	18.95	0.56	-0.19	0	0.76	0	0.56
30	0.21	-21.3	18.79	0.20	-0.08	0	0.78	0	0.20
계					52.94				

* 위의 계산에서 R = 16.39 m이며 지침서 식(4.19)에 k_h= 0.0825를 대입하면 안전율은 1.37로 산정된다.

표 5.12 Bishop 절편법에 의한 해석결과(지반가속도 : 0 g)

절편	(1) Δx_n (m)	(2) $c\,\Delta x_n$ (t)	(3) $u_n \Delta x_n$ (m)	(4) $W_n - u_n \Delta x_n$ (t)	(5) (4) $\tan\phi$ (t)	(6) (2)+(5) (t)	(7) M_n F=1.80	(7) M_n F=1.90	(8) (6) ÷ (7) F=1.80	(8) (6) ÷ (7) F=1.90
1	0.77	0.00	0.00	1.22	1.03	1.03	0.87	0.86	1.18	1.19
2	0.77	0.00	0.00	3.23	2.71	2.71	0.89	0.88	3.04	3.08
3	0.77	0.00	0.00	4.85	4.07	4.07	0.96	0.95	4.24	4.28
4	0.67	0.27	0.00	5.38	3.77	4.04	0.92	0.91	4.39	4.44
5	0.74	0.30	0.00	6.67	4.67	4.96	0.96	0.95	5.17	5.22
6	0.74	0.30	0.00	7.03	4.92	5.22	1.08	0.98	4.83	5.32
7	0.74	0.30	0.00	7.27	5.09	5.39	1.12	1.05	4.81	5.13
8	0.74	0.30	0.00	7.42	5.19	5.49	1.04	1.03	5.28	5.33
9	0.74	0.30	0.00	7.47	5.23	5.53	1.05	1.04	5.26	5.32
10	0.74	0.30	0.00	7.45	5.22	5.51	1.06	1.05	5.20	5.25
11	0.74	0.30	0.00	7.36	5.15	5.45	1.07	1.06	5.11	5.16
12	0.74	0.30	0.00	7.20	5.04	5.33	1.07	1.06	4.99	5.03
13	0.10	0.08	0.00	0.96	0.56	0.64	1.04	1.03	0.61	0.62
14	0.75	0.60	0.00	7.05	4.07	4.67	1.05	1.04	4.47	4.51
15	0.75	0.60	0.00	6.74	3.89	4.49	1.05	1.04	4.30	4.34
16	0.75	0.60	0.00	6.37	3.68	4.28	1.05	1.04	4.09	4.13
17	0.75	0.60	0.00	5.93	3.43	4.03	1.04	1.03	3.87	3.91
18	0.75	0.60	0.00	5.45	3.15	3.75	1.03	1.03	3.64	3.65
19	0.75	0.60	0.00	4.91	2.83	3.43	1.02	1.02	3.37	3.37
20	0.75	0.60	0.00	4.31	2.49	3.09	1.02	1.02	3.04	3.04
21	0.75	0.60	0.00	3.67	2.12	2.72	1.01	1.01	2.69	2.69
22	0.75	0.60	0.00	2.97	1.72	2.32	1.00	1.00	2.33	2.33
23	0.75	0.60	0.00	2.22	1.28	1.88	0.97	0.99	1.94	1.90
24	0.72	0.58	0.00	1.72	0.99	1.57	0.96	0.98	1.63	1.60
25	0.72	0.58	0.00	1.59	0.92	1.49	0.93	0.97	1.61	1.54
26	0.72	0.58	0.00	1.41	0.82	1.39	0.93	0.97	1.50	1.44
27	0.72	0.58	0.00	1.19	0.69	1.26	0.91	0.93	1.39	1.36
28	0.72	0.58	0.00	0.92	0.53	1.11	0.87	0.89	1.27	1.24
29	0.72	0.58	0.00	0.59	0.34	0.92	0.82	0.85	1.12	1.08
30	0.72	0.58	0.00	0.21	0.12	0.70	0.80	0.83	0.87	0.84
계									97.25	98.37

* 표 5.10에서 W_n과 u_n은 계산하였고 그림 5.7, 식(5.1)과 식(5.2)를 이용해서 안전율을 산정하는 과정은 아래와 같다.

F=1.80으로 가정한 경우, $F = \frac{97.25}{52.94} = 1.84$

F=1.90으로 가정한 경우, $F = \frac{98.37}{52.94} = 1.86$

F=1.85로 가정한 경우, F=1.85이 되어서 결과적으로 안전율은 1.85이다.

표 5.13 Bishop 절편법에 의한 해석결과(지반가속도 : 0.0825 g)

절편	(1) Δx_n (m)	(2) $c\Delta x_n$ (t)	(3) $u_n \Delta x_n$ (m)	(4) $W_n - u_n \Delta x_n$ (t)	(5) (4) $\tan\phi$ (t)	(6) (2)+(5) (t)	(7) M_n F=1.55	(7) M_n F=1.60	(8) (6) ÷ (7) F=1.55	(8) (6) ÷ (7) F=1.60
1	0.77	0.00	0.00	1.22	1.03	1.03	0.90	0.89	1.14	1.15
2	0.77	0.00	0.00	3.23	2.71	2.71	0.92	0.91	2.94	2.97
3	0.77	0.00	0.00	4.85	4.07	4.07	1.00	0.98	4.07	4.15
4	0.67	0.27	0.00	5.38	3.77	4.04	0.99	0.97	4.08	4.16
5	0.74	0.30	0.00	6.67	4.67	4.96	1.01	0.99	4.91	5.01
6	0.74	0.30	0.00	7.03	4.92	5.22	1.02	1.00	5.11	5.22
7	0.74	0.30	0.00	7.27	5.09	5.39	1.02	1.01	5.28	5.33
8	0.74	0.30	0.00	7.42	5.19	5.49	1.04	1.01	5.28	5.43
9	0.74	0.30	0.00	7.47	5.23	5.53	1.04	1.01	5.32	5.47
10	0.74	0.30	0.00	7.45	5.22	5.51	1.06	1.02	5.20	5.40
11	0.74	0.30	0.00	7.36	5.15	5.45	1.07	1.04	5.09	5.24
12	0.74	0.30	0.00	7.20	5.04	5.33	1.08	1.06	4.94	5.03
13	0.10	0.08	0.00	0.96	0.56	0.64	1.04	1.03	0.61	0.62
14	0.75	0.60	0.00	7.05	4.07	4.67	1.05	1.04	4.45	4.49
15	0.75	0.60	0.00	6.74	3.89	4.49	1.04	1.03	4.32	4.36
16	0.75	0.60	0.00	6.37	3.68	4.28	1.03	1.02	4.15	4.19
17	0.75	0.60	0.00	5.93	3.43	4.03	1.02	1.02	3.95	3.95
18	0.75	0.60	0.00	5.45	3.15	3.75	1.02	1.01	3.67	3.71
19	0.75	0.60	0.00	4.91	2.83	3.43	1.01	1.00	3.40	3.43
20	0.75	0.60	0.00	4.31	2.49	3.09	1.00	1.00	3.09	3.09
21	0.75	0.60	0.00	3.67	2.12	2.72	1.00	1.00	2.72	2.72
22	0.75	0.60	0.00	2.97	1.72	2.32	1.00	0.97	2.32	2.39
23	0.75	0.60	0.00	2.22	1.28	1.88	0.96	0.96	1.96	1.96
24	0.72	0.58	0.00	1.72	0.99	1.57	0.95	0.96	1.65	1.63
25	0.72	0.58	0.00	1.59	0.92	1.49	0.94	0.95	1.59	1.57
26	0.72	0.58	0.00	1.41	0.82	1.39	0.89	0.93	1.57	1.50
27	0.72	0.58	0.00	1.19	0.69	1.26	0.87	0.90	1.45	1.40
28	0.72	0.58	0.00	0.92	0.53	1.11	0.82	0.87	1.35	1.27
29	0.72	0.58	0.00	0.59	0.34	0.92	0.80	0.83	1.15	1.11
30	0.72	0.58	0.00	0.21	0.12	0.70	0.76	0.81	0.92	0.86
계									97.68	98.85

* 표 5.11을 이용 $W_n \sin\alpha_n$과 $k_h W_n (L_n / R)$은 계산하고 그림 5.7, 식(5.1)과 식(5.2)를 이용하고 식(5.1)에 k_h=0.0825($\sum_{n=1}^{p} k_n W_n (L_n / R)$=9.85)를 입력하여 안전율을 산정하는 과정은 아래와 같다.

F=1.55로 가정한 경우, $F = \dfrac{97.68}{52.94 + 9.85}$ = 1.56

F=1.60으로 가정한 경우, $F = \dfrac{98.85}{52.94 + 9.85}$ = 1.58

F=1.57로 가정한 경우, F= 1.57이 되어서 결과적으로 안전율은 1.57이다.

표 5.14 지반가속도와 해석 방법에 따른 안전율

해석 방법 / 지반가속도	일반적인 절편법	Bishop 절편법
0 g	1.63	1.85
0.0825 g	1.37	1.57

해석 결과는 일반적인 절편법과 Bishop의 절편법에서 모두 안전율이 1.1을 넘어 내진 2등급 설계기준에 대하여 모두 안전하다는 것을 보여준다. 일반적으로 Bishop의 결과가 더 엄밀한 해석결과를 나타낸다. 등가정적 지진 해석은 각 토체의 무게중심에 지반가속도로 인해 발생하는 수평력을 추가하여 해석을 한다.

그림 5.8은 파괴양상의 예로서 0.0825 g의 지진가속도가 작용할 때 Bishop 절편법으로 해석하였을 경우의 최소안전율을 갖는 가상활동면을 나타낸다.

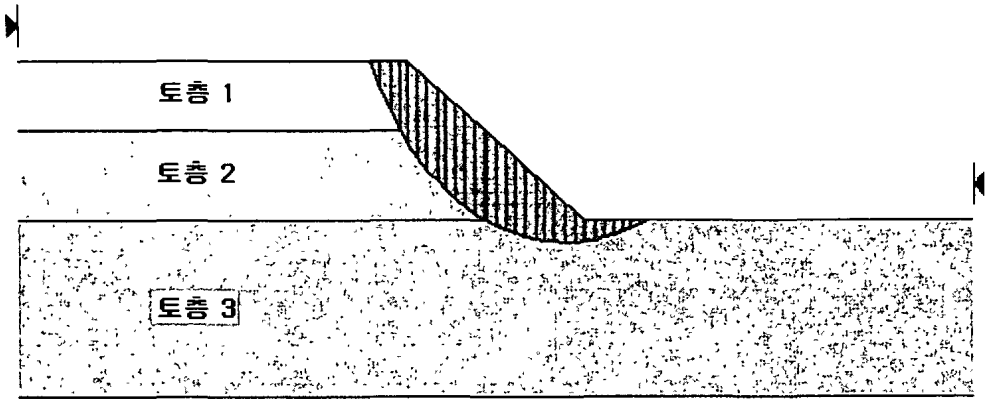


그림 5.8 파괴면의 형태

5.2.2 Newmark 슬라이딩 블록(Sliding Block) 해석법 : 2등급 붕괴방지수준

Newmark의 슬라이딩 블록 해석법에서는 상대변위의 특성을 고려하여 여러 지진운동에 의해 생긴 영구 변형을 구하기 위해 지침서의 식 (4.19)를 이용하였다. 식 (4.19)에서 v_{max}는 지반응답 해석 프로그램을 통해서 구하거나 설계지반가속도로서 a_{max}가 주어졌을 때 지침서의 표 4.1을 통해서 v_{max}를 간접적으로 얻을 수 있다. 여기서는 이 두 가지 방법에 대해 모두 적용하였다.

(1) 설계지반가속도로부터 v_{max}를 얻는 경우

해석에 사용된 지층은 암반 위의 두께 19 m의 포화된 사질토층으로 가정하였고 지침서 표 4.1에서 Stiff Soils (< 200 ft)인 경우에 해당된다고 볼 수 있다.

그러므로, $v_{\max} / a_{\max} = 0.112$ sec이다. 또한, 설계지반가속도 $a_{\max}$ = 0.11 × 1.5 = 0.165 g이고 a_y= 0.36 g 이므로

$$v_{\max} = a_{\max} \times 0.112 \sec = 0.165\, g \times 0.112 \sec$$

$$= 0.165 \times 981\, cm/\sec^2 \times 0.112 \sec = 18.13\, cm/s$$

그러므로, $d_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{2a_y} \times \frac{a_{\max}}{a_y} = \frac{18.13^2}{2 \times 0.36 \times 981} \times \frac{0.165}{0.36} = 0.21\, cm$

변형량이 작은 것은 항복가속도(0.36 g)가 작용가속도(0.165 g)보다 훨씬 크기 때문이다.

a_y에 대한 설명은 지침서 4.3.2절의 (2)에 명시되어 있으며 본 계산에 사용된 a_y는 3.2.1절의 해석방법 중 일반적인 절편법을 사용하여 지진하중이 작용할 때 안전율을 계산하는 방법과 같은 절차를 따르되 k_h를 변화시키면서 최소안전율이 '1'이 될 때의 k_h를 찾아 k_h에 중력가속도, g를 곱하여 구하였다.

(2) 지반응답해석으로부터 v_{max}를 얻는 경우

해석에 사용된 지층은 암반위의 두께 19 m의 포화된 사질토층으로 가정된 물성치는 표 5.15에 나타내었으며, 그림 5.9에 깊이에 따른 지반 물성치를 나타내었다.

사질토층과 암반의 변형률에 따른 전단탄성계수비와 감쇠비 변화값들은 Seed and Idriss가 제안한 값들을 해석에 사용하였으며, 그림 5.10, 그림 5.11, 그림 5.12과 그림 5.13에 나타내었다.

지반응답해석시 단주기, 장주기의 대표적인 지진파를 포함하여 3개이상의 지진파에 대한 응답을 확인해야 하므로 입력 지진파로 단주기인 Ofunato 지진파, 장주기인 Hachinohe 지진파, 그리고 중간 정도의 주기를 가지는 El centro 지진파를 사용하였으며, 최대가속도는 입력지반가속도인 0.11 g로 조정하여 입력하였다.

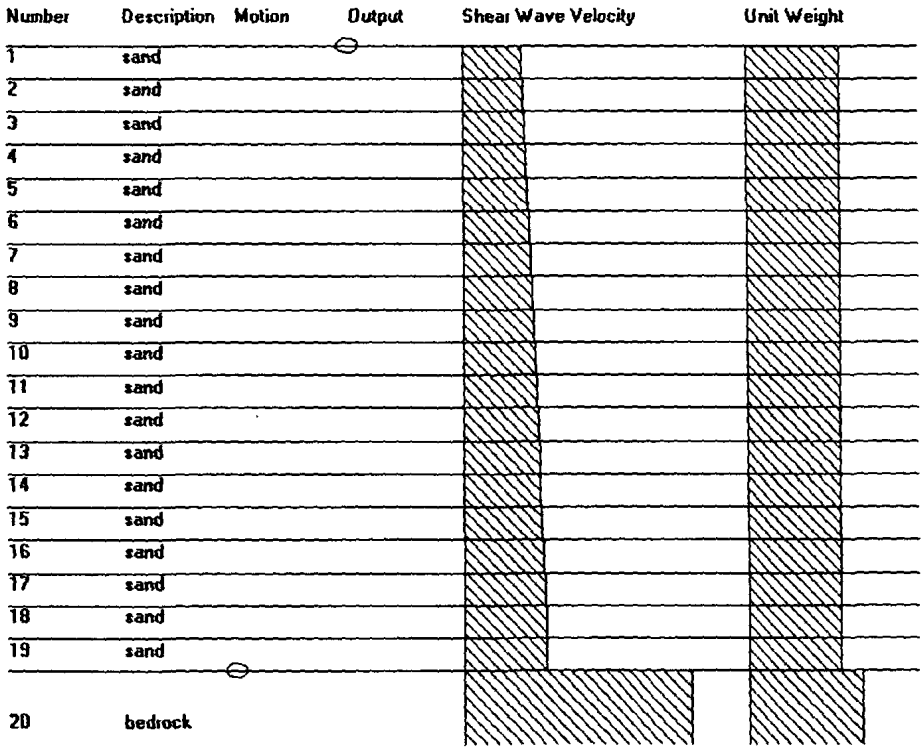


그림 5.9 깊이별 지반 물성치

표 5.15 지층의 물성치

구분 / 물성치	단위중량 (× 10 kN/m³)	최대전단탄성계수 (*Mpa*)
사질토층 1	1.77	180
사질토층 2	1.77	190
사질토층 3	1.77	200
사질토층 4	1.77	210
사질토층 5	1.86	220
사질토층 6	1.86	230
사질토층 7	1.86	240
사질토층 8	1.86	250
사질토층 9	1.86	260
사질토층 10	1.96	270
사질토층 11	1.96	280
사질토층 12	1.96	290
사질토층 13	1.96	300
사질토층 14	1.96	310
사질토층 15	1.96	320
사질토층 16	1.96	330
사질토층 17	1.96	340
사질토층 18	1.96	350
사질토층 19	1.96	360
암반층	2.20	3330.8

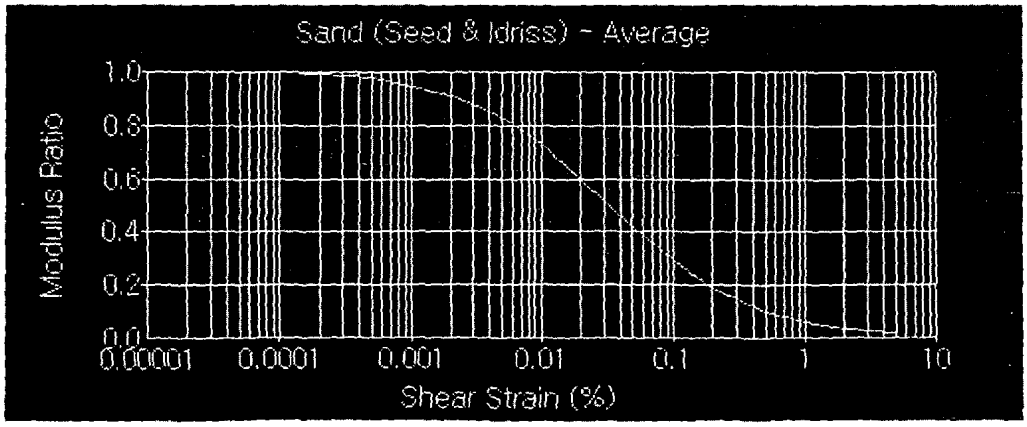


그림 5.10 Sand의 변형률에 따른 전단탄성계수비

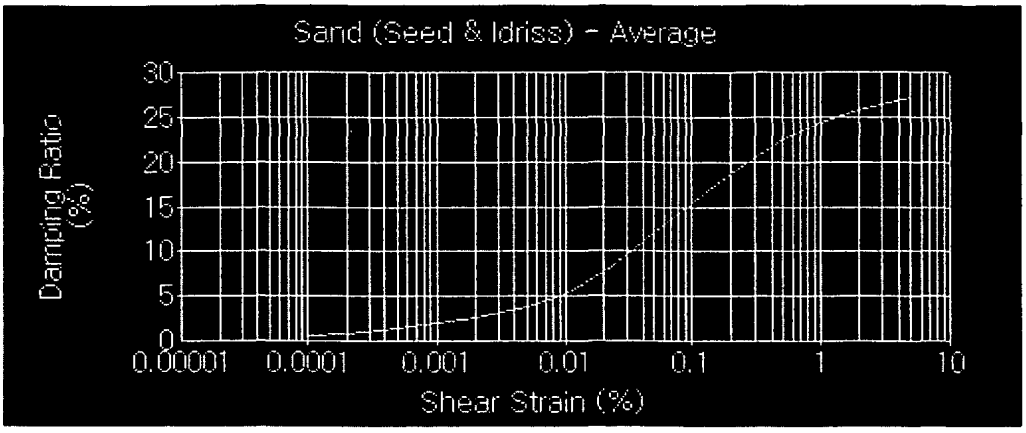


그림 5.11 Sand의 변형률에 따른 감쇠비

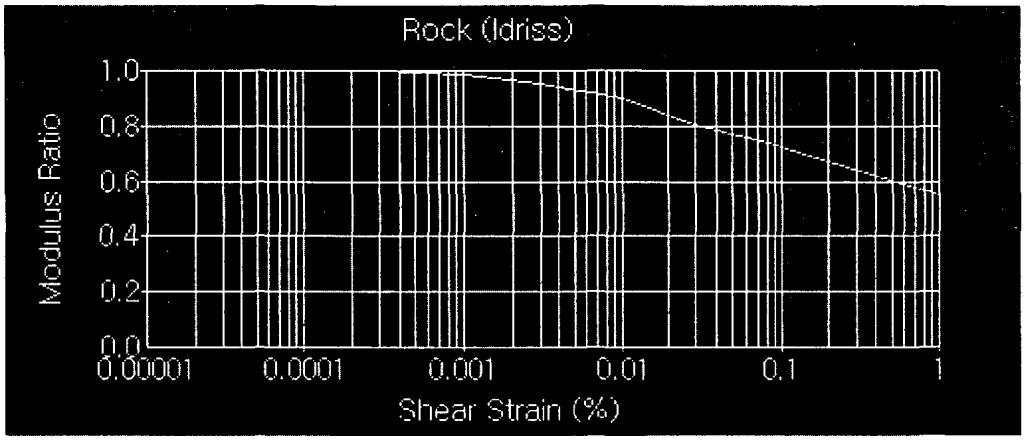


그림 5.12 Rock의 변형률에 따른 전단탄성계수비

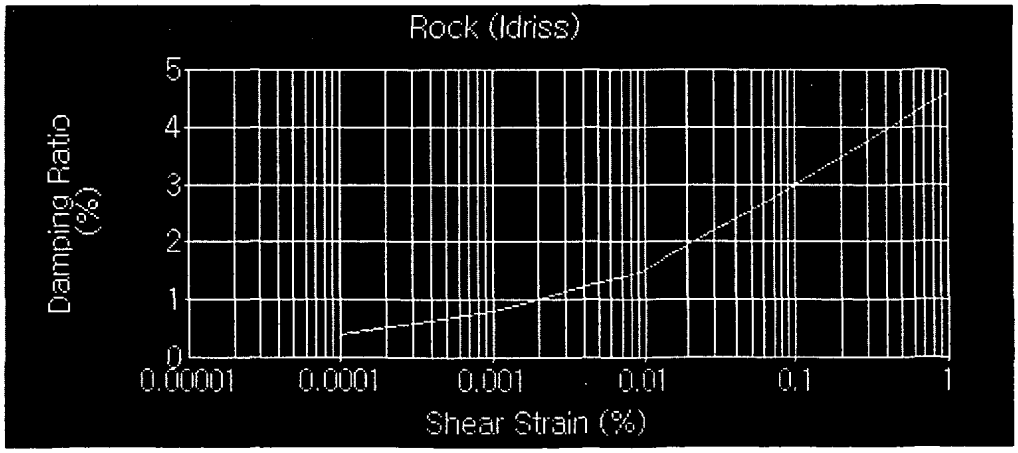


그림 5.13 Rock의 변형률에 따른 감쇠비

(a) El centro 지진파를 입력파로 사용한 경우(중간주기)

그림 5.14에 입력지진의 시간이력곡선을 나타내었다.

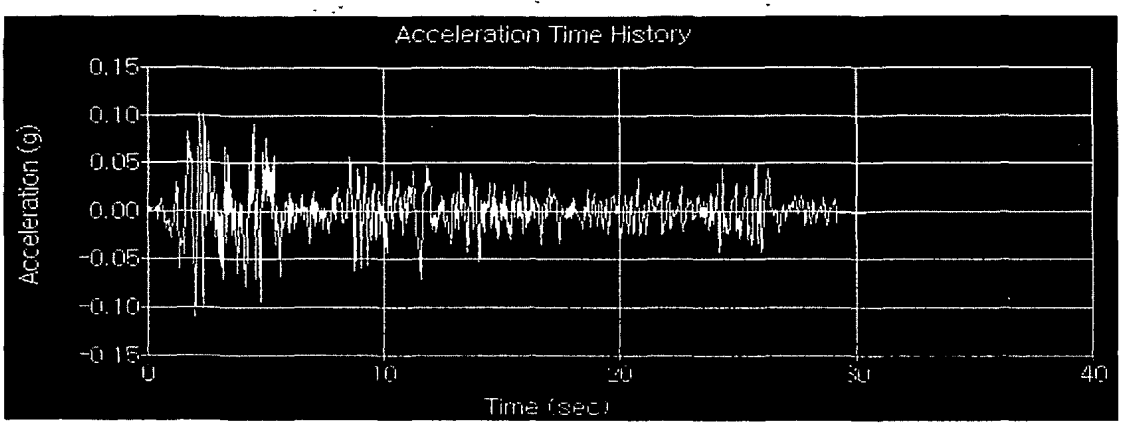


그림 5.14 El centro 지진파의 시간이력곡선

Proshake 프로그램으로 지진응답해석을 수행하여 지표에서의 최대가속도, 최대속도를 표 5.16에 나타내었다. 그리고 지표에서의 가속도 이력 곡선과 속도 이력 곡선도 그림 5.15, 그림 5.16에 나타내었다.

표 5.16 지반 응답 해석 결과(El centro 지진파 입력시)

최대가속도 (g)	0.23
최대속도 (cm/sec)	14.11

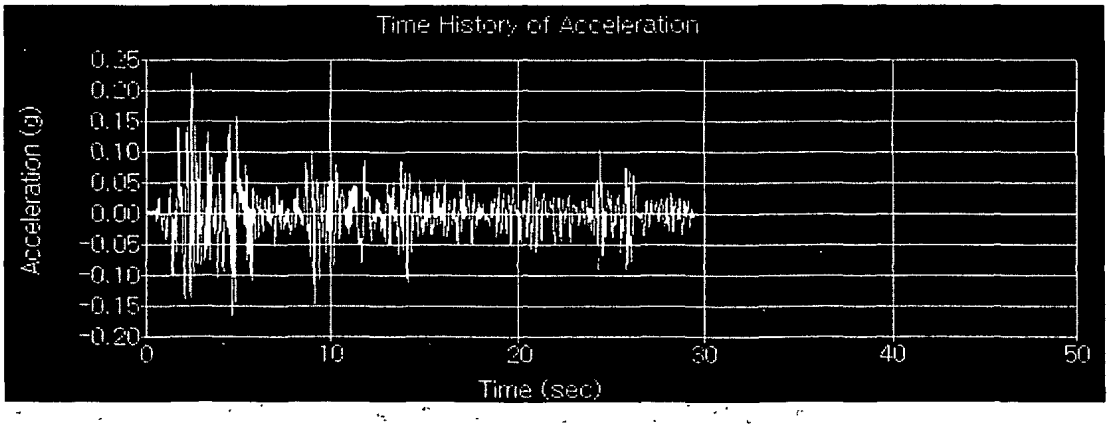


그림 5.15 El centro 지진파로 인한 지표면에서의 가속도 이력 곡선

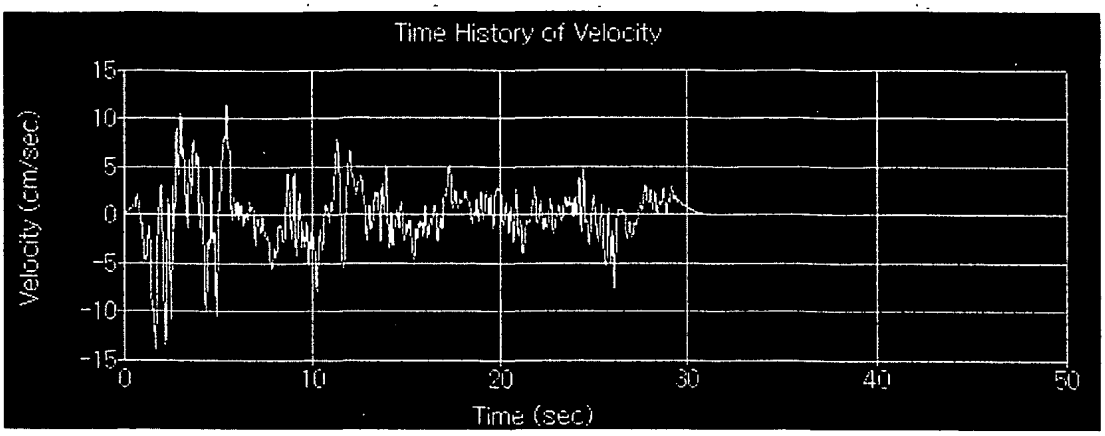


그림 5.16 El centro 지진파로 인한 지표면에서의 속도 이력 곡선

성토사면내에 강도감소가 크지 않은 경우, 즉 전단강도가 15% 이내로 감소하는 경우에는 간단히 다음의 식으로 변형량을 예측할 수 있다. 등가정적해석예에서 Bishop의 해석법으로 항복가속도를 구하면 약 0.36 g이고 영구변형량은 아래식으로 구한다.

$$d_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{2a_y}\ \frac{a_{\max}}{a_y} = \frac{14.11^2}{2\times 0.36\times 981}\ \frac{0.23}{0.36} \approx 0.18\ cm$$

변형량이 작은 것은 항복가속도(0.36 g)가 작용가속도(0.23 g)보다 훨씬 크기 때문이다.

(b) Hachinohe 지진파를 입력파로 사용한 경우(장주기)

그림 3.17에 입력지진의 시간이력곡선을 나타내었다.

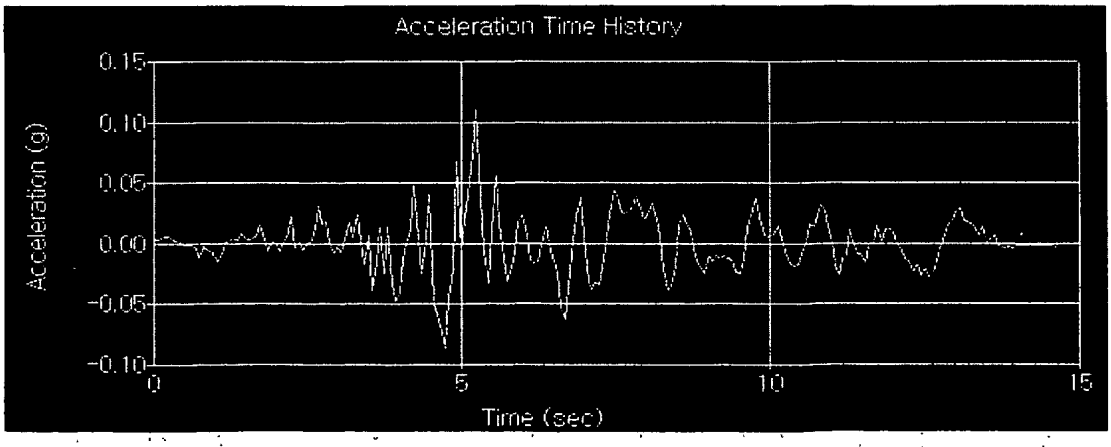


그림 5.17 Hachinohe 지진파의 시간이력곡선

Proshake 프로그램으로 지진응답해석을 수행하여 지표에서의 최대가속도, 최대속도를 표 5.17에 나타내었다. 그리고 지표에서의 가속도 이력 곡선과 속도 이력 곡선도 그림 5.18, 그림 5.19에 나타내었다.

표 5.17 지반 응답 해석 결과(Hachinohe 지진파 입력시)

최대가속도 (g)	0.15
최대속도 (cm/sec)	18.96

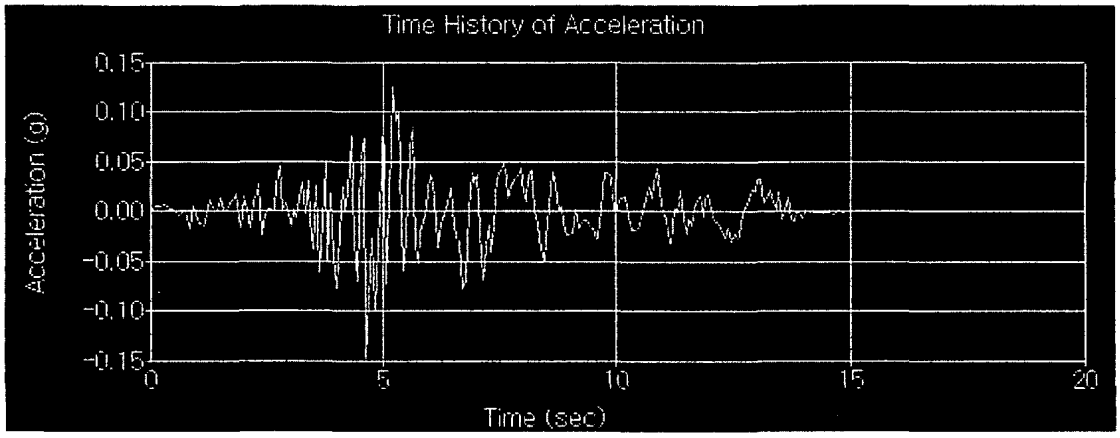


그림 5.18 Hachinohe 지진파로 인한 지표면에서의 가속도 이력 곡선

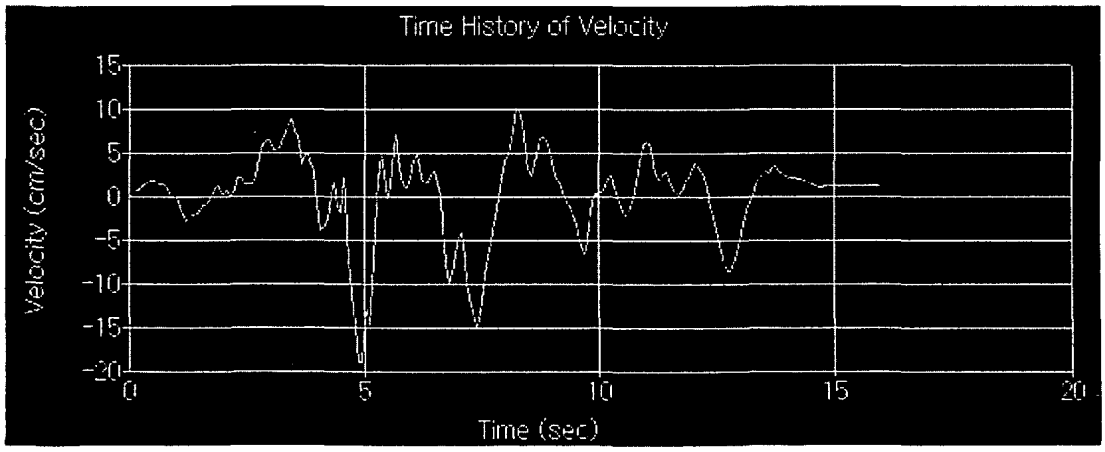


그림 5.19 Hachinohe 지진파로 인한 지표면에서의 속도 이력 곡선

성토사면내에 강도감소가 크지 않은 경우, 즉 전단강도가 15% 이내로 감소하는 경우에는 간단히 다음의 식으로 변형량을 예측할 수 있다. 등가정적해석예에서 Bishop의 해석법으로 항복가속도를 구하면 약 0.36 g이고 영구변형량은 아래식으로 구한다.

$$d_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{2a_y}\frac{a_{\max}}{a_y} = \frac{18.96^2}{2\times 0.36\times 981}\frac{0.15}{0.36} \approx 0.21\ cm$$

변형량이 작은 것은 항복가속도(0.36 g)가 작용가속도(0.15 g)보다 훨씬 크기 때문이다.

(c) Ofunato 지진파를 입력파로 사용한 경우(단주기)

그림 5.20에 입력지진의 시간이력곡선을 나타내었다.

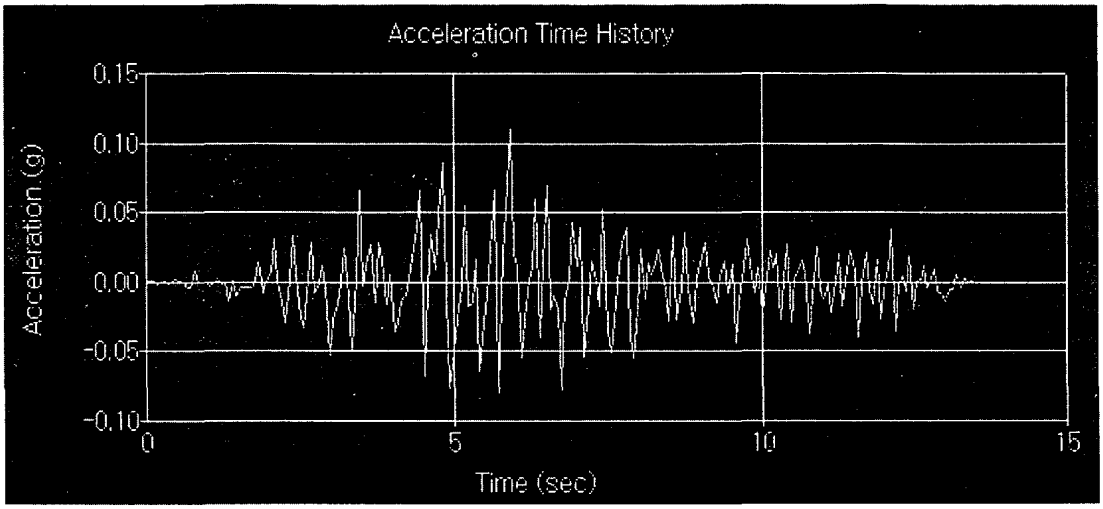


그림 5.20 Ofunato 지진파의 시간이력곡선

Proshake 프로그램으로 지진응답해석을 수행하여 지표에서의 최대가속도, 최대속도를 표 5.18에 나타내었다. 그리고 지표에서의 가속도 이력 곡선과 속도 이력 곡선도 그림 5.21, 그림 5.22에 나타내었다.

표 5.18 지반 응답 해석 결과(Ofunato 지진파 입력시) $cm/\sec$

최대가속도 (g)	0.18
최대속도 ($cm/\sec$)	11.25

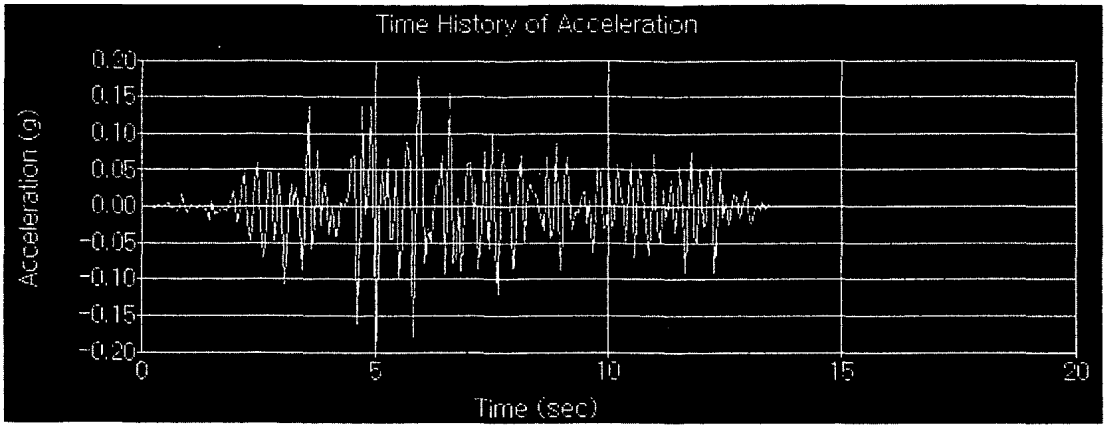


그림 5.21 Ofunato 지진파로 인한 지표면에서의 가속도 이력 곡선

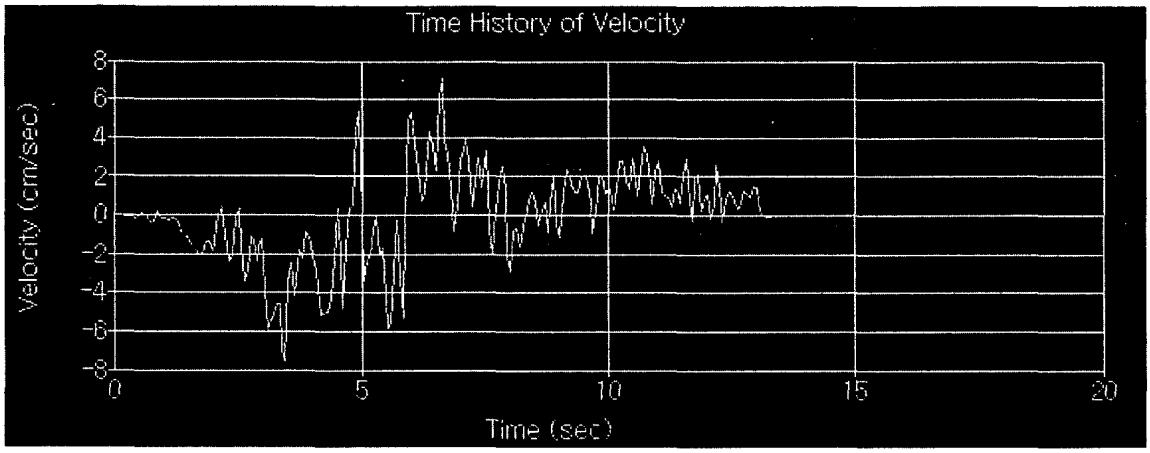


그림 5.22 Ofunato 지진파로 인한 지표면에서의 속도 이력 곡선

성토사면내에 강도감소가 크지 않은 경우, 즉 전단강도가 15% 이내로 감소하는 경우에는 간단히 다음의 식으로 변형량을 예측할 수 있다. 등가정적해석에서 Bishop의 해석법으로 항복가속도를 구하면 약 0.36 g이고 영구변형량은 아래식으로 구한다.

$$d_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{2a_y}\frac{a_{\max}}{a_y} = \frac{11.25^2}{2\times 0.36\times 981}\frac{0.18}{0.36} \approx 0.09\ cm$$

변형량이 작은 것은 항복가속도(0.36 g)가 작용가속도(0.18 g)보다 훨씬 크기 때문이다.


용어정리

용 어 정 리

기반면

기반면은 지진시 설계지반운동을 결정하기 위한 기준면을 의미하며 내진설계시에는 이러한 기준면의 위치를 확인하는 것이 중요하다. 국내의 상위개념 내진설계기준에 의하면 설계지반운동의 기준면은 전단파속도를 기준으로 760~1500 m/s 범위의 보통암 지반이며 표준관입시험의 N 값으로부터의 결정은 어렵다고 기술되어 있다.

감쇠비

진동 또는 파에너지는 시간이나 거리에 따라 진폭이 감소하거나 에너지가 손실되는데 이를 감쇠라 하고, 파동방정식에서 한계 감쇠에 대한 실제 감쇠의 비를 감쇠비라 한다. 감쇠비가 1 이상인 것을 과잉감쇠진동계라 하며 이 때에는 파동방정식의 해의 부호가 바뀌지 않으므로 진동하지 않는다. 전단변형률과 감쇠비는 비례하며 모래가 점토보다 감쇠비가 대략1.2~1.5배 정도 크다고 알려져 있다.

다일러턴시

모래와 실트가 점토와 구분되는 고유한 특성으로써, 포화된 모래에서 압밀 비배수 전단 시험시 전단이 진행됨에 따라 입자사이의 간극의 변화가 생겨 부피가 증가 또는 감소하는 현상을 말한다. 조밀한 모래에서는 전단이 진행됨에 따라 토체의 부피가 증가하며 이때 흙의 간극으로 물이 흡수되어야 하지만 비배수 조건이므로 부의 간극수압이 발생한다. 느슨한 모래에서는 입자가 용이하게 위치를 바꿀 수 있으므로 토체의 부피가 감소하며 양의 간극수압이 발생한다.

등가선형해석

지반의 비선형성을 고려하는 선형해석기법으로써, 진동하중을 받는 토체의 비선형적인 응력-변형률 거동은 등가선형 물성치를 이용하여 근사적으로 표현할 수 있다는 점에 근거를 두고 있다. 즉 근사적인 전단탄성계수와 감쇠비를 이용하고, 시간에 따라 실제로는 매우 불규칙하게 변화하는 지반변형률을 경험적으로 최대변형률의 65%정도로 정규화시킨 전단변형률을 이용하는 해석방법이다. 흙의 강성도의 변화를 고려하는 해석에는 사용할 수 없으며, 이 방법을 1차원 다층 지반응답해석에 적용시킨 대표적인 상용 프로그램으로는 SHAKE91이 있다.

라이프라인

라이프라인은 물, 연료, 에너지, 정보, 그 밖에 인간생활에 필요한 생산물 및 배출물을 전달하는 역할을 수행하는 시설물을 총칭한다. 이와 같은 기능을 수행하는 시설물은 전력시설, 가스시설, 송유시설, 통신시설, 상·하수도시설, 교통시설, 항만, 공

항 등이 있으며 인간생활에 필수적인 시설물이다. 넓은 범위로는 병원 등과 같은 인간의 생명을 다루는 시설물도 여기에 포함된다. 최근 들어 라이프라인이 관심사가 되는 이유는 거대한 도시화로 인하여 구조물의 종류가 많아지고 규모가 거대해졌으며 최근에 미국이나 일본에서 발생한 지진이 라이프라인 구조물에 대규모 피해를 입히는 경우가 자주 발생하였기 때문이다.

사운딩

로드(Rod) 선단에 설치한 저항체를 땅 속에 삽입하여 관입·회전·인발 등의 저항을 이용하여 토층의 성상을 탐사하는 원위치 시험을 말한다. 주로 점성토 지반에 사용되는 정적인 시험(화란식 원추 관입시험기, 베인 전단시험기, 스웨덴식 관입시험기 등)과 주로 사질토 지반에 사용되는 동적인 시험(동적 원추 관입시험기, 표준관입시험기)으로 구분된다.

설계응답속도

실제로 내진설계에 사용되는 응답속도이며, 속도응답스펙트럼 상에서 지반의 특성치에 따라 구해진 스펙트럼속도를 설계응답속도로 정의할 수 있다.

설계응답스펙트럼

구조물의 동적 특성을 반영한 설계를 하기 위하여 사용되는 주기와 스펙트럼가속도 간의 함수이다. 지진계수 Ca 와 Cv 로부터 구하며 각각의 재현주기와 지진위험도에 따라 하나의 응답스펙트럼을 갖는다.

속도응답스펙트럼

응답스펙트럼을 속도에 대한 함수로 표현한 것이며, 상위개념에서 제시하고 있는 설계응답스펙트럼은 가속도에 대한 함수이므로 이를 속도에 대한 함수로 바꾸어 표현한 것이 속도응답스펙트럼이다.

스펙트럼속도

속도응답스펙트럼 상에서의 주기별 속도를 의미한다.

시간영역해석

실제의 지진기록 또는 인공합성된 지진기록을 이용하여 지진의 지속시간에 따라 구조물의 동적응답을 구하는 해석법이다.

액상화

느슨한 포화사질토가 비배수 상태에서 지진과 같은 급격한 진동하중을 받을 때, 과잉간극수압이 발생함과 동시에 입자 사이의 접촉점들이 사라지면서 유효응력이 순

간적으로 감소하여 지반은 전단저항력을 잃게 되어 포화사질토의 단위중량을 가지는 액체와 같이 거동하게 되는 현상을 말한다. 이로 인하여 지반침하, 유동파괴, Cyclic Mobility 등 많은 문제점을 야기하게 되므로 현재 매립지반의 내진설계시 우선적으로 고려하여야 하는 사항이다.

원호파괴

사면 해석시 파괴면을 원호로 가정하게 되는데 이러한 가정된 원호 모양의 파괴를 원호파괴라 한다.

위험도계수 I

재현주기에 따라 달라지는 값으로 지진계수는 위험도계수와 지진구역계수에 따라 결정된다. 지진구역계수는 500년 빈도의 지진에 대한 기준이므로 등급과 성능수준에 따라 재현주기가 변하는 것을 고려하기 위해 곱하여지는 factor 이다.

인공지진

설계응답스펙트럼과 잘 부합되는 지진의 특성을 반영하기 위해 인공적으로 합성한 지진을 말한다. 실제의 지진기록은 대부분이 응답스펙트럼을 정확하게 반영하지 못한다. 즉 장주기 성분과 단주기 성분을 모두 만족하는 경우가 드물다. 따라서 정확한 동적해석을 위해서 인공지진을 합성하여 설계에 반영할 필요가 있다. 인공지진 합성시 중요한 요소로는 최대지진가속도, 강진지속시간, 지진 지속시간 및 진도포락함수 등이 있다.

전단파속도

전단파, 즉 S파는 매질의 체적변형 없이 전단변형만을 일으키며 매질입자의 운동방향은 파의 전파방향과 수직을 이룬다. 전단파는 매질입자의 운동방향이 전파면에 수직인 SV파와 전파면에 평행인 SH파로 나눌 수 있다. S파의 속도, V_s는 매질의 전단탄성계수와 밀도에 의해 결정된다.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

여기서, $G = \frac{E}{2(1+2\nu)}$ = 전단탄성계수

전단탄성계수 (G)

지반의 동적하중에 대한 강성도를 나타내는 상수로써, 공진주시험, 진동삼축시험, 비틂전단시험 등의 실내시험 또는 크로스홀 시험, 다운홀 시험, SASW시험 등의 현장시험으로부터 구한다. 전단응력과 전단변형률과의 관계 그래프의 기울기는 흙의 강성도에 따라 달라지고 그 그래프상의 임의의 점에서의 접선을 G_{tan}라 하고 그래

프의 전체 형상을 고려하여 전단변형률에 대한 전단응력의 비를 구한 것을 G_{sec}라 한다.

절편법에 의한 사면 안정

마찰원법으로 사면 안정 해석을 하게 되면 도해법이나 시행착오법을 이용해야 한다. 이러한 이유로 비균질 토층의 사면 안정 해석에는 절편법이 주로 사용된다. 절편법의 근간을 이루는 개념은 파괴면 위의 한 점에 작용하는 수직응력은 그 점 위에 있는 흙 무게에 의하여 주로 영향을 받는다는 것이다. 이 방법에서는 파괴토체를 일련의 수직절편으로 나누어, 이 절편들에서 그들 각각의 평형을 고려하여 사면의 안정을 평가하는 방법이다.

지반-구조물 상호작용

지진과 같은 외부 진동하중에 의해 발생된 탄성파는 지반을 통하여 지상 및 지중구조물에 도달하게 된다. 지반을 통하여 전달된 탄성파는 대상 구조물에 도달하면서 구조물의 동적응답에 영향을 미치며 구조물의 동적응답은 다시 주변지반에 영향을 미치게 되어 그 양상이 복잡하게 된다. 지반-구조물 상호작용 해석법은 서브 스트럭쳐(sub-structure)법과 직접법이 있다.

지오폰과 가속도계

지오폰이란 지진탐측시 음파의 도달을 측정하기 위해 지중이나 수중에 설치하는 기계이다. 지진을 감지하기 위해 AD 136년 일본에서 처음으로 지오폰의 개념을 가진 기구를 사용했다고 한다. 가속도계는 캔틸레버 형태의 막대 끝에 질량체를 부착하고 외부로부터 가속이 가해질 경우 구부러질 수 있게 되어있어 이 구부러진 정도를 측정함으로써 가속도를 구할 수 있는 기계이다.

지중구조물의 내진설계

지중구조물은 지반의 운동과 밀접한 관련이 있다. 지상구조물은 관성력을 고려하여 설계를 하지만 지중구조물은 주변의 지반보다 가벼운 경우가 대부분이므로 관성력보다는 지반의 운동에 의해 거동이 지배된다. 지진시 지반의 운동은 크게 지진파의 전달, 액상화, 단층, 산사태 등이 있다. 현재까지 미국과 일본에서 일반적으로 적용해온 설계법은 지진파의 전달을 고려하여 설계하는 방법이다. 특히 일본에서는 응답변위법을 사용하여 대부분의 지중구조물에 이 설계법을 적용하고 있다.

액상화, 단층, 산사태는 영구지반변형이라 부르며 단층의 경우 미국에서 설계법이 제시되어 있으며, 액상화에 대해서는 최근 미국과 일본 등에서 설계에 적용하려는 노력이 진행중이며, 특히 일본은 고베지진 이후에 액상화에 대한 관심이 고조되어 이를 설계에 적용하려는 노력이 활발하게 진행중에 있다.

지진구역

평균재현주기별 지진재해도를 각 행정단위별로 시설물에 효과적으로 적용하기 위해서 지역별 지반진동의 정도에 따라서 우리나라의 경기도와 강원도 남쪽을 두 개의 지진구역으로 설정한다. I 구역은 서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 경기, 강원남부, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남 북동부가 해당되고, II구역은 강원북부, 전남 남서부, 제주가 해당된다.

지진구역계수 : Z

재현주기에 따라 지진의 크기를 각 구역별로 나타낸 계수이다. I 구역에서는 0.11, II구역에서는 0.07이다. 우리나라에서의 지진구역계수는 500년 재현주기에 해당하는 지진가속도로 결정된다.

지진규모(Earthquake Magnitude)

지진의 크기가 지진계로부터 객관적으로 측정되는 정량적인 수치로써, 관측된 지진피해로부터 정성적으로 산출되는 지진강도(Earthquake Intensity)와는 다르다. 지진규모 산출법으로는 리히터규모에 의한 방법, 표면파 크기로부터 산출하는 방법 및 체적파 크기로부터 산출하는 방법 등이 있으며 이중 가장 많이 쓰이는 지표는 리히터 규모이다. 진폭, 진앙거리, 진원깊이 등을 종합적으로 고려해서 산정한다.

지진계수 : Ca, Cv

응답스펙트럼을 결정함에 있어서 구해지는 계수로서 Ca 는 지진의 가속도와 관련된 계수이고 Cv는 지진의 속도와 관련된 계수이다.

지진응답해석

설계 대상지역에 설계지반운동수준은 보통암 지반의 지표면 자유장을 기준으로 지진재해도상에 정의되어 있다. 그러나 해석하고자 하는 부지의 조건이 지진재해도와 같은 보통암 지반의 지표면 자유장이 아닌 경우, 지반조건이 다르므로 지진재해도상에 정의된 설계지반운동수준을 그 부지에 적용할 수 없게 된다. 따라서 암반에서의 지진운동의 감쇠를 무시한다면, 암반 노두운동이 해석지반의 기반암에 도달한다고 보고 기반암과 지표 사이의 지진운동의 해석을 하여야 하는데 이를 지진응답해석이라 한다.

지진재해도

한반도에서 각각 5, 10, 20, 50, 100, 250, 500 년 동안 초과확률 10%에 해당하는 가속도를 등치선의 형태로 나타낸 것

지진증폭현상

전단파 속도, 토체의 종류 등 여러 가지 지반조건들에 의하여 지진파가 증폭되는 현상을 말한다. 연약한 점토지반이나 매립지반에서는 낮은 주파수 영역에서 지진파의 증폭현상이 두드러지게 나타나고, 강성도가 높은 지반에서는 높은 주파수 영역에서 증폭현상이 두드러지게 나타난다. 또한 기반암의 강도가 큰 지반에서의 지진은 기반암이 연암인 지반보다 대략 50%정도 더 증폭된다고 알려져 있다.

지진지반운동

지진시 지반의 운동은 동적인 자연현상으로 운동의 세기, 주파수 내용 및 지속시간의 세 가지 측면에서 그 특성을 정의 할 수 있다. 이러한 지반운동의 특성을 정량적으로 표현하는 방법은 시간이력, 응답스펙트럼, 지반운동의 최대값 등이 있다. 시간이력은 지반운동의 특성인 세기, 주파수 내용 및 지속시간을 나타낼 수 있으며 응답스펙트럼은 지반운동의 세기, 주파수 내용을 표현하나 지속시간은 알 수 없다.

진동대시험

다양한 크기의 시험체를 상자(진동대)안에 넣은 후 수압펌프에 의해 직접 그 상자를 진동시켜 액상화, 액상화 후의 흙의 거동, 기초의 응답 및 수평토압 등에 대한 연구를 수행하기 위한 시험이다. 충분히 큰 진동대를 사용한다면 작은 스케일로 모델을 바꿀 필요 없이 실제의 모델을 그대로 사용할 수 있고 현장의 상황에 근접한 시험을 수행할 수 있는 장점이 있으나 깊은 심도에서의 응력상태를 구현해낼 수 없는 단점이 있어, 이와 같은 경우 Hettler와 Gudehus(1995) 혹은 Iai(1989)가 제안한 수정법을 이용해야 한다.

최대유효지반가속도

지진가속도는 최대지반가속도와 최대유효지반가속도가 있는데 최대유효지반가속도는 구조물에 실질적인 영향을 주지 않는 진동수가 높은 가속도 성분을 제외한 가속도 성분이다. 일반적으로 최대유효지반가속도는 최대지반가속도보다 작으며 설계에 적용할 때에는 최대유효지반가속도를 적용하는 것이 합리적이다.

풍화도

풍화란 암석이 새로운 물리·화학적 환경에서 안정화되기 위해 부서지고 변화되는 과정을 말한다. 일반적으로 암석은 높은 압력과 온도의 물과 공기의 접촉이 없는 환경에서 생성되기 때문에 생성 이후의 낮은 온도와 낮은 압력의 환경에서 공기 또는 물과 접촉되면서 풍화가 발생한다. 현실적으로 우리가 현장에서 접하는 암이나 토사는 완전히 신선한 상태의 암이 아니라 어느 정도 풍화가 진행중인 상태이다. 어떤 암이 어느 정도로 풍화가 되었는지를 나타내는 것이 풍화도이다. 국제 지질학회에서는 기존의 풍화도 분류법(Moye, 1955; Duchaufour, 1962)을 도입하여 풍화 정

도를 기준으로 신선암에서 풍화가 완전히 진행된 풍화잔류토까지를 6가지 등급으로 분류하였다. 이 분류 방법에서는 풍화가 되어 모암의 구조가 사라지고 완전히 토사로 변질된 RS 등급뿐만 아니라 풍화가 많이 진행되었지만 암의 구조가 남아 있는 HW 등급과 CW 등급을 풍화토의 범주에 속한다고 하였다.

항복 가속도 (yield acceleration, a_y)

구조물을 불안정한 상태로 만드는데 필요한 최소 가속도, $a_y = k_h g$

Boiling 현상

세립질의 모래지반이나 실트질 지반에서 표면보다 주위의 지하수위가 높아져서 표면의 흙입자가 지하수와 더불어 분출하면서 마치 물이 끓는 상태와 같이 되는 현상을 말한다. 작은 구멍형태로 시작하여 파이핑 현상과 같이 급격한 속도로 일어나나 오래 지속되지는 않는다.

Modified Mercalli(MM) 진도

MM진도는 지진의 진도를 나타내는 기준으로 지진의 진도를 12단계로 나누고 각 단계에 해당하는 현상으로서 진도를 판단할 수 있는 방법이다. 지진의 진도를 나타내는 여러 가지 방법들 중 가장 널리 쓰이고 있다.

P파와 S파

P파는 압축파 또는 Primary Wave라고도 하며, S파는 전단파 또는 Secondary Wave라고도 한다. P파는 파의 진행방향을 따라 압축·인장변형을 유발하고, 전단파는 파의 진행방향과 직교하는 두 축방향으로 전단변형을 유발한다. 따라서 지표면을 기준할 때 압축파는 종수평 진동을, 전단파는 횡수평 진동을 일으킨다. P파는 지진시 발생하는 지진파 중 가장 빠른 속도로 전파되며 고체 및 유체에도 전파가 가능한 반면 S파는 전파속도가 P파보다 느리며 고체에만 전파되는 차이점이 있다.

Rayleigh파

지진발생시 지표면을 따라 전파되는 탄성파로서 지반의 성층구조에 관계없이 항존하는 지진파이다. 원통형의 파동면을 갖고, 파에너지가 깊이증가에 따라 지수함수적으로 급격히 감소하는 특성을 가지며 파에너지가 커서 구조물에 미치는 영향이 크다. 파의 진행방향에 따른 종수평 변형과 동시에 파의 진행방향과 수직한 전단변형을 일으키므로 지표면의 수평·수직진동을 동시에 유발시킨다. 이와같은 독특한 에너지 분포특성 및 변형유발 특성으로 말미암아, 지반진동 문제를 다룰 때 Rayleigh파의 특성을 이해하는 것이 매우 중요하다.

Rowe의 모멘트 감소법

구조물 변형으로 인해 수평토압의 변화가 생기고, 결국 자유단 지지법으로 구한 최대 휨모멘트 M_{max}는 감소하게 된다. Rowe는 이점을 설계에 반영하기 위해서 상대 연성도(relative flexibility) ρ 와 저항모멘트, 최대모멘트의 비 M_d/M_{max}이용하여 가장 경제적인 단면을 찾아내는 방법을 제시하였다.

Quick Sand현상

분사현상이라고도 하며, 수두차에 의한 상향의 침투압력이 커질 경우 상향의 침투압력과 토체의 중량이 서로 같으면 입자사이의 유효응력이 0이 되면서 전단강도를 완전히 상실하게 되어 흙이 위로 솟구쳐 오르는 현상을 말한다. Quick Sand현상은 흙의 전단강도가 유효응력에 비례하는 사질토, 특히 모래에서 잘 일어난다. 그러나 점성토는 유효응력이 0이 되었다하더라도 점착력이 있으므로 전단강도가 0이 되지 않는다.