

제1장 연구개발과제 개요

1절 연구개발의 목적 및 필요성

기초와 토류 구조물과 같이 지진시 구조물의 관성력이 지반에 영향을 미칠 수 있는 경우, 지진 발생시 구조물은 지반과 독립적으로 거동하지 않고, 상호간 복잡한 응답 현상을 보인다. 이와 같은 거동 특성을 좀 더 사실적이고 신뢰성 있게 평가하기 위해서는 지반-구조물 상호작용(Soil-Structure Interaction, SSI)을 반영하여야 한다. 현재, 지반-구조물 상호작용을 반영한 구조물 지진 응답 특성 및 설계 지진하중을 결정하는 과정은 수치 해석적 방법을 통하여 제한적으로 수행되고 있으며, 현재까지 개발된 SSI용 수치해석 프로그램들은 대부분 구조물을 중심으로 개발되어 주파수 영역에서 선형 또는 등가선형 해석을 실시하는 것이 일반적인 방법이다.

또한, 현재 적용중인 국내 · 외 내진설계기준의 경우 구조물과 지반을 별개로 보아 주파수영역 선형해석 및 시간영역 비선형 해석을 시행 하도록 제안되어 상호간의 해석기법의 불일치로 인한 과다설계 및 설계 불확실성 요소가 존재하는 실정이다.

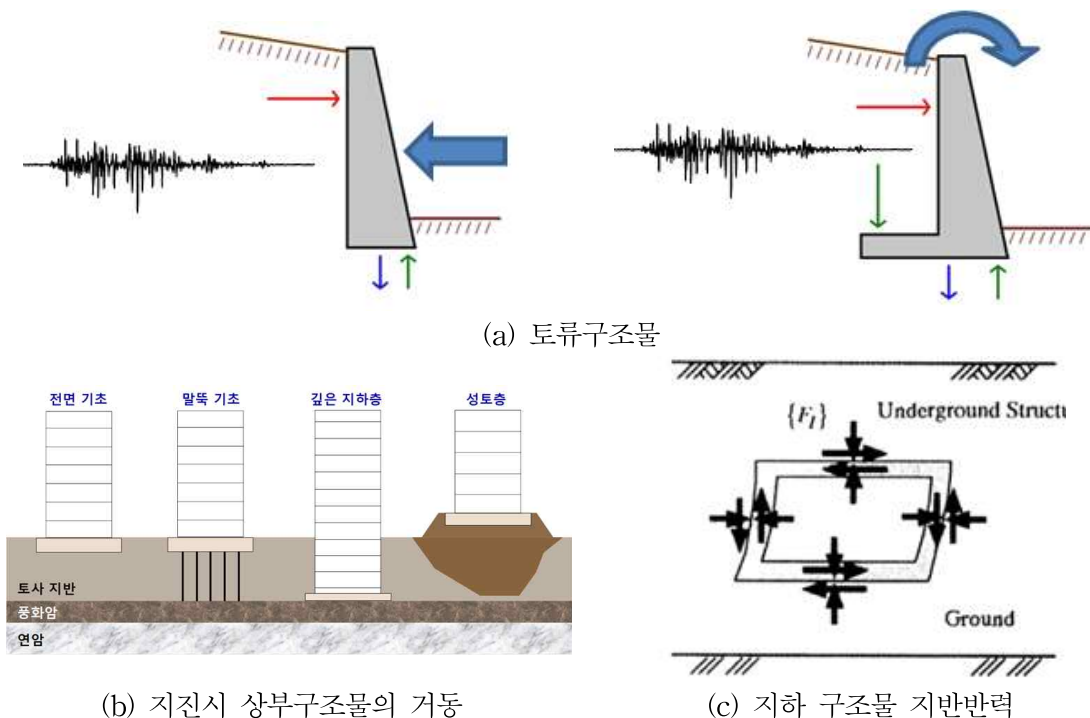


그림 1. 다양한 지반-구조물

또한, 토목 및 건축 구조물의 단면설계에 있어서도 현재 국내 기준은 구조물은 극한하중 설계법(LRFD)을 적용하나, 지반의 경우 허용하중 설계법(ASD)을 적용하는 한계로 인하여 지반-기초-구조물을 동시에 고려하여 설계할 수 있는 방안을 도출하기는 어려운 실정이다.

지진시 지반은 구조물과 달리, 3차원 무한성, 불균질 특성을 가지고 있고, 지반 종류 및 응력 조건에 따라 강성, 감쇠 특성 변화, 변형률에 따른 비선형 거동 특성, 에너지 소산 특성 등이 다양하게 나타남으로 인해 이를 반영한 정확한 해석이 매우 어려운 실정이다.

또한 지진과정에서의 지반-구조물의 복잡한 상호작용과 함께 수많은 설계변수들을 고려할 때 내진설계는 단순화된 가정들을 필요로 한다.

따라서, 지진시 지반-기초-구조물의 거동을 동시에 고려할 수 있는 실험방법 및 수치해석기법을 통하여 실제 거동을 정확히 모사(Modeling)하여, 이를 가장 효율적인 방법으로 설계에 반영할 수 있는 방안을 도출하여야 한다.

국내 설계기준은 대부분 외국의 설계기준을 그대로 적용하고 있다. 현재 국내에서는 지진 증폭 정도로 표현되는 지진 민감도에 영향을 줄 수 있는 지역적 지반 특성이 매우 상이한 미국 서부 지역을 대상으로 제시된 기준을 그대로 적용하고 있다.

옹벽의 경우 국내와 Eurocode, 미국의 옹벽 내진 설계 기준의 공통점은 모두 Mononobe-Okabe 이론을 적용하여 Seed & Whitman (1970)의 간편식을 사용한다는 점이다. 또한 Mononobe-Okabe 이론에서는 동적 하중 작용점을 바닥으로부터 옹벽 높이의 1/3 지점으로 가정하였고, 이어 Seed & Whitman (1970)은 바닥으로부터 옹벽 높이의 0.6 지점으로 평가하고 있다. Eurocode의 경우 국내 기준과 달리 옹벽 높이가 증가함에 따른 지반증폭을 고려하여 지진하중을 설계한다는 점에서 좀 더 상세한 상황을 명시하고 있지만 전 세계적으로 아직까지는 옹벽의 지진시 동적토압에 의한 파괴 사례가 거의 보고되지 않고 있으며 실험으로 지진시 동적 하중을 계측하기 어렵기 때문에 1g 진동대 실험으로 옹벽의 지진시 동적하중을 평가하기 위한 실험이 수행되고 있다.

한편, 대부분의 내진 설계 기준은 자유장 지표면의 지진시 거동을 기준으로 구조물의 지진 하중을 산정하고 있다. 그러나 많은 연구들을 통해서 지반-기초-구조물 상호작용이 구조물의 지진 하중에 큰 영향을 미칠 수 있다는 결론을 도출하고 있다. 특히 이러한 지반-기초-구조물 상호작용의 영향은 강한 지진에 대하여 더 크게 나타난다고 보고되고 있다. 과거 이러한 연구들은 Stewart(1999)나 Iguchi 등(2001)을 통해서 보여주듯이 주로 실험 데이터에 대한 통계적인 분석이나 수치적 접근을 통해서 이루어져 왔다.

수치해석의 경우 지반 재료인 흙의 비선형 거동을 완벽히 모사하기 어렵지만 많은 변수들에 대한 연구가 용이하다는 장점을 갖고 있다. 반면 실험을 기반으로 한 연구들은 지반의 거동을 가장 완벽하게 모사하는 장점이 있지만 비용 및 기반시설의 부족으로 인하여 한계점이 존재한다. 따라서 본 연구에서는 동적원심모형시험을 이용한 실험적 방법을 기반으로 많은 수치해석을 병행하여 현행 국내내진설계 기준을 검증하고 개선사항을 도출하고자 한다.

공학적 재료로서의 흙의 거동에는 재료적 불균질성과 현장 특성에 따른 다양한 불확실성이 존재한다. 이러한 흙을 주재료로 하는 지반구조물의 계획 및 설계에 있어 실험에 기반을 둔 검증 과정은 매우 중요하다. 대표적인 시험 방법에는 실험대형시험, 원심모형시험, 축소모형시험 등이 있다. 실험대형시험의 경우, 결과의 신뢰성은 가장 높지만, 대상물의 제작 및 시험의 수행에 있어 경제적 한계 및 방법적인 측면에서 여러 어려움이 존재하여 실제적으로 활용이 미흡하고, 지구의 중력장(1g) 내에서 행해지는 축소모형시험은 지반 거동 특성에 가장 큰 영향을 미치는 자중에 의한 응력상태를 재현하지 못하는 단점이 있다. 또한 컴퓨터를 이용한 수치적 모델링기법은 불확실성을 내재하는 흙의 재료적 특성과 이질 매질 사이의 경계조건을 충분히 반영하지 못하며, 극한상태의 파괴변형에 대한 신뢰성 있는 결과를 도출하기 힘들다.

이와 비교하여 원심모형시험은 축소된 모형을 고속으로 회전시켜 실제 중력보다 매우 큰 가속도($N-g$)를 인위적으로 적용함으로써 현장의 실 응력상태를 구현할 수 있고, 대형 지반 구조물의 설계와 시공 사이에 발생할 수 있는 지반 거동의 괴리를 해소함과 동시에

다양한 변수를 고려하여 신뢰성 있게 현장을 재현할 수 있는 장점이 있다. 원심모형실험을 이용한 모델링은 "The Site Next Door"라는 표현과 같이 실험실 내에서 대규모 현장을 쉽고 신뢰성 있게 재현할 수 있는 기법으로, 1g 상태의 축소모형보다 실제 현장구조물의 거동을 정확하게 모사하며, 실험에 소요되는 시간과 비용을 획기적으로 절감할 수 있는 우수한 검증기법이다. 특히, 수치해석이나 현장 구조물의 거동에서는 구현이 불가능한 극한상태의 파괴 특성까지도 눈으로 직접 확인할 수 있으므로, 지반 조건 및 지반-구조물 상호작용에 의한 복잡한 거동 메커니즘을 직접적으로 규명하기에 적합한 수단이다. 원심모형실험은 이러한 특징을 바탕으로 지반공학 전 분야에 걸쳐 폭넓게 활용될 수 있으며, 특히 주요 선진국에서는 실험시설 기관을 지원·육성하여 자국의 지반공학 관련 기술개발, 재해예방 연구 및 사회기반시설물의 안전성 검증 등을 적극 장려하고 있다.

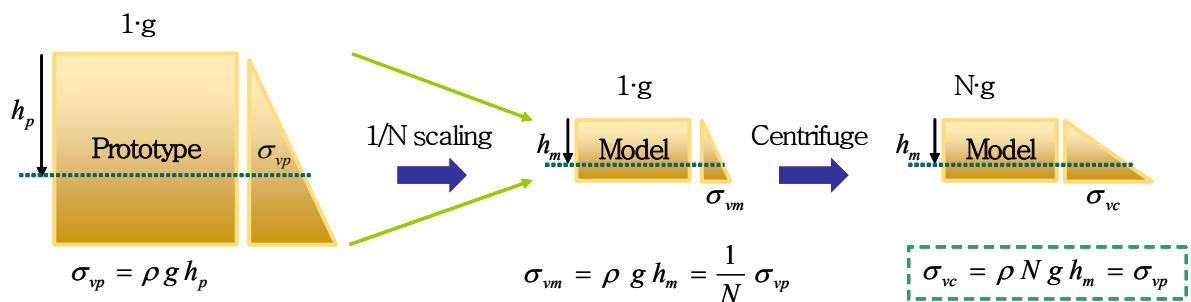


그림 2. 원심모형시험의 모형지반 내 응력상태 관계

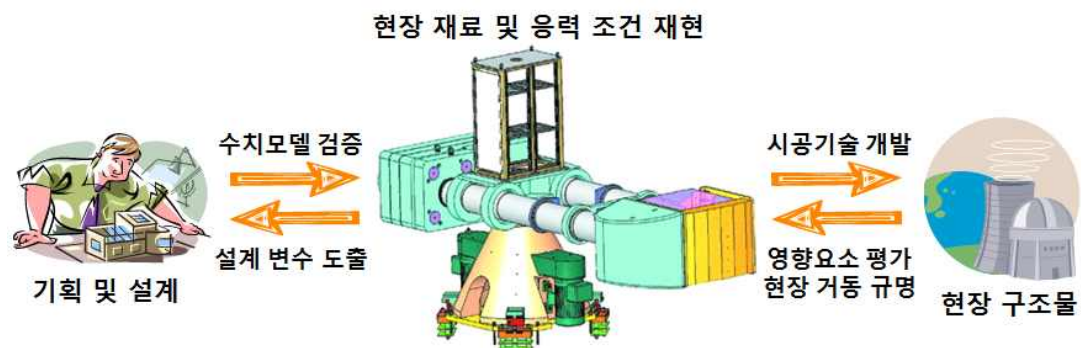


그림 3. 원심모형시험의 장점 및 활용성

본 연구에서는 동적 원심모형실험을 이용하여 지진시 교대 및 옹벽 구조물의 토압분포를 규명하여 설계기준을 검토하고자 한다. 또한 지반 및 구조물 기초형식에 따른 지반-기초-구조물의 지진시 상호거동을 동적원심모형실험을 이용하여 평가하고 이를 바탕으로 현행 설계 기법의 개선사항을 도출하고자 한다. 이와 같은 동적원심모형시험의 결과를 토대로 지반-기초-구조물의 지진시 실제거동을 합리적으로 모사할 수 있는 수치해석 모델링 기법을 도출, 설계업무 적용을 위한 수치해석 절차를 제안하는 것을 본 과제의 최종 목표로 한다.

또한 원심모형실험결과를 가장 정확히 모사할 수 있는 수치해석 절차 및 기법 (경계조건, 지반 및 경계모델 지진 하중 등)을 제안하였고, 더 나아가 이를 설계에 반영할 수 있는 하중조합(설계지진 가속도의 결정)을 결정할 수 있는 방안을 마련하고자 하였다. 이는 추후, 국내 지반 구조물의 설계 및 해석 기술 향상 및 설계기준 선진화에 기여하고, 나아가 국가 경쟁력 향상에 이바지할 것으로 판단된다.

2절 연구개발의 정의, 범위, 특징

1. 옹벽의 지진시 거동 평가

가. 연구개발의 정의

옹벽은 흙 또는 암반사면의 붕괴를 방지하고 공간을 확보하기 위해서 설치하는 구조물로써 인류의 역사와 함께 해 온 구조물이다. 옹벽은 일반적인 지반 구조물과 달리 수직 토압 뿐만 아니라 횡토압(lateral earth pressure)에 견디도록 설계되어야 한다. 약 200년 전 Coulomb(1776)은 옹벽에 대한 주동 및 수동토압에 대한 이론을 제안하였다. 평면 파괴면을 가정하고 벽마찰각을 고려하여 최소 주동토압 및 최대 수동토압을 평가할 수 있는 새로운 개념의 토압이론을 제시하였다. 이 후 Rankine(1857)은 소성평형상태의 흙의 응력상태를 이용하여 흙의 파괴면을 계산하고 흙의 내부마찰각으로부터 최소 주동토압 및 최대 수동토압을 평가할 수 있는 좀 더 간편한 방법을 제시하였다. Coulomb 및 Rankine 의 토압 이론은 현재까지도 널리 사용되고 있으며 많은 지반구조물 설계기준에 기본적으로 포함되어 있다.

그러나 정적 상태에서도 두 이론의 가정과는 다른 조건이 발생하고, 변형 및 토압의 분포는 지반-구조물 상호작용에 의하여 매우 복잡한 거동을 보인다. 지진 시 토류구조물에는 정적토압 외에 동적토압이 발생한다. 이 동적토압은 지반-구조물 상호작용에 의해 영향을 받으며 지진 시 추가적으로 발생하는 수평하중으로서 구조물의 안정성을 저하시키는 주요 요인이므로 동적토압을 적절히 평가하는 것이 매우 중요하다. 지진 시 동적토압은 기초지반, 뒤채움지반의 거동, 벽체의 유연성 및 관성력, 입력지진과의 특성에 영향을 받는다(Anderson et al., 2008).

1923년 일본 Kanto 대지진 이후 Okabe (1926), Mononobe and Matsuo (1929) 에 의하여 옹벽에 작용하는 동적토압에 대한 연구가 수행되었으며 이로부터 현재 여러 지반구조물 설계에 적용하고 있는 Mononobe-Okabe (이하 M-O) 방법이 제시되었다. M-O 방법은 Coulomb(1776)이 제안한 토압이론을 확장한 것으로 지진 시 파괴 흙 켜기의 관성력을 추가적인 정적 힘으로 고려하여 한계상태에서 힘의 평형 방정식으로 벽체에 작용하는 동적 토압을 산정한다. M-O 방법은 여러 가정 사항을 포함하고 있으며 이로 인하여 지진 시 옹벽의 실제 거동과는 상이함을 보이고 있다. 그럼에도 불구하고 현재까지 많은 연구자들이 M-O 방법으로 산정한 동적토압에 동의하고 있다(Prakash and Basavanna, 1969; Seed and Whitman, 1970; Sherif et al., 1982; Ortiz et al., 1983; Steedman and Zeng, 1991). 그러나 몇몇 연구자들은 아직까지도 M-O 방법이 동적토압을 과소평가 한다고 우려하는 등(Green et al., 2008; Ostadan, 2005) M-O 방법의 사용에 뚜렷한 합의를 도출하지 못하고 있는 실정이다. 실제로 M-O 방법은 토압의 분포 및 작용점에 대해서는 명확한 근거를 제시하지 않고 있어 현업에서 혼란을 발생시키고 있다.

Lew et al. (2010) 에 의하면 토류구조물이 지진 시 파괴되는 사례가 매우 적으며 심지어 내진설계가 이루어지지 않은 옹벽에서조차 파괴되는 사례가 흔치 않음을 발표하였다. 옹벽의 파괴 사례는 대부분 뒤채움지반의 액상화 및 사면 파괴로부터 발생하며 동적토압만으로 파괴가 일어나지 않음이 여러 연구자들에 의해 보고되고 있다(Whitman, 1991;

Al-Atik and Sitar, 2010). 최근 Sitar et al. (2012) 는 2008 년 중국의 Wenchuan 지진, 2010 년 칠레 지진, 2011년 일본 대지진의 경우에도 동적토압에 의한 옹벽의 파괴 사례를 찾기 어려우며 이는 정적상태에서 안전율을 갖고 설계된 옹벽의 경우에 0.3g의 PGA에도 안전하다는 Seed and Whitman(1970)의 보고와 유사함을 알 수 있다.

따라서, 본 연구과제에서는 국내외에서 많이 사용되는 역T형 옹벽에 작용하는 동적 토압 및 지진 시 거동 평가에 초점을 두고 옹벽의 강성, 기초 지반의 종류, 옹벽의 높이 등을 달리 하며 M-O 방법을 재조명하고자 한다.

나. 연구개발의 범위

본 연구과제에서는 옹벽의 내진설계와 관련하여 국내외 내진설계기준 및 연구 동향을 조사한 후 국내 설계기준의 한계 및 개선점을 분석하였다. 이를 바탕으로 원심모형실험 및 수치해석을 수행한 후 결과를 바탕으로 옹벽의 내진설계 기준을 개선하는데에 목적이 있다. 본 연구과제에서 수행한 옹벽의 지진 시 거동 평가의 연구개발 범위는 다음과 같다.

(1) 이론적 배경

(가) 국내외 연구 동향 및 내진설계기준 분석

(나) 문제 제기 및 개선안 도출

(2) 지진 시 옹벽의 거동 평가 (원심모형실험)

(가) 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화

(나) 사질토 지반에서의 지진 시 옹벽 거동

(다) 풍화토 지반에서의 지진 시 옹벽 거동

(3) 지진 시 옹벽의 거동 평가 (수치해석: FLAC3D)

(4) 도로옹벽표준도(2008) 분석

(5) 국내 옹벽 내진설계 기준 선진화를 위한 제안

2. 지반-기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가

가. 연구개발의 정의

기초는 교량, 아파트 등 다양한 토목 및 건축 구조물의 지지력 향상 등을 위해서 이용되는 대표적인 지반 구조물로 우리 생활과 밀접하게 연결 되어 있어 기초의 정적 및 동적 안정성을 확보하는 것은 매우 중요하다. 또한, 기초의 파괴는 그 자체의 파괴에만 국한되지 않고 상부 구조물의 붕괴로 이어진다는 점에서 기초의 안정성은 엄밀히 검토되어 설계에 이용될 필요가 있다. 1994년 California에서 발생한 Northridge 지진이나 1995년 일본 고베 지방에서 발생한 지진 시 말뚝 기초로 지진된 많은 구조물들이 파괴되었으며, 이러한 구조물들이 대부분 Life line 구조물로서 교통망 붕괴 및 막대한 인적, 경제적 손실을 야기한 바 있다.

지반-기초-구조물 시스템의 동적거동을 엄밀히 예측하기에는 많은 어려움이 존재한다. 지반의 경우 재료적 비선형 특성을 가지고 있으며, 지진파의 주파수 특성 및 세기, 기초 및 상부 구조물의 형태 및 크기 등 매우 다양한 영향 인자에 따라서 시스템의 동적 거동은 상이하기 나타날 수 있기 때문이다. 이에 국내외 내진 설계 기준(International Building code(IBC) 2012, EUROCODE 8, 구조물기초설계기준, 건축구조기준(KBC) 등)에서는 대상 지반 상부 30m(100ft)까지의 평균 지반 특성(전단파 속도, 표준관입시험 타격회수, 비배수 전단강도)을 바탕으로 지반을 분류하고, 이로부터 도출되는 응답 스펙트럼 곡선에서 상부 구조물에 대응되는 스펙트럴 가속도 값으로 구조물을 설계한다. 그리고 이에 맞춰 기초의 지진 시 전도 및 파괴거동을 제한하도록 안전율을 높여서 기초의 내진 설계를 수행하고 있다. 이는 지반-기초-구조물의 상호작용을 전혀 반영하지 못할 뿐 아니라 과도한 안전율로 매우 많은 경제적 비용을 초래할 우려가 있다.

효과적인 내진 설계를 위해서는 지반, 기초, 구조물의 동적 거동을 정확히 예측하여야 하며, 이들 간의 상호작용 영향을 실제 설계에 반영할 필요가 있다. 이를 위해서 다양한 연구 및 설계 절차 개선 작업이 진행되어 오고 있으며, FEMA 440은 기반암의 깊이가 매우 깊은 지반에서 10m 깊이의 기초가 매설되어 있을 경우, 구조물-지반의 상호작용을 고려하여 기초 밑면적에 따른 응답스펙트럼의 비율(RRS)을 제안하고 있다. Stewart 등(1999)은 57개의 건물에 대하여 77개의 강진자료를 바탕으로 시스템식별기법을 적용하여 지반-구조물 상호작용 효과에 의하여 구조물의 유효주기가 최대 4배 증가하고, 유효감쇠가 약 30% 증가함을 확인하였다. Gazetas 등(2006)은 얇은 기초의 항복 거동이 상부 구조물의 지진 하중을 현저히 저감시켜 경제적 내진 설계가 가능함을 수치해석을 통해서 확인하였다. 이러한 연구 결과에도 불구하고, 얇은 기초의 동적 거동 시 침하량 산정 문제, 기초 시스템의 유연화로 인한 동적 특성 변화, 지반-말뚝 기초 상호작용 시 운동학적 힘의 산정 등 해결해야 될 다양한 문제들이 남아있어 설계 기준 개선에 많은 어려움을 겪고 있다.

따라서 본 연구에서는 얇은 기초 및 말뚝 기초와 지반, 구조물의 상호작용을 동적 원심 모형실험을 통해서 평가하여, 이로 인한 상부 구조물 및 기초의 동적 거동 변화를 연구하고 이를 적용할 방안을 모색하고자 한다.

나. 연구개발의 범위

본 연구과제에서는 기초 시스템의 내진설계와 관련하여 국내외 내진설계기준 및 연구 동향을 조사한 후 국내 설계기준의 한계 및 개선점을 분석하였다. 이를 바탕으로 원심모형실험 및 수치해석을 수행한 후 결과를 바탕으로 내진설계 기준에 지반-기초-구조물 상호작용을 엄밀히 반영하도록 개선하는데 목적이 있다. 본 연구과제에서 수행한 기초 시스템의 지진 시 거동 평가의 연구개발 범위는 다음과 같다.

(1)이론적 배경

(가) 국내외 연구 동향 및 내진설계기준 분석

(나) 문제 제기 및 개선안 도출

(2) 지진 시 얇은 기초 시스템의 거동 평가 (원심모형실험)

- (가) 얇은 기초의 회전 운동 평가
- (나) 얇은 기초의 동적 특성 변화 평가
- (3) 지진 시 말뚝 기초 시스템의 거동 평가 (원심모형실험)
 - (가) 말뚝 기초의 동적 거동 평가
- (4) 지진 시 얇은 기초 시스템의 동적 거동 평가 (수치해석: FLAC3D)
- (5) 국내 기초 내진설계 기준 선진화를 위한 제안

3절 관련분야의 국내외 기술개발 현황

1. 국내 기술 및 산업 동향

가. 동적 원심모형시험기

- 국내에서는 90년대 중반 이후 기업체 및 대학을 중심으로 원심모형시험 시설이 도입되어 연구가 진행되기 시작되었고, 현재 가장 최근 도입된 KOCED 지오센트리퓨지 실험센터를 포함하여 대우건설기술연구소, 강원대학교, 충북대학교에서 총 4기의 원심모형시험 시설이 운영 중에 있음.
- KOCED 지오센트리퓨지 실험센터의 동적 원심모형시험 시설이 도입되기 전까지는 지진 모사와 관련된 장비의 부재로 인하여 국내 적용 및 연구 사례가 전무한 상황임.
- 최근 KAIST에 도입된 동적 원심모형시험 시설은 지구의 중력가속도(1g)의 N배에 해당하는 Ng 의 원심 가속도로 회전하는 중에 지진 모사가 가능한 진동대를 동시에 보유하고 있어 지반 구조물의 내진성능평가 관련 연구를 수행할 수 있는 국내 유일한 실험 시설임. 회전반경 5.0m, 최대 용량 240g-ton 용량의 세계 최고 수준의 사양을 가지고 있고, 최대 0.5g의 강진에 대해 실험이 가능함.

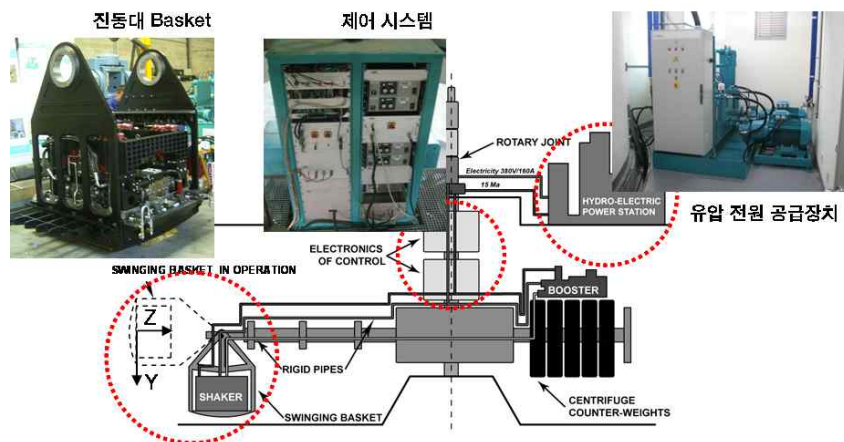


그림 4. 원심모형시험기에 장착된 2차원 진동대 구성도

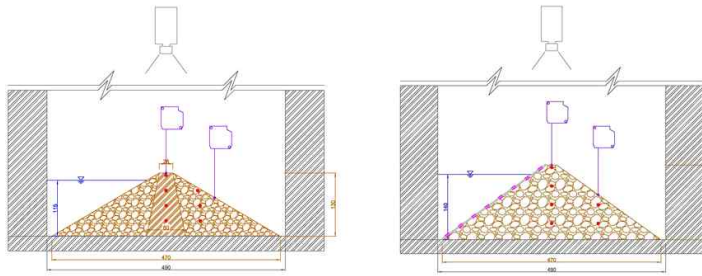
표 1. 진동대의 주요 제원

Item	Actidyn System Q72-2 Earthquake Simulator
Shaking Type	Electro hydraulic servo type
Payload Dimension	0.67 m (L) × 0.67 m (W) × 0.65 m (H)
Max. Model Payload	700 kg
Centrifuge Acceleration Range	10 - 100g
Max. Shaking Acceleration (No Payload)	40g
Max. Shaking Acceleration (Full Payload)	20g
Max. Displacement	6.5 mm
Max. Velocity	1.0 m/s
Loading Frequency Range	40 - 300 Hz

나. 동적원심모형실험 활용 내진연구사례

(1) 기존댐의 내진성능 평가 및 향상요령 보완 (2008~2010)

최근 국내외에 건설되고 있는 CFRD(Concrete Faced Rockfill Dam), ECRD(Earth Core Rockfill Dam) 종류의 대표적 단면을 바탕으로 동적원심모형실험을 통하여 댐 종류에 따른 지진 시 거동을 평가하였으며 댐 안정성에 영향을 미치는 댐마루의 침하를 평가하여 기존 댐 설계기준의 개선이 필요함을 평가하였음.



CFRD 와 ECRD 실험 단면

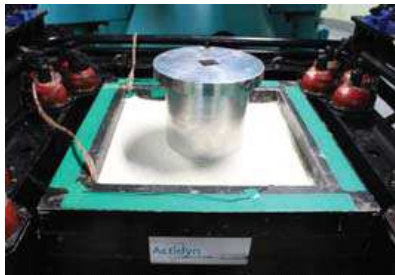


CFRD 모형 모델

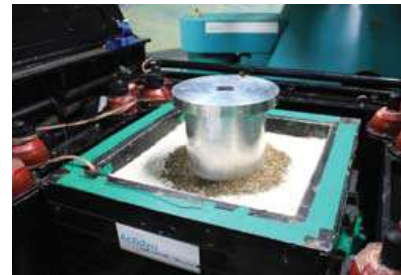
그림 5. 원심모형실험을 이용한 댐 구조물의 지진시 거동 평가

(2) 원전 기초지반 및 격납건물의 설계 지진하중 산정을 위한 동적 원심모형시험 기술(2010~2012)

풍화토, 풍화암, 사질토 지반과 격납 구조물에 대한 축소 모델링을 수행하고 동적 원심 모형수행시 In-flight test와 실내 시험을 활용하여 그 특성을 확인하였다. 그리고 다양한 특성의 지진을 세기를 단계적으로 증가시키며 적용하여 지반과 구조물의 지진 시 응답을 관찰 하였다. 이를 통해서 다양한 지반 조건에 따른 Site-specific한 원전 격납 구조물의 지반-구조물 상호작용을 분석하였다.



사질토 지반 실험



풍화토 지반(뒷채움 유) 실험

그림 6. 원심모형실험을 이용한 원전 구조물의 지진하중 산정 평가

(3) 동적원심모형 시험을 이용한 석조 건축문화재 지진거동 특성평가 (2011)

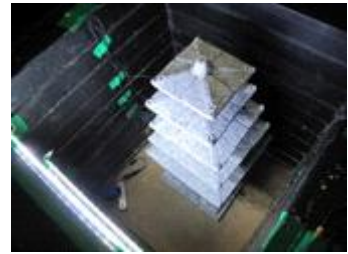
첨성대와 같은 조적식 구조물을 대상으로 축소모형을 제작하여 동적원심모형을 수행하며 층별 가속도 증폭, 지진시 거동 등을 평가하였음. 이를 통하여 지진에 대한 피해를 감소시키는 요소를 분석하였으며 오래된 문화 유산의 내진설계 기법을 간접적으로 파악할 수 있었음.



침성대 실험 장면



침성대 모형 모델

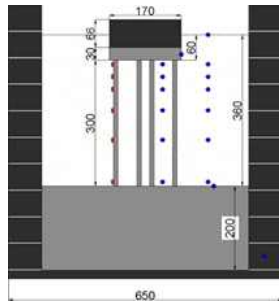


(정림사지 5층 석탑 실험 장면)

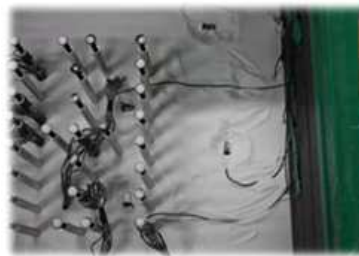
그림 7. 원심모형실험을 이용한 석조 구조물 지진 안정성 평가

(4) 말뚝기초 건축물에서 지진하중 저감효과 평가를 위한 동적원심모형실험 (2012)

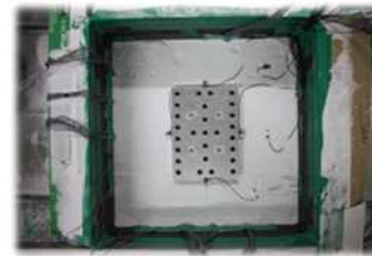
현행 건축물의 내진설계는 상부구조물-지반-말뚝의 상호거동을 고려하지 않은 지표면에서의 거동을 반영하여 과다설계의 우려가 있으나 관련 실험연구 등이 미미하여 확인이 되지 않고 있음. 이에 본 실험에서는 국내의 지반조건 및 기초형식 등을 모델링하고 동적 원심모형실험을 통하여 실제 건축구조물에 전달되는 지진하중을 측정함으로써 합리적인 내진설계방법을 찾고자 함.



모형 모델 단면



말뚝 모형

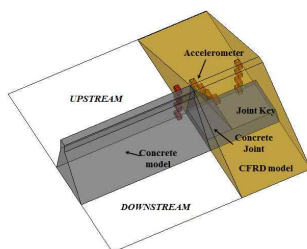


실험모델 상부

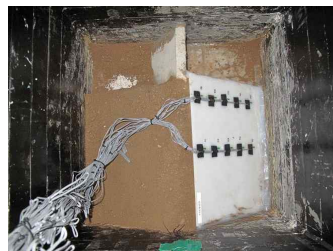
그림 8. 원심모형실험을 이용한 비정형 말뚝기초 지진하중 평가

(5) 원심모형실험을 이용한 지반구조물의 방재성능평가 (2009~2014)

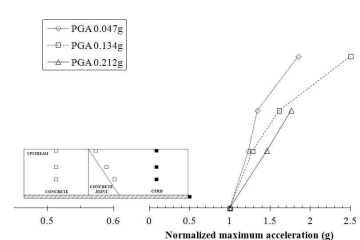
본 연구에서는 기존의 필댐과 달리 콘크리트 댐이 지반에 근입되는 복합댐에 대하여 지진시 안정성을 평가하였음. 총 3가지의 형식을 사용하였으며 콘크리트 댐이 지반에 근입되는 부분 접합부의 지진시 안정성 및 지반증폭특성을 평가하였으며 접속부와 필댐의 상대 횡변위를 초고속 카메라를 통하여 분석하였음.



복합댐 모형 모델 개념



실험 단면

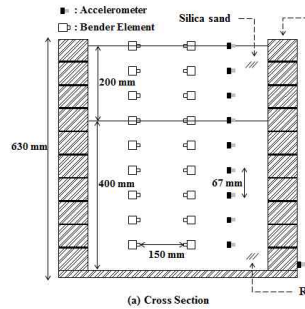


위치별 가속도 증폭 특성

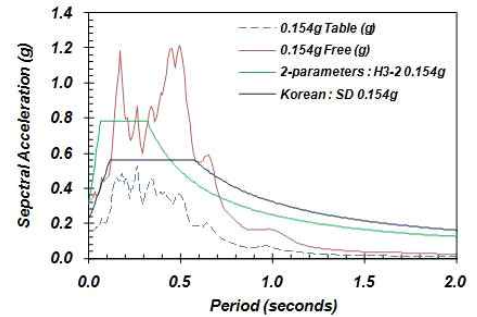
그림 9. 원심모형실험을 이용한 복합댐 지진 거동 평가

(6) 지진가속도 분석등을 통한 설계지반운동 표시방법 고도화기술 개발 (2013~2016)

국내 지반조사 자료를 활용하여 지반증폭계수를 산정 및 분석한 후 지반응답해석을 수행하여 현행 내진설계기준 방법과 2-매개변수 지반분류체계 및 설계응답스펙트럼 작성방법을 비교하였으며 적분구간 변경 등을 통하여 국내 지반에 적합한 지반증폭계수 개선방안을 제시하였음. 또한, 동적원심모형실험을 이용하여 제안된 지반분류체계 및 설계응답스펙트럼을 실험적으로 검증하였음.



지반증폭 원심모형실험 단면



응답스펙트럼 비교 분석

그림 10. 원심모형실험을 이용한 자유장 지반응답평가

다. 동적원심모형시험 결과의 설계적용 방안 도출

- 원심모형시험을 이용한 개착식 박스 터널 구간의 내진 성능 분석.
- 부산도시철도 1호선 연장 (다대구간) 5공구 대안설계”와 관련하여 개착식 박스 터널 구간의 대안설계 단면에 대하여 동적원심모형시험을 실시.
- 연암을 기반암으로 건설되는 개착식 박스 터널 구간을 모사하고, 동적원심모형시험을 실시하여 지진하중에 의한 지반 변위 및 벽체의 모멘트를 구하여 현행 설계법인 응답변위법과의 비교.



그림 11-(a).
풍화토층에 매설된 박스 구조물

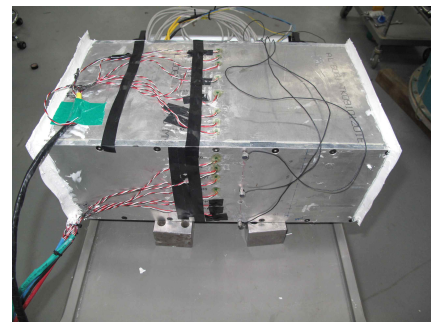


그림 11-(b).
센서 설치 완료된 구조물

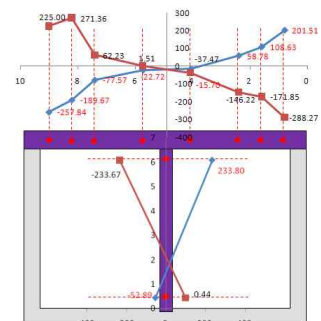
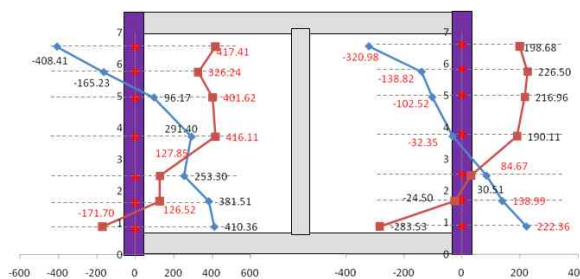


그림 11-(c). 지진 시 구조물 벽체에 작용하는 모멘트

(라) 수치해석을 이용한 지반-기초-구조물 내진설계

- 2000년대 들어 건설산업 선진화 방안으로 적용된 설계-시공일괄 입찰방식(Turn-Key)의 공사발주가 일반화 됨에 따라, 건설프로젝트의 설계단계에서 기술력을 요하는 상세해석을 반영한 설계가 보급되기 시작함.
- 특히, 내진설계분야에 있어서 기존 1990년대 이전에 적용하던 경험식 및 유사정적해석을 탈피하여, 수치해석을 통한 전체 구조물의 3차원 모델링 및 시간영역 비선형 해석이 도입되기도 하였음.
- 그러나 설계단계에서 기존 설계기법의 검증차원에서 접근이 시행되어, 지진피해 사례가 없는 국내 특성상 수치해석 결과의 검증이 시행되지 않고 있는 것은 풀어야할 문제점으로 남아 있음.

2. 국외 기술 및 산업 동향

가. 동적 원심모형실험을 이용한 지반-기초-구조물의 지진시 상호거동 평가

- 국제적으로 미국, 일본, 프랑스, 네덜란드 등에서는 국책 연구소를 중심으로 원심모형시험 기술을 개발, 선도하고 있으며, 대학의 경우 국가주도의 대형 연구단 과제(NEES, NECER)를 통하여 신기술을 개발하고 있음.
- 지진 등 진동 관련 자연 재해를 모사하는 방재 기술 분야에서는 그동안 강력한 도구로서 사용되어온 수치 모델링 기법의 발전이 한계에 부딪히면서 실험 크기의 물리적 모델링이 가능한 대규모 진동대 실험시설 및 동적 원심모형시험 시설의 구축이 증가.
- 동적 원심모형시험이 가능한 국책 연구소 및 대학으로는 미국 Rensselaer Polytechnic Institute (RPI), UC Davis, 홍콩과기대(HKUST), 프랑스 LCPC 등이 있음.



그림 13-(a). RPI (미국)



그림 13-(b). UC DAVIS (미국)

그림 12. 국외 대표 동적 원심모형시험 시설

표2. 진동대를 포함한 동적 원심모형시험 시설을 보유한 대표적 국외 기관 현황

기관	국가	구분	선도 기술
Cambridge	영국	대학	- 원심모형시험 및 해석 기술 개발, 이미지프로세싱 기술
LCPC	프랑스	연구소	- 4자유도 로봇 등 부대장비 개발
RPI	미국	대학	- 센서, Visualization, Network 활용 - 지진 액상화에 대한 말뚝기초 거동
UC Davis	미국	대학	- 센서, Visualization, Network 활용 - 지반 구조물 및 기초 지진응답특성 평가
C-Core	캐나다	연구소	- 해양 기초

나. 동적 원심모형실험을 이용한 지진시 교대 및 옹벽 구조물의 토압분포 규명 및 설계기준 검토

지진시 증가되는 횡토압(동토압)은 현재까지도 대부분의 설계에서 Mononobe-Okabe 공식(Mononobe and Matsuo, 1929)을 이용하여 유사정적(Pseudo-Static) 토압으로 설계시 추가하는것이 보편적인 방법이며, 최근에는, 유사동적(Pseudo-Dynamic)해석 (Steedman and Zeng, 1991) 및 이동블럭법(Sliding Block Method)이 (Richards and Elms, 1979) 제안 되었으나 아직 현업에 적용되고 있지는 않음. 미 육군 공병단(US Army Corps of Engineers)에서는 옹벽의 내진설계를 위한 동토압 산정을 위하여 Earthquake Engineering Research Program(2000~2002)을 시행하여, 수치해석을 통한 지진시 옹벽에 작용하는 동토압의 특성을 연구하였음. 또한, Aitken(1982)은 모형실험 으로부터 옹벽에 작용하는 토압을 규명하고자 하였으나, 동적 원심모형이 아닌 시험으로 정량적인 토압 증가량을 규명하는 데에는 한계가 있는 것으로 파악되고 있음.

다. 동적원심모형시험 결과의 설계적용 방안 도출

(1) Hurricane Katrina에 의한 New Orleans 지역 피해 관련 연구 (RPI, 미국)

2005년 여름 미국 New Orleans 지역에 Hurricane Katrina로 인한 수많은 피해를 입음. 이중 가장 큰 피해는 폭우에 따른 제방 붕괴로 인한 침수 사례로, 도시 전체가 물에 잠기는 참사가 발생함. 이와 관련하여 U.S. Army Corps of Engineers는 Rensselaer Polytechnic Institute와 공동으로 붕괴된 대표적인 설계 단면을 선정하고, 그 지역으로부터 채취한 유기질 연약 점토(peat) 등을 활용하여 현장 상태와 유사한 조건의 모델을 제작하였으며, 원심모형실험을 통하여 하천 부분의 수위를 인위적으로 상승시킴으로써 현장에서의 제방 붕괴를 재현하였음. 이러한 연구를 토대로 제방 붕괴 피해 원인을 규명하고, 향후 설계 기준을 보완함으로써 유사한 피해를 예방하였음.



그림 13. New Orleans 제방 붕괴 모사 시험

(2) 그리스 Rion-Antirion Bridge의 기초 설계 (LCPC, 프랑스)

그리스 아테네 서쪽으로 250km 떨어진 지점에 위치한 Rion-Antirion 교량은 코린스 해협을 가로지르며 그리스 본토와 펠로폰네소스 반도를 잇는 세계 최장 사장교로서 2004년 아테네 올림픽과 동시에 개통하여 성화가 지나간 곳으로 더욱 유명함. 본 교량은 1880년에도 제안되었으나 본 지역의 암반이 해협 밑 토양 깊은 곳에 자리하고 있었고, 리히터 규모6의 강진이 지난 40년동안 7번이나 발생하여 여러 가지 내진공법이 요구되었기에 1 세기나 지난 1998년 공사가 시작되었음. 연약지반과 내진에 대한 교량 기초부의 해석 및 설계에 원심모형실험이 적극 적용되었음.



그림 14-(a). 원심모형실험을 이용한 Rion-Antirion Bridge 기초 내진 설계



그림 14-(b). Rion-Antirion Bridge

(3) 캐나다 밴쿠버지역의 George Massey 터널의 내진해석

캐나다 밴쿠버 지역의 Fraser 강 아래로 지나가는 길이 629m의 George Massey 터널은 1959년에 완공되어 그 지역의 대표적인 토목구조물임. 현재의 내진설계기준으로 본 터널의 내진해석 및 액상화 평가를 다시 수행하였고, 진동대를 동반한 원심모형실험을 이용하여 해석의 검증 및 보완이 이루어짐.

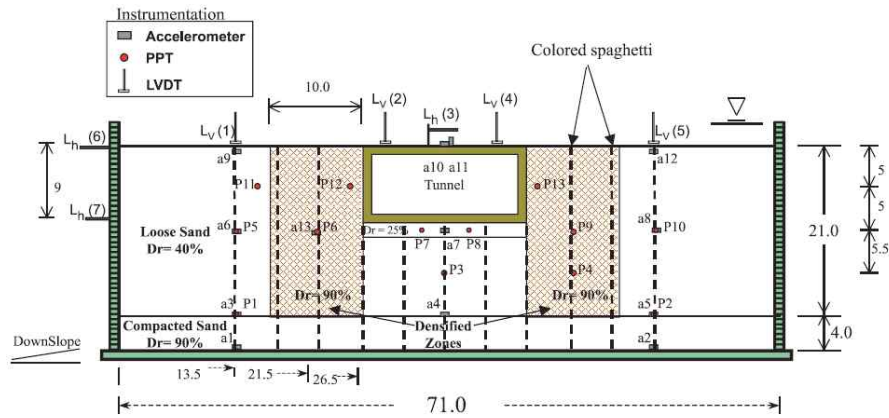


그림 15. George Massey 터널 내진 시험 단면

(4) 기초 지반 신타형 지진시 거동 평가 (NEID,일본; UC Davis, 미국)

일본 NEID는 진동대 모형시험시 size effect의 영향을 극복하기 위해 세계 최대규모 (20m X 10m)의 진동대 - E-Defense를 구축하였으며 이를 이용하여 Lateral Spreading에 의한 기초-지반 시스템의 응답을 평가하였음. 또한, Curras 등은 UC Davis에 구축된 원심모형기를 활용하여 단일말뚝과 말뚝군 및 파일캡으로 연결된 상부 구조물에 대한 원심모형실험을 수행함. 이를 통해 지반에서 발생한 변위, 가속도, 파일간극수압과 말뚝에 장착된 스트레인 게이지로 모멘트와 변형률이 정밀하게 측정. 본 실험은 수치해석 모델링의 신뢰성을 평가하는 기준으로 널리 이용되고 있음.

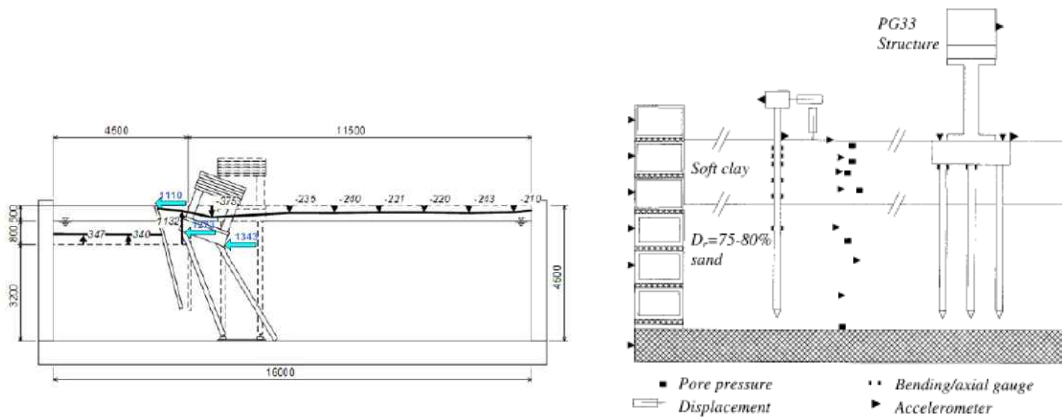


그림 16. 말뚝기초 지반상호작용에 대한 원심모형실험 단면

라. 수치해석을 이용한 지반-기초-구조물 내진설계

- 1980 ~ 1990년대 학문(연구) 분야에서 주로 사용되던 지반-기초-구조물의 동적 수치해석 분야는 2000년대 들어 개인용 컴퓨터의 비약적인 성능 향상과 안정적인 실무용 해석프로그램들의 등장으로 인하여 일선 엔지니어들에게 보급되기 시작함.
- 1980 ~ 1990년대 개발, 보급된 대표적인 수치해석 기법인 FEM(유한요소법), FDM(유한차분법) 중 지반-기초-구조물의 상호작용 해석을 위한 분야는 해석의 복잡성 및 장시간의 해석소요시간으로 인하여 SSI(Soil Structure Interaction) 프로그램이라는 독립적인 연구영역으로 발전되어 옴.

- 최근 들어 Multi Core Processor, SSD등 개인용 컴퓨터 성능이 비약적으로 향상됨에 따라, 지난 수십여년간 실무적인 영역에서 적용하기 어렵다고 여겨지던 시간영역에서의 기하/재료비선형 해석 및 DEM(Discrete Element Method)등이 재조명을 받고 있는 단계임.
- 캐나다의 토론토 대학에서는 수십여대의 Workstation을 LAN망을 이용한 Parallel Computing을 도입하여, 기존의 수치해석에서는 불가능 하다고 여겨지던 극한 파괴영역(Fracture Dynamics)를 DEM기법을 사용하여 연구하고 있음.

4절 연구개발결과가 관련분야에서 차지하는 위치

본 주관연구기관(KAIST)에서는 동적 원심모형실험을 이용한 기초-지반 시스템 및 토류 구조물의 정확한 지진하중 평가 및 내진 설계 선진화를 목표로 하고 있다. 과업기간 중 수행된 연구개발결과를 요약하면 다음과 같다.

○ 동적 원심모형실험을 이용한 지진시 옹벽 구조물의 토압분포 규명

- 국·내외 설계 기준 및 연구동향 분석
 - 현행 내진 설계 기준의 문제점 및 내진 설계 선진화 방향 분석
- 옹벽 구조물에 대한 동적 원심모형실험 절차 개발 및 실험 수행
- 역T 형태의 옹벽에 대한 Mononobe-Okabe 방법 적용 타당성 검증
- 동적토압의 삼각형 분포 및 작용점 H/3 검증
- 설계지진계수(kh) 정립 및 감소계수 사용 필요성 규명

○ 옹벽 내진설계 기준 선진화를 위한 제안

- 동토압 분포 (역삼각형이 아닌 삼각형 분포)
 - 도출된 동적토압의 분포는 삼각형에 가까우며 작용점 또한 H/3이므로 기존 0.6H 작용점으로 도출된 동적토압의 모멘트를 약 45% 감소시키는 효과가 있음.
- 캔틸레버 유연도에 따른 동토압 감소
 - 감소된 동토압을 이용하여 옹벽을 현행 설계보다 유연하게 설계하는 것이 보다 경제적임. 또한 유연한 옹벽 및 일반적인 옹벽의 경우 지표면 가속도 PGA를 40% 감소시켜 사용할 수 있음
- 유효 지진계수 산정 방법 (가속도 증폭을 고려한 kh 평가 필요)
 - 옹벽 바닥면의 PGA 로 kh 설정 시 뒤채움 지반의 증폭 현상을 고려할 수 없음. 따라서 뒤채움 지반의 지표면 PGA 로 kh를 설정하는 것이 적절함.
 - PGA 의 증폭만큼 동적 토압이 증폭하는 것은 아니기 때문에 영향 인자(옹벽의 높이, 벽체 강성)에 따른 감소 계수를 사용하는 것이 효율적임.

○ 동적 원심모형실험을 이용한 지반-기초-구조물의 지진시 상호거동 평가

- 국·내외 설계 기준 및 연구동향 분석
 - 현행 내진 설계 기준의 문제점 및 내진 설계 선진화 방향 분석
- 지반-기초-구조물 상호작용 평가를 위한 동적 원심모형실험 절차 개발
- 지반-기초-구조물 상호작용 평가를 위한 동적 원심모형실험 수행
- 지반-얕은기초-구조물 상호작용을 고려한 지진 하중 평가
 - 기초 회전 운동, 등가 동특성 변화 평가
- 지반-말뚝기초-구조물 상호작용을 고려한 지진 하중 평가

- 말뚝 두부의 지반 근입 조건에 따른 지진 하중 평가
- 자유장 응답을 바탕으로 한 고정단 기초응답과 지반-기초-구조물 상호작용이 고려된 유연한 기초 응답 비교

○ 지반-기초 시스템 상호작용 내진설계 기준 선진화를 위한 제안

- 얇은 기초의 회전 거동

지반-얇은 기초-구조물 상호작용이 고려된 유연한 기초 운동은 현행 내진 설계 기준에서 이용하는 고정단 기초 운동에 비해서 지진 하중을 줄여주는 효과가 있음

- 얇은 기초의 동적 시스템 변화

지반-얇은 기초-구조물 시스템은 등가 고유주기와 감쇠비를 가지는 고정단 기초 모델로 치환이 가능하며, 이때 등가 고유주기와 감쇠비는 상호작용 현상에 의해서 증가. 상부 구조물의 등가 수평 응답을 결정하는 해외 기준을 바탕으로 국내 내진 설계에도 도입 필요

- 지반-말뚝 기초-구조물 상호작용 반영

지반-말뚝 기초-구조물 상호작용은 말뚝 상부 질량이 지반에 근입되어 있는 정도에 따라서 상이하게 나타나며, 이로 인한 말뚝 기초 상부의 응답스펙트럼도 큰 영향을 받음. 지진 하중 산정 시 지반 거동을 면밀히 검토.

본 위탁연구기관(원광대학교)에서는 수치해석 프로그램을 이용한 신뢰성 있는 지진 시 지반-구조물 상호작용 해석기법의 정립을 목표로 하고 있다. 과업기간 중 수행된 연구개발결과를 요약하면 다음과 같다.

○ 지진시 지반-구조물 상호작용을 신뢰성 있게 해석 가능한 동적 수치해석의 선정

○ 선정된 수치해석 프로그램의 검증

- KOCED동적 원심모형시험결과를 수치해석을 이용한 검증
 - 얇은기초 구조물, 역 T 형 옹벽 구조물

○ 검증된 수치해석 프로그램을 이용한 지반-구조물 상호작용 검토

- 얇은기초의 지진지 지지력 검토
 - 지지력 및 영구침하량 발생 메커니즘 분석
- 역 T 형 옹벽의 동토압 발생 메커니즘 분석

현재 국·내외 연구기관의 유사연구개발 결과와 비교 시 본 연구과제의 우수성 및 창의성은 다음과 같다.

- 복잡한 지반-기초-구조물의 상호작용 및 옹벽 구조물의 지진 하중 평가를 위한 동적 원심모형실험 절차 수립 및 검증
 - 최근 내진 성능 평가 및 연구를 위해서 각광받는 대표적 물리 모델링 기법인 동적 원심모형실험 기법의 국산화
 - 국내 동적 원심모형실험 기술을 세계적 선도 그룹 수준으로 향상
- 다양한 지반-기초-구조물 상호작용 및 옹벽 구조물의 동적 거동 시각화
 - 동적 원심모형실험을 통해서 실제와 같은 응력 조건에서 지반 구조물의 지진 시 거동을 보여줌으로써 현상에 대한 이해도 증가
- 다양한 지반-기초-구조물 상호작용 및 옹벽 구조물의 동적 거동 D/B 구축
 - 중약진 대역에 위치한 우리나라의 지진학적 위치 특성상, 실제 지진 계측 기록이 부족하여 지진 연구에 큰 어려움이 존재하였으나, 동적 원심모형실험 결과를 D/B로 구축함으로써 부족한 현장계측 결과를 보완하여 연구에 활용 가능
- 동적 원심모형실험을 통해서 내진성능평가의 신뢰성 확보 및 설계 기준 개선 방향 제시
 - 동적 원심모형실험실험은 지반 및 시스템의 비선형성 및 큰 변위가 발생하는 지진 현상에 대해서도 모사가 가능하여 실험결과를 통해서 보다 신뢰성 있는 내진성능평가 방향 제시
 - 다양한 조건에 대한 동적원심모형실험 수행을 통해서 현행 내진 설계 기준의 문제점을 분석하고 설계 기준 개선 방향 도출.
- 복잡한 지반-구조물의 비선형거동을 동시에 수치 모델화하여 부지응답해석 및 지반-구조물 상호작용 검증을 정량적으로 실시
 - 국·내외적으로 극히 드문 검증 사례 제공
- 현업에 즉시 적용 가능한 프로그램과 실험기법을 적용
 - 연구결과의 현업 전파를 위한 실용적인 수치해석 기법 정립
- 수치해석시 결정되어야할 제반 변수를 효과적으로 검증/제안
 - 실무 및 연구단계에서 수치해석 시 고려되어야 할 주요 사안에 대한 정립

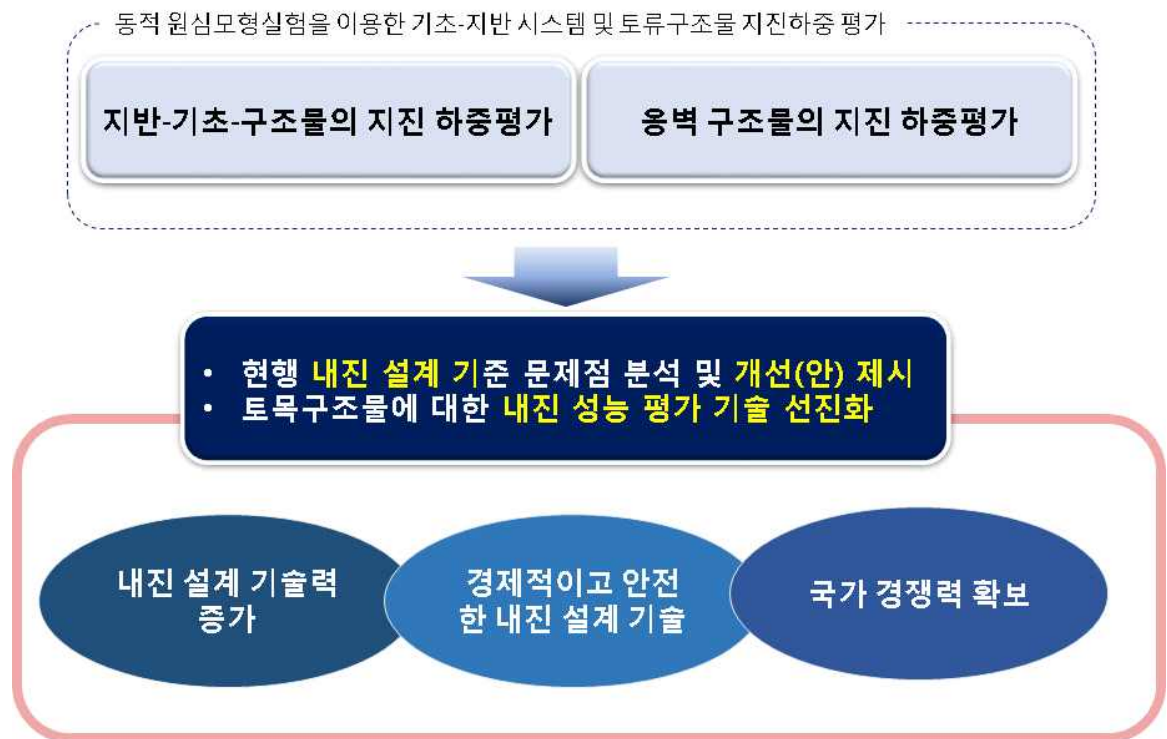


그림 17. 연구개발결과의 우수성 및 창의성

제2장 연구개발 수행 내용 및 결과

1절 연구수행 전략 및 방법론

1. 원심모형시험

기초 구조물을 포함한 주변 지반, 댐, 제방, 해안 방파제와 같은 지반 구조물의 안정성 검토는 보편적으로 이론적 방법, 수치 모델링, 모형을 통한 시험 방법이 사용된다. 이 중, 시험을 통한 대표적인 방법에는 축소모형시험, 원심모형시험, 실험형시험 등이 있다. 실험형 시험의 경우, 결과의 신뢰성은 가장 높지만, 대상물의 제작 및 시험의 수행에 있어 경제성 및 방법적인 측면에서 여러 어려움이 존재하여 실제로 활용이 미흡하다. 또한, 대기압(1g) 상태에서 소형 토조를 이용한 축소 모형시험은 지반 거동 특성에 가장 큰 영향을 미치는 자중에 의한 응력상태를 재현하지 못하는 단점이 있다. 반면, 원심모형시험은 축소된 모형을 고속으로 회전시켜 실제 중력보다 매우 큰 가속도를 인위적으로 적용함으로써 현장의 실 응력상태를 구현할 수 있고, 대형 지반구조물의 설계와 시공 사이에 발생할 수 있는 지반거동의 괴리를 해소함과 동시에 다양한 변수를 고려하여 신뢰성 있게 현장을 재현할 수 있는 장점이 있다. 특히 수치해석이나 현장 구조물의 거동에서는 구현이 불가능한 극한상태의 파괴 특성까지도 눈으로 직접 확인할 수 있으므로, 지반 구조물의 복잡한 거동 메커니즘을 직접적으로 규명하기에 적합한 수단이다.

원심모형시험의 기본 개념은 지반 구조물 모형(model)의 크기를 $1/N$ 으로 축소시키고 중력 가속도의 N 배로 가속시킴으로써 지반의 깊이별 응력상태를 원형(prototype)에 가깝게 모사함에 있다(그림 18).

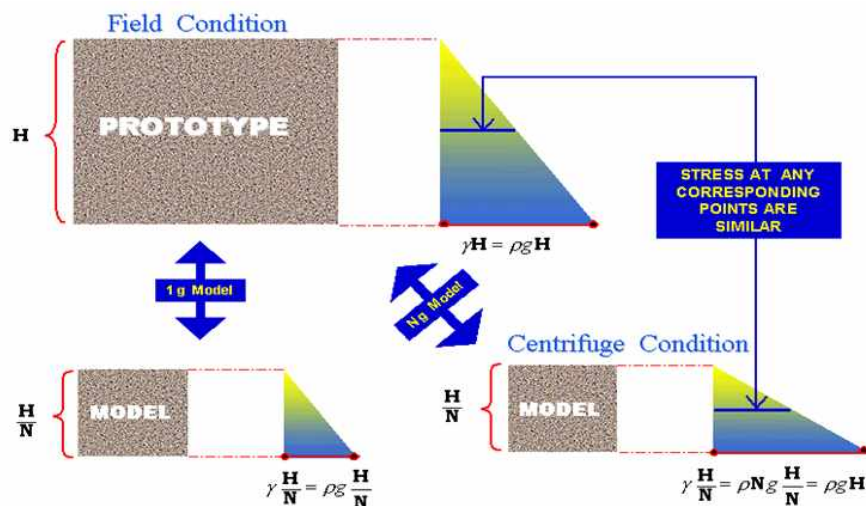


그림 18. 원심모형시험의 기본 개념.

원형과 동일한 밀도(ρ)로 제작된 축소 지반모형에 Ng 의 원심 가속도를 가하여 시험을 수행할 경우, 원형 깊이(h_p)에서의 수직응력(σ_{vp})과 모형 깊이(h_m)에서의 수직응력(σ_{mp})은 식 (1)과 (2)를 각각 표현된다. 이 때, h_p/h_m 이 N 의 비율로 만들어 진다면, 대응되는 각 깊이에서의 수직응력은 같아지게 된다.

$$\sigma_{vp} = \rho g h_p \quad \text{식 (1)}$$

$$\sigma_{vm} = \rho g N h_m \quad \text{식 (2)}$$

즉, 원심모형시험은 실제 현장을 1/N로 축소시킨 기하학적 축소 모형으로 모델링하고 실제 현장과 유사한 거동을 유발하기 위해, Ng의 원심가속장에서 다양한 시험을 수행하게 되며, 이때 계측되는 다양한 측정값들은 표 1에 명시된 상사법칙을 적용하여 원형 구조물의 거동으로 환산하게 된다(Schofield, 1980; Talyer, 2003).

표 3. 원심모형시험의 주요 상사법칙

변수	모형/원형	차원
길이	1/N	L
속도	1	LT ⁻¹
가속도	N	LT ⁻²
변형률	1	ML ⁻¹ T ⁻²
응력	1	ML ⁻¹ T ⁻²
힘	1/N ²	MLT ⁻²
질량	1/N ³	M
투수 속도	N	LT ⁻¹
시간 (투수, 압밀)	1/N ²	T
시간 (동적)	1/N	T

2. KAIST 동적원심모형시험기

국내 원심모형시험 시설은 90년대 중반 이후 기업체 및 대학을 중심으로 도입되기 시작하여, 압밀, 굴착, 연약지반, 기초거동, 사면, 댐 등 다양한 지반 구조물에 적용되어 왔다. 본 연구에서는 KOCED 사업의 일환으로 최근 KAIST 지오센트리퓨지 센터에 도입되어 운영중인 원심모형시험 시설을 이용하였으며, Ng의 원심 가속도로 회전하는 중에 지진 모사가 가능한 진동대를 동시에 보유하고 있어 지반 구조물의 내진성능평가 관련 연구를 수행할 수 있는 실험 시설이다.

○ 원심모형시험기 (Geo-centrifuge, 지오센트리퓨지)

KOCED 지오센트리퓨지 실험센터의 원심모형시험기는 프랑스 ACTIDYN SYSTEMES SA의 C72-2 모델로 Beam 형태, 회전반경 5m, 최대 용량 240g-tons의 규모를 갖는다. 최대 2,400kg의 지반모형을 적재한 상태에서 100g의 원심가속도까지 구동이 가능하며, 1,300kg 적재하중에서 130g의 최대 원심가속도를 구현할 수 있다. 지반모형의 실험에서 사용되는 물과 공기압, 유압 등을 제공하기 위한 fluid rotary joint, 장비 내부의 컴퓨터 등을 통신으로 연결하여 정보를 전송하기 위한 1Gbps 급의 fiber optic rotary joint(FORJ) 또한 설치되어 있다. 실험에 따른 신호획득을 위한 신호계측장치(Data Acquisition System)는 회전팔 중앙 상부에 설치되며, National Instruments의 PXI 시스템으로 구성되어 있다. 기본적으로 스트레인게이지, LVDT, 가속도계와 같은 계측기 유형별로 총 196개 채널을 동시에 계측할 수 있도록 구성되었으며, 향후 사용자의 필요에 따

라 확장 및 변경이 용이하다. 동적 실험의 경우 현재 구성된 모듈에 따라 제한적으로 최대 500kS/s의 신호 획득이 가능하다. 또한, 진동대 실험에 따른 지반 변형을 고속으로 촬영하기 위하여 초당 1,000 프레임으로 촬영할 수 있는 초고속 카메라, 정적 실험에서의 지반모형의 변형관측 및 상시 모니터링을 위한 범용 디지털 동화상 카메라 등을 설치할 수 있도록 구성되어 있다.

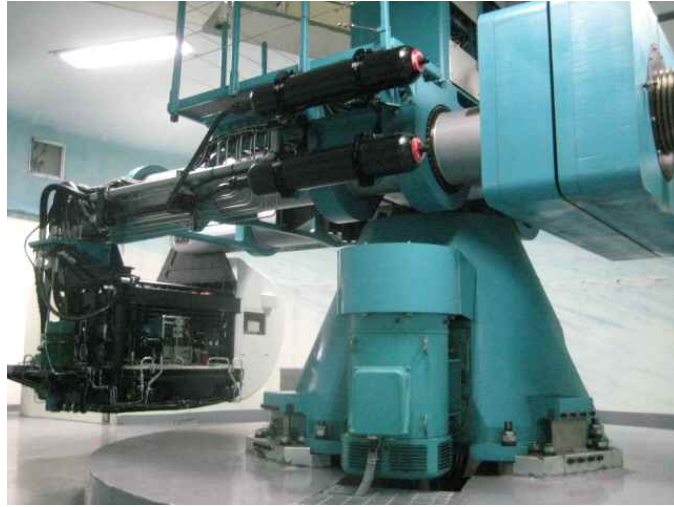
표 4. KOCED 원심모형시험시설의 주요 사양

구 분	사 양
제작사	ACTIDYN SYSTEMES SA, France
모델명	C72-2
회전반경 (Platform Radius)	5.0m
최대 용량	240g-tons
최대가속도	130g
최대 모델 중량	2,400kg (up to 100 g)
Payload 크기	1.2m(L) × 1.2m(W) × 1.2m(H)
Fluid rotary joint	Total 10 lines (air, water, oil)
Electrical slip ring	Total 42 lines (power, signal, video)
Fiber optic rotary joint	Data acquisition and video signal

○ 진동대 (Earthquake Simulator) 및 등가전단보(Equivalent Shear Beam, ESB) 박스

근래 들어 원심모형시험을 활용한 연구가 가장 활발히 진행 중인 분야 중 하나는 지반 구조물의 내진성능 평가 등과 관련된 지반지진공학 분야이다(Kimura, 1998). 이와 같은 실험은 원심모형시험 모델 하부에 진동대를 설치하여 회전 중에 가동함으로써 지반 하부의 진동을 모사하게 된다.

본 과업에 사용된 KOCED 진동대는 전기제어-유압방식(Electro hydraulic servo type)의 진동대로서, 앞서 설명한 회전 반경 5.0 m, 최대 240 g-ton 용량의 원심모형시험기에 설치되어 원심모형시험 중 지진운동의 모사가 가능하다. 적재하중이 없을 경우에는 최대 40g, 최대 적재하중 700 kg에 대해서는 최대 20g의 진동 가속도를 재현할 수 있고, 이는 최대 0.5g의 강진을 모사할 수 있는 가속도 수준이다(현재 국내 내진설계기준에 명시된 최대 설계 지진 가속도 : 0.22g). KOCED 지오센트리퓨지 실험센터의 진동대의 모습 및 주요 사양을 그림 19 와 표 5 에 각각 나타내었다.



(a) 진동대를 포함한 원심모형시험기



(b) 진동대

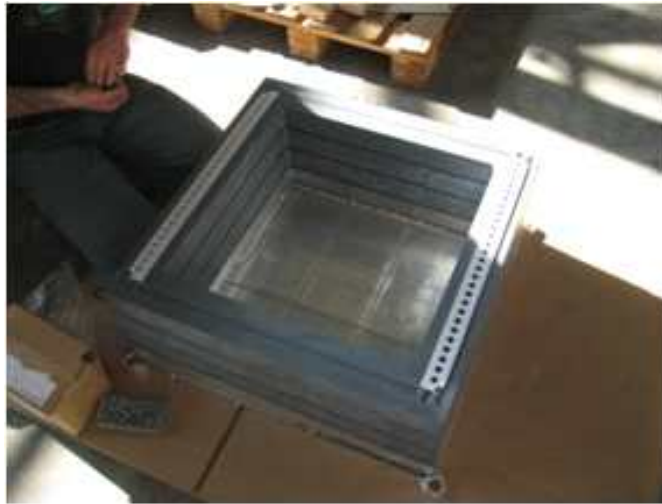
그림 19. KOCED 지오센트리퓨지 실험센터의 동적 원심모형시험 시설.

표 5. 진동대의 주요 제원

항 목	Actidyn System Q72-2 Earthquake Simulator
진동 방식	전기 제어 유압 방식
Payload 크기	0.67 m (L) × 0.67 m (W) × 0.65 m (H)
최대 모델 중량	700 kg
가용 원심 가속도 범위	10 - 100g
최대 지진 가속도 (모델이 없을 경우)	40g
최대 지진 가속도 (최대 모델 중량의 경우)	20g
최대 변위	6.5 mm
최대 속도	1.0 m/s
가용 하중 주파수 범위	40 - 300 Hz
지진 지속 시간 (최대 모델 중량 및 지진 가속도)	Max. 1초

또한, 유한한 모델 박스의 경계 조건을 더욱 현실적으로 모사하기 위해, 등가전단보(ESB) 박스를 이용하여 모델을 구성하게 된다. ESB 박스는 10개의 알루미늄 Frame 층으로 구성되어 있고, 각 Frame을 볼 베어링과 지반의 강성과 유사한 고무로 연결하여 지진시 모델 박스에서 지반의 동적 거동과 유사한 거동을 보이도록 하였다. 현재 KAIST에서는 1차원, 2차원 진동대 시험을 위한 ESB 박스를 각각 1개씩, Rigid 박스 1개를 보유하고 있다. 모델 박스의 모습 및 주요 사양을 그림 20 과 표 6 에 각각 나타내었다.

그림 4는 진동대를 포함한 동적원심모형시험기의 구성을 나타낸 것으로 지반 모형에 지진 하중을 가하는 진동대 Basket, 지진 하중 발현을 위한 유압식 액츄에이터(actuator)의 작동 및 거동을 모니터링하는 전기적 제어 시스템, 액츄에이터의 작동을 위해 Accumulator에 Oil을 제공하고, 사용한 Oil의 저장소로 활용되는 유압 전원 공급 장치로 구성되어 있다.



(a) ESB 제작 모습



(b) 완성된 모델 박스

그림 20. KAIST 보유 모델 박스(ESB 2개, Rigid 1개).

표 6. 2차원 진동대의 주요 제원

구 분	사 양
외부 치수	650 mm (L) × 650 mm (W) × 650 mm (H)
내부 치수	490 mm (L) × 490 mm (W) × 630 mm (H)
알루미늄 Frame 층 수	10 층
각 알루미늄 Frame의 높이	60 mm
총 중량	145 kg

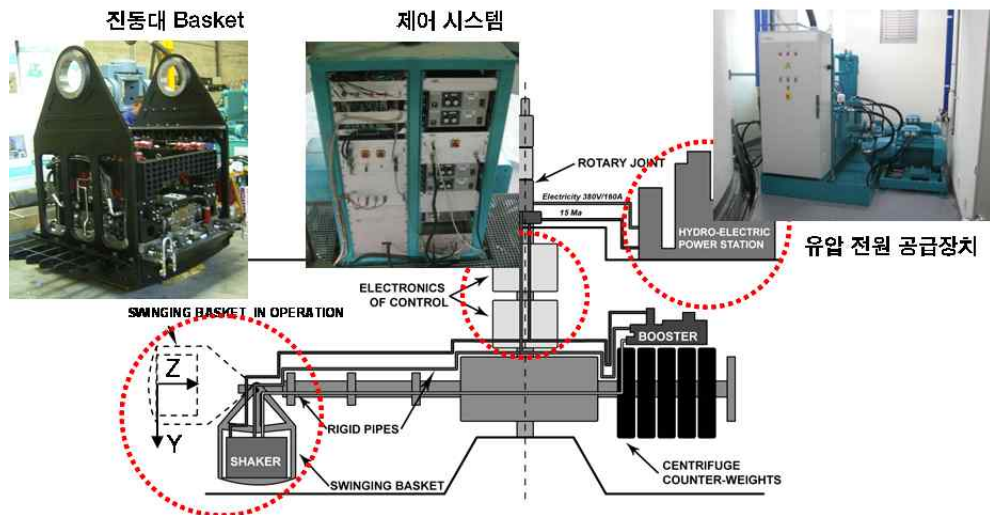


그림 21. 원심모형시험기에 장착된 2차원 진동대 구성도.

1g 진동대 및 기존의 원심모형시험 진동대는 동적 지진하중 발생시 원심모형시험기 본체에 전달되는 외력을 최소화하기 위해 모델의 크기를 작게하거나 고중량의 Basket을 사용하여 반력으로 활용하였다. 그러나 일반적으로 원심모형시험 진동대는 Centrifuge Arm의 끝단에 설치되어 공중에 떠 있는 상태로 회전을 하기 때문에 효과적인 반력을 얻는데 제약이 있다. 본 KAIST 2차원 진동대는 이와 같이 진동시 원심모형시험기 본체에 작용할 수 있는 외력을 상쇄하기 위하여, 모델 중량에 상응하는 질량체(counter-weight)를 반력에 의해 진동 하중의 반대 방향으로 움직이게 함으로써, 진동대 내부의 동적 균형(dynamic balance)을 맞추고, 진동대 Basket 외부로 전달되는 진동을 상쇄할 수 있도록 제작되었다(그림 22). 이로 인해, 높은 수준의 지진 하중을 신뢰성 있게 발생시키는 것이 가능하고, 더불어 원심모형시험기도 보호할 수 있는 성능을 보유하고 있다.

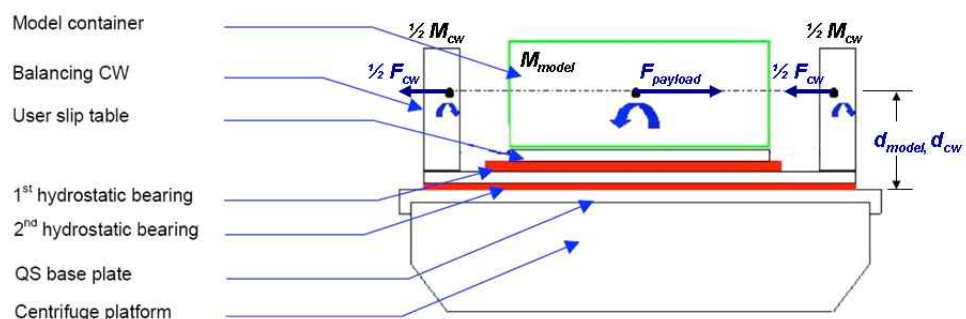
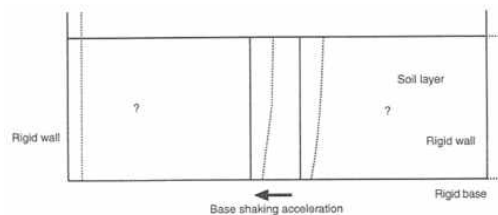


그림 22. 진동대의 동적 균형 (Dynamically Balanced Earthquake Simulator)

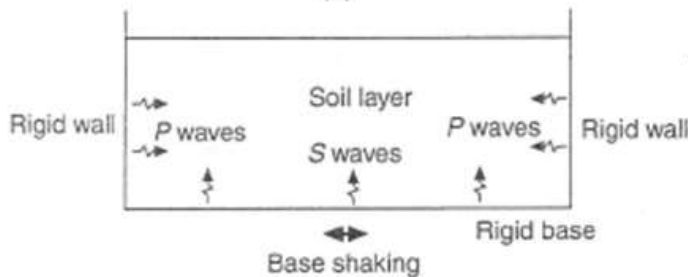
3. ESB(Equivalent Shearbeam Box)

동적 원심모형시험에서 고려해야 할 가장 중요한 사항 중 하나는 자연 지반의 무한한 경계 조건을 유한한 경계 조건을 가진 모델 박스에서 적절히 모사하는 것이다. 강성(Rigid) 박스에서 실험을 수행할 경우에는 지반의 변형률 부동성(Strain dissimilarity), 진동시 벽면으로 부터의 반사되는 P파의 영향(Reflection of P-wave) 등으로부터 자연 상태의 지반을 적절히 모사할 수 없었다(그림 23). 이와 같은 모델 박스의 경계 조건 문제를 해결하기 위해, Whitman 등(1981)은 진동 방향에 대한 관성력과 전단 저항력이 없으며, 진동에 따른 지반의 변형이 그대로 벽면에 나타나는 Laminar 박스를 제안하였으며, 현재까지 1g 진동대 및 동적 원심모형시험에서 가장 널리 사용되고 있다. 그러나 자연 상태의 지반은 공용 조건에서 어느 정도의 강성을 가지면서 지진 하중에 저항을 하기 때문에 이를 고려하여 Zeng과 Schofield(1996)는 ESB 박스를 제안하였다. ESB 박스는 Laminar 박스와 달리 지반의 강성과 유사한 강성을 가진 고무를 각 Frame 사이에 삽입하여 지반과 벽면의 경계에서 자연 상태의 경계 조건을 현실적으로 모사하고자 하였다(그림 24). 따라서 액상화 현상과 같이 지반의 변형이 크게 발생하는 경우를 제외한 지반 구조물의 내진성능평가, 지반 증폭특성 평가, 지반-구조물 상호작용 등 지진시 Pre-failure 상태에서의 지반 동적 거동 특성을 평가하는데 적합할 것으로 판단된다. Zeng과 Schofield(1996)가 제안하는 ESB 박스의 기본 개념은 아래와 같다.

- ESB 박스의 2차원 단면상 벽면은 지반의 동적 전단강성과 등가의 강성을 갖는 전단보의 기능을 한다.
- ESB 박스의 2차원 단면상 경계 벽면은 주변 지반과 동일한 마찰력을 가진다.
- ESB 박스의 진동 방향과 평행한 벽면은 마찰이 없고, K_0 조건을 유지한다.
- ESB 박스의 벽면은 K_0 조건을 유지한다.



(a) 변형률 부동성



(b) 벽면으로부터 반사되는 P파의 영향

그림 23. 모델 박스의 유한한 경계 조건으로부터 발생 가능한 문제점

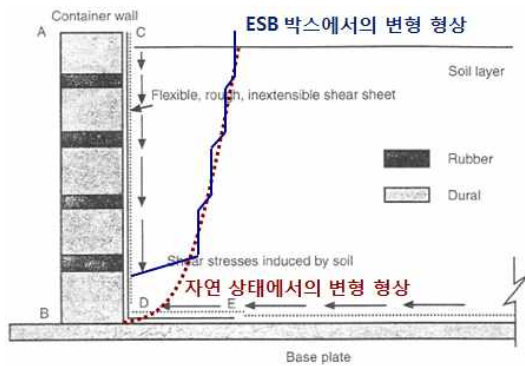


그림 24. ESB 박스의 기본 개념

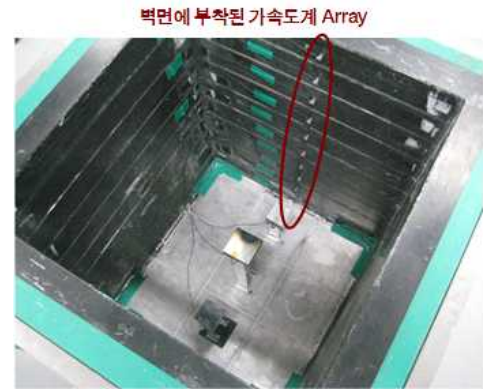
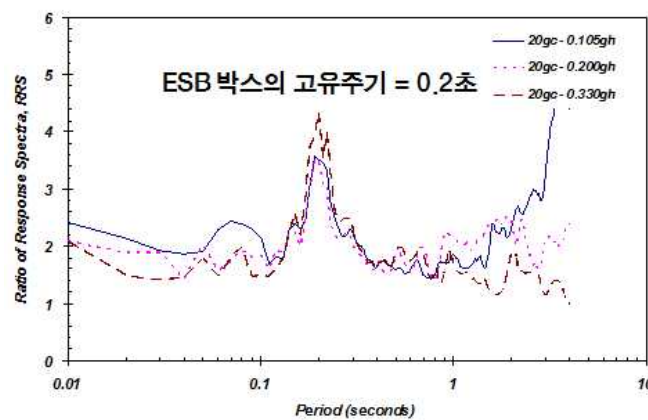
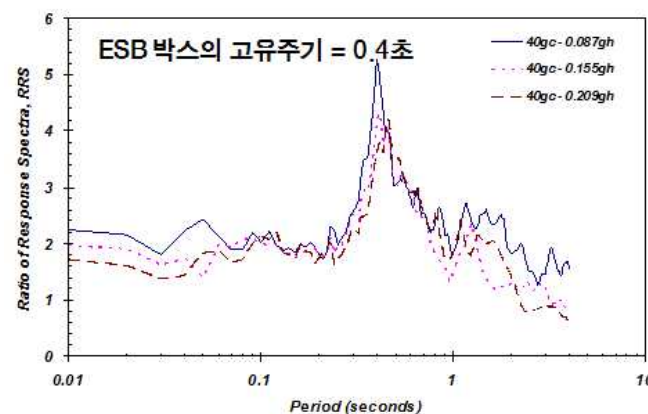


그림 25. 빈 ESB 박스 및 가속도계

그림 26 에서 보듯이, 지진 가속도 수준에 관계없이 원심 가속도 20gc에서는 주기 0.2초에서 현격히 증폭이 발생하고 있고, 40gc에서는 주기 0.4초에서 현격히 증폭이 발생하여 원심 가속도와 함께 고유주기도 2배 만큼 증가하고 있다. 이는 원심 가속도 수준이 20gc에서 40gc로 증가하면서 원형 길이가 2배로 증가하였지만, 고무의 강성은 그대로 유지되었기 때문이다. 즉, Frame 사이에 설치된 볼 베어링이 고무의 압축을 억제하고, 고무가 전단보로서의 역할을 수행하도록 하는 것으로 판단된다.



(a) 원심 가속도 20gc



(b) 원심 가속도 40gc

그림 26. ESB 박스의 고유주기 특성

또한 그림 27 과 같은 모델을 이용하여 ESB 모델 박스의 활용성을 함께 검증한 결과 그림 28 에서와 같이 강진 영역을 비롯한 전체 시간 영역에서 두 가속도 기록이 일치하는 것을 확인함으로써, Slip Table의 움직임은 모델 박스에 정확히 전달되고, 입력 지진 파는 신뢰성 있게 제어되고 있음을 의미한다. 마찬가지로 ESB 모델 박스의 최상부 Frame 및 이와 동일한 높이의 지중에 가속도계를 설치하고 지진 하중이 가해졌을 때 가속도 기록을 비교한 결과, 두 가속도 기록이 전체 시간 영역에서 잘 일치하는 것을 확인할 수 있다(그림 29). 이는 ESB 모델 박스가 주변 지반과 유사한 강성을 지닌 전단보의 역할을 함으로써 경계 조건을 현실적으로 모사하고 있음을 의미한다.

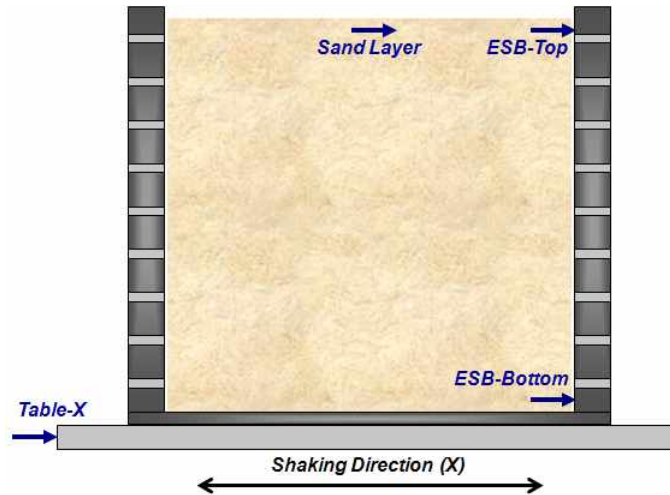


그림 27. ESB 박스 검증을 위한 모형 구성

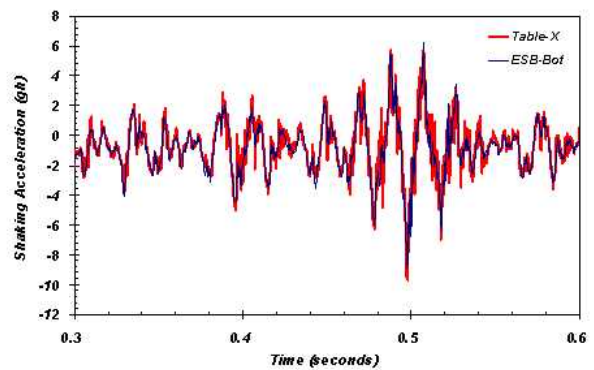
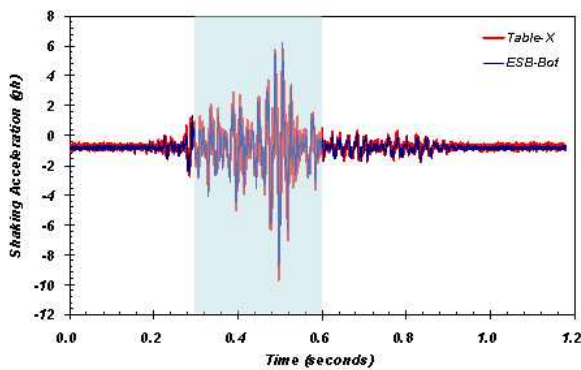


그림 28. Slip Table과 ESB 모델 박스 최하부의 가진방향 진동 계측 결과 비교

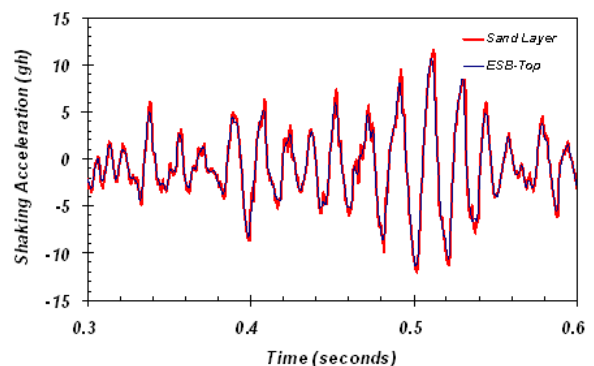
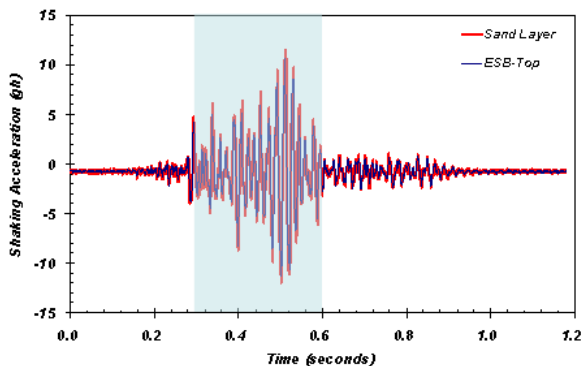


그림 29. ESB 모델 박스 최상부와 동일한 높이의 지중 진동 계측 결과 비교

2절 연구수행과정 및 내용(이론적, 실험적)

1. 옹벽의 지진시 거동 평가

가. 이론적 배경

Mononobe and Matsuo(1929) 와 Okabe(1926) 의 동적토압산정방법(M-O 방법) 발표 이후에도 많은 연구자들은 보다 신뢰성 있고 경제적인 동적토압산정을 위하여 지금까지도 해석적(Analytic), 실험적(Experimental) 및 수치해석적(Numerical) 연구가 활발히 이루어지고 있다. NEHRP(FEMA, 2010) 에 의하면 옹벽은 크게 1)변위를 허용하는 옹벽(yielding wall) 과 2)변위를 허용하지 않는 옹벽(non-yielding wall)으로 나뉜다. 변위를 허용하는 옹벽은 지진시 영구변위(옹벽 높이의 0.2%)를 허용하고 이로 인하여 뒤채움 지반은 옹벽에 주동토압을 발현시킨다. 일반적으로 중력식옹벽(Gravity wall) 및 캔틸레버(Cantilever wall) 옹벽은 변위를 허용하는 옹벽에 속하며 지하구조물, 교대 및 교각과 같이 상부에 대형 구조물을 지지하는 옹벽은 변위를 허용하지 않는다.

(1) Mononobe-Okabe method

M-O 방법은 1923년 Kanto 지진 이후 Okabe(1926), Mononobe and Matsuo(1929) 가 제안한 지진 시 동적토압 산정 방법이다. M-O 방법은 뒤채움 지반이 건조 사질토인 중력식 옹벽을 대상으로 제안되었지만 현재 국내외 옹벽 내진설계에서는 중력식 옹벽을 비롯한 캔틸레버식 옹벽, 보강토 옹벽 등 형태와 상관없이 동적토압을 산정하는 방법으로 많이 사용되고 있다. M-O 방법은 Coulomb 의 토압이론을 확장시킨 방법으로 지진 시 파괴 흙 썩기의 관성력을 추가적인 정적 힘으로 고려하여 **그림 30** 과 같이 한계상태에서의 힘의 평형으로 벽체에 작용하는 동적 토압을 **식(3)** 과 같이 산정하며 다음과 같은 가정사항을 갖는다.

- (1) 뒤채움 지반은 균일한 사질토로써 비점착성 지반이며 변형이 발생하지 않는 강체로 거동한다.
- (2) 뒤채움 지반에서 전단강도가 충분히 발현될 수 있도록 옹벽이 충분한 변위를 일으키며 최소 주동토압이 발생한다.
- (3) 지진에 의한 가속도는 뒤채움재에 균등하게 작용하며 옹벽의 바닥 뒷굽으로부터 직선의 파괴면을 가정한다. 또한, 배면지반 및 기초지반에서 액상화는 발생되지 않는다.

옹벽에 발생하는 수평토압을 정적토압과 동적토압의 분력으로 식(5)와 같이 제안하였으며 M-O 방법에서 제시한 지진시 토압계수 산정방법을 식(6)과 같이 간편화 하였다.

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae}, K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae} \quad \text{식 (5)}$$

$$\Delta K_{ae} \approx (3/4)k_h \quad \text{식 (6)}$$

$$\Delta P_{ae} = (1/2)\gamma H^2(3/4)k_h = (3/8)k_h\gamma H^2 \quad \text{식 (7)}$$

또한, Seed and Whitman 은 지진 시 옹벽의 변위를 일으키기에는 지진 가속도가 매우 짧은 시간에 발생하기 때문에 옹벽의 내진설계시 지반최대가속도의 75%를 사용하는 것이 적절하다고 제안하였다. M-O 방법에서는 Coulomb 의 토압 이론을 적용하였기 때문에 토압의 분포 및 작용점에 대한 언급이 없었지만 Seed and Whitman(1970)은 1g 진동대 실험을 통하여 토압을 직접 계측하였으며 그 결과 지진 시 동적 토압의 작용점을 0.6H 로 그림 31 과 같이 평가하였다.

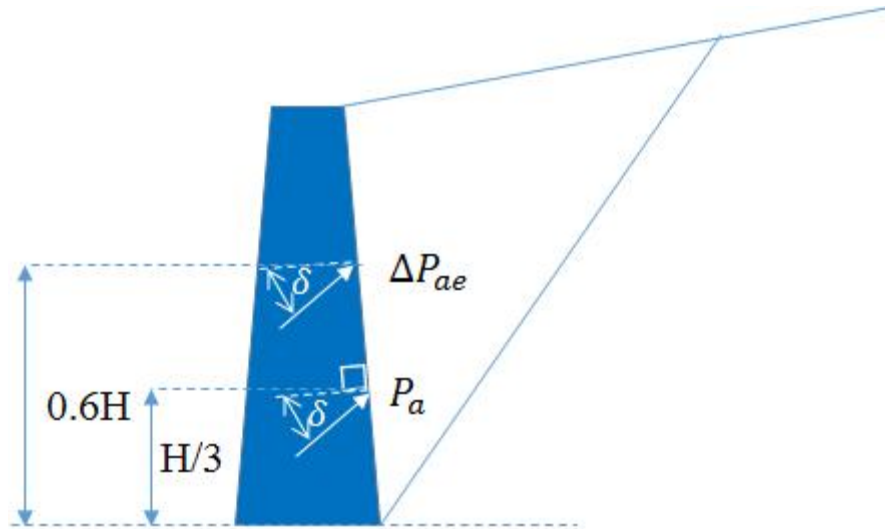


그림 31. 지진 시 Seed and Whitman 토압 분력 작용점

(3) Wood method

Wood(1973)는 지반을 탄성체로 간주하여 변위를 허용하지 않는 옹벽에 대하여 동적토압을 산정하는 방법을 제안하였다. 그림 32 와 같이 옹벽을 완벽한 강체로 간주하고 변위를 고려하지 않았을 경우, M-O 방법에서 제안한 값보다 동적토압을 약 2배 이상으로 평가하였다. NEHRP(FEMA, 2010) 에서는 암반 또는 강성이 큰 지반위에 위치하여 변위를 발생시키지 않는 옹벽에 대해서는 M-O 방법보다 Wood 의 탄성론 방법을 추천하고 있다. 지진파는 대부분 저주파의 신호이며 이로 인한 증폭 영향은 미비하다고 판단하였으며 균일한 지진계수 k_h 에 대하여 식(8)과 같이 변위를 허용하지 않는 옹벽에 대하여 동적토압 평가식을 제안하였다. 동적토압의 작용점은 Seed and Whitman(1970) 과 동일한 0.6H 를 제시하였다. 그러나 Wood가 제시한 이론은 변위를 전혀 허용하지 않는다는 가정과 상부 구조물 및 지반-구조물 상호작용을 전혀 고려하지 않았다는 점에서 실제 거동과는 차이가 있다(NEHRP(FEMA, 2010)).

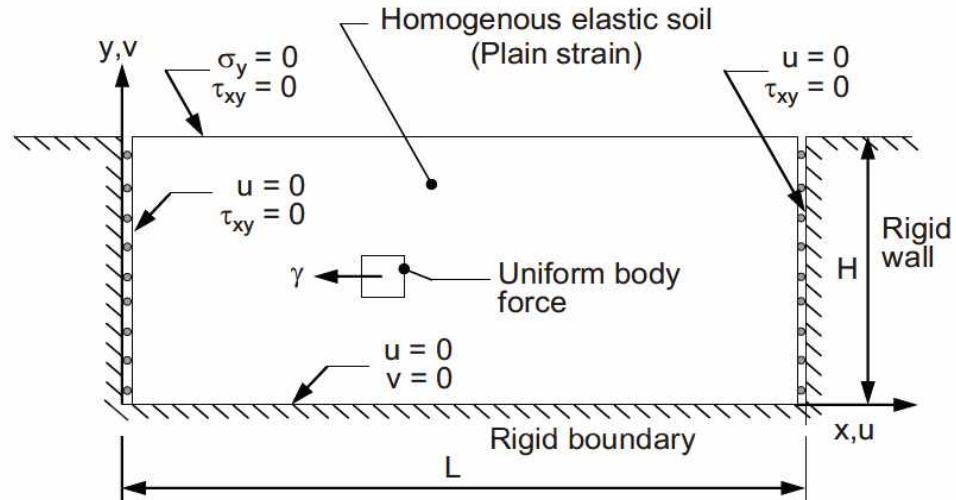


그림 32. Wood 의 탄성이론을 이용한 동적토압 경계조건 (Wood, 1973)

$$\Delta P_{ae} = Fk_h \gamma H^2 \quad (F \approx 1 \text{ suggested by Whitman(1991)}) \quad \text{식 (8)}$$

(4) 국내외 연구동향

지진 시 옹벽의 동적토압 현상은 지반-구조물 상호작용에 의해 발생하며 이는 이론적으로 접근하기에 한계가 있다. M-O 방법이 제시된 이후 여러 연구자들에 의하여 실험적 검증이 이루어 졌으며 과거에는 1g 진동대를 이용하였으며 최근에는 기술의 발전으로 인하여 원심모형실험을 이용하여 옹벽의 지진 시 거동을 평가하는 연구가 활발히 이루어지고 있다(Mononobe and Matsuo 1929, Jacobsen, 1939; Ishii et al., 1960; Matsuo and Ohara, 1960; Murphy, 1960; Niwa, 1960; Ohara, 1960; Sherif et al. 1982; Sharif and Fang 1984a, 1984b). 과거 상당수의 연구자들은 M-O 방법이 실험적 결과와 매우 유사함을 보이며 동적토압을 평가하는 데에 M-O 방법을 추천하였으며 동적토압의 분력 또한 Seed and Whitman(1970) 이 제안한 $0.6H$ 에 동의하였다. 하지만 과거 1g 진동대의 실험들은 실제 지반상태와 같은 응력을 재현하지 못한다는 단점과 실제 지진과 다른 주파수의 가진파형, 계측 장비들의 성능등의 실험적 한계를 갖고 있다. 이와 같은 1g 진동대 실험은 정성적(Qualitative) 판단을 위한 매개변수연구 등에 효과적이며 정량적(Quantitative) 판단에는 단점을 갖고 있다.

원심모형실험을 이용한 옹벽의 동적 거동 평가는 Ortiz (1983), Bolton and Steedman (1985), Zeng (1990), Steedman and Zeng (1991), Stadler (1996), and Dewoolkar et al. (2001) 에 의하여 수행되었으며 이들은 대부분 정현파를 이용하여 동적 토압을 평가하였다.

Ortiz et al.(1983) 은 건조사질토 지반에서의 역T형 옹벽에 작용하는 지진 시 동적토압을 동적원심모형실험을 이용하여 평가하였다. M-O 방법에 의한 동적토압과 계측값이 유사함을 보였으며 최대 동적토압의 작용점은 약 $H/3$ 로 평가하였다(그림 33). Bolton and Steedman(1985) 은 원심모형실험을 통하여 콘크리트와 알루미늄으로 만들어진 모형옹벽에 대하여 건조사질토에서의 지진시 동적 거동을 평가하였다. 그들 또한 M-O 방법에 의한 동적토압이 계측값과 유사함을 평가하였으나 동적토압의 작용점을 $H/2$ 로 제시하였다. Zeng(1990), Steedman and Zeng(1991) 은 뒤채움 지반에서의 지반증폭 및 가속도 위상차이가 동적토압의 크기 및 분포에 미치는 영향을 평가하였다. Stadler(1996)는 14번의 동적원심모형실험을 통하여 캔틸레버 형식의 옹벽에 대하여 건조사질토에서의 지진시 동

적 토압을 평가하였으며 지금까지의 연구 결과와 달리 동적토압의 분포는 삼각형에 가까우며 M-O 방법 사용시 지진가속도를 20-70% 로 감하여 사용하는 것이 적절하다는 결론을 제시하였다(그림 34). Deewoolkar et al. (2001) 은 바닥면이 고정된 캔틸레버 형식의 옹벽에 대하여 뒤채움 지반이 액상화시 발생하는 지진 시 거동을 평가하였다.

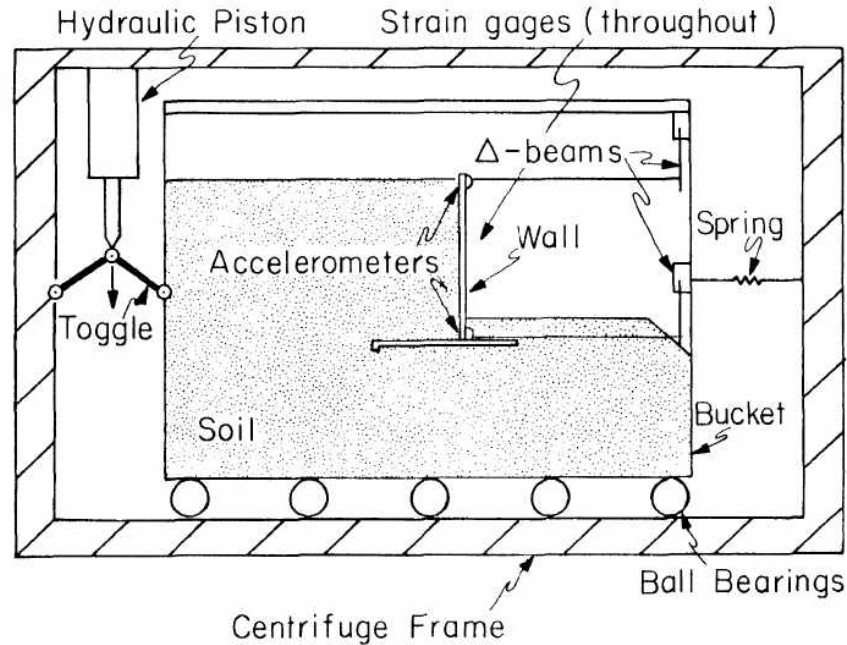


그림 33. 동적원심모형실험단면 (Ortiz et al., 1983)

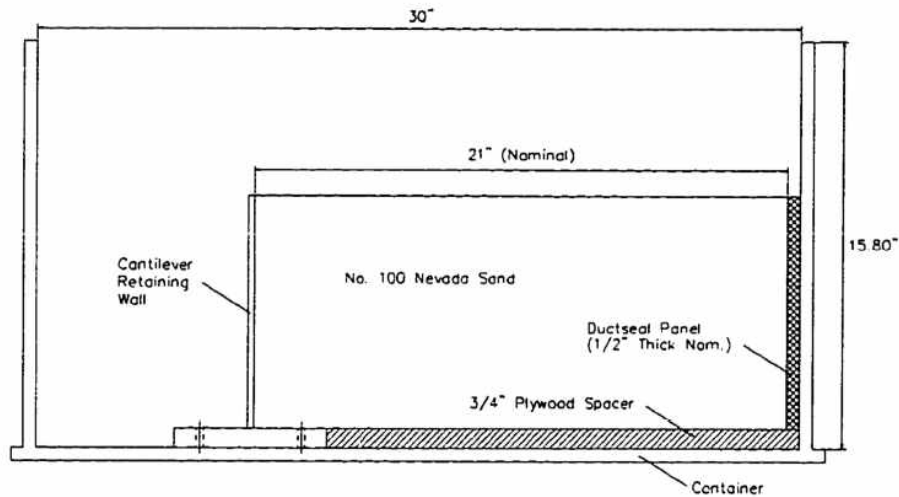


그림 34. 동적원심모형실험단면 (Stadler, 1996)

최근 Nakamura(2006) 와 Al-Atik and Sitar(2010) 은 동적원심모형실험을 통하여 각각 중력식 및 U자형의 옹벽에 대하여 지진 시 동적토압을 평가하였으며 두 연구 모두 M-O 방법의 동적토압 과다평가 가능성을 제시하였다. Nakamura(2006)는 지진 시 뒤채움 지반이 균일한 가속도에 영향을 받지 않으며 이로 인하여 동적 토압이 감소함을 확인하였다. 또한 동적 토압의 분포는 시간에 따라 변화하며 지진파에 따라 그 분포의 형태가 달라짐을 보였다(그림 35). Al-Atik and Sitar(2010)는 U자 형태의 옹벽에 작용하는 지진시 동적 토압을 평가하였으며 이는 중력식 및 역T형 옹벽보다 변형 발생이 어려운 형태의 옹벽이었다. 따라서 M-O 방법에서 가정한 바와 같이 충분한 변위 발생이 어려운 조건이었

음에도 불구하고 M-O 방법이 계측값보다 동적 토압을 크게 평가하였으며 동적토압의 작용점 또한 H/3 에 가까움을 평가하였다(그림 36). Sitar et al. (2012) 는 역T형 옹벽에서의 지진시 동적 토압을 이전 실험과 동일한 환경에서 평가한 결과 M-O 방법의 과다 평가 경향과 삼각형 형태의 동적 토압 분포임을 다시 한번 확인하였다(그림 37).

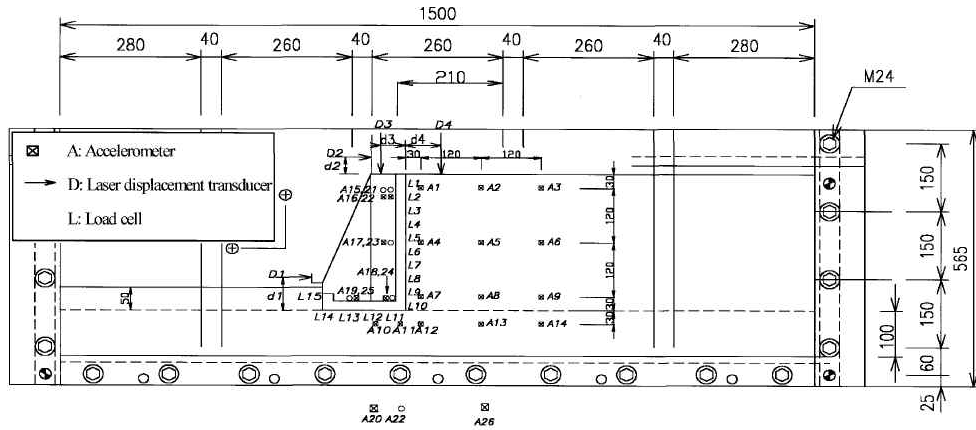


그림 35. 동적원심모형실험단면 (Nakamura, 2006)

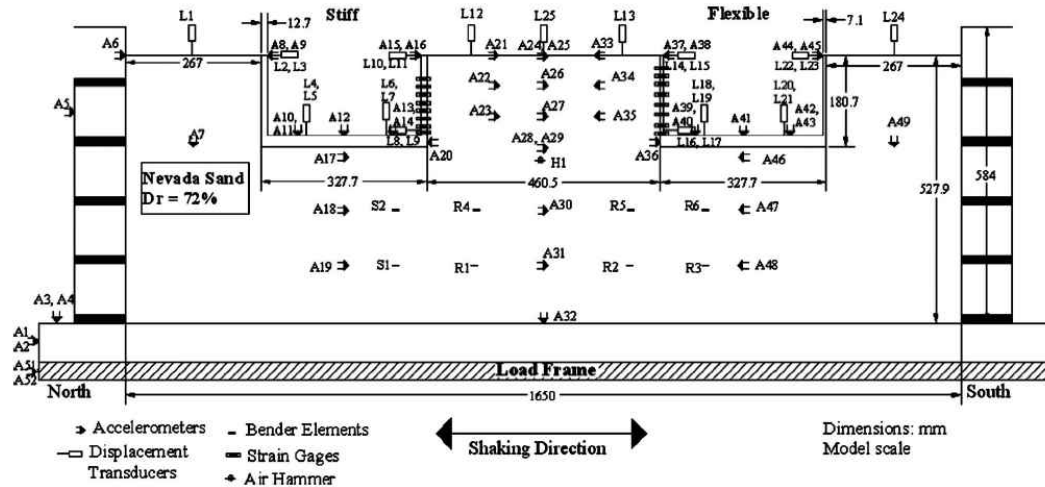


그림 36. 동적원심모형실험단면 (Al-Atik and Sitar, 2010)

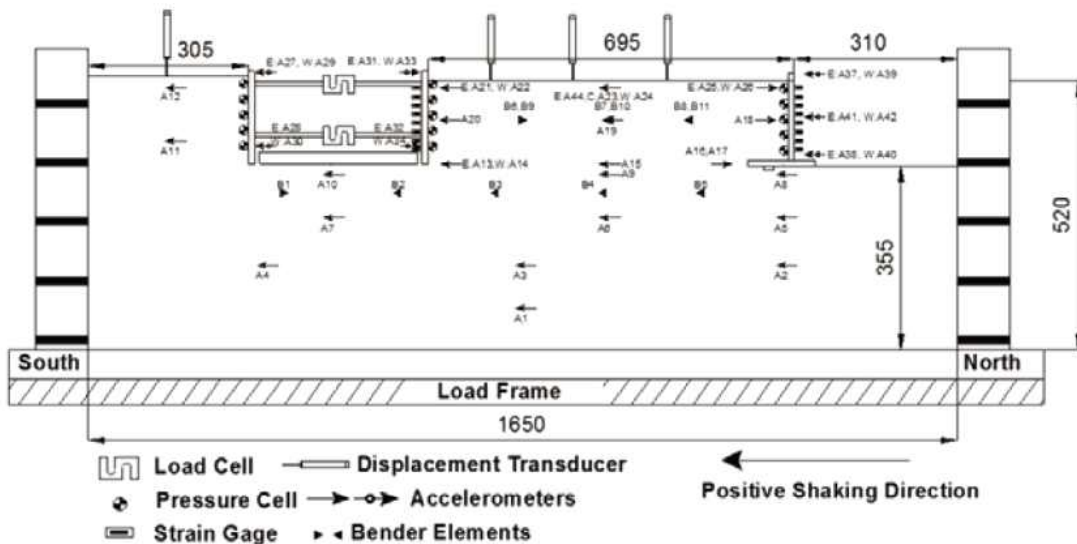


그림 37. 동적원심모형실험단면 (Sitar et al., 2014)

(5) 국내외 내진설계 분석

(가) 구조물기초설계기준(2009)

구조물기초설계기준(2009)에서는 옹벽의 내진해석을 위하여 M-O방법을 사용하고 설계지진가속도($k_h=a_{\max}/g$, $g=9.81\text{m/s}^2$)로는 지표면 자유장 최대가속도(PGA)로, 해당 지역의 보통암 암반 노두 설계지진계수에 그 지역의 지반 증폭 계수를 곱하여 결정하도록 하고 있다. 정적토압의 작용점은 $H/3$, 동적토압의 작용점은 $0.6H$ 로 각 분력의 조합을 이용하여 지진 시 토압 작용점을 구하고 있다. 한편, 지진 시 옹벽의 활동, 지지력, 전도 및 전체 파괴등에 대한 안정해석을 수행하도록 하고 있으나 자세한 내용은 언급하지 않았다.

(나) 도로교설계기준(2008)

도로교설계기준(2008)에서는 지진 시 옹벽이 아닌 교대에 작용하는 동적토압에 대하여 포함하고 있다. 독립식 교대에 대해서는 구조물기초설계기준과 같이 M-O 방법을 이용하여 등가정적하중을 평가하고 교축방향으로 작은 변위를 허용하는 조건에 대해 k_h 를 50% 감하여 사용하고 예상할 수 있는 변위의 상한선을 $250 \cdot k_h(\text{mm})$ 로 제한하였다. 변위를 구속하는 교대에 대해서는 k_h 를 50% 증가시켜 사용하도록 하면서 변위에 따라 경제적인 설계가 가능하도록 하였다. 한편, 토압의 작용점은 M-O 방법으로부터 평가된 지진 시 전체 토압을 균등분포로 보고 교대 높이의 $H/2$ 지점에 작용하는 것으로 가정하였다. 안정해석 시에는 지진 시 발생하는 교대 자중에 의한 관성력의 영향을 언급하면서 중력식 지지벽에 대하여 자중에 의한 관성력을 고려하도록 설명하고 있다.

(다) 도로옹벽표준도(2008)

국토해양부에서 제공하는 도로옹벽표준도(2008)는 도로교설계기준(2008) 및 구조물기초설계기준(2009)을 바탕으로 작성되었다. 동적토압과 관련하여 다소 상이한 두 기준을 바탕으로 작성되었기 때문에 동적토압의 분포 및 벽체의 관성력에 대하여 모호한 부분이 존재한다. 역T형 옹벽 T-7 모델을 기준으로 표준도의 계산과정을 검토한 결과 동적 토압의 크기는 M-O 방법을 이용하여 계산한 후, 안정해석 시에는 지진 시 전체 토압의 분포는 균등분포로 가정하여 작용점을 $H/2$ 로 사용하고 있으며 단면력 산정시에는 토압의 크기는 삼각형 형태로 산정하지만 작용점은 일괄적으로 $H/2$ 로 다소 높게 계산하고 있다 (그림 38). 벽체의 관성력에 대해서는 도로옹벽표준도(2008)에서 제시한 바와 같이 옹벽의 자중 관성력을 안정해석과 단면력 평가시 모두 포함하고 있어 중력식 옹벽 뿐만 아니라 역T형 옹벽에서도 옹벽의 관성력을 고려하고 있다. 다만, 설계지진계수를 수평진도 2등급 $0.11g$ 를 기준으로 $k_h=0.11/2=0.055g$ 로 설계하였기 때문에, 자칫 지반증폭특성이 고려되지 않은 암반 노두값을 k_h 값으로 사용하는 것처럼 오해의 소지가 존재한다.

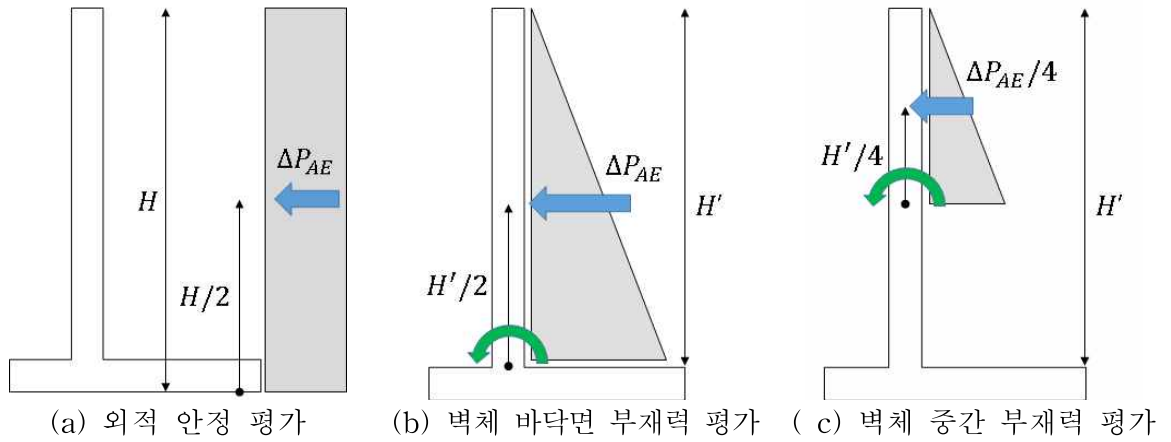


그림 38. 도로옹벽표준도 동적토압 분포 및 작용점 (Model T-7)

(라) AASHTO(2012)

AASHTO(2012)에서는 최근의 연구를 바탕으로 경제적인 설계방향으로 개선되어 있다. k_h 는 지반증폭특성이 고려된 자유장 최대가속도를 사용하도록 하고 있으며 지반분류에 따라 값을 보정하도록 한다. 25~50mm (1~2 inch)의 변위를 허용할 때에는 k_h 를 50%감하여 사용하도록 하였으며 높이 18m (60ft) 이상의 옹벽에 대해서는 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석을 수행하도록 하고 있다. 지진 시 발생하는 전체 토압의 분포를 삼각형 형태로 규정하여 그림 39와 같이 정적토압과 동적토압의 작용점을 $H/3$ 으로 명확하게 규정하고 있다. 이는 기존에 Seed and Whitman(1970)이 제안한 동적토압 작용점 $0.6H$ 와는 상반되는 내용이며 최근 연구 결과를 바탕으로 내진설계를 좀 더 경제적으로 이끌고 있다. 한편, 옹벽의 자중(W_w)에 의한 관성력($P_{IR}=k_h \cdot W_w$) 또한 안정해석 및 부재력 검토에 포함하도록 하였으며 다음과 같은 하중조합을 모두 검토하도록 하고 있다.

조합 1 : $P_{AE}+0.5P_{IR}$

조합 2 : $0.5P_{AE}+P_{IR}$ (단, $0.5P_{AE}$ 가 정적 토압을 초과해야 함)

여기서 P_{AE} 는 지진시 발생하는 전체(정적+동적) 토력의 크기이다.

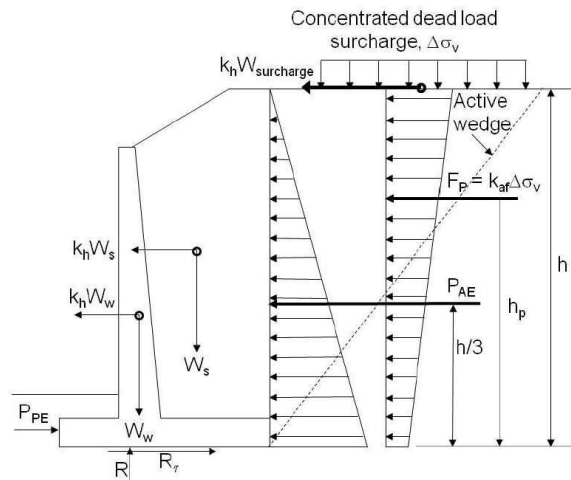


그림 39. 역T형 옹벽의 외적 안정(External stability) 평가 (AASHTO, 2012)

(마) EUROCODE 8-5

Eurocode8 Part 5 (2008)는 옹벽의 변위 허용 기준을 $300k_h$ (mm), $200k_h$ 및 고정조건으로 다양화 하면서 k_h 의 크기를 지표면 자유장 최대가속도의 50%, 66%, 100%로 각각 보정하여 사용하고 있다(표 7). 동적토압의 작용점을 $0.5H$ 로 가정하여 Seed and Whitman(1970)이 가정한 $0.6H$ 보다는 다소 경제적으로 규정하고 있다. 10m 이상 옹벽에 대해서는 k_h 산정을 위한 1차원 지반응답 해석을 권장하고 있으며 옹벽 자중에 의한 관성력 영향은 따로 언급을 하지 않았다. AASHTO(2012)에 비해 Eurocode8 Part 5(2008)는 2004년 이후 개정되지 않았기 때문에 최근 연구 동향을 반영하지 못하고 있다.

표 7. 옹벽의 변위 허용 정도에 따른 지진계수 감소계수(Eurocode 8-5, 2008)

옹벽의 변위 허용 정도	감소계수
Free gravity walls that can accept a displacement up to $dr = 300 a \cdot S$ (mm)	2
Free gravity walls that can accept a displacement up to $dr = 200 a \cdot S$ (mm)	1.5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

(바) NCHRP Report 611

NCHRP Report 611(2008)에서는 M-O 방법으로부터 평가된 동적토압을 $H/2$ 로 간주하며 옹벽의 높이가 증가할수록 지진계수 k_h 를 감소시켜 사용할 것을 제안하였다. 옹벽의 높이가 증가할수록 뒤채움 지반의 깊이별 거동은 강체거동과는 거리가 있으며 위상차이로 인하여 동적 토압 발현이 더욱 어려워 짐을 수치해석으로 변수 연구를 수행하였다. NCHRP Report는 추후 AASHTO LRFD에 반영이 된다는 점을 고려할 때 옹벽의 높이 또한 동적토압 산정시 중요한 영향인자임을 알 수 있다. 한편, 옹벽의 변위를 허용함에 따라 k_h 를 산정시 지표면 PGA를 50% 감하여 설정할 것을 명시하고 있다.

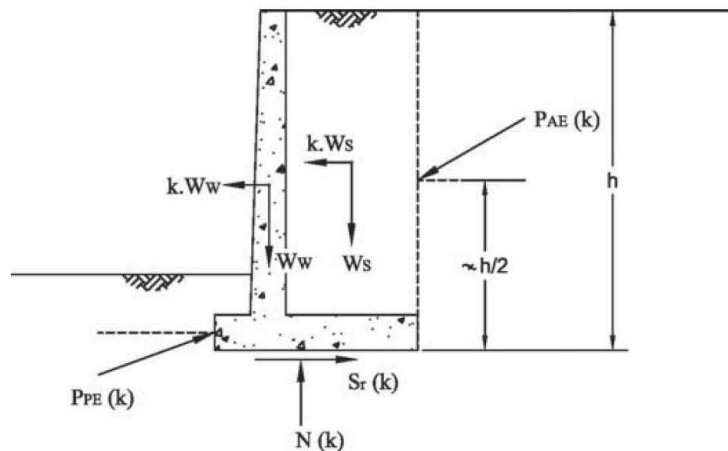


그림 40. 지진 시 옹벽에 작용하는 힘의 도식도 (NCHRP Report 611, 2008)

(6) 연구목적

위와 같이 우리나라 옹벽의 내진설계 및 동적토압 산정과 관련하여 내진선진국의 최신 연구동향 및 내진설계기준을 고려하여 다음과 같이 현행 옹벽의 내진설계 방법에서 개선이 필요한 방향과 본 과제의 연구 목표를 설정하였다.

- 벽체 유연도에 따른 지진 시 옹벽에 작용하는 동토압 변화
- M-O 와 S-W 방법의 역T형 옹벽에의 적용 적정성
- 변위허용 및 높이에 따른 설계지진계수 (k_h)
- 명확한 동적토압 분포 및 작용점 제시
- 입력파의 주파수 영향

이 외에도 NCHRP Report 611(2008)에 따르면 설계지진계수(k_h) 산정 시 지반의 증폭 특성 및 뒤채움 지반의 위치별 가속도 분산에 따른 유효설계지진계수(effective k_h)의 필요성이 대두되고 있다. 또한 순간적으로 큰 토압을 받는 동적토압에 대하여 이를 정적으로 적용하고 있는 유사정적 방법의 신뢰성에 대하여 논란의 여지가 계속되고 있다. 이에 대한 연구가 추가적으로 지속적으로 수행되어 우리나라에 맞는 경제적이고 안전한 옹벽의 내진설계기준을 정립할 필요가 있다.

2. 지반-기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가

가. 이론적 배경

(1) 구조물의 지진 하중 산정

일반적으로 단층운동에 의하여 지진이 발생하였을 경우 지진파는 암반 지대를 통하여 토사지반으로 전파되고, 토층을 통과하면서 지반의 동적 물성에 따라 지반 증폭 현상을 경험한 후 상부 구조물에 지진하중을 가하게 된다(그림 41). 이러한 지표면에서의 증폭 정도는 건축물 하부 및 기반암 상부에 위치한 토사 지반의 두께(기반암 깊이), 전단파 속도(강성) 그리고 감쇠비에 따라 차이를 보이게 된다. 이와 같은 지반의 동적 물성치는 현재 건설 현장에서 널리 이용되고 있는 지반 조사 시험과 계측을 통해 정량적으로 평가되고 있으며, 구조물의 내진설계 및 내진성능평가에 활용되고 있다.

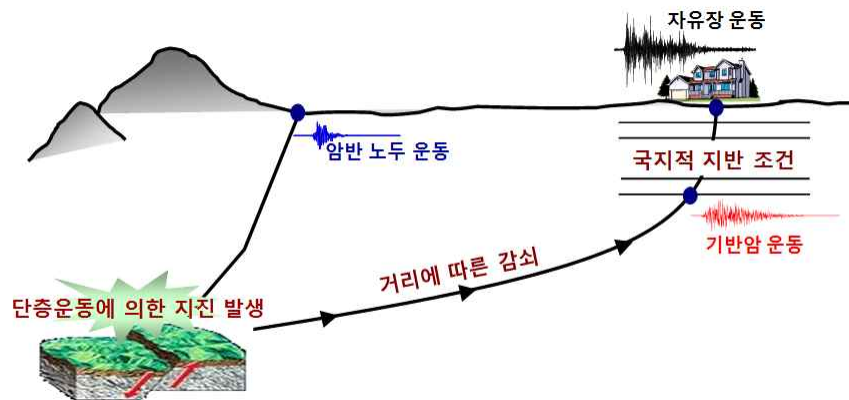


그림 41. 구조물 설계 지진 산정 시 지반증폭현상 반영

지진 시, 지표면에서의 최대 지반가속도 및 구조물에 가해지는 지진력을 결정하기 위해, 앞에서 언급한 바와 같이 건축물이 놓일 위치의 국지적인 지반조건을 신뢰성 있게 평가하는 것은 중요하다. 현재 국내 내진설계기준에서는 상부 30m의 지반 평균 전단파 속도($V_{s,30}$)를 이용하여 공학적으로 지반을 분류하고, 각 지반종류에 따라 설계응답스펙트럼을 달리 적용하여 건축물에 작용하는 지진하중을 산정하고 있다. 건축구조설계기준(2009)에서는 5% 감쇠비에 대한 표준 응답 스펙트럼을 다음 순서로 정의하고 있다.

- ① $T \leq T_0$ 일 때, 스펙트럼 가속도 S_a 는 식 (9)와 같다.
- ② $T_0 \leq T \leq T_s$ 일 때, 스펙트럼 가속도 S_a 는 S_{DS} 와 같다.
- ③ $T > T_s$ 일 때, 스펙트럼 가속도 S_a 는 식 (10)과 같다.

$$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} \quad \text{식 (9)}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{식 (10)}$$

여기서, T 는 구조물의 주기(초), S_{DS} 는 단주기 설계스펙트럼 가속도, S_{D1} 은 주기 1초

에서의 설계스펙트럼 가속도, $T_0 = 0.2S_{D1}/S_{DS}$, $T_s = S_{D1}/S_{DS}$

이와 같이 하부 지반 조건에 따른 지반 분류와 이에 상응하는 응답스펙트럼으로 지진 하중을 산정하는 절차는 상부 구조물의 하부지지 조건이 고정되어 있다는 전제를 바탕으로 이루어지게 된다. 즉, 고유의 질량과 강성으로 표현되는 단자유도 구조물의 응답을 바탕으로 설계에 필요한 지진력을 산정하는 것이다. 이러한 지진하중 산정 절차는 지반-기초-구조물의 상호작용을 복합적으로 고려하기 힘들 뿐 아니라, 기초의 강성이나 구조에 의한 효과를 무시하기 때문에 설계 비용이 과다하게 산정될 우려가 있다.

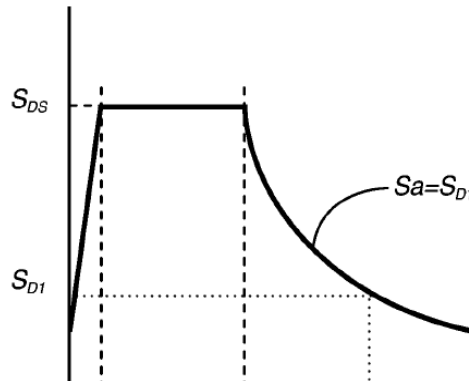


그림 42. 표준응답스펙트럼 작성방법 (건축구조설계기준)

(2) 등가 정적 해석 및 동적 해석

현재 International Building Code(IBC, 2012)와 건축구조설계기준(KBC, 2009)에서는 지진 해석을 위해서 주로 탄성해석을 바탕으로 한 등가정적방법을 사용하고 있다. 등가정적 해석법은 지진의 영향을 등가의 정적하중으로 전환한 후에 이를 이용하여 정적 해석을 수행함으로써 구조물의 지진에 의한 거동을 예측하는 방법이다. 동적해석을 이용하여 구조물의 거동을 예측하기 위해서는 많은 노력이 필요하고, 정형구조물이 지진에 대해 유리한 거동을 하기 때문에 근사해석법이지만 실제 많이 이용되고 있다. 그러나 이 방법은 구조물의 동적 특성이 특이한 비정형 구조물이나 비선형 거동을 하는 경우에 대해서는 정확도가 떨어지는 문제가 있다.

등가 정적해석이 지니고 있는 문제점을 보완하고, 비선형 거동이나 지반-기초-구조물 상호작용과 같은 복잡한 현상을 고려한 설계 및 성능 평가를 위해서는 동적 해석이 이용되고 있다. 지반-기초-구조물 상호작용을 고려하는 지진 동적 해석방법에는 직접해석법과 부구조물 해석법 등이 있다.

1) 직접 해석법

직접해석법에서는 구조물과 지반을 동시에 유한요소법 등으로 모델링하고 지진기록을 지반 및 암반에 직접 입력하여 지진해석을 실시하기 때문에 구조물-지반 상호작용 영향을 보다 정확하게 전반적으로 반영할 수 있고 비선형 해석도 가능한 장점이 있지만, 지반과 지반-구조물 상호작용의 각종 영향요소에 대한 요소별 개별적 평가가 정확히 이루어져야 하는 단점이 있다.

2) 부구조물 해석법

부구조물해석법에서는 구조물과 지반을 분리하여 지진해석을 3단계로 나눠서 수행하는데, 먼저 1단계에서 무질량 강체기초 저면에서의 지반거동을, 2단계에서 기초-지반의 강성을 구한후, 3단계에서 구조물 저면에 등가강성스프링을 연결하여 강성을 부여하고 기초 저면에서의 지반운동을 입력하여 지진해석을 수행하기 때문에 구조물-지반 상호작용 영향을 각영향 요소별로 파악할 수 있고, 각 지진해석 단계에서 중간결과를 평가할 수 있는 장점이 있지만, 구조물과 지반의 비선형성을 고려해야하는 경우에는 등가강성스프링의 비선형 강성부여와 입력지진에 지반의 비선형성을 고려하기가 곤란하기 때문에 비선형 해석에는 어려움이 따른다.

(3) 회전 기초(Rocking Foundation)

현행 내진 설계기준에서는 하부 기초의 안전율을 크게 고려하여 기초의 하부지반이 아닌 상부 구조물에서 지진 하중을 저항하도록 하여 구조물에서 항복이 발생하도록 유도하고 있다(그림 43). 이러한 현행 설계 기법은 하부 기초를 필요 이상으로 과다 설계하고 있으며 하부 지반에서 전달되어 오는 지진 에너지를 감쇠 없이 그대로 상부 구조물에 전달하게 되므로 상부 구조물 또한 과다 설계하고 있다. 얇은 기초 설계는 파괴 시, 유지보수가 힘든 기초-지반 시스템을 단단히 한다는 측면에서 합리적이고 보수적인 설계로 보일 수 있으나, 단단한 기초 시스템 거동으로 인하여 대형 지진이 발생할 경우에는 오히려 상부 구조물에 큰 지진하중을 전달하는 불안정한 설계 방식이 될 수 있다. 그림 00는 1995년 일본 고베에서 발생한 지진으로 인하여 푸케 교량(Fukae Bridge)의 18개보가 붕괴된 모습으로, 기초를 강하게 설계하여 상부 구조물에서 모든 지진 에너지를 저항하게 되면 강한 지진에 매우 취약한 지진 저항 능력을 보여주고 있다.

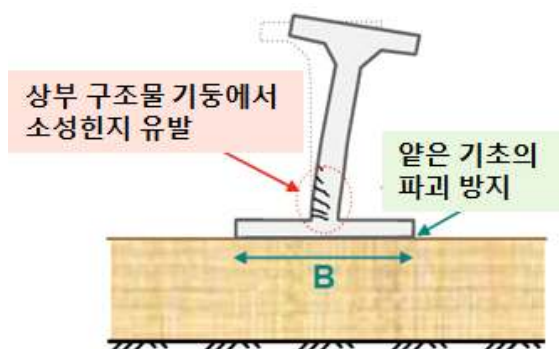


그림 43. 얇은 기초의 현행 내진설계 개념 그림 44. 현행 설계 개념으로 설계된 교량의 붕괴

앞서 언급된 현행 내진설계 기준의 문제점인 강한 기초의 강진 시 지진 저항 능력 감소 및 막대한 건설비용의 문제점을 해결하기 위해서, 얇은 기초의 항복 거동을 활용하여 설계하는 회전 기초(Rocking Foundation) 설계 개념이 활발하게 연구 되고 있다. 이는 기존 설계 개념과 다른 개념으로 기초의 안전율을 작게 설계하여 기초-지반 시스템의 지지력 항복 및 기초의 지진 시 변위를 유도하고 지진 에너지를 흡수하는 소성힌지를 기초

-지반 시스템으로 이동시켜 상부 구조물의 파괴를 최소화하는 설계 기법이다(그림 45). 많은 연구 결과 및 관측 결과에서 회전 기초 개념을 이용할 경우에는 얇은 기초 하부에서 매우 많은 지진 에너지 감쇠가 발생하여 그림 46과 같이 대형 지진에도 지반-기초-구조물 시스템의 붕괴는 발생하지 않는다. 향후 기초의 침하 조건에 대한 상세한 해석이 가능할 경우, 기초의 항복 거동을 이용하여 경제적이고 안전한 기초 및 상부 구조물 설계가 가능할 수 있다.

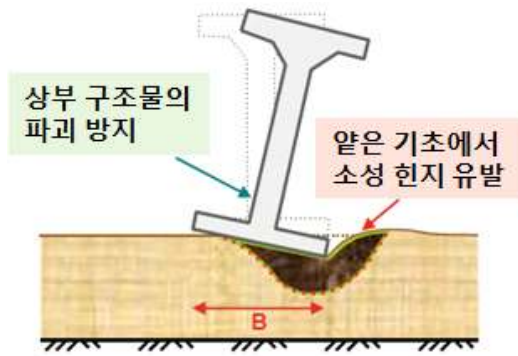


그림 45. 회전기초의 개념



그림 46. 얇은 기초에서의 소성힌지 거동 예 (1999, 터키)

FEMA 356에서 정의된 정사각형 기초의 최대지지 모멘트와 상부 구조물에 의해서 유발되는 전도 모멘트 사이의 관계식을 이용하면, 회전운동이 유발될 때 상부 구조물의 최대 지진 가속도를 다음 식 11 과 같이 결정될 수 있다.

$$S_a \leq S_{a,\max} = \frac{M_{ult}}{m_s \cdot h} = \frac{1}{2} \cdot \frac{m_t}{m_s} \cdot \frac{L}{h} \cdot \left(1 - \frac{q}{q_c}\right) \quad \text{식 (11)}$$

S_a : 상부 구조물의 지진가속도

$S_{a,\max}$: 상부 구조물의 최대 지진가속도

M_{ult} : FEMA 356에서 정의된 정사각형 기초의 최대지지 모멘트

m_t : 얇은 기초와 상부 구조물을 포함하는 총 질량

m_s : 상부 구조물의 등가 질량

L : 정사각형 얇은 기초 한 면의 길이

h : 상부 구조물의 무게중심까지 높이

q/q_c : 얇은기초 최대 지지력 대비 시스템 수직 하중의 비

(4) 지반-기초-구조물 동적 특성 변화

지반-기초-구조물 상호작용은 지반 및 기초 구조물의 강성과 감쇠를 스프링과 댐퍼로 모사함으로써 그림 47 과 같이 단순화가 가능하다. 상부 구조물은 유효 높이 h 를 가지고 있는 단자유도 구조물로 표현될 수 있다. 이때 하부와 상부 구조물의 고정 조건은 스프링

에 의해서 지지되므로 기존 응답스펙트럼 산정 시 이용되는 고정단 조건 보다 유연하다. 이러한 단순화 모델은 단층 빌딩 또는 일차 모드 거동에 지배적인 다층 빌딩에 대한 표현으로 가능하다.

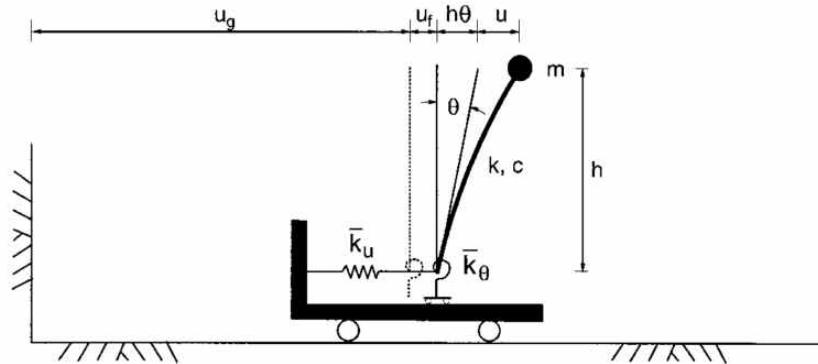


그림 47. 말뚝 기초 구조물 시스템의 지반-기초-구조물 상호작용

Veletos와 Meek(1974)는 앞서 그림 47에 표현된 유연한 지반-기초-구조물 시스템의 상부 구조물의 최대 지진 거동을 등가 시스템 특성을 가지는 고정단 모델로 예측하는 방법을 개발하였다. 다시 말해, 지반-기초-구조물 상호작용에 의해서 얇은 기초-구조물 시스템의 등가 시스템 동적 특성(시스템 주기 및 감쇠비 등)이 유연한 고정 조건에 맞게 변화하게 되고, 이에 대응되는 특성을 이용하여 기존 응답 스펙트럼 산정법과 같이 지진 하중을 쉽게 산정할 수 있게 되는 것이다. Velstos와 Meek(1974)에 의해서 제안된 유연한 시스템의 동적 특성 변화 식은 다음과 같다.

$$\tilde{T} = T_n \cdot \sqrt{1 + \frac{k_s}{K_x} + \frac{k_s h^2}{K_\theta}} \quad \text{식 (12)}$$

k_s : 고정단 조건의 단자유도 구조물의 강성

h : 기초부터 단자유도 구조물 질량의 무게중심까지 거리

K_x 와 K_θ : 기초의 수평 및 회전 강성

$$\beta_0 = a_1 \cdot \left(\frac{\tilde{T}_{eq}}{T_{eq}} - 1 \right) + a_2 \cdot \left(\frac{\tilde{T}_{eq}}{T_{eq}} - 1 \right)^2 + \frac{\beta_i}{(\tilde{T}_{eq}/T_{eq})^3} \quad \text{식 (13)}$$

$\tilde{T}_{eq}/T_{eq}$: 등가 고유주기 증가 비

a_1 와 a_2 : 기초 감쇠비 계수 (FEMA 440)

β_i : 상부 구조물의 초기 감쇠비

(5) 말뚝 기초 시스템의 운동학적 및 관성학적 힘

기초가 지반 깊은 심도까지 근입되어 있는 말뚝 기초의 경우 매우 다양한 요인에 의해서 지진 시 거동이 결정되게 된다. 지반-기초-구조물 상호작용의 관점에서 크게 두가지 힘으로 구분할 수 있는데, 운동학적 힘(Kinematic Force)과 관성학적 힘(Inertial Force)이다.

운동학적 힘은 지진파가 전달되어 왔을 때 기초 저면 또는 주변부의 지반이 움직이면

서 기초를 미는 힘을 말한다. 운동학적 힘 또는 운동학적 상호작용의 영향은 지표에 설치된 얇은 기초보다 묻혀 있는 말뚝 기초의 경우에 더욱 중요하다. 운동학적 힘은 지반과 말뚝 기초의 강성 차이, 지반의 증폭 현상, 지반과 기초의 접촉 면적 등에 따라서 그 영향은 상이하게 나타난다.

관성학적 힘은 지진에 의해서 기초가 진동할 경우, 구조물 또는 기초에서 발생하는 가속도에 의해서 관성력이 유발되고, 이러한 관성력이 기초에 축력, 전단력, 전단 모멘트 등으로 발현되어 지반에 까지 영향을 미치는 힘을 말한다. 관성학적 상호작용은 상부 구조물의 높이 및 질량, 그리고 지반 강성과 구조물의 강성 차이가 커질수록 크게 나타난다.

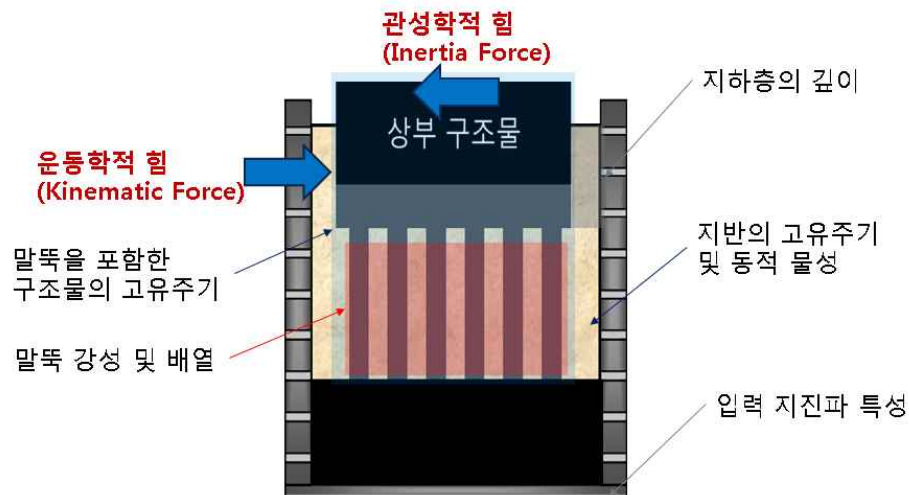


그림 48. 말뚝 기초 구조물 시스템의 지반-기초-구조물 상호작용

(6) 국내외 연구동향

지진 시 지반-기초-구조물 상호작용을 면밀히 평가하고 이를 활용하는 방안을 찾기 위한 연구는 전 세계적으로 많은 연구자들에 의해서 수행되어 오고 있다. 과거에는 수치해석을 통한 연구가 주를 이루었으며, 최근에는 원심모형실험 등 다양한 물리 모델링 기법을 활용하여 수치 모델링을 검증하고, 복잡한 비선형 거동을 관찰 하는 연구가 지속되어 오고 있다.

(가) 회전 기초

회전 기초의 개념은 1960년대 Housner(1963)가 수치 해석을 통해서 강체 블록의 회전 거동에 대한 연구를 시작하면서 처음 소개되었다. 이후 그리스의 Rion-Antirion 교량의 설계 시에 회전 기초 및 기초의 항복 거동을 이용할 수 있는 기초의 형태를 수치해석과 원심모형실험을 통해서 검증하고 이를 실제 시공에 적용하였다(Pecker, 2006).

1980년대부터 최근까지 매우 다양한 종류의 시스템에 대한 회전 운동 거동 연구가 수치 해석을 통해서 수행되어 오고 있다. Wolf(1976)는 들뜸 현상이 일어나는 기초 시스템에 대해서 연구를 수행하였으며, Chopra and Yim(1985)는 유연한 바닥 위에 놓여지는 회전 기초 시스템에 대한 연구를 수행하였다. 최근에는 Gazetas 등(2013) 및 Annastapoulus 등(2014)에 의해서 얇은 기초 위에 놓여진 교량 및 단자유도 구조물에 대한 구체적인 수치해석 연구가 수행되어 회전 기초 현상이 예측 불가능한 강한 지진에

대한 안정성 확보에 매우 유리하며, 경제적 설계를 유도 할 수 있음을 보여주었다.

회전 기초 거동은 강진 시 비선형 거동을 할 때, 즉 기초-지반 접촉면에서 항복 거동이 발생할 때 지진에 대한 큰 안정성 및 에너지 소산 기능을 보여주고 있다. 이러한 비선형 거동을 수치해석적으로만 접근하기에는 다양한 문제점이 존재한다. 이에 실험적 실험이나 현장계측 뿐 아니라 최근에는 동적 원심모형실험을 활용하여 수치 모델링을 검증하고 설계 과정을 확인하는 연구가 매우 활발하게 진행되고 있다. Gajan 등(2008)은 다양한 입력(반복 하중, 동적 하중)에 따른 기초의 힘-변형 관계식을 밝힌 바 있으며, Deng 등(2012) 및 은 기초의 회전 거동이 상부 교량 구조물 시스템에 어떤 영향을 미치는지 확인하였다. 또한 Liu 등(2013)은 구조물 기둥과 기초-지반 저면의 에너지 소산 비율을 원심모형실험을 통해서 확인하고, 지진 안정성을 높일 수 있는 에너지 소산 점을 찾고자 하였다(그림 49). 표 8 에 대표적인 모형실험 연구 결과들을 정리하였다.

국내에서도 회전 기초에 대한 관심이 증가하여 이에 대한 연구가 진행되고 있는데, 조양희 등(1990)은 기초의 부분적 들림이 지반-구조물 상호작용 시스템의 지진응답에 미치는 영향을 해석을 통해서 보여주었다. 그리고 김동관 등(2014)은 얇은 기초의 최대지지 모멘트에 의해서 상부 구조물의 지진 시 거동이 제한될 수 있음을 원심모형실험을 통해서 보이고, 얇은 기초 자체 감쇠비에 의한 최대 지진하중의 증가폭을 보여주었다.

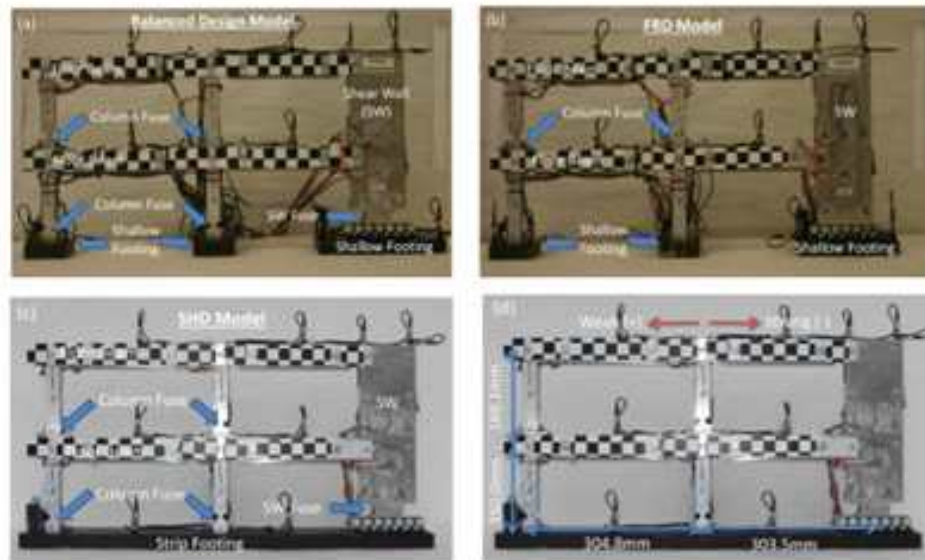


Figure 9: Elevation view of three instrumented models (a-c) and dimensional details in model scale (d).

그림 49. 원심모형실험 모습 (Liu 등, 2013)

표 8. 모형실험 실험 사례 (Pecker 등, 2014)

모형 실험 종류	대상 구조물	구조물 거동	지반 조건	수행 기관	참고 문헌
1g 진동대	CAMUSIV RC frame	Non-linear	Dry sand Dr 71%	CEA, Saclay, France	Combesure and Chaudat (2000)
원심모형실험	Bridge pier	Linear-elastic	Dry sand Dr 80%	UC Davis, USA	Ugalde et al. (2007)
1g 진동대	Steel rack	Rigid	Dry sand Dr 80%	PWRI, Tsukuba, Japan	Shirato et al. (2008)
원심모형실험	SDOF column	Linear-elastic	Dry sand Dr 38%	UC Davis, USA	Deng et al. (2012)
원심모형실험	2-story frame building with structural fuses	Non-linear	Overconsolidated clay	UC Davis, USA	Liu et al. (2012)
원심모형실험	2-column bent bridge	Non-linear	Dry sand Dr 77%	UC Davis, USA	Deng et al. (2012)
1g 진동대	Bridge pier	Linear-elastic	Dry sand Dr 85%	NTUA, Athens, Greece	Anastasopoulos et al. (2013)
1g 진동대	Bridge pier	Linear-elastic	Dry sand Dr 85%	NTUA, Athens, Greece	Drosos et al. (2012)
원심모형실험	SDOF column	Linear-elastic	Submerged dense sand on liquefiable sand layer Dr 68%	UC Davis, USA	Allmond et al. (2011)
원심모형실험	SDOF column	Linear-elastic	Overconsolidated clay	UC Davis, USA	Hakhamaneshi et al. (2012)
원심모형실험	SDOF column	Linear-elastic	Dry sand Dr 51 and 85%	U. ambridge, UK/IFSTTAR, Nantes,France	Heron et al. (2012)

(7) 국내외 내진설계 분석

(가) 구조물기초설계기준(2009)

구조물기초설계 기준(2009)에서는 기초 구조물의 내진 해석을 위해서 등가 정적 해석 방법 및 동적 해석 방법을 제안하고 있다. 이때 기초 구조체의 최대 응력 및 지반 반력, 상부 구조물의 최대 변위 및 기초의 전도, 활동, 지지력 등을 평가하도록 하고 있다. 이에

따라 크게 기초를 얇은 기초와 말뚝 기초로 나누어서 등가 정적 법 및 동적 해석 방법의 절차를 제안하고 있다. 그러나 지반-기초-구조물 상호작용에 대한 세부적인 내용이 언급되지 않고 있다.

(나) 도로교설계기준(2008)

도로교설계기준(2008)에서는 지진에 대한 기초의 설계는 등가 정적 해석법을 이용하도록 규정하였으며, 등가 정적 해석 방법 절차는 구조물기초설계기준(2009)과 동일하다. 등가 정적 해석법에서는 지진구역계수와 위험도 계수(또는 지반 종류에 따른 지진계수와 위험도계수)를 바탕으로 설계 지진 계수를 정한다. 그리고 이로부터 등가 수평하중(설계 지진 계수와 기초의 연직하중의 곱)을 계산하여 정적 해석을 수행하게 된다.

지반-기초-구조물 상호작용에 대한 해석을 위한 흐름도를 제시하고 있으나, 구조물 기초 설계 기준에서 제시한 보편적 동해석 절차와 유사하며, 지반과 기초의 거동을 스프링 강성으로 모사하는 방법이다. 따라서 지반-기초-구조물 상호작용에 의해서 나타나는 현상과 이에 따른 설계 기준에 반영이 모호하게 설정되어 있어 혼란을 야기할 우려가 있다.

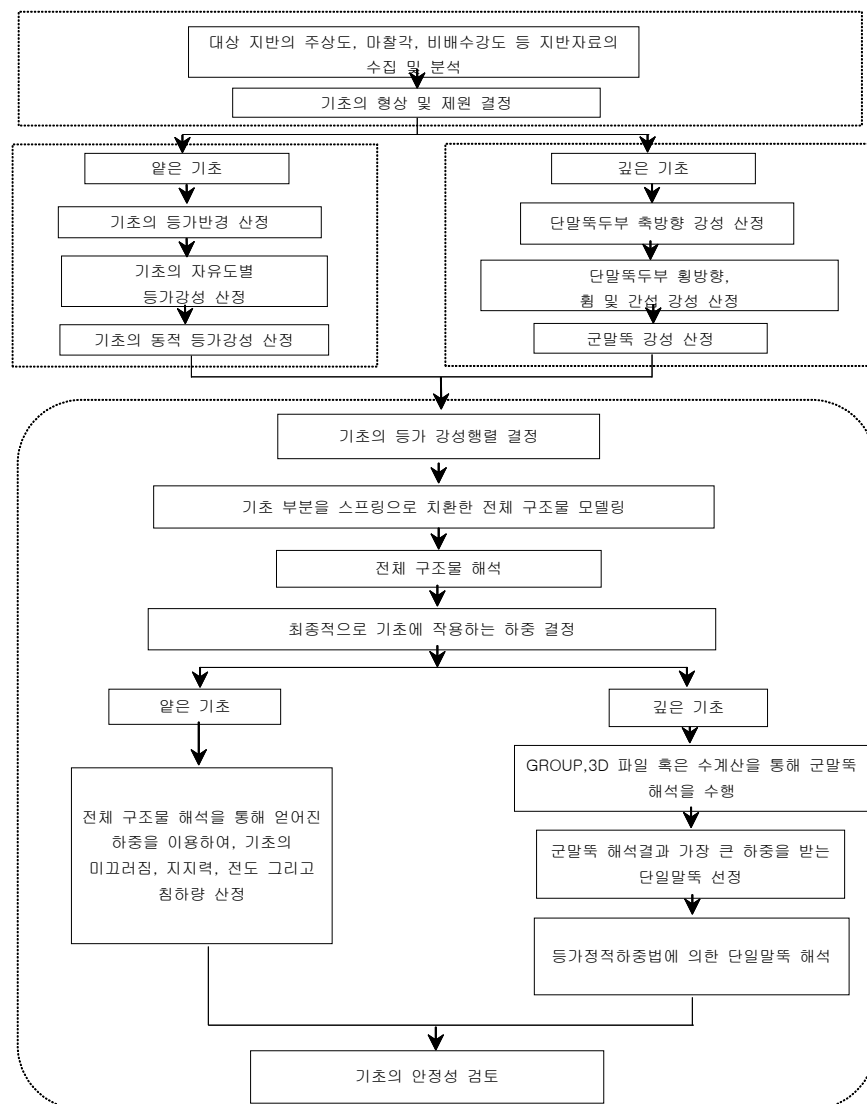


그림 50. 지반-기초-구조물 상호작용 고려한 해석 절차 (도로교 설계 기준, 2008)

(다) ASCE 7-10, International Building Code

ASCE 7-10에서는 별도의 장을 통해서 내진 설계를 위한 지반-기초-구조물 상호작용에 대한 언급을 하고 있다. 지반-구조물 상호작용에 의해서 시스템의 동적 특성이 변화할 수 있음을 명시 하고 있으며, 이를 이용한 등가 수평 하중을 계산하는 절차를 제시하고 있다. 이는 추후 기초 자체를 강체로 가정할 때, 지반-기초 상호작용 해석을 통해서 전체 시스템의 지진 하중을 줄이고, 이에 따른 경제적 설계를 가능하도록 한다. 또한, 지반-기초-구조물 상호작용을 고려한 모드 해석 절차도 간단히 명시되어 있다.

International Building Code(IBC, 2012)에서는 ASCE 7-10의 지반-기초-구조물 상호작용 고려 절차를 이용할 수 있도록 언급되어 있다.

(라) AASHTO(2012), NZS 1170.5

AASHTO- Guide specifications for LRFD seismic bridge design (2012) 에서는 Appendix를 통해서 기초의 회전 운동 해석 절차를 제시하고 있어 기초의 회전 운동에 의한 지반-기초-구조물 상호작용을 고려할 수 있도록 하고 있다. 하지만 회전 기초 개념을 설계 기준 내부에 세계에서 가장 먼저 적용한 것은 뉴질랜드의 내진 설계 기준 NZS 1170.5(2004) 이다. 기초의 회전 운동이 항복 거동을 통해서 지진 하중을 제한 할 수 있으며, 다량의 지진 에너지 소산이 발생할 수 있음을 명시하고 있다. 단, 이러한 방법을 상용하기 위해서는 매우 면밀한 해석적 검토가 필요함도 함께 언급되어 있다.

(마) EUROCODE 8-5

Eurocode8 Part 5(2008)에서는 지반-구조물 상호작용에 의해 유연하게 지지 되는 상부 구조물의 등가 고유 주기는 고정되어 있는 구조물에 비해서 길어지고 시스템의 전체적인 감쇠비는 증가하는 영향에 대해 Appendix에서 기술하고 있다. 또한 말뚝 기초의 설계 시, 운동학적 힘과 관성학적 힘의 두가지 힘의 영향을 고려하여 지반-기초-구조물 상호작용을 평가할 필요가 있음을 구체적으로 언급하였다.

(8) 연구목적

위와 같이 우리나라 지반-기초-구조물 상호작용을 고려한 지진 하중 산정 및 내진 설계 기준에 대한 내진선진국의 최신 연구동향 및 내진설계기준을 고려하여 다음과 같이 현행 지반 기초 시스템 내진설계 방법에서 개선이 필요한 방향과 본 과제의 연구 목표를 설정하였다.

- 얇은 기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가
- 얇은 기초 위 상부 구조물 최대 지진 하중 산정 값 검증
- 얇은 기초 회전 시 에너지 감쇠 효과 검증
- 얇은 기초 시스템의 지진 시 동적 특성 변화량 산정

● 말뚝 기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가

● 지진 시, 지반의 운동학적 힘이 말뚝 기초 시스템에 미치는 영향

본 연구에서는 얇은 기초와 말뚝 기초 시스템의 지진 시 거동 특성을 평가하고 지반-기초-구조물 상호작용에 의해서 나타날 수 있는 현상들을 전반적으로 검토하였다. 이는 지반-기초-구조물 상호작용이 매우 복합적 거동으로 설계 기준을 개선하기 위해서는 입체적 평가가 필요하기 때문이다. 또한, 강도 기반 설계에서 성능 기반 설계로 이동하고 있는 내진 설계 패러다임 전환에 대응하기 위한 추후 설계 기준 개선 방향 및 연구 방향을 함께 모색하는데 목적이 있다.

3절 연구수행결과 및 결과의 검증 방법 등

1. 옹벽의 지진시 거동 평가 (Part 1)

옹벽의 지진시 거동 평가 연구 흐름은 그림 51 과 같다.

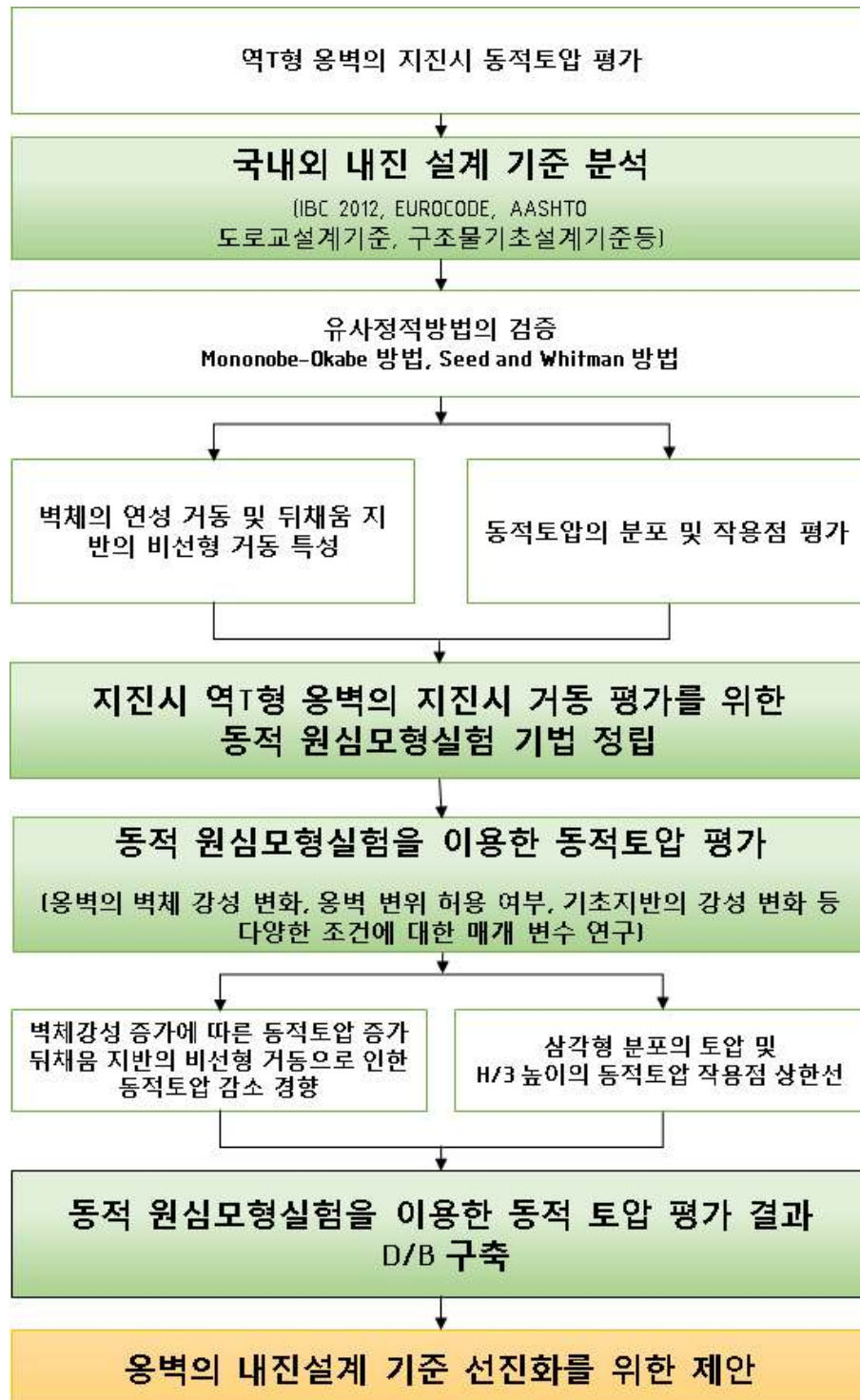


그림 51. 옹벽의 지진시 거동 평가 연구 흐름

가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화

(1) 모형 모델

(가) 옹벽 모형 모델

옹벽의 모형 모델은 제작의 용이성을 위하여 알루미늄합금을 이용하여 제작되었으며 강성의 상사비를 이용하여 모형 모델의 벽체 두께를 결정하였다. 옹벽의 벽체 강성에 따른 동적토압의 변화를 평가하기 위하여 총 3가지 옹벽의 강성을 사용하였다. 일반적인 옹벽의 높이(5.4m)와 두께(0.56m)를 갖는 Normal 옹벽과 그보다 유연한 Flexible 옹벽, 강체에 가까운 Rigid 옹벽 총 3가지의 옹벽을 이용하여 동적원심모형실험을 수행하였다. 옹벽의 강성 외에 기타 변수를 제외하기 위하여 옹벽은 토조 바닥에 고정시켜 변위를 허용하지 않았으며 실험의 단면은 **그림 52** 와 같다. 옹벽의 두께에 따른 크기 제원은 **그림 54**, **표 9** 와 같으며 벽체의 강성 및 고유주기는 **표 10** 과 같다.

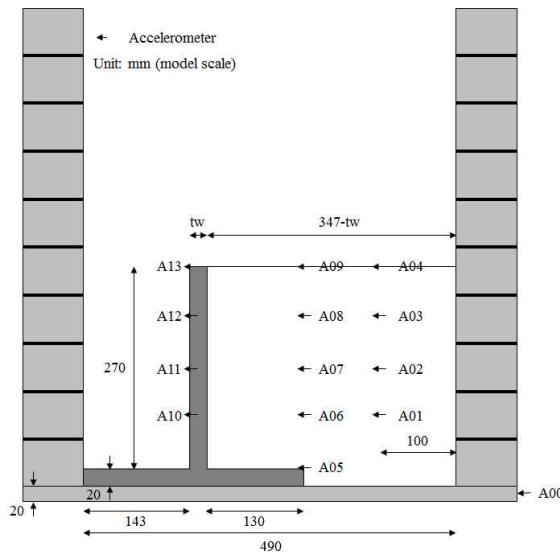


그림 52. 변위 조건이 구축된 옹벽 실험 단면

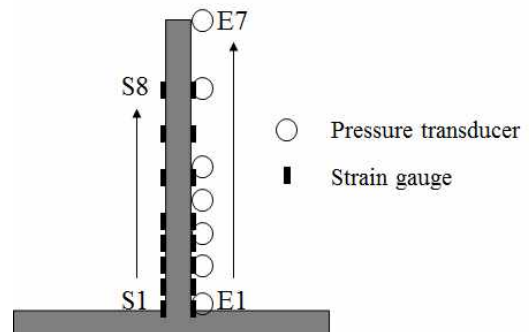


그림 53. 스트레인게이지 및 토압계

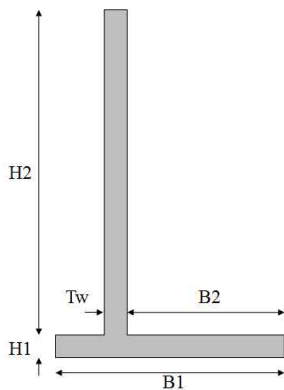


그림 54. 옹벽 모형 모델

표 9. 옹벽 모형 모델 크기 제원 (그림 54 참조)

	Tw (mm)	B1 (mm)	B2 (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)
Flexible	8	273+Tw	130	20	270
Normal	20	273+Tw			
Rigid	45	273+Tw			

표 10. 고정된 옹벽 모형 모델 물성치 및 실험 조건

Test (G-level: 20g)	$D_r(\%)$	$t_w(\text{mm})^*$	$E \text{ (kPa)}$	$EI_w(\text{kN}\cdot\text{m}^2)^*$	$f_{n,\text{wall}}(\text{Hz})^*$
Flexible Wall		8[0.22]		1.42[2.27E+5]	3.65[73]
Normal Wall	85	20[0.56]	68.9E+6	22.23[3.56E+6]	6.15[123]
Rigid Wall		45[1.26]		253.23[4.05E+7]	8.05[161]

*[] : 원형모델 $t_w, H_w, W_w(\text{m}), f_{n,\text{wall}}(\text{Hz}), EI_w(\text{kN}\cdot\text{m}^2)$

(나) 지반 시료

본 연구에서는 Hammer Crusher 공정에 의해 인공적으로 생산한 규사를 시험 시료로 사용하였고, 시험시료에 대한 입도분포곡선 및 기본 물성치를 그림 55과 표 11에 각각 나타내었다. 본 연구에서 사용된 규사는 소성지수(PI)가 NP인 깨끗한 모래로서 유효입경(D_{50})이 약 0.22mm, 균등계수(C_u)가 1.96으로 통일분류법에 의해 SP로 분류되는 모래이다. 본 실험에서 조성된 뒤채움 지반은 상대밀도 85%(15.7kN/m³)이며 내부마찰각은 43.1°이다. 벤티엘리먼트를 이용한 평균 전단파 속도는 166m/s 로 측정되었으며 예상되는 뒤채움 지반의 고유주파수는 7.69Hz, 고유주기는 0.13s 이다.

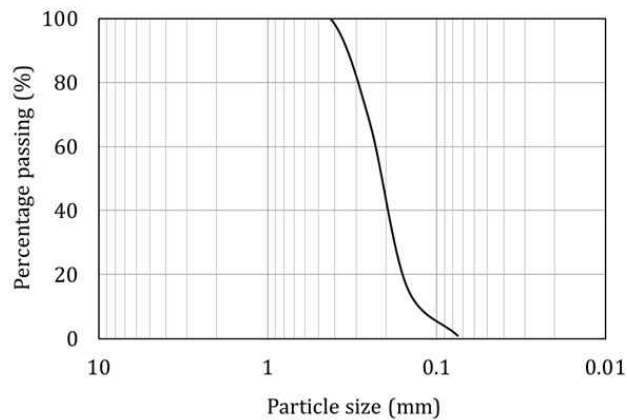


그림 55. 시험 시료의 입도분포곡선

표 11. 시험 시료의 기본 물성치

시험 시료	규 사
지반분류(USCS)	SP
최대 건조단위질량, $\rho_{d,\text{max}}$ (g/cm ³)	1.645
최소 건조단위질량, $\rho_{d,\text{min}}$ (g/cm ³)	1.244
비중(G_s)	2.65
곡률계수(C_c)	1.11
균등계수(C_u)	1.96
소성지수(PI)	NP
D_{50} (mm)	0.22

(다) 계측 센서

본 실험에서는 지진시 지반 및 옹벽의 거동 평가를 위하여 총 5종류의 계측기가 사용되었

다. 옹벽 벽체에 작용하는 동적 토압을 위한 소형토압계(그림 56), 벽체의 휨 모멘트 계측을 위한 스트레인게이지(그림 57), 지중 및 구조물의 가속도 계측을 위한 PCB 가속도계(그림 58), 옹벽 및 지반의 변위를 계측하기 위한 LVDT(그림 59) 및 레이저 센서(그림 60)가 사용되었다. 각 계측값의 부호는 그림 61 과 같이 설정하였으며 모든 결과는 원형으로 변환하여 평가하였다. 각 모형 모델 단면별 계측 위치는 부록에 첨부하였다.



그림 56. 소형토압계(SSK)

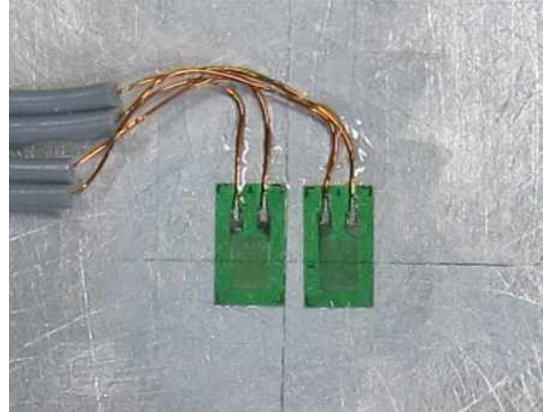


그림 57. 스트레인게이지(Tokyo-Sokki)



그림 58. 소형가속도계(PCB)



그림 59. LVDT



그림 60. 레이저 센서(Keyence)

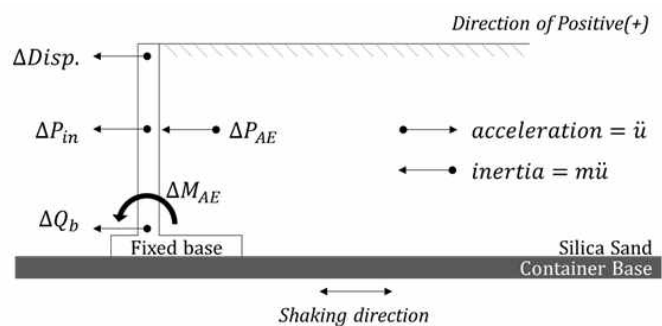


그림 61. 계측 센서의 물리량 부호

(라) 입력 지진 가속도

입력 지진파로는 단주기 특성을 갖는 Ofunato 지진(일본, 1978) 과 장주기 특성을 갖는 Hachinohe 지진(일본, 1968)을 사용하였고, 지진 가속도 수준은 국내 내진설계기준에 제시된 내진성능수준을 고려하여 0.1gh 이하부터 약 0.25gh 까지 낮은 가속도부터 시작하여 순차적으로 증가시키며 지반 및 구조물의 응답을 측정하였다. 또한 입력 지진운동의

주파수 특성에 따른 토압 변화를 평가하기 위하여 총 4개의 정현파를 사용하였으며 입력 지진파에 대한 정보는 표 12, 표 13 과 같다. 입력지진파는 상사비를 고려하여 지진파 지속 시간은 1/N의 비율로 축소되고, 이에 따라 주파수는 N의 비율로 증가하게 된다. 또한, 가속도는 N의 비율로 증가하게 된다.

표 12. 입력지진파의 PGA, Arias Intensity, 고유주기 특성

(a) Flexible 옹벽

EQ.	PGA _{bedrock} (g)	PGA _{surface} (g)	Arias Intensity (m/s)	T _p ¹⁾ (s)	T _m ¹⁾ (s)
White noise	0.03-0.07	0.09-0.27	0.03-0.14	0.06~1	
Ofunato	0.02-0.27	0.05-0.46	0.01-0.57	0.16	0.28
Hachinohe	0.03-0.20	0.05-0.28	0.02-0.49	0.36	0.60
Sine 2Hz	0.03-0.27	0.05-0.34	0.02-1.58	0.50	0.46
Sine 4Hz	0.03-0.21	0.04-0.65	0.02-1.12	0.24	0.25
Sine 8Hz	0.01-0.23	0.02-0.65	0.01-1.59	0.12	0.12
Sine 12Hz	0.05-0.29	0.18-1.08	0.05-1.59	0.08	0.08

(b) Normal 옹벽

EQ.	PGA _{bedrock} (g)	PGA _{surface} (g)	Arias Intensity (m/s)	T _p (s)	T _m (s)
White noise	0.02-0.05	0.06-0.14	0.03-0.09	0.06~1	
Ofunato	0.02-0.21	0.05-0.36	0.02-0.42	0.16	0.28
Hachinohe	0.03-0.24	0.04-0.33	0.03-0.57	0.36	0.60
Sine 2Hz	0.03-0.26	0.04-0.38	0.02-1.20	0.50	0.46
Sine 4Hz	0.03-0.20	0.06-0.34	0.02-0.89	0.24	0.25
Sine 8Hz	0.01-0.23	0.01-0.76	0.02-1.52	0.12	0.12
Sine 12Hz	0.05-0.31	0.26-1.00	0.05-1.94	0.08	0.08

(c) Rigid 옹벽

EQ.	PGA _{bedrock} (g)	PGA _{surface} (g)	Arias Intensity (m/s)	T _p (s)	T _m (s)
White noise	0.06-0.09	0.12-0.27	0.05-0.16	0.06~1	
Ofunato	0.02-0.27	0.05-0.38	0.02-0.47	0.16	0.28
Hachinohe	0.03-0.26	0.05-0.45	0.02-0.68	0.36	0.60
Sine 2Hz	0.05-0.24	0.08-0.46	0.07-1.65	0.50	0.46
Sine 4Hz	0.02-0.21	0.05-0.81	0.01-1.04	0.24	0.25
Sine 8Hz	0.03-0.26	0.03-1.10	0.02-1.93	0.12	0.12
Sine 12Hz	0.05-0.25	0.20-0.97	0.05-1.09	0.08	0.08

1) T_m, T_p (Rathjeetal.,1998)

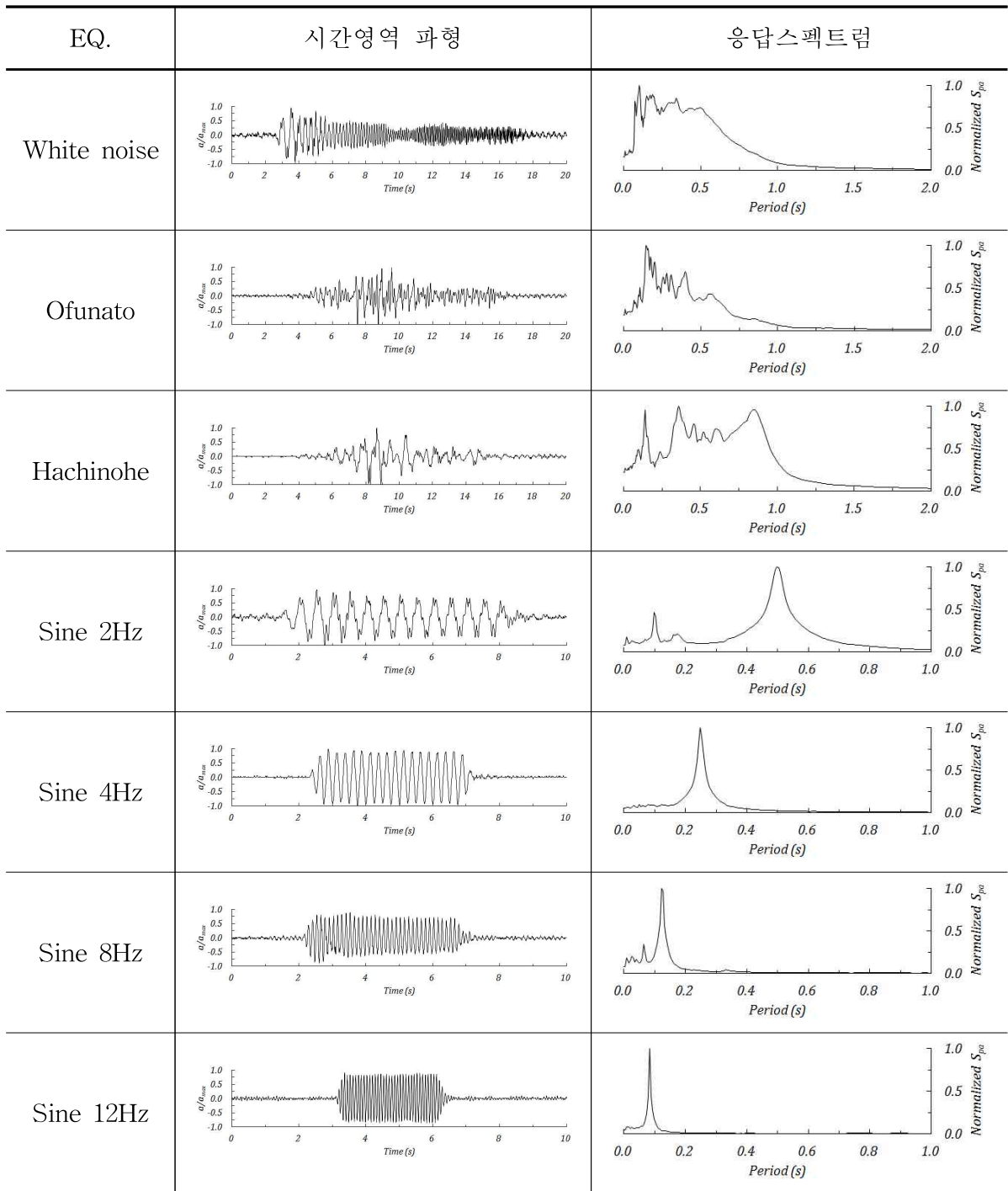


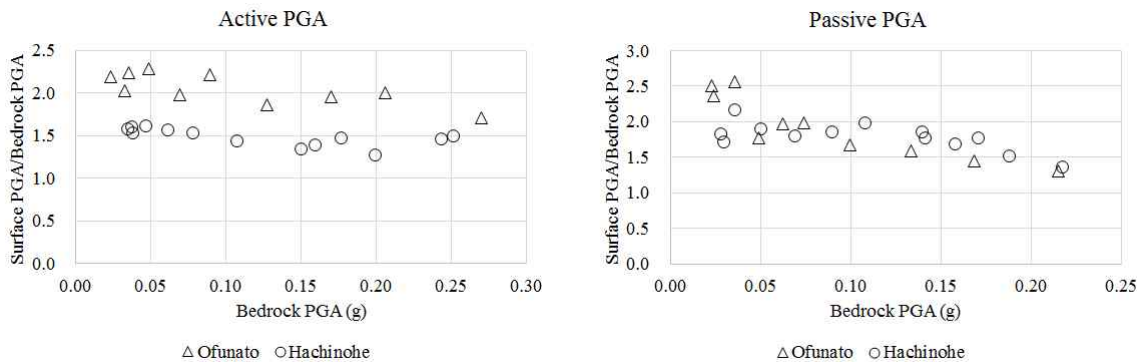
표 13. 입력 지진파의 시간영역 파형 및 응답스펙트럼

(2) 실험결과(Results)

(가) 가속도 증폭 특성

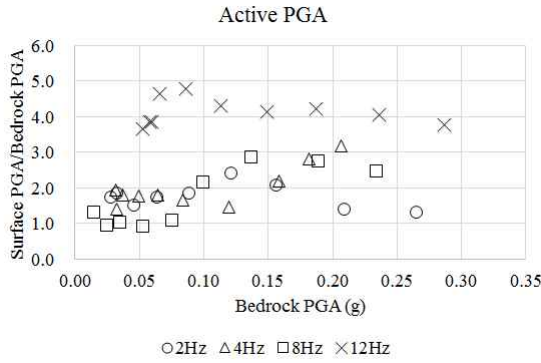
실지진파와 정현파를 적용하여 기반암 가속도와 자유장 지표면 가속도의 최대가속도 비를 이용하여 뒤펅 지반의 깊이에 따른 증폭비를 모형 모델 강성에 따라 그림 62 에 나타내었다. 가속도의 방향에 따라 주동(Active), 수동(Passive) 가속도의 증폭비를 구분하였으며 기반암 가속도의 세기에 따른 증폭비를 살펴본 결과, 옹벽의 강성과 상관없이 실지진파의 경우 1.5~2.0 사이에 위치하였으며 정현파의 경우 1.5~3.0 사이에 주로 위치하고 있음을 알 수 있다. 8Hz 의 경우 증폭비 3.0을 초과하는 경우도 발생하는데 이는 지반의 고유주기($f_n=7.69\text{Hz}$)와 유사한 주파수 성분으로 인하여 증폭이 뚜렷한 것으로 판단된다. 한편, 12Hz 의 경우 약한 지진가속도의 경우에는 8Hz 의 경우보다 큰 증폭비를 나타내고 있으나 지진 세기가 증가할수록 증폭비가 급격히 감소하며 12Hz 의 주파수 성분은 실제 지진가속도에서는 큰 에너지를 갖기 어렵다. M-O 방법에서는 뒤펅 지반에 균일한 가속도계수 k_h 를 사용하여 동적토압을 계산하고 있으며 주로 수동방향의 가속도 작용시 주동방향의 지반관성력, 즉 동적토압이 발생한다고 가정하고 있다. 따라서 본 연구에서는 수동방향의 가속도를 이용하여 M-O 방법 및 계측토압과 비교를 수행하였다.

수동방향의 가속도 증폭비는 실지진파의 경우 주로 1.5~2.0 사이에 위치하며 이러한 가속도 증폭으로 인한 M-O 방법의 토압 크기는 옹벽바닥(고정식 옹벽의 경우 기반암 PGA 와 동일)의 PGA 사용시의 동적 토압에 비해 PGA=0.2g 기준으로 1.5배 증폭시 약 67%, 2.0배 증폭시 151% 과다평가 하며, 0.3g 기준으로 각각 117%, 193% 과다평가함을 알 수 있다(그림 63). 이는 옹벽의 내진 설계시 설계지진가속도 k_h 를 설정하는 위치와 뒤펅 지반의 고유주파수에 따른 증폭비 고려가 M-O 방법으로부터 평가된 동적 토압에 상당히 큰 영향을 미침을 알 수 있다.

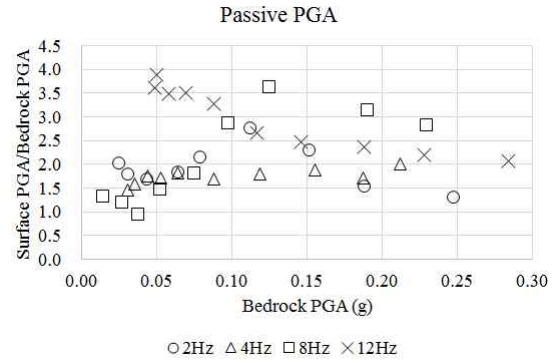


(a) 실지진파 (Flexible Model, Active PGA)

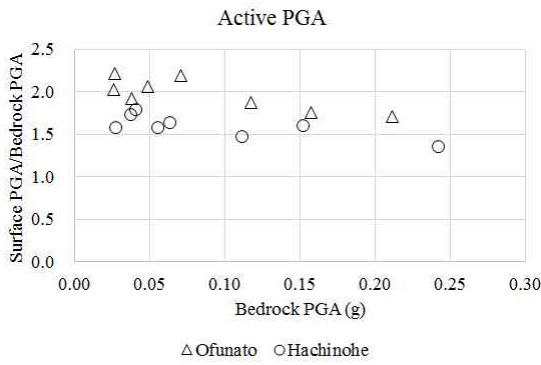
(b) 실지진파 (Flexible Model, Passive PGA)



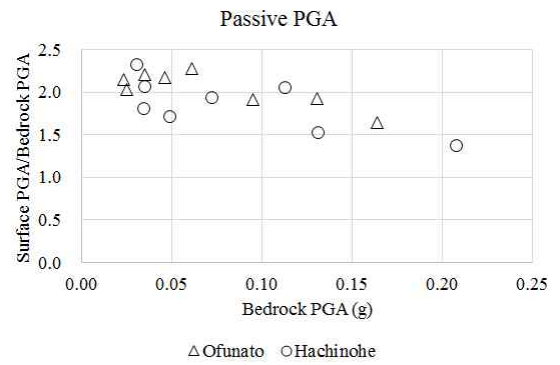
(c) 정현파 (Flexible Model, Active PGA)



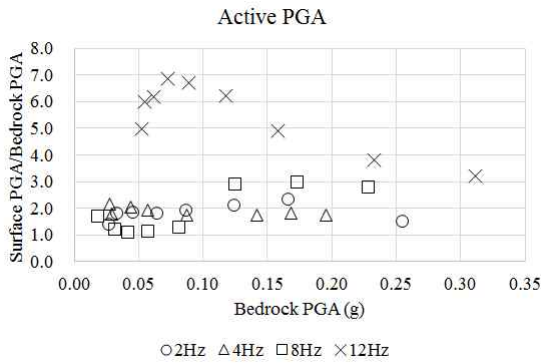
(d) 정현파 (Flexible Model, Passive PGA)



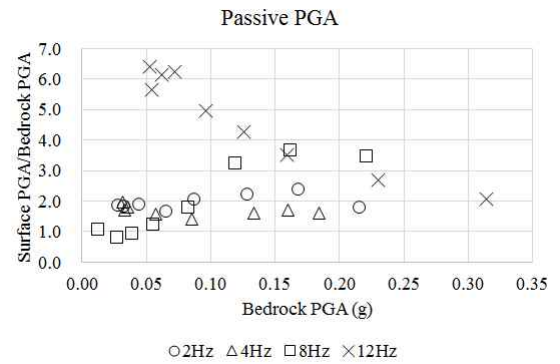
(e) 실지진파 (Normal Model, Active PGA)



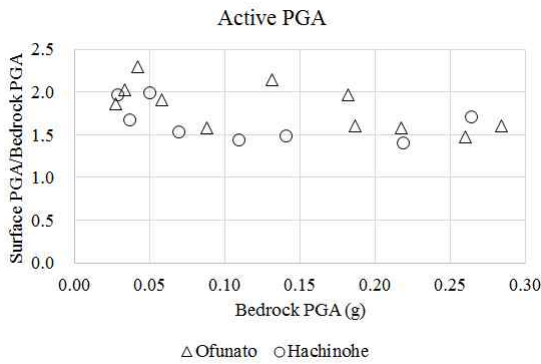
(f) 실지진파 (Normal Model, Passive PGA)



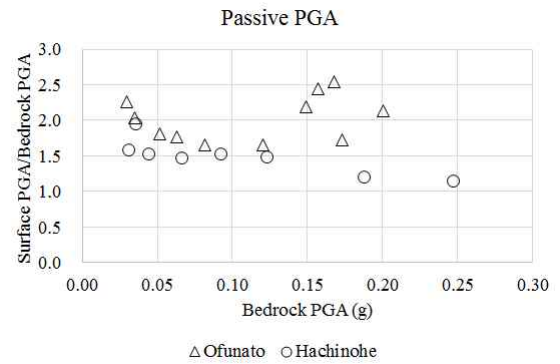
(g) 정현파 (Normal Model, Active PGA)



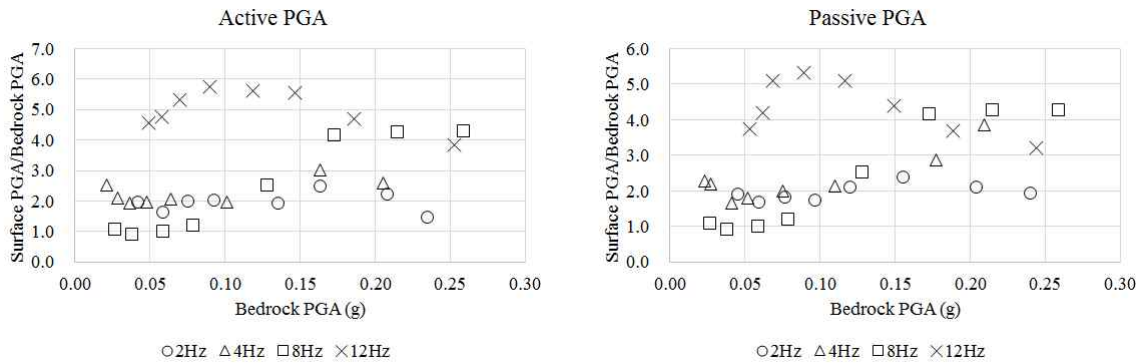
(h) 정현파 (Normal Model, Passive PGA)



(i) 실지진파 (Rigid Model, Active PGA)



(j) 실지진파 (Rigid Model, Passive PGA)



(k) 정현파 (Rigid Model, Active PGA) (l) 정현파 (Rigid Model, Passive PGA)

그림 62. 옹벽 모형 모델에 따른 뒤펅지에서의 증폭비(=Surface PGA/Bedrock PGA)

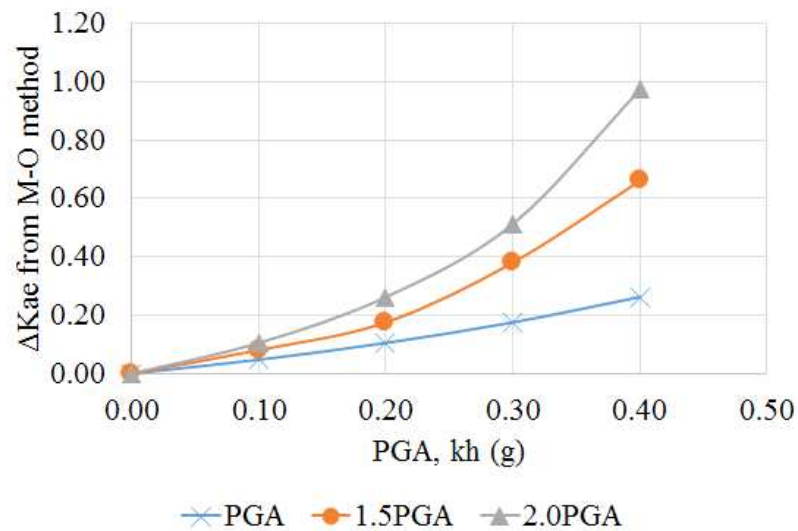


그림 63. PGA 증폭에 따른 M-O 과다평가

(나) 동적토압의 크기 및 분포

지진 시 옹벽에 작용하는 동적토압의 크기 및 분포를 평가하기 위하여 그림 64 와 같은 Critical 시점을 정하여 각 Critical 시점에서의 토압을 비교하였다. 지진 시 동적 토압은 M-O 방법과 같은 유사정적상태의 토압이 아닌 지진파와 같이 급격하게 변하는 형태이므로 시점에 따라 정적토압 상태보다 토압이 감소하는 시점도 존재한다. 따라서 본 연구에서는 1) M-O 방법에서 가정한 수동방향의 최대 지표면 가속도 작용시, 2) 벽체하단에서 최대 휨 모멘트 발생시, 3) 벽체에서 최대 토압 발생시 로 Critical 시점을 정하였으며 각 시점별 동적토압의 크기 및 분포를 비교하였으며 S-W 방법과 비교하여 토압의 분포를 평가하였다.

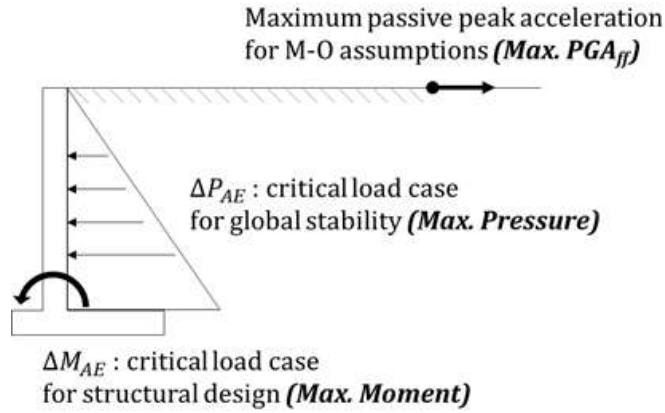
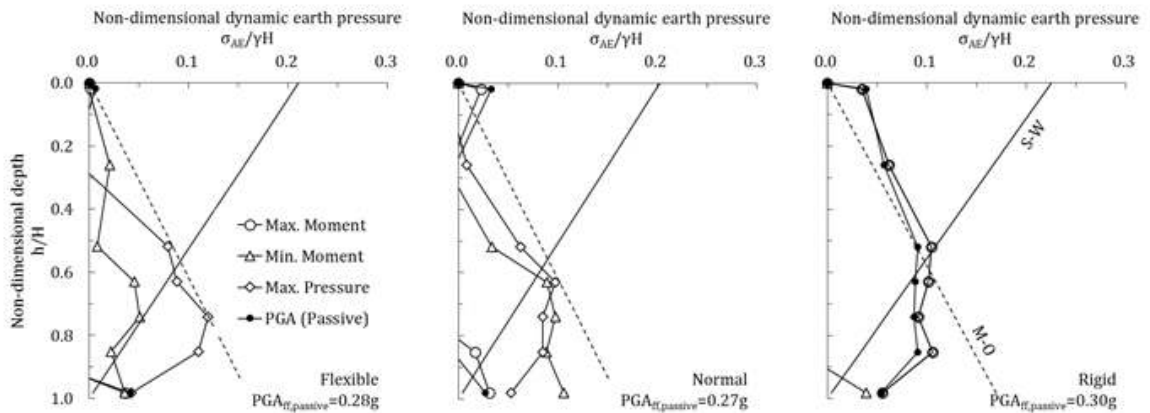
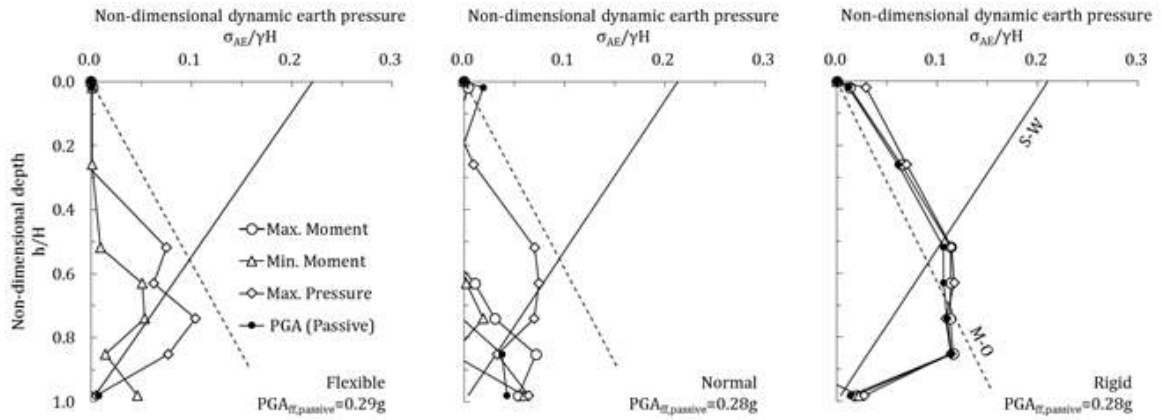


그림 64. 동적토압비교시점 (Critical Time)

계측된 동적토압은 각 깊이별 상재하중으로 정규화(Normalize) 시켰으며 깊이 또한 옹벽의 전체 높이로 정규화 하였다. M-O 와 S-W 방법은 비교를 위하여 자유장 지표면에서 계측된 최대 수동방향 가속도를 이용하여 함께 도시하였다. 그림 65 에 나타난 바와 같이 동적토압은 각 시점별 다른 분포 및 크기를 갖고 있다. 하지만 S-W 방법이 제시한 역삼각형 형태의 토압 분포와는 상당한 차이를 보이며 각 시점별 토압의 분포를 보았을 때에도 상부에서의 동적 토압 발현은 매우 작은 것으로 계측되었다. 또한, Flexible 옹벽의 경우 최대 모멘트 작용시에 옹벽에 작용하는 동적 토압이 거의 계측되지 않았으며 동일한 시점에 Normal 옹벽에서는 벽체 하단부에서만 동적 토압이 계측됨을 알 수 있다. Rigid 옹벽의 경우 3가지 비교 시점에 상관없이 거의 동일한 토압 크기 및 분포를 보이며 이는 벽체의 강성 차이인 것으로 판단된다. 벽체의 강성이 유연할 경우 지진 가속도에 의하여 벽체 자체의 관성력으로 인하여 변형이 발생하며 이러한 변형이 지반의 변형과 차이를 보일 경우 지반과 옹벽의 접촉이 분리되는 현상이 발생한다. 이는 동적 토압의 감소로 이어지며 정적토압보다 감소하는 현상까지 발생할 수 있다. 하지만 Rigid 옹벽과 같이 벽체 강성이 강할 경우, 벽체 관성력에 의한 벽체의 변형이 매우 적으며 항상 지반과의 접촉을 유지하기 때문에 동적 토압의 발현이 상대적으로 용이한 것으로 판단된다. 최하단부에서 동적토압이 감소하는 이유는 바닥판과 옹벽 벽체 사이의 아칭으로 인한 감소 현상으로 판단된다(Khosravi et al., 2013).



(a) Ofunato EQ.

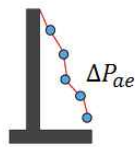


(b) Hachinohe EQ.

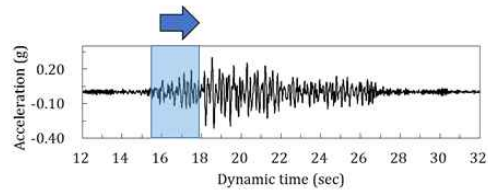
그림 65. 각 시점별 계측된 동적토압 및 M-O, S-W 방법과 비교

동적토압의 전체 합력을 구하기 위한 분석 과정은 **그림 66** 와 같다. 계측된 지점에서의 토압을 각 시점마다 선형으로 연결하여 옹벽 높이(H)에 대한 전체 동적토력의 크기(ΔP_{AE})를 계산하고 이를 지진 가진 시간 동안 모두 평가한 후, 각 시점의 동적토압을 삼각형 분포로 가정하여 동적토압계수(ΔK_{AE})를 산정한다. 이를 이용하여 최대 동적토압, 최대 모멘트, 최대 지표면 가속도가 발생하는 시점에서의 동적토압계수를 분석하였다. 한편, M-O 방법과 S-W 방법에서는 설계지진력(k_h)을 산정하기 위한 위치에 대해서는 명확히 표현하지 않았다. 이전의 가속도 증폭 결과와 같이 옹벽의 바닥 깊이에서의 지표면 까지의 증폭비는 1.5-2.0 이며 그에 따른 M-O 방법, S-W 방법에서의 동적 토압 과다 평가는 매우 과다하기 때문에 이에 대한 비교를 **그림 67** 과 같이 비교하였다.

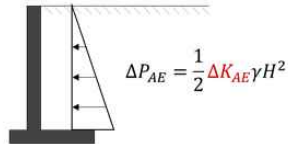
1. 계측된 토압을 선형으로 연결하여 동적토력 산정



2. 지진 가진 시간동안 계측된 토압 분석



3. 삼각형 분포로 가정 후 동적토압계수 산정



4. 최대 토압 시점 및 기타 Critical 시점에서 토압계수 평가

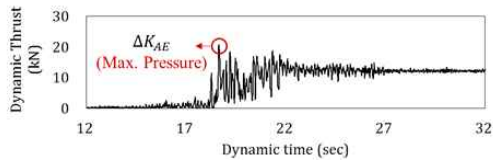
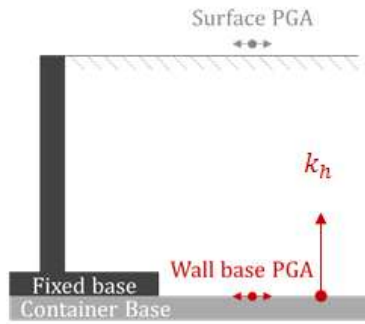
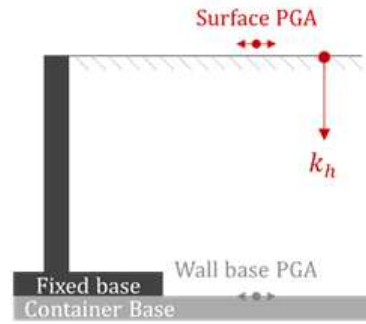


그림 66. 동적토압계수(ΔK_{ae}) 평가 방법 및 순서



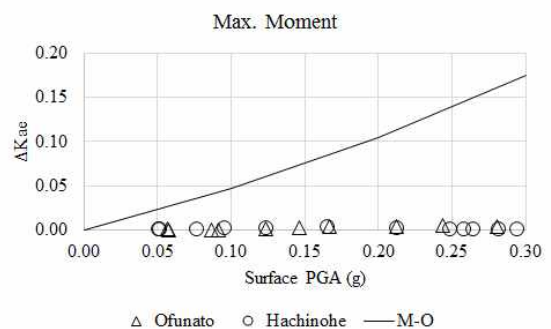
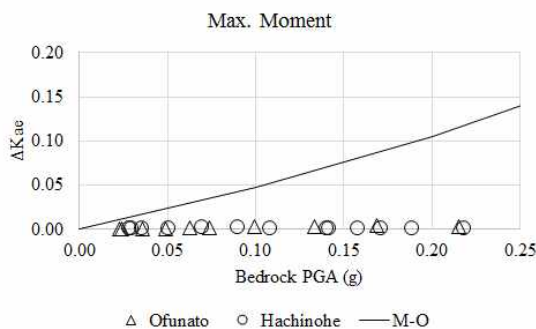
(a) 설계지진계수 k_h =Bedrock PGA



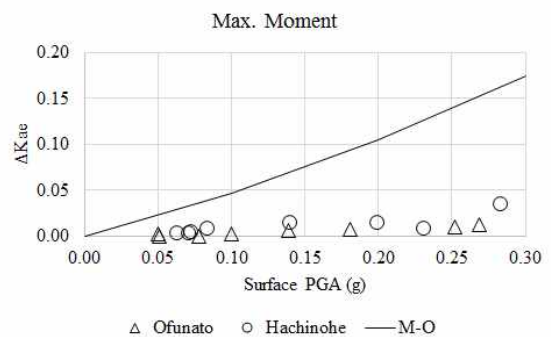
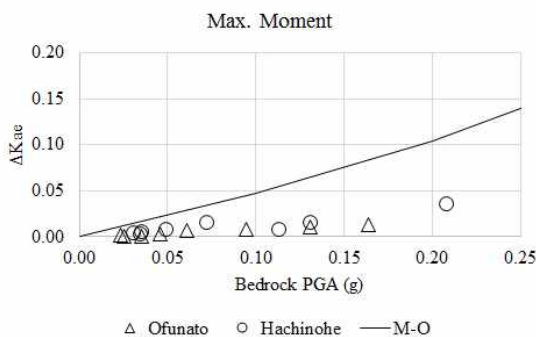
(b) 설계지진계수 k_h =Surface PGA

그림 67. 설계지진계수 k_h 산정 방법 (수동방향 PGA)

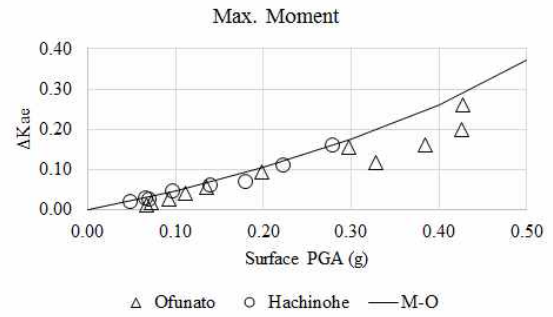
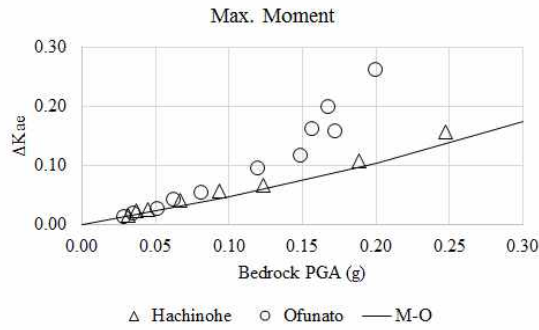
그림 68 은 최대 모멘트 발생시의 토압계수를 옹벽 바닥면 PGA 와 지표면 PGA 와 비교한 결과이다. 각 옹벽의 강성이 증가할수록 동적 토압계수는 증가하였으며 Rigid 옹벽을 제외한 나머지 결과는 M-O 방법이 동적 토압을 매우 과다하게 평가함을 알 수 있다. Rigid 옹벽의 경우 옹벽의 바닥면 PGA와 동적 토압을 비교하였을 경우 M-O 방법을 초과한 동적토압이 계측되었으며 지표면 PGA와 동적 토압을 비교하였을 경우에는 M-O 방법과 매우 유사한 결과를 보여줌을 알 수 있다. 그림 69 는 지표면에 최대 수동방향 PGA 가 발생할 때의 동적 토압계수를 도시한 결과이며 이는 이전의 최대 모멘트 발생시 동적 토압과 유사하게 강성이 증가할수록 동적 토압계수가 증가하였으며 Rigid 옹벽의 경우 지표면 PGA를 사용할 경우 M-O 방법과 유사함을 알 수 있다. 그림 70 은 최대 토압 발생시의 토압시의 토압계수를 나타낸 결과이다. 최대 동적 토압이 발생할 때의 동적 토압 계수는 이전의 Critical 시점보다는 증가한 결과를 보였으며 옹벽 바닥면에서의 PGA를 사용시에는 M-O 방법을 다소 초과하는 결과를 보이기도 하였다. 지표면 PGA를 사용시에는 M-O 방법과 유사한 동적 토압결과를 보였다.



(a) Flexible 옹벽

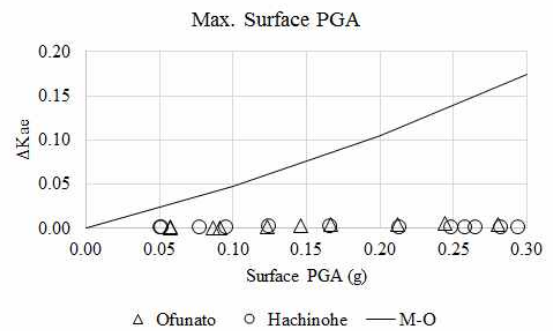
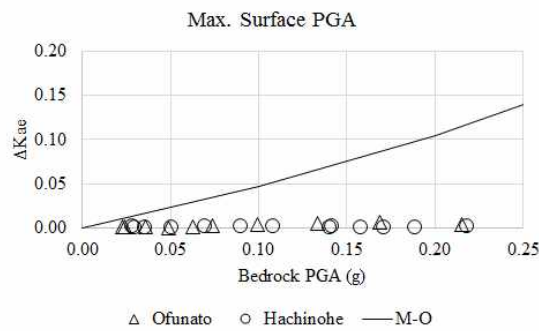


(b) Normal 옹벽

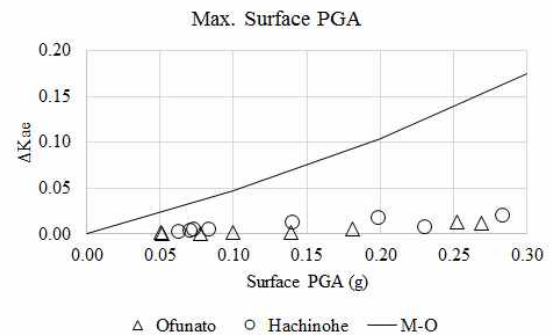
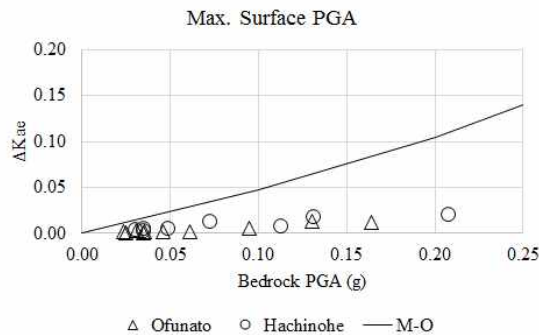


(c) Rigid 응벽

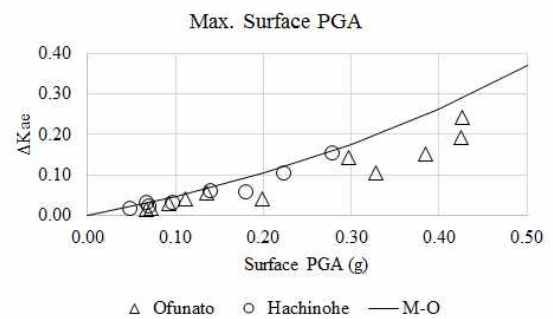
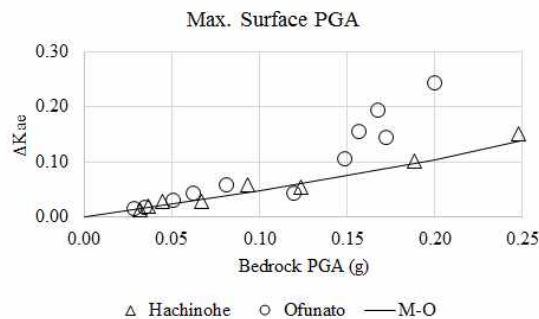
그림 68. 최대 모멘트 발생시 ΔK_{ae} vs Bedrock PGA (왼쪽), ΔK_{ae} vs Surface PGA (오른쪽)



(a) Flexible 응벽

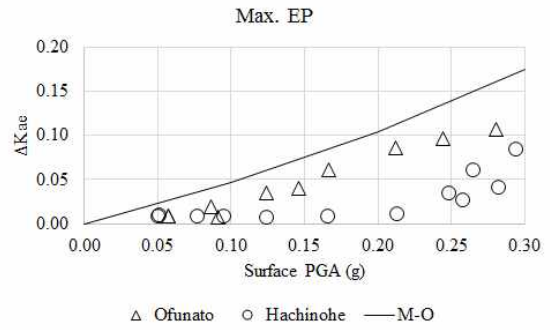
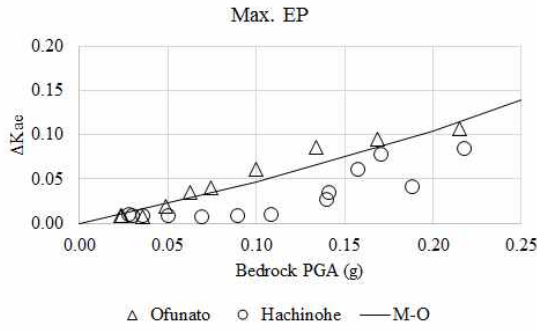


(b) Normal 응벽

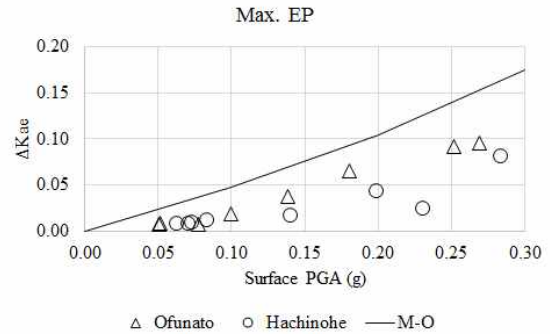
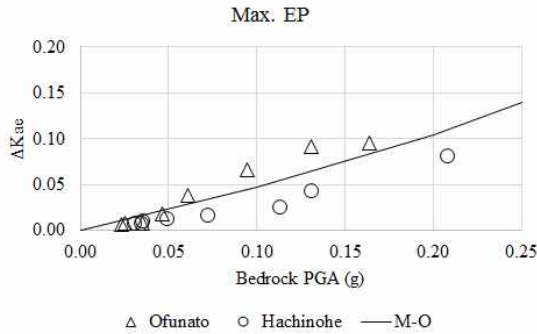


(c) Rigid 응벽

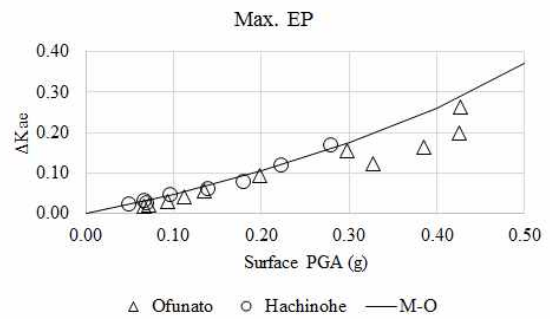
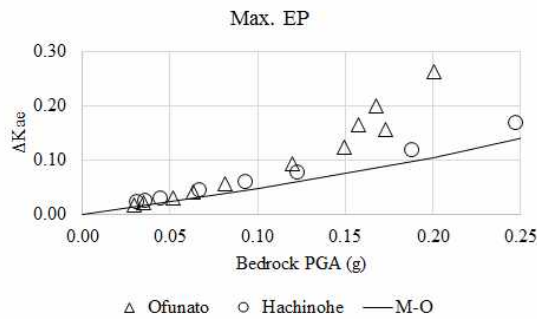
그림 69. 지표면 최대 수동방향 가속도 발생시 ΔK_{ae} vs Bedrock PGA (왼쪽), ΔK_{ae} vs Surface PGA (오른쪽)



(a) Flexible 옹벽



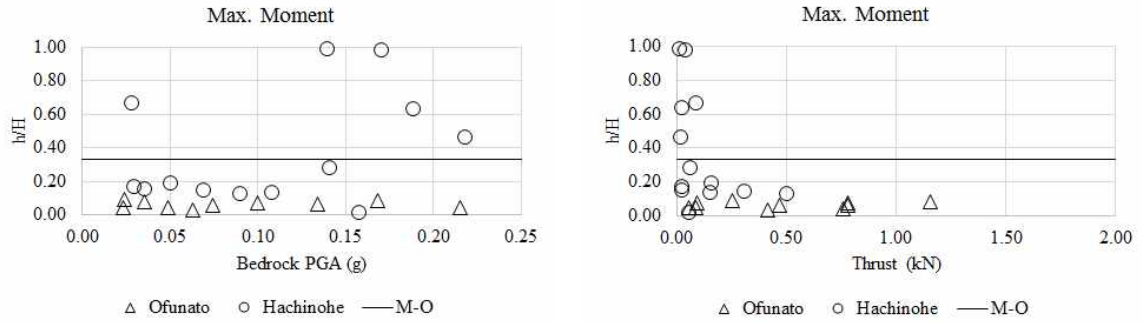
(b) Normal 옹벽



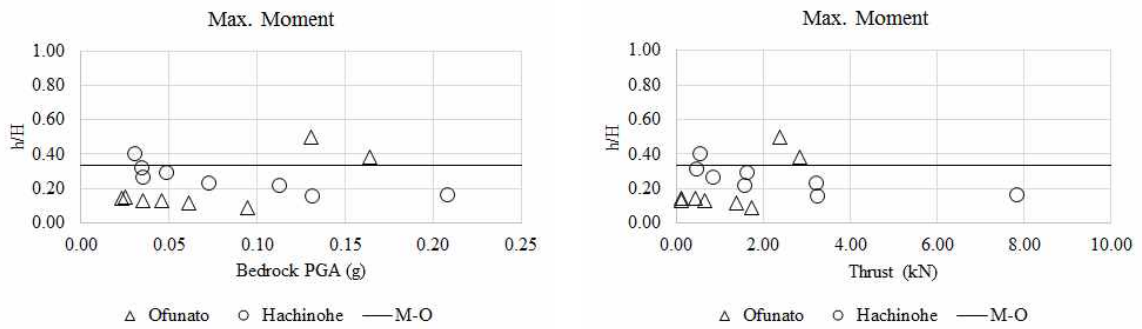
(c) Rigid 옹벽

그림 70. 최대 토압 발생시 ΔK_{ae} vs Bedrock PGA (왼쪽), ΔK_{ae} vs Surface PGA (오른쪽)

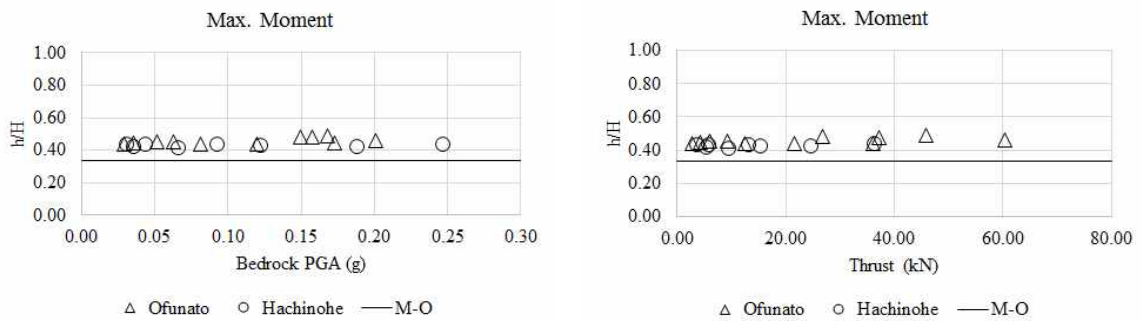
S-W 방법에서는 동적토압의 작용점은 정적 토압의 $H/3$ 과 달리 $0.6H$ 로 평가하였으며 이는 국내외 내진설계기준에서 널리 사용되고 있다. 최근 AASHTO(2012) 에서는 최근의 연구 결과를 반영하여 동적토압의 작용점 또한 $H/3$ 으로 수정하였으나 아직까지 $0.6H$ 의 작용점이 보편화 되어 있다. 동적토압의 작용점 평가를 위해서 동적토압계수(ΔK_{ae})를 산정하기 위해 평가된 깊이별 토압을 이용하여 토압에 의한 동적 모멘트를 계산한 후 동적토압 전체 합과의 비를 이용하여 그림 71, 72, 73 과 같이 동적토압의 작용점을 각 Critical 시점별로 평가하였다. 옹벽의 강성 및 각 시점과 상관없이 대부분의 결과는 정적 토압의 작용점인 $H/3$ 이하에 존재하였으며 $H/3$ 을 초과하는 결과는 대부분 전체 토력이 매우 작은 경우이거나 최대 $0.5H$ 를 넘지 않음을 알 수 있으며 일반적인 옹벽, 즉 Normal 강성의 옹벽일 경우에는 $H/3$ 의 작용점을 사용하는 것이 $0.6H$ 작용점에 비해 동적토압에 의한 활동 모멘트를 작게 평가하여 좀 더 경제적인 설계가 가능함을 알 수 있다.



(a) Flexible 옹벽

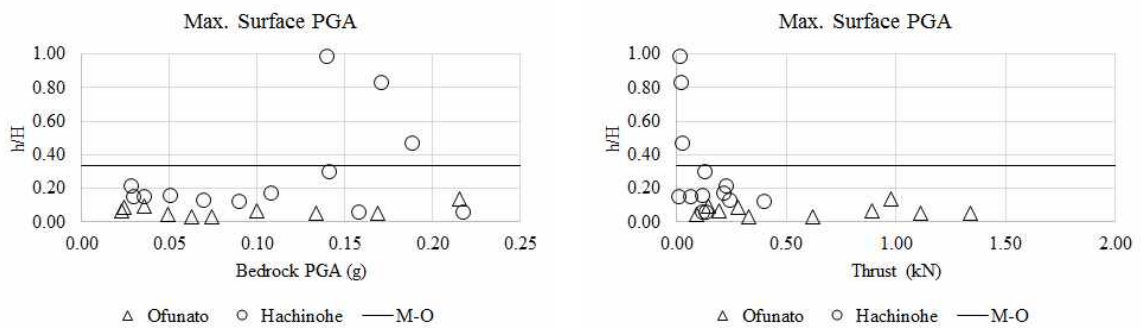


(b) Normal 옹벽

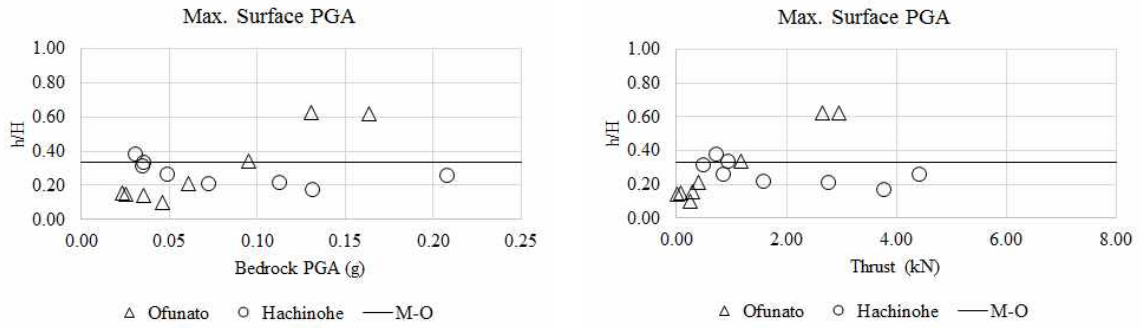


(c) Rigid 옹벽

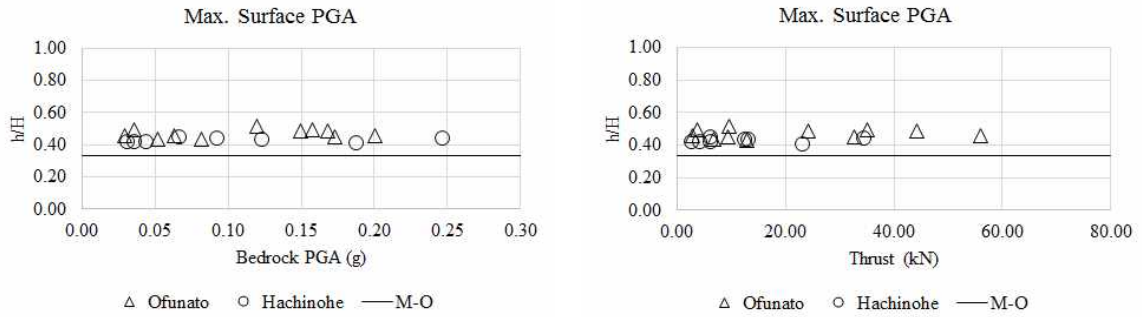
그림 71. 최대 모멘트 발생시 동적토압 작용점 vs Bedrock PGA(왼쪽),
동적토압 작용점 vs 토력의 크기(오른쪽)



(a) Flexible 옹벽

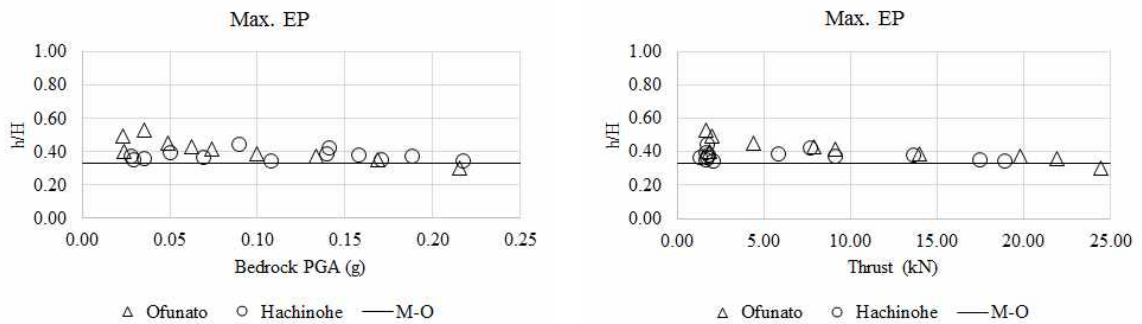


(b) Normal 응벽

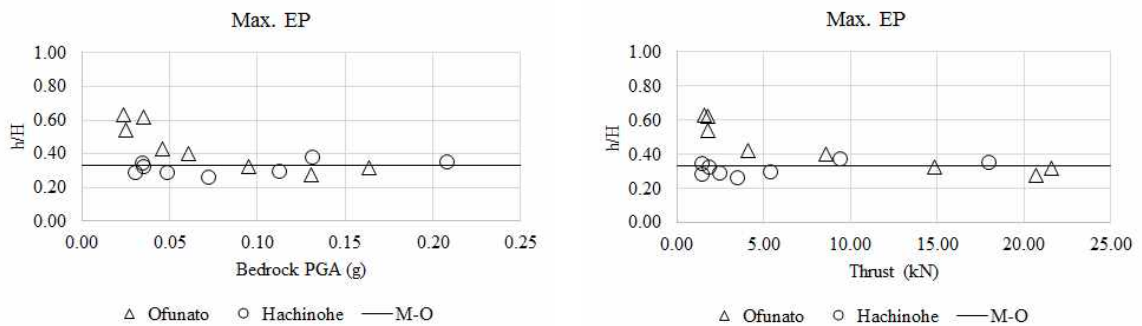


(c) Rigid 응벽

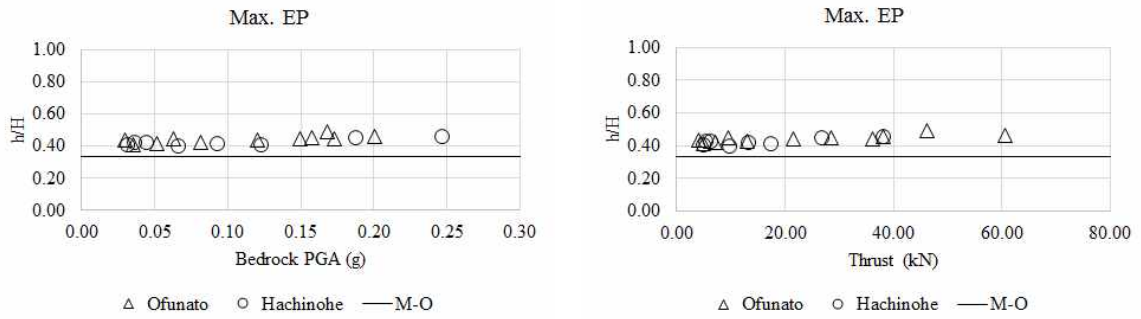
그림 72. 지표면 최대 수동방향 가속도 발생시 동적토압 작용점 vs Bedrock PGA(왼쪽), 동적토압 작용점 vs 토력의 크기(오른쪽)



(a) Flexible 응벽



(b) Normal 응벽



(c) Rigid 옹벽

그림 73. 최대 토압 발생시 동적토압 작용점 vs Bedrock PGA(왼쪽), 동적토압 작용점 vs 토력의 크기(오른쪽)

(다) 주파수 특성

실지진 기록은 여러 주파수 성분이 함께 포함되어 있어 주파수에 따른 동적토압의 발현 특성을 평가하기 어렵다. 따라서, 본 실험에서는 실지진과 뿐만 아니라 특정 주파수를 갖는 정현파를 이용하여 주파수 성분에 따른 동적토압의 크기 및 지표면 PGA 와의 관계를 분석하였다. 먼저 옹벽의 고유주파수를 측정하기 위하여 뒤채움 지반이 없는 상태로 옹벽의 바닥면에 여러 주파수 성분이 포함된 White Noise를 가진하였다. 옹벽 바닥면의 가속도계와 옹벽의 최상단부에서 측정된 가속도 시간이력을 이용하여 FFT를 수행하였으며 증폭된 비를 이용하여 옹벽의 고유주파수를 그림 74 와 같이 평가하였다. 가장 유연한 Flexible 옹벽은 3.65Hz, 일반적인 강성의 Normal 옹벽은 6.15Hz, 고정된 옹벽을 대상으로 한 Rigid 옹벽은 8.05Hz 의 고유주파수를 갖는다.

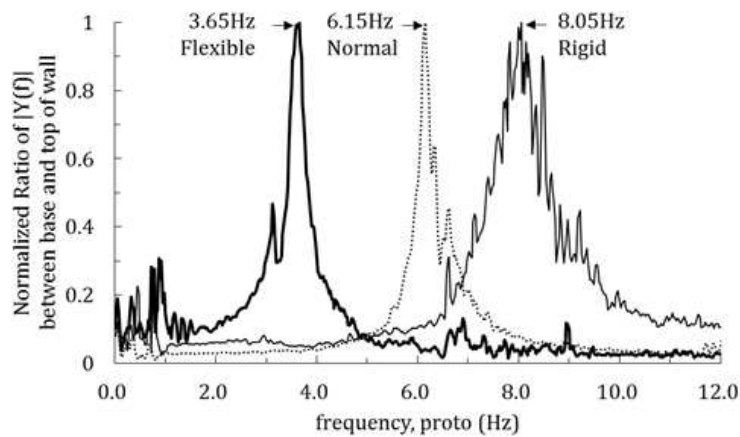
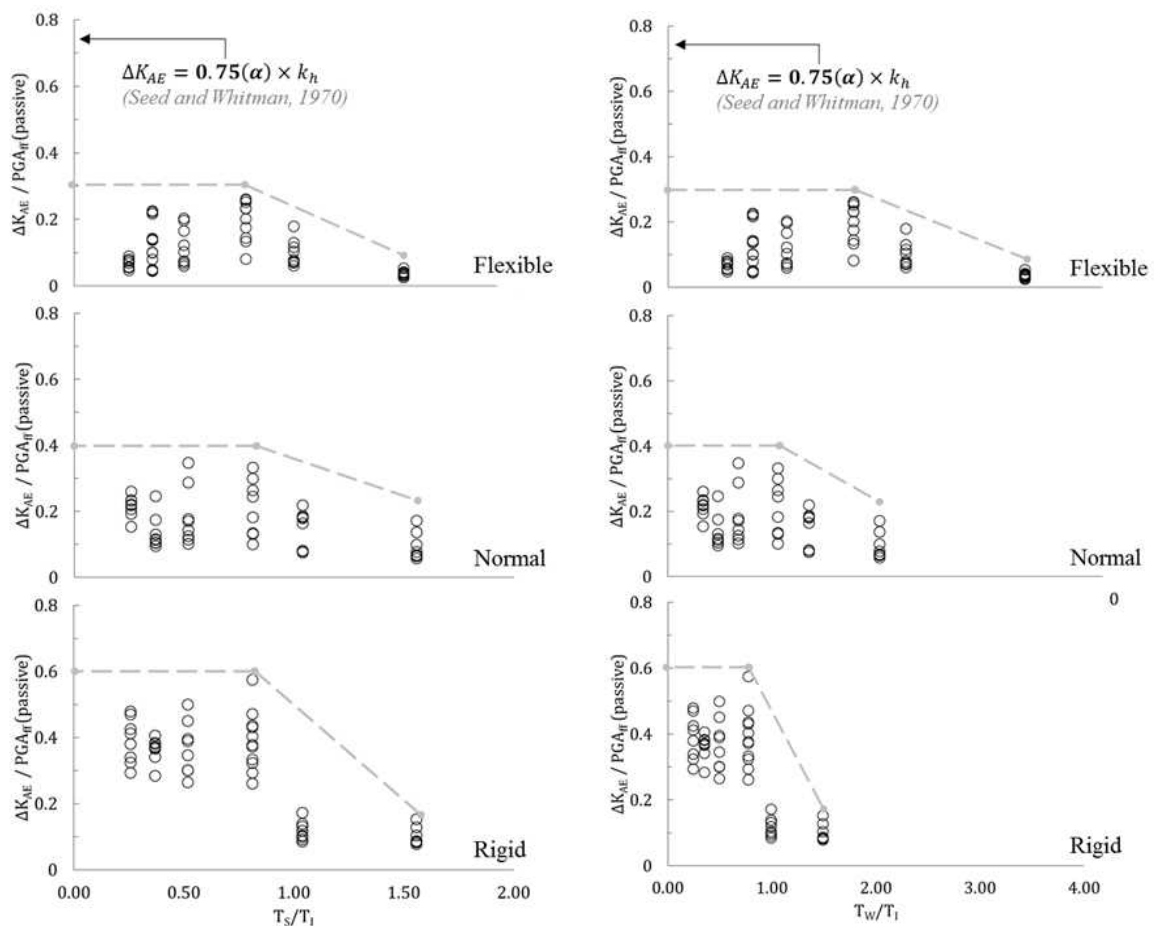


그림 74. 고정된 옹벽 고유주파수(Natural Frequency) 평가

Seed and Whitman(1970)은 동적토압계수 ΔK_{ae} 를 산정하기 위해 가속도 PGA 의 75% 를 사용하도록 제안하였다. 이는 가속도 PGA가 동적토압계수에 미치는 영향이 75% 임을 간접적으로 해석할 수 있으며 본 연구에서의 결과를 이용하여 최대 가속도와 토압계수와의 관계를 이용하여 Seed and Whitman(1970) 이 제안하였던 75%를 재검증하고자 하였으며, 이에 더하여 뒤채움 지반의 고유주기, 입력 주기 및 옹벽의 고유주기와의 상관성 또한 분석하였다.

그림 75(a) 는 주파수 성분에 따른 동적토압 발현에 미치는 지표면 자유장 최대가속도의 영향을 나타내었으며 최대토압이 발현되는 시점을 기준으로 평가하였다. T_s/T_i 가 증가함은 뒤채움 지반 고유주기 T_s 가 고정된 상태에서 T_i 가 감소하는 의미이며 이는 입력 주파수가 증가함을 나타낸다. 따라서 입력 지진파의 주파수가 증가할수록 지표면 PGA 의 동적토압에 미치는 영향력이 작아짐을 알 수 있으며 뒤채움 지반의 고유주기와 동일하거나 작은 고유주기의 입력 지진파의 경우 동적토압 발현이 상대적으로 증가함을 알 수 있다. 또한 옹벽 강성이 증가할수록 PGA 가 동적토압 발현에 미치는 영향이 증가함을 알 수 있으며 Rigid 옹벽의 경우 Seed and Whitman(1970) 이 제안한 75%에 근접함을 알 수 있다. 그림 75(b) 는 옹벽의 고유주기와 입력 주기의 비에 대한 지표면 PGA 의 동적토압에 대한 영향력을 나타내었다. T_s/T_i 와 같이 토압 발현이 줄어는 특정한 비율은 나타나지 않았으며 옹벽 고유주기와 입력주기의 비는 중요 인자가 아님을 알 수 있다.



(a) 뒤채움 지반의 주기(T_s) / 입력 주기 (T_i)

(a) 옹벽고유주기(T_w) / 입력 주기 (T_i)

그림 75. 주파수 성분에 따른 동적토압 발현에 미치는 지표면 자유장 최대가속도의($PGA_{ff, passive}$) 영향력(Contribution= $\Delta K_{ae}/PGA_{ff, passive}$) - 최대토압 발현시점 기준

그림 76 은 옹벽 및 뒤채움 지반의 상대 고유주기에 따른 지표면 자유장 PGA가 동적 토압 발현에 미치는 영향력을 전체 입력지진파에 대하여 나타낸 결과이다. 옹벽의 강성이 증가할수록 T_w 는 감소하며 PGA 로부터의 동적토압 발현 영향은 증가함을 알 수 있다.

각 최대값의 경향은 Seed and Whitman 이 제안한 0.75를 향하고 있으며 이는 Seed and Whitman 이 수행한 1g 실험의 경우 지반에 충분한 응력을 재현하지 못한 상황에서 옹벽의 강성은 상대적으로 강함을 추정할 수 있다. 이는 위 결과에서 T_w 가 상대적으로 T_s 에 비해 매우 작음을 의미하고 이로부터 0.75 제안의 가능성을 추측할 수 있다. 동일 주기 비에서 결과의 분산은 입력지진파의 종류 및 가진 세기에 따른 분산으로 판단된다. 위 결과로부터 Seed and Whitman 이 제안한 0.75 는 동적토압을 다소 과다평가함을 알 수 있으며 이는 유연한 옹벽의 설계로 갈수록 0.4 이하의 값을 이용할 수 있음을 나타낸다. 따라서, 현행 내진설계와 같이 지표면 PGA 와 M-O 방법을 이용해 동적토압을 산정하는 방법과 달리 옹벽의 유연도(flexibility)를 고려하여 동적토압을 산정하는 방법이 필요함을 보여준다.

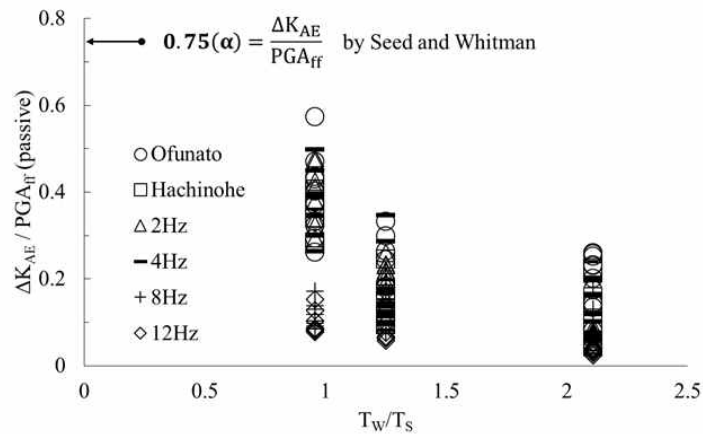


그림 76. 옹벽 및 뒤채움 지반의 상대 강성에 따른 동적토압 발현에 미치는 지표면 자유장 최대가속도의($PGA_{ff, passive}$) 영향력(Contribution= $\Delta K_{ae}/PGA_{ff, passive}$) - 최대토압 발현시점 기준

(3) 소결

“가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화” 실험을 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 뒤채움 지반에서의 가속도 증폭비는 1.5~2.0 이며 정현파일 경우 최대 3.0을 초과하기도 하므로 M-O 방법에서의 kh 산정에 주의를 기울여야 함.
- 동적토압의 크기는 시점마다 매우 다르나 최대 모멘트, 지표면 최대 가속도 발생시의 동적 토압은 옹벽의 강성이 증가할수록 그 크기가 증가한다. 최대 토압 발생시에는 M-O 방법과 유사한 토압을 보이고 있으나 옹벽이 유연할 경우에는 M-O 방법 사용시 지표면 최대 가속도의 30~40%만으로도 동적토압을 적절히 평가하는 것으로 판단됨.
- 옹벽의 지진 시 안정성에 영향을 줄 수 있는 여러 시점 중 대부분의 경우 M-O 방법 보다 작은 동적 토압이 발생하였으며 최대 토압 발현 시 지표면 최대 가속도를 사용할 경우 M-O 방법과 유사함을 알 수 있음.
- 옹벽의 바닥면 PGA를 사용할 경우 뒤채움 지반에서의 증폭특성 및 옹벽구조물-지반간의 상호작용 영향이 전혀 고려되지 않기 때문에 지표면 가속도를 사용하는 것이 적절하며 동적 토압을 발현시키는 영향 인자(옹벽과 지반과의 상대강성)를 파악하는 것이 중요함.

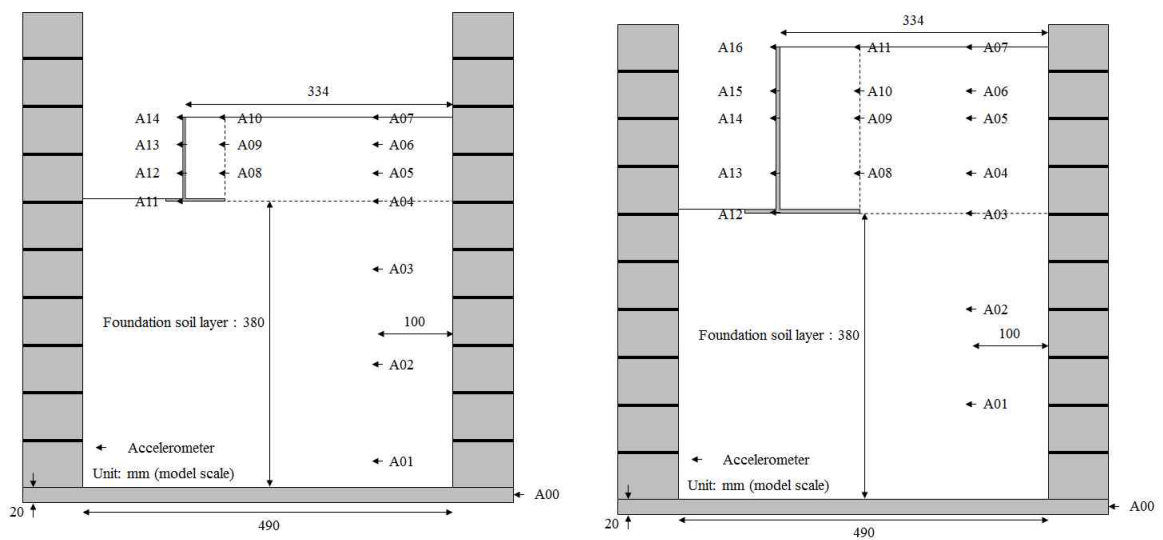
나. 사질토 기반에서의 지진 시 옹벽 거동

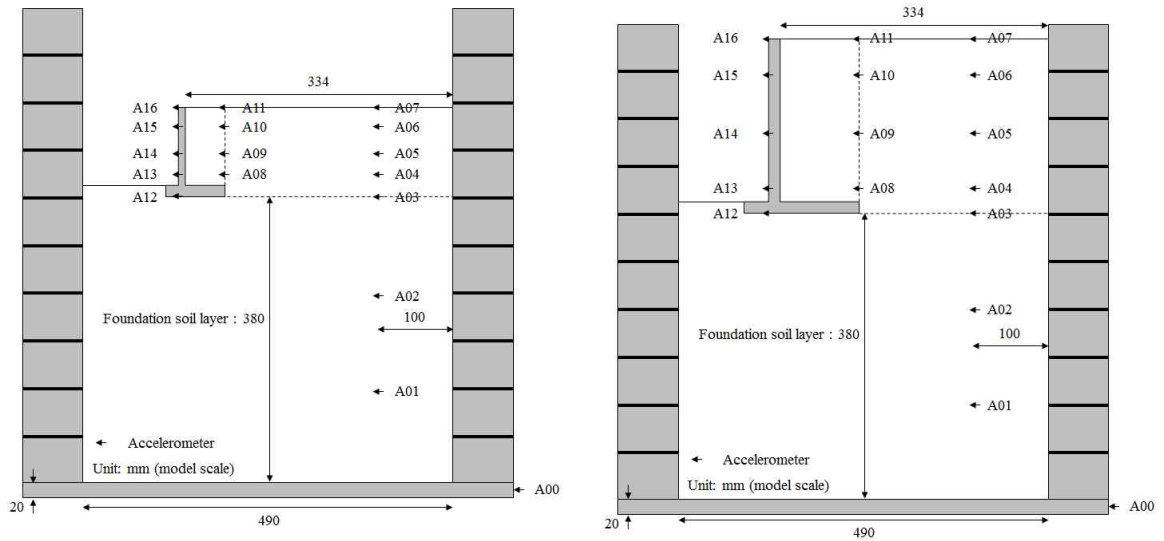
(1) 모형 모델

(가) 옹벽 모형 모델

옹벽의 모형 모델은 제작의 용이성을 위하여 알루미늄합금을 이용하여 제작되었으며 강성의 상사비를 이용하여 모형 모델의 벽체 두께를 결정하였다. 옹벽의 벽체 강성 및 높이에 따른 동적토압의 변화를 평가하기 위하여 총 4가지 옹벽 모델을 사용하였다. 일반적인 옹벽의 높이(5.4m)와 그보다 높은 옹벽(10.8m)에 대하여 표준 옹벽도를 참고하여 현행 설계에서 사용하고 있는 두께를 설정하였으며 그보다 유연한 옹벽을 비교 군으로 설정하였다. 5.4m 옹벽에 대해서 두께 0.22m, 0.63m를 원형으로 하였으며, 10.8m 옹벽에 대해서 두께 0.35m, 1.06m를 원형 벽체 두께로 설정하였다. 옹벽의 강성 및 높이를 제외한 기타 변수는 동일하며 기초지반을 조성하여 옹벽의 침하, 전도 및 기초지반의 증폭 특성 등을 고려하고자 하였다. 실험의 단면은 **그림 77** 과 같으며 각 모델별 자세한 제원은 **그림 78**, **표 14** 와 같다.

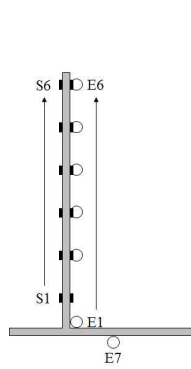
기초지반 높이까지 모래를 조성한 후 표면을 고르게 한 후 수평계를 이용하여 옹벽을 위치시킨다. 낙사법을 이용하여 옹벽 전, 후면 모두 지반을 조성한 후 옹벽 전면부의 모래를 제거한다. **그림 79** 에 원심모형실험을 위한 모델 제작과정을 나타내었다.



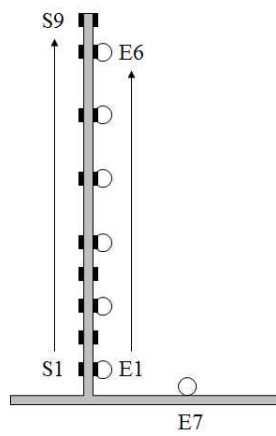


○ Pressure transducer

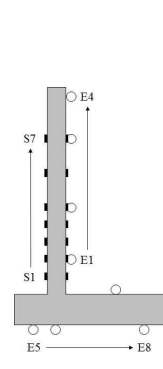
■ Strain gauge



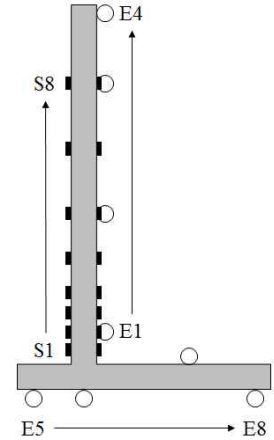
5.4m, Flexible



10.8m, Flexible



5.4m, Stiff



10.8m, Stiff

그림 77. 옹벽 모형 모델 종류

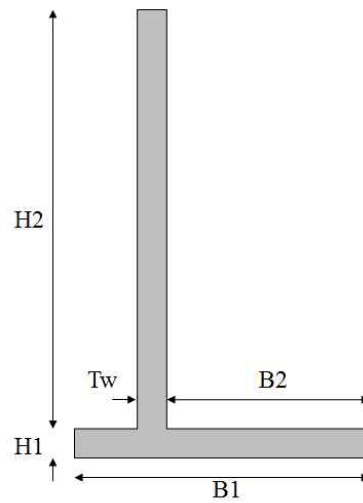


그림 78. 옹벽 모형 모델

표 14. 옹벽 모형 모델 크기 제원 (그림 78 참조)

유연도	옹벽 원형 높이(m)		Tw (mm)	B1 (mm)	B2 (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	E (kPa)	EI (kNm ²)
Flexible	5.4	Model I	3[0.22]	78	52	3	108	68.9	0.07[4.69E+5]
	10.8	Model II	5[0.35]	152	104	5	216		0.35[2.17E+6]
Stiff	5.4	Model III	9[0.63]	78	52	15	108	E+6	2.03[1.26E+7]
	10.8	Model IV	15[1.06]	152	104	15	216		9.38[5.86E7]

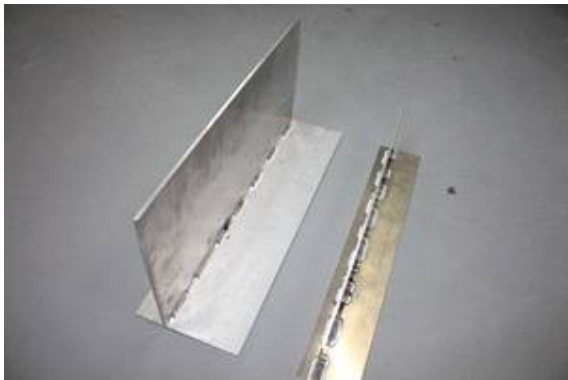
*[] : 원형모델 $t_w, EI_w(kN \cdot m^2)$

(나) 지반 시료

본 실험에서 사용된 지반 시료는 실리카 샌드로 “가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화”에서 사용된 시료와 동일하다. 옹벽 모형 모델별 지반의 조성 조건은 표 15 와 같다.

표 15. 모형 모델별 지반 조성 조건

물성치	Model I	Model II	Model III	Model IV
상대밀도 (%)	60		78	
단위중량 (kN/m ³)	14.50		15.30	
마찰각(°)	39		43	



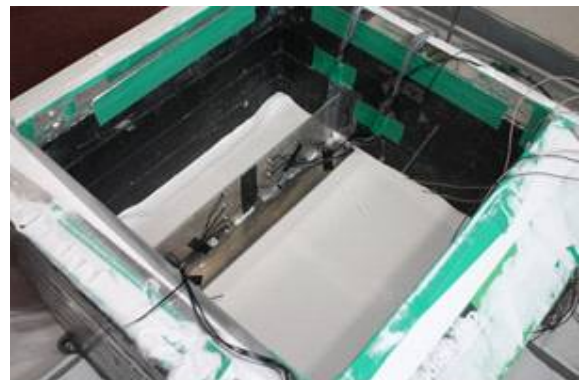
(a) 옹벽 모형 모델



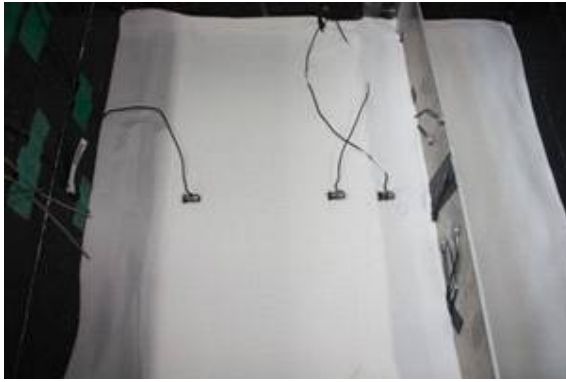
(b) 낙사 조성



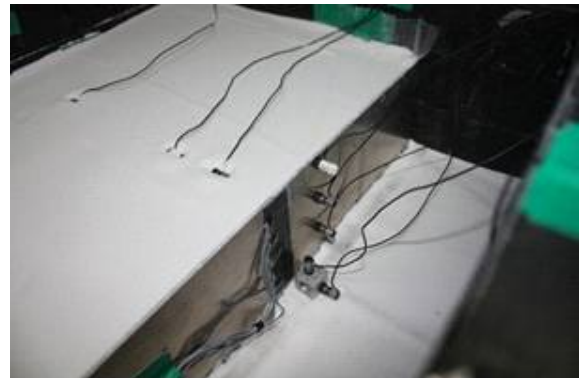
(c) 옹벽 하단부 sand paper 부착



(d) 기초지반 위 옹벽 설치



(e) 지중 가속도계 설치



(f) 실험 모델 조성 완료 모습

그림 79. 모형모델 제작 순서

(다) 계측 센서

본 실험에서 사용된 계측 센서는 “가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화”에서 사용된 시료와 동일하며 물리량의 부호 또한 그림 61 과 동일하다. 각 모형 모델 단면별 계측 위치는 **부록**에 첨부하였다.

(라) 입력 지진 가속도

입력 지진파로는 단주기 특성을 갖는 Ofunato 지진(일본, 1978) 과 장주기 특성을 갖는 Hachinohe 지진(일본, 1968)을 사용하였고, 지진 가속도 수준은 국내 내진설계기준에 제시된 내진성능수준을 고려하여 0.1gh 이하부터 약 0.25gh 까지 낮은 가속도부터 시작하여 순차적으로 증가시키며 지반 및 구조물의 응답을 측정하였다. 또한 입력 지진운동의 주파수 특성에 따른 토압 변화를 평가하기 위하여 총 4개의 정현파를 사용하였으며 입력 지진파에 대한 정보는 **표 16 과 같으며 시간이력 및 응답스펙트럼은 표 13 과 같다**. 지진 파 고유주기 특성인 T_p , T_m 은 이전 실험의 파형과 동일하며 입력지진파는 상사비를 고려하여 지진파 지속 시간은 $1/N$ 의 비율로 축소되고, 이에 따라 주파수는 N 의 비율로 증가하게 된다. 또한, 가속도는 N 의 비율로 증가하게 된다.

표 16. 모형 모델 실험 단면에 따른 입력지진파의 PGA, Arias Intensity

(a) Bedrock PGA ($g=9.81m/s^2$)

EQ.	Flexible (유연한 옹벽)		Stiff (일반적인 강성의 옹벽)	
	5.4m (Model I)	10.8m (Model II)	5.4m (Model III)	10.8m (Model IV)
White noise	0.04g-0.13g	0.04g-0.14g	0.02g-0.10g	0.02g-0.04g
Ofunato	0.03g-0.39g	0.03g-0.39g	0.01g-0.32g	0.02g-0.29g
Hachinohe	0.04g-0.35g	0.04g-0.38g	0.02g-0.30g	0.03g-0.26g
Sine 1Hz	-	-	0.04g-0.17g	0.03g-0.22g
Sine 2Hz	-	-	0.01g-0.17g	0.01g-0.18g
Sine 4Hz	-	-	0.01g-0.21g	0.01g-0.22g
Sine 6Hz	-	-	0.02g-0.07g	0.03g-0.17g

(b) Arias Intensity (단위 m/s)

EQ.	Flexible (유연한 옹벽)		Stiff (일반적인 강성의 옹벽)	
	5.4m (Model I)	10.8m (Model II)	5.4m (Model III)	10.8m (Model IV)
White noise	0.01-0.36	0.01-0.40	0.00-0.18	0.01-0.02
Ofunato	0.01-2.04	0.01-2.11	0.00-1.38	0.01-1.07
Hachinohe	0.03-1.44	0.02-1.61	0.01-1.01	0.01-0.83
Sine 1Hz	-	-	0.06-1.14	0.04-2.26
Sine 2Hz	-	-	0.01-1.71	0.01-2.09
Sine 4Hz	-	-	0.00-2.66	0.00-3.12
Sine 6Hz	-	-	0.02-0.31	0.06-1.37

(2) 실험결과(Results)

(가) 가속도 증폭 특성

그림 80 은 기반암으로부터 옹벽 바닥 지표면까지의 가속도 증폭 특성을 나타내었다. 옹벽의 강성 및 높이와 상관 없이 두 종류의 실지진과 모두 유사한 증폭형태를 보이며 자유장에서의 증폭비는 평균 1.0-1.5 정도로 평가되었다. 옹벽의 동토압을 유발시키는 뒤채움 지반에서의 증폭 현상은 **그림 81** 에 표시하였다. 가속도의 주동 및 수동 방향에 따라 분산 정도가 달리 나타났으나 최대 증폭비는 3.0을 넘지 않았으며 대체로 단주기 특성을 갖는 Ofunato 지진과의 증폭비가 Hachinohe 의 증폭비보다 크게 나타났다. 특이한 점은 수동방향의 증폭비는 옹벽 바닥면 PGA 가 증가할수록 1.0 에 수렴하는 현상을 보이며 주동방향의 증폭비는 여전히 많은 분산을 보이며 1.0-3.0 사이에 위치하고 있다. 수동방향의 가속도가 발생할 때 관성력은 주동방향으로 작용하게 되고 이로 인하여 옹벽의 변위를 유발시키게 된다. 앞서 수행한 옹벽의 바닥면을 고정된 경우 수동방향의 가속도 증폭 특성이 가진 세기와 상관없이 1.5-2.0 사이에 위치함을 볼 수 있었으나 옹벽의 변위를 허용할 경우 옹벽이 주동방향으로 변위를 발생시키면서 가속도의 증폭특성에도 영향을 주는 것으로 판단된다. 한편 수동 방향의 변위로는 뒤채움 지반의 수동토압이 저항하는 힘으로 작용하여 옹벽이 더 이상 수동방향으로 움직일 수 없으므로 증폭현상이 가진 세기와 상관없이 일어나는 것으로 판단된다.

그림 82 는 정현파 입력 지진이 가진되었을 경우의 증폭비를 보여준다. 특히 Model IV 의 경우 4Hz 의 가진파에 유난히 큰 증폭 현상을 보이는데 이는 뒤채움 지반층이 갖는 고유주기와 유사한 입력 가진파가 작용하여 일어나는 공진현상으로 보인다. **그림 83** 을 참조할 때, Model IV 지반의 고유주기는 자유장에서 0.35s 이며 균일한 지반조건으로 가정하였을 때 뒤채움 지반을 하나의 지반층으로 구분지어 고유주기를 예측할 수 있다. 기초 지반의 깊이가 19m 이며 뒤채움 지반의 깊이가 10.5m 임을 고려할 때 뒤채움 지반의 고유주기는 자유장 고유주기의 0.35s 보다 감소한 0.19s 로 평가할 수 있으며 입력 지진파에 매우 유사함을 알 수 있다. 뒤채움 지반에서의 가속도 증폭 현상은 하부 지반의 증폭 특성과 상관없이 뒤채움 지반의 깊이를 또 다른 층으로 구분지을 수 있으며 이로인한 고유주기가 고려되어야 한다. 또한 주동 및 수동 방향에 따른 증폭 특성이 다름을 인지하고

설계시 kh 산정을 위한 가속도 PGA 는 M-O 방법의 이론과 동일한 수동 방향의 PGA를 사용해야 하며 옹벽의 변위 허용에 따른 PGA 증폭 특성이 감소함을 알 수 있다.

따라서, 본 실험에서 수행한 바와 같이 옹벽의 변위를 허용할 경우 지진의 세기가 증가할수록 뒤채움 지반에서의 증폭비는 1.0 에 수렴하는 것으로 보이나 평균적인 증폭비는 1.0~2.0 사이에 위치하고 이로 인한 증폭을 고려할 경우 지표면 PGA를 kh로 설정한 이후 옹벽의 변위 허용에 따라 감하여 사용할 것을 추천한다.

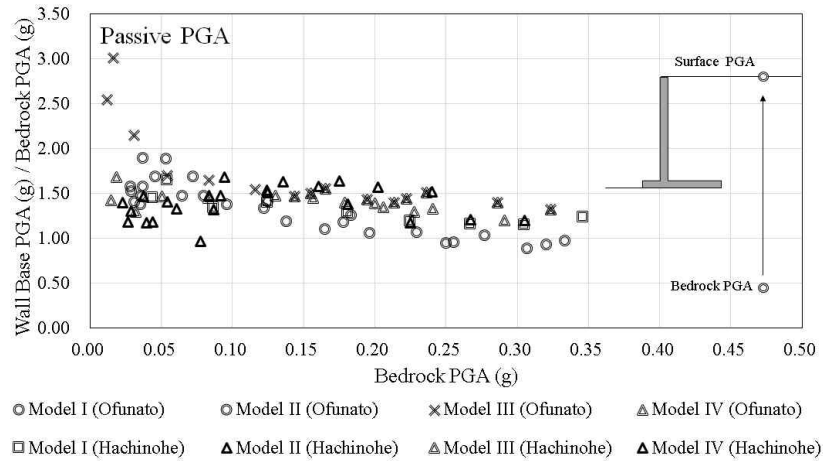
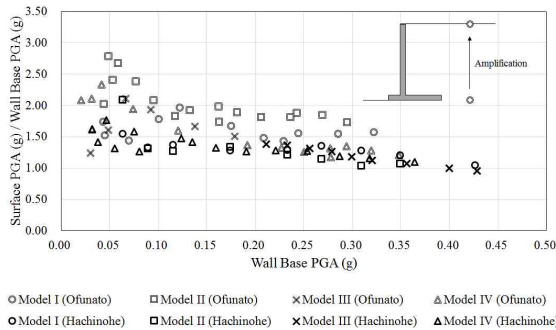
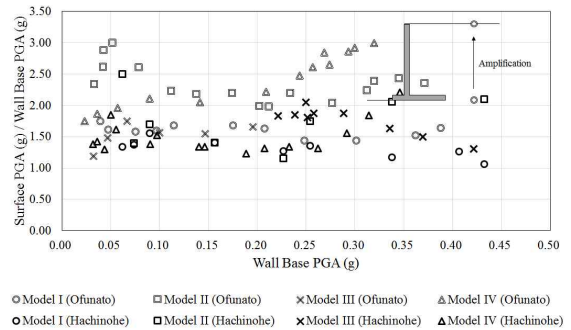


그림 80. 기초지반 증폭 특성 (실지진파, Model I~IV)

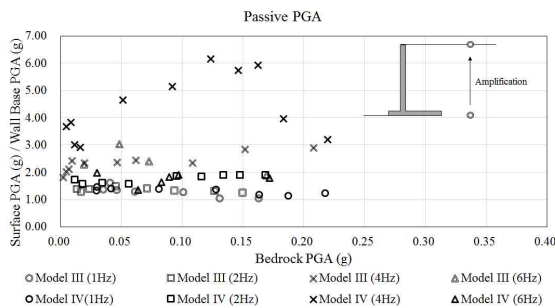


(a) Passive

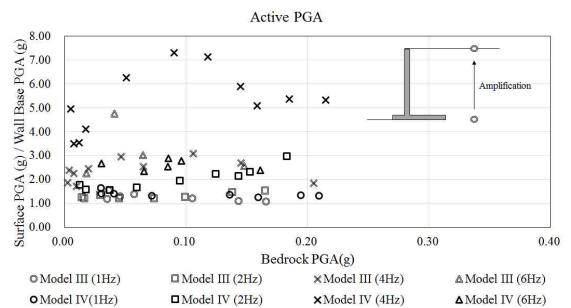


(b) Active

그림 81. 옹벽 뒤채움 지반의 PGA 증폭비 (실지진파, Model I~IV)



(a) Passive



(b) Active

그림 82. 옹벽 뒤채움 지반의 PGA 증폭비 (정현파, Model III, IV)

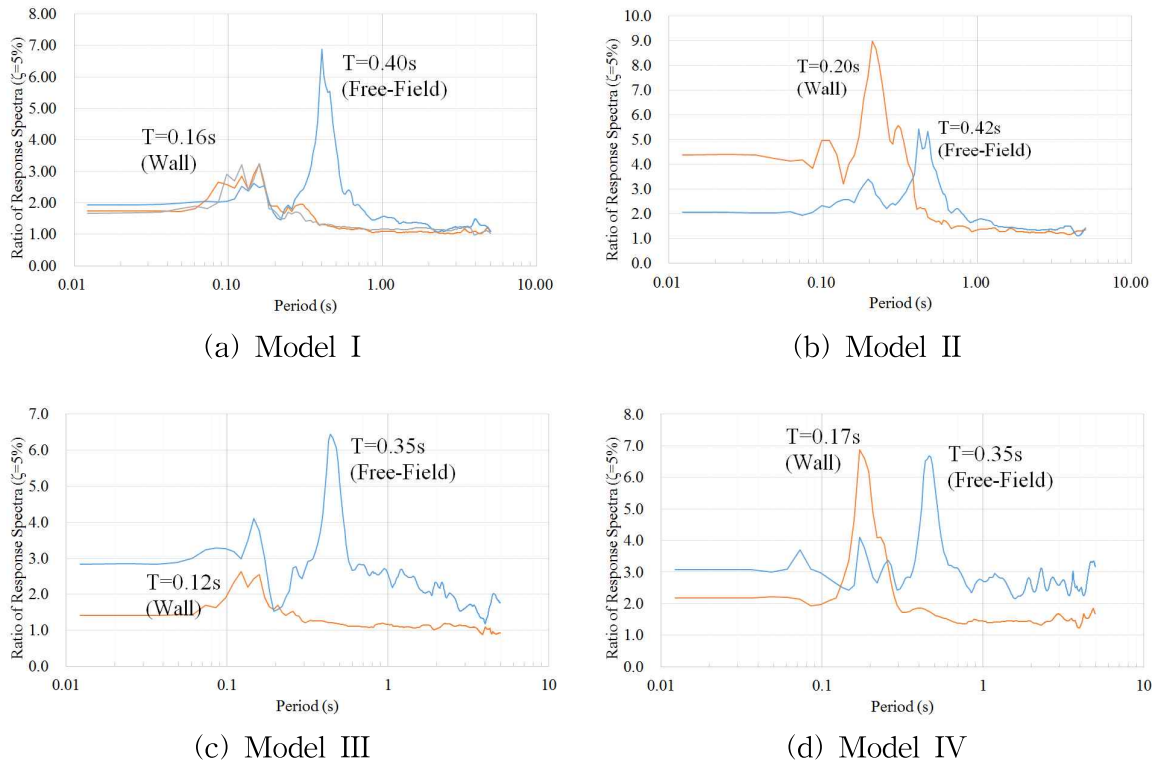


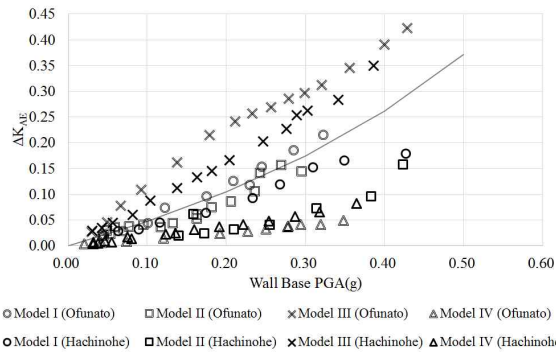
그림 83. 옹벽 구조물 및 자유장 증폭 특성

(나) 동적토압의 크기 및 분포

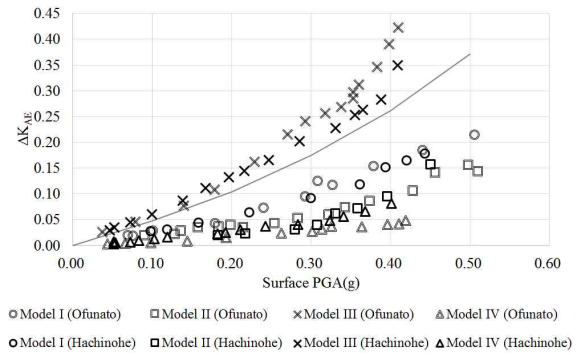
동적 토압의 크기 및 분포를 평가하기 위하여 토압의 합력을 계산하는 방법과 동적토압을 비교하는 시점은 “가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화”에서 수행한 과정과 동일하다.

그림 84, 85, 86 은 앞서 설명한 바와 같이, 구조적으로 가장 위험한 경우(최대 모멘트 발생), 동적토압이 가장 클 경우, M-O 방법의 가정과 같이 최대 수동방향의 가속도가 발생할 경우에 따라 동적토압의 계수를 평가하였다. 설계지진계수 k_h 의 위치를 고려하기 위하여 각각의 결과는 옹벽 바닥깊이의 자유장 PGA 와 지표면 PGA 로 함께 비교 하였다. 그림 84 의 경우 최대 토압 발현시 동적토압계수이며 Model III을 제외한 나머지 결과는 M-O 방법의 예상값보다 작은 것으로 평가되었다. 그림 85, 86 과 같이 다른 두 시점의 동적토압계수 또한 Model III을 제외한 나머지 결과들은 모두 M-O 방법이 동적토압계수를 과다 평가함을 알 수 있다.

옹벽의 높이가 증가할 경우 옹벽의 높이가 낮을 때보다 토압계수가 더 감소하는 것으로 나타났다. 이는 뒤채움 지반에서의 깊이에 따른 가속도 분포 및 위상 차이로 인한 토압 감소 현상으로 판단된다(Lew et al., 2014). 옹벽의 높이가 증가할 경우 뒤채움 지반의 모든 깊이에서 동일한 방향으로의 파형이 발생하기 어려우며 이로 인하여 일부 깊이에서는 토압이 발생하나 일부에서는 토압이 발생하지 않는 현상이 발생한다. 이러한 현상으로 인하여 옹벽의 높이가 증가할 경우 오히려 동적토압계수가 감소함을 보이고 있으며 이는 NCHRP Report 611 (2008)에서 언급한 바와 같이 옹벽의 높이가 증가함에 따라 설계지진계수 k_h 를 감소하여 사용해야 한다는 권고와 동일한 현상이다(그림 87).

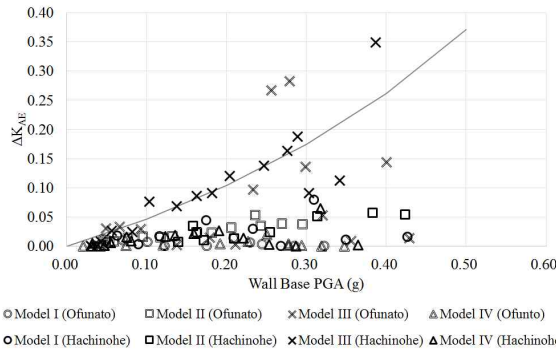


(a) kh =Wall Base 깊이의 자유장 PGA

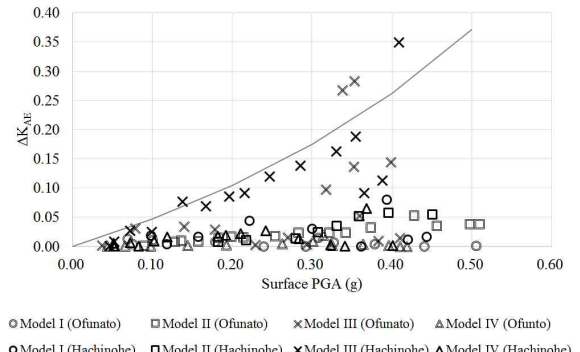


(b) kh =지표면 자유장 PGA

그림 84. 최대 토압 발현시 동적토압계수(ΔK_{ae}) 비교

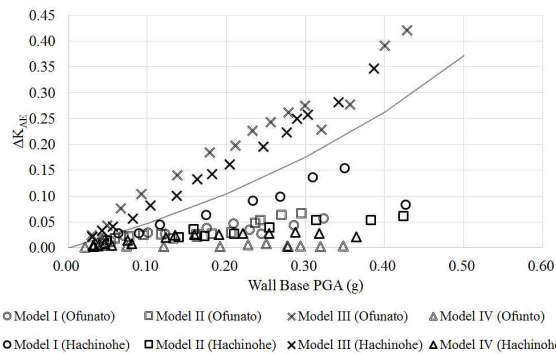


(a) kh =Wall Base 깊이의 자유장 PGA

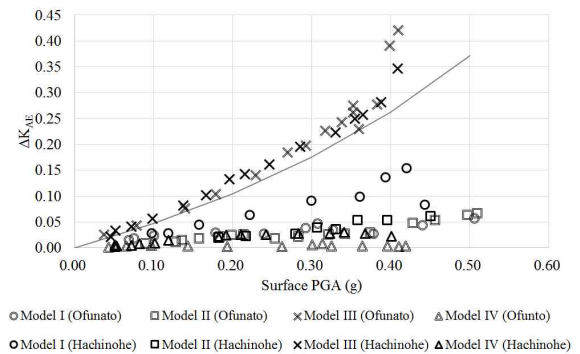


(b) kh =지표면 자유장 PGA

그림 85. 최대 모멘트 발현시 동적토압계수(ΔK_{ae}) 비교

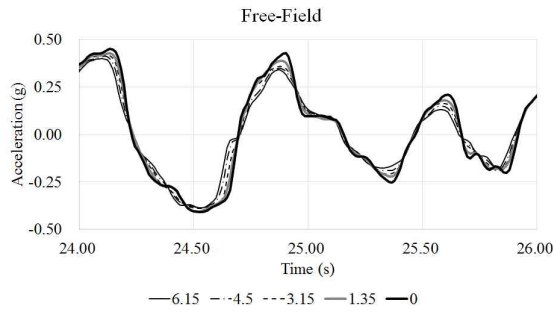


(a) kh =Wall Base 깊이의 자유장 PGA



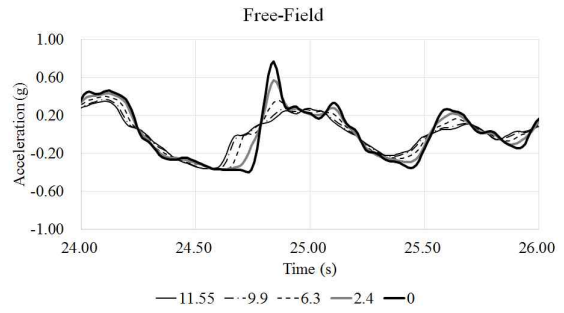
(b) kh =지표면 자유장 PGA

그림 86. 최대 수동방향 지표면 PGA 발현시 동적토압계수(ΔK_{ae}) 비교



(a) Model III

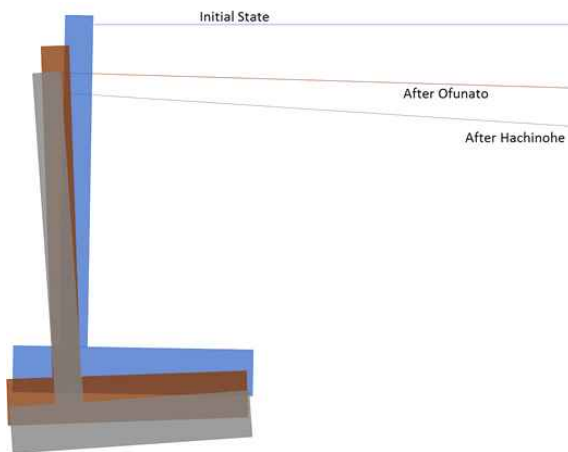
(Hachinohe, PGAbedrock=0.30g)



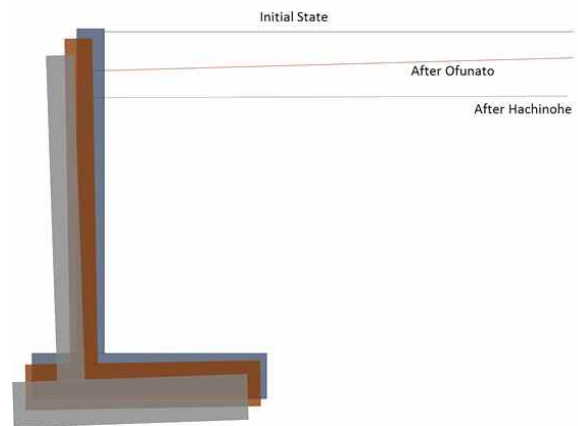
(b) Model IV

(Hachinohe, PGAbedrock=0.26g)

그림 87. 깊이별 가속도 위상 차이



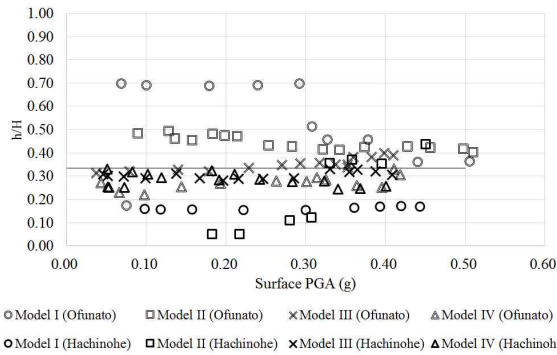
(a) Model III



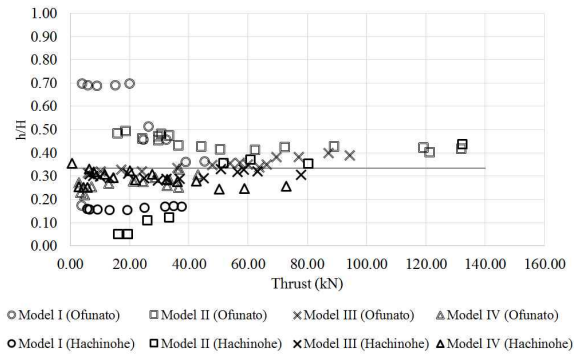
(b) Model IV

그림 88. 지진과 가진 전후의 옹벽 및 침하 양상

“가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화”에서의 연구 결과를 바탕으로 판단할 때, 옹벽의 활동 변위를 허용한 Model III 에서 동적토압이 과다하게 계측된 원인은 옹벽의 변위 모드에 따른 결과로 판단된다. 그림 88(a) 는 Model III 의 지진과 가진 전후의 변위 양상을 나타낸 그림이다. Model III 의 경우 압굽에서의 침하가 발생하면서 전체적으로 활동변위보다 전도변위 경향이 증가하는 것으로 확인되었다. 또한 이로 인하여 압굽에서의 수동토압으로 인하여 활동이 더 이상 일어나기 어려웠으며 이로 인하여 옹벽의 변위가 구속된 경우와 유사함을 알 수 있다. 한편 그림 88(b) 는 Model IV 의 변위 양상을 나타내고 있으며 Model III 와 달리 압굽의 침하와 활동 변위 또한 함께 발생하고 있음을 알 수 있다. 따라서 주동방향으로의 변위가 발생하면서 동적토압의 발현이 어려움을 알 수 있으며 이로 인하여 동적토압계수가 작게 평가된 것으로 판단된다. 옹벽의 변위를 허용할 경우 기초 지반의 침하가 옹벽의 수동 회전을 발생하게 된다면 M-O 방법보다 큰 동적토압이 발현될 수 있음을 알 수 있다.

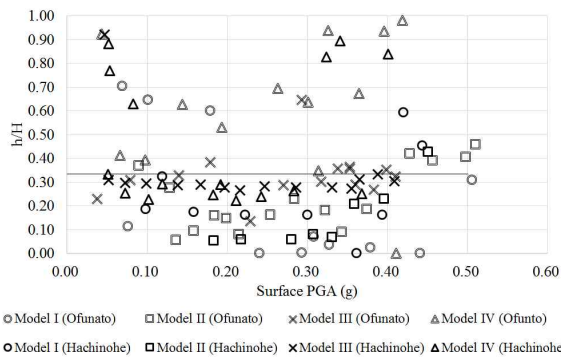


(a) 지표면 자유장 PGA 와 작용점 관계

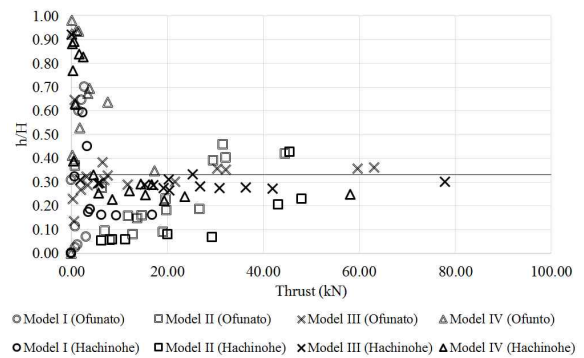


(b) 동적토력 세기와 작용점 관계

그림 89. 최대 토압 발현시 동적토압 작용점 비교

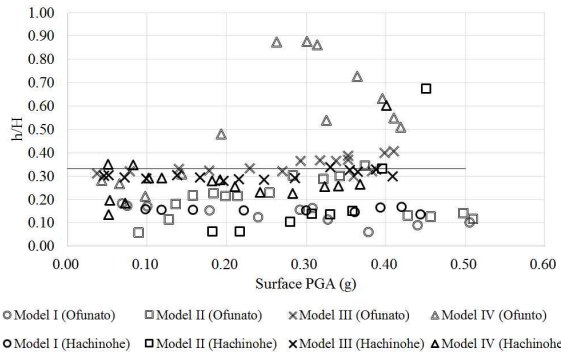


(a) 지표면 자유장 PGA 와 작용점 관계

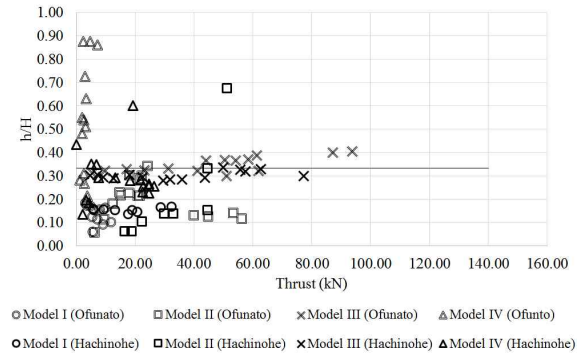


(b) 동적토력 세기와 작용점 관계

그림 90. 최대 모멘트 발현시 동적토압 작용점 비교



(a) 지표면 자유장 PGA 와 작용점 관계



(b) 동적토력 세기와 작용점 관계

그림 91. 최대 지표면 PGA 발현시 동적토압 작용점 비교

그림 89, 90, 91 은 각 Critical 시점에 따른 동적토압의 작용점을 도시한 결과이다. 동적토압의 작용점은 계측된 토압으로부터 계산된 모멘트와 토압의 합을 이용하여 평가하였다. 지표면 자유장 PGA 와 토압의 작용점 관계를 분석해 보면 M-O 방법이 제안한 $H/3$ 을 넘어가는 결과가 다소 나타나며 PGA 세기와 특별한 연관성을 찾기 어려웠다. 자유장 PGA 가 아닌 동적토력의 세기와 작용점간의 관계를 비교해 볼 경우 $H/3$ 을 넘어가는 작용점의 경우 토력 자체의 크기가 크지 않아 무시할 수 있으며 대부분의 자료가 $H/3$

과 유사하거나 그보다 낮은 위치에 작용함을 알 수 있다. 한편, 옹벽의 강성이 보다 강한 Model III, IV 의 경우 유연한 옹벽인 Model I, II 에 비하여 다소 높은 작용점을 보이고 있으나 $H/3$ 을 초과하지 않는다.

벽체의 바닥면이 고정된 결과와 동일하게 Seed and Whitman(1970) 이 제안한 $0.6H$ 는 동적토압의 작용점을 과다 평가하고 있으며 이로 인하여 토압에 의한 활동 모멘트를 과다평가할 수 있다. AASHTO(2012) 는 최근 연구 동향을 포함하여 동적토압의 작용점을 $H/3$ 으로 명시하였으며 정적+동적 토압의 작용점을 최대 $0.5H$ 이하로 권장하면서 경제적인 설계를 유도하였다.

본 연구결과를 통하여 동적토압의 작용점은 옹벽의 강성이 증가할수록 증가하나 정적 토압의 작용점 $H/3$ 보다 낮은 위치에 작용하며 M-O 방법 계산시 $H/3$ 을 상한선으로 간주하여 계산하는 것이 경제적이고 안전한 것으로 판단된다.

(다) 주파수 특성

실지진 기록은 여러 주파수 성분이 함께 포함되어 있어 주파수에 따른 동적토압의 발현 특성을 평가하기 어렵다. 따라서, 본 실험에서는 실지진과 뿐만 아니라 특정 주파수를 갖는 정현파를 이용하여 주파수 성분에 따른 동적토압의 크기 및 지표면 PGA 와의 관계를 분석하였다. 옹벽, 입력 지진파 및 뒤택음 지반의 고유주기는 그림 83, 표 13에 표시하였으며 뒤택음 지반의 고유주기는 자유장 고유주기에서 뒤택음 지반의 깊이만을 고려하여 뒤택음 지반만의 고유주기를 추정하였다.

그림 92 에서 보는 바와 같이 Model IV 에 비해 Model III 의 토압 계측이 과다하게 평가되어 Seed and Whitman 이 제안한 0.75 를 초과하고 있으나 높이가 증가한 Model IV 의 경우 0.3 에 미치지 못함을 알 수 있다. 또한 Model III 의 경우에도 특정 주파수의 경우를 제외하고 입력 지진파의 주기가 감소할수록, 즉 주파수가 증가할수록 PGA 의 증가에 비해 토압 발현 영향이 감소하는 것을 알 수 있다.

그림 93 에는 옹벽 및 뒤택음 지반의 상대 강성에 따른 동적토압 발현에 미치는 지표면 자유장 최대 PGA의 영향력을 평가하였다. Model III 의 회전 거동으로 인하여 토압이 과다하게 평가되었으며 이로 인하여 “가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화” 에서의 결과와 다소 상이한 결과를 보이고 있지만 실험 조건상 “가. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화” 에서의 경계조건이 확실하기 때문에 그림 93 의 결과는 옹벽의 변위 모드에 따라 매우 상이해 질 수 있음을 알 수 있으며 추후 옹벽의 거동에 따른 동적토압 변화에 대해 지속적인 연구가 필요함을 알 수 있다.

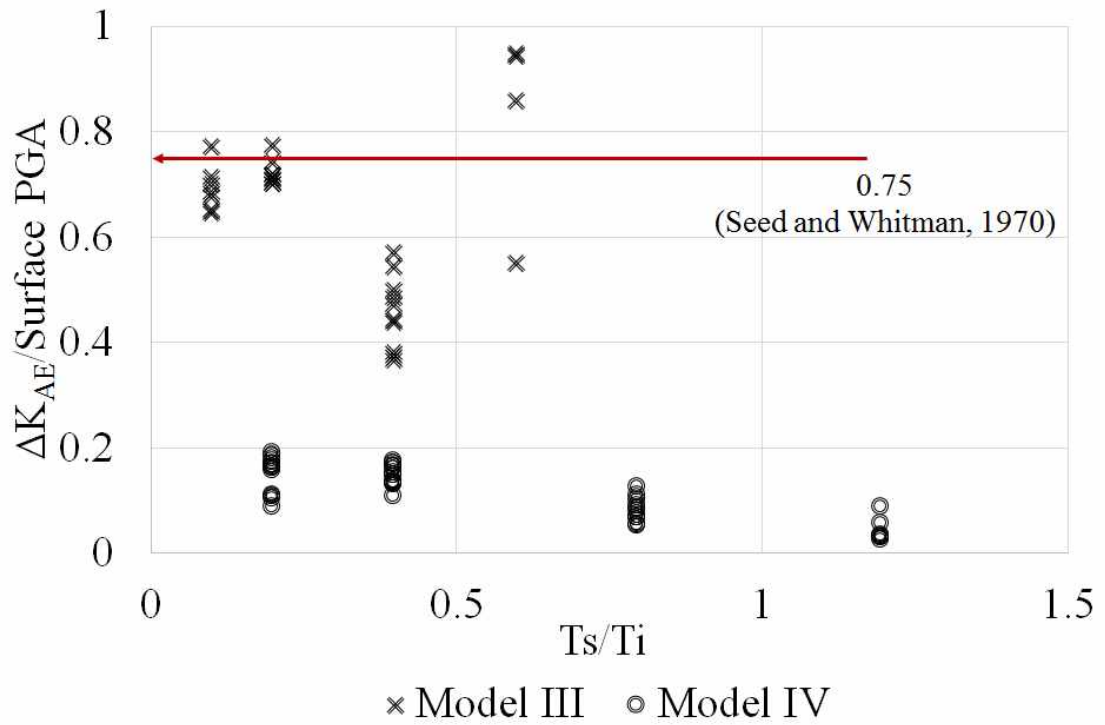


그림 92. 주파수 성분에 따른 동적토압 발현에 미치는 지표면 자유장 최대가속도의($PGA_{ff, passive}$) 영향력($Contribution = \Delta K_{ae} / PGA_{ff, passive}$) - 최대토압 발현시점 기준

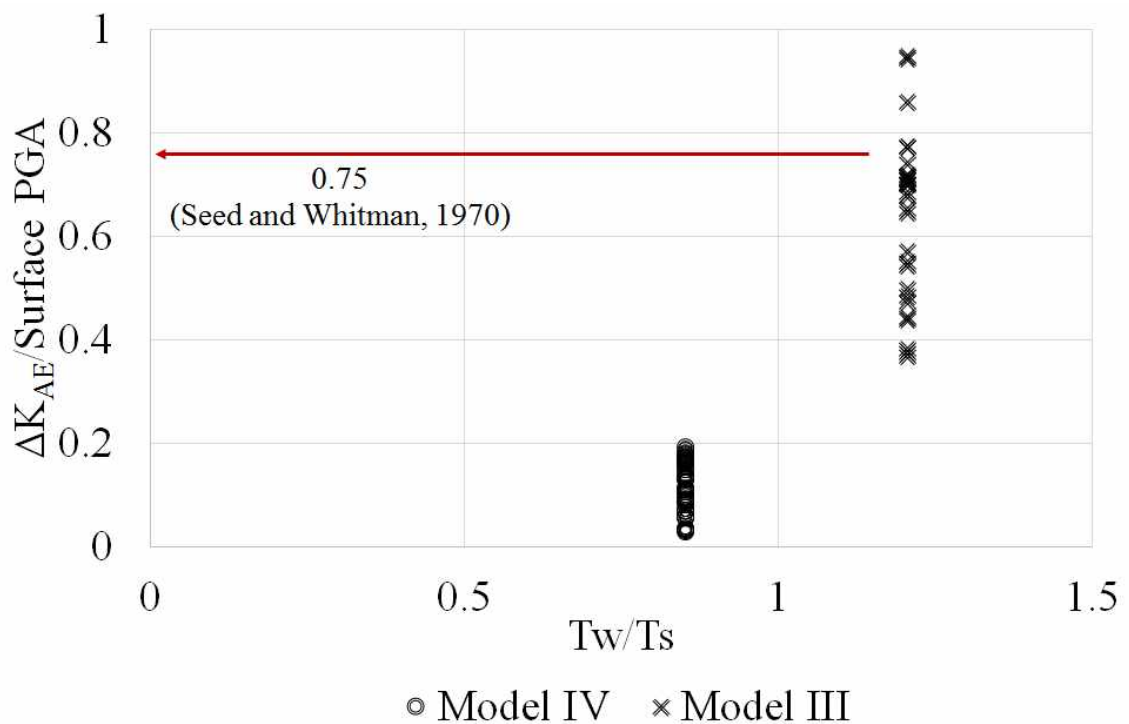


그림 93. 응벽 및 뒤채움 지반의 상대 강성에 따른 동적토압 발현에 미치는 지표면 자유장 최대가속도의($PGA_{ff, passive}$) 영향력($Contribution = \Delta K_{ae} / PGA_{ff, passive}$) - 최대토압 발현시점 기준

(3) 소결

“나. 사질토 지반에서의 옹벽의 거동 평가” 실험을 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 뒤채움 지반에서의 가속도 증폭비는 1.5-2.0 이며 정현파일 경우 최대 3.0을 초과하기도 하므로 M-O 방법에서의 kh 산정에 주의를 기울여야 함.
- 옹벽의 높이 및 강성 변화에 따라 동적토압의 크기에 다소 차이가 발생하나 기초지반의 침하와 변위 경향에 따라 옹벽의 거동이 매우 차이날 수 있으며 이로 인하여 동적토압의 발생에 상당한 영향을 미칠 수 있음을 확인하였음.
- 옹벽의 높이가 증가할수록 뒤채움 지반에서의 가속도 위상 차이로 인하여 오히려 동적토압계수가 감소하는 경향을 보임.
- 옹벽의 지진 시 안정성에 영향을 줄 수 있는 여러 시점 중 대부분의 경우 M-O 방법 보다 작은 동적 토압이 발생하였으며 최대 토압 발현 시 지표면 최대 가속도를 사용할 경우 M-O 방법과 유사함을 알 수 있음. 따라서, kh 산정 시 지표면 최대 가속도를 사용하고 옹벽의 유연도 및 높이에 따라 kh를 감소시켜 사용함이 적절한 것으로 판단됨.
- 옹벽의 바닥면 PGA를 사용할 경우 뒤채움 지반에서의 증폭특성 및 옹벽구조물-지반간의 상호작용 영향이 전혀 고려되지 않기 때문에 지표면 가속도를 사용하는 것이 적절하며 동적 토압을 발현시키는 영향 인자(변형 모드 및 옹벽의 높이)를 파악하는 것이 중요함.

다. 풍화토 지반에서의 지진 시 옹벽 거동

(1) 모형 모델

(가) 옹벽 모형 모델

풍화토 지반에서의 지진 시 옹벽 거동을 평가하기 위해 사용된 옹벽의 모형모델은 “나. 사질토 지반에서의 지진 시 옹벽 거동”에서 사용된 Model III와 동일하다.

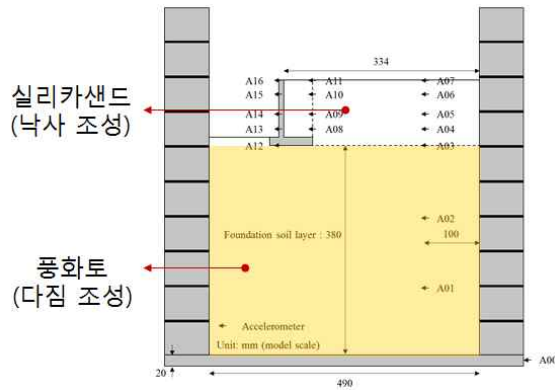


그림 94. 풍화토지반 모형 모델 단면



그림 95. 모형 모델 조성 과정

(나) 지반 시료

옹벽 하부의 기초지반을 기존의 사질토 지반에서 풍화토 시료와 자갈을 이용하여 다짐 조성하였다. 기존의 사질토 지반보다 침하 강성이 증가할 것으로 예상되며 사용된 시료의 정보는 아래 표 17 와 같으며 입도분포는 그림 96 과 같다.

표 17. 풍화토 물성치 비교

		실리카샌드	풍화토 (자갈미포함)	풍화토 (자갈포함)
단위중량 (kN/m^3)		15.9 (상대밀도 90%)	17.59	20.40
Gmax (MPa)	구속압 25kPa	58.05	100.25	145.31
	구속압 50kPa	77.16	118.10	168.28
	구속압 100kPa	100.73	145.62	208.84
	구속압 200kPa	128.70	188.63	259.02
	구속압 400kPa	164.06	242.22	314.56

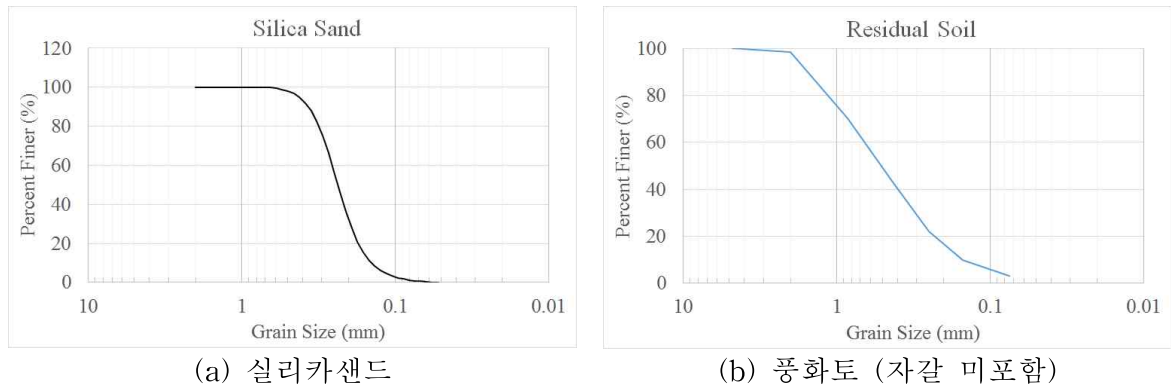


그림 96. 실리카샌드 및 풍화토 입도 분포 비교

(다) 계측 센서

본 실험에서 사용된 계측 센서는 “나. 옹벽 벽체의 유연도에 따른 옹벽 벽체의 동토압 변화”에서 사용된 시료와 동일하며 물리량의 부호 또한 그림 61 과 동일하다. 각 모형 모델 단면별 계측 위치는 **부록**에 첨부하였다.

(라) 입력 지진 가속도

입력 지진파로는 단주기 특성을 갖는 Ofunato 지진(일본, 1978) 과 장주기 특성을 갖는 Hachinohe 지진(일본, 1968)을 사용하였고, 지진 가속도 수준은 국내 내진설계기준에 제시된 내진성능수준을 고려하여 0.1gh 이하부터 약 0.25gh 까지 낮은 가속도부터 시작하여 순차적으로 증가시키며 지반 및 구조물의 응답을 측정하였다. 또한 입력 지진운동의 주파수 특성에 따른 토압 변화를 평가하기 위하여 총 4개의 정현파를 사용하였으며 입력 지진파에 대한 정보는 **표 18 과 같으며 시간이력 및 응답스펙트럼은 표 13 과 같다**. 지진 파 고유주기 특성인 T_p , T_m 은 이전 실험의 파형과 동일하며 입력지진파는 상사비를 고려하여 지진파 지속 시간은 $1/N$ 의 비율로 축소되고, 이에 따라 주파수는 N 의 비율로 증가하게 된다. 또한, 가속도는 N 의 비율로 증가하게 된다.

표 18. 입력 지진파 정보

(a) PGA ($g=9.81m/s^2$)

EQ.	Bedrock PGA	Surface PGA
White noise	0.03-0.11	0.15-0.27
Ofunato	0.05-0.34	0.12-0.46
Hachinohe	0.08-0.24	0.20-0.41
Sine 1Hz	0.07-0.17	0.15-0.25
Sine 2Hz	0.09-0.14	0.25-0.34
Sine 4Hz	0.01-0.20	0.01-0.41
Sine 6Hz	0.01-0.21	0.07-0.64

(b) Arias Intensity (단위 m/s)

EQ.	Arias Intensity (m/s)
White noise	0.01-0.17
Ofunato	0.01-1.37
Hachinohe	0.11-0.83
Sine 1Hz	0.53-2.66
Sine 2Hz	0.59-1.62
Sine 4Hz	0.00-1.12
Sine 6Hz	0.00-0.75

(2) 실험결과(Results)

(가) 가속도 증폭 특성

본 연구에서는 옹벽의 기초 하부지반을 풍화토로 모사하였으며 뒤채움 지반은 실리카 샌드 사질토로 조성하였다. 그림 97 은 기반암 가속도로부터 옹벽 바닥판 지표면까지의 가속도 증폭 특성을 보여주고 있다. 지진파의 종류와 상관없이 약 1.2-1.6배의 증폭 특성을 보이고 있으며 기존 사질토 지반의 증폭비와 유사한 것으로 평가되었다. 그림 98 은 뒤채움 지반에서 주동방향과 수동방향의 가속도 증폭비를 보여주고 있다. 기존의 자료와 동일하게 수동방향의 가속도 증폭은 가속도 세기가 증가할수록 1.0에 수렴하고 있으며 지진파 종류에 상관없이 동일한 경향을 보여주고 있다. 하지만 주동방향의 가속도의 경우에도 다소 분산을 보이고 있으나 평균 1.5 의 증폭비를 보여주고 있다. 그림 98 는 정현파의 입력 지진파 주파수 특성에 따른 가속도 증폭 특성의 차이를 확연히 보여주고 있다. 주동 및 수동 방향 모두 4Hz 입력 지진파의 경우 지진파 세기가 증가할수록 증폭비 또한 증가하였으며 그 외의 정현파에서는 증폭비가 오히려 감소하여 수동방향의 가속도는 1.0 , 주동방향의 가속도는 약 2.0 의 증폭비에 수렴하는 것을 볼 수 있다.

4Hz 입력지진파의 경우, 지진파의 세기가 증가할수록 증폭비 또한 증가하였으며 6Hz 의 경우 약진일 경우 매우 큰 증폭비를 보였으나 세기가 증가할수록 증폭비가 감소하였다. 4Hz 의 경우 뒤채움 지반의 고유주기와 유사한 주파수 성분으로 인하여 공진현상이 일어난 것으로 판단된다(그림 99).

따라서, 국내와 같은 중약진 지역일 경우에는 1.0-2.0 의 가속도 증폭이 일어나기 때문에 증폭 특성이 반영된 지표면 자유장 가속도를 kh 로 산정한 후, 지진 세기에 따른 감쇄 특성을 고려하여 약진의 경우 높은 증폭비를 고려하여 kh 설정 시 적절히 감하여 사용할 것을 추천한다.

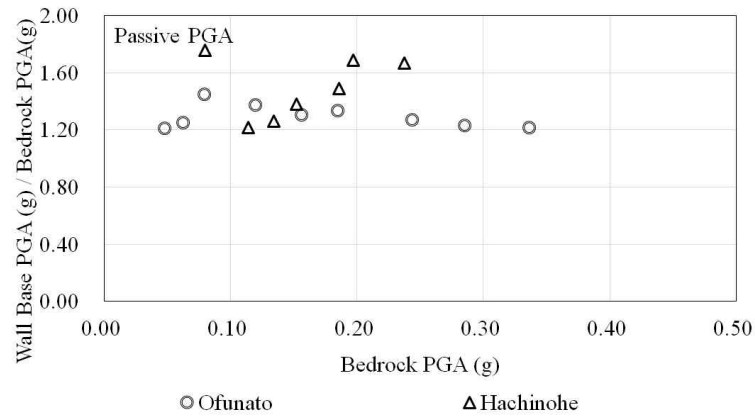
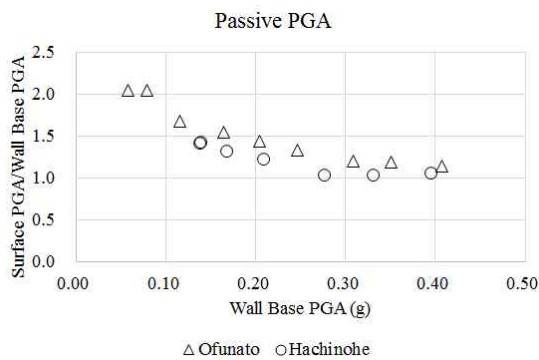
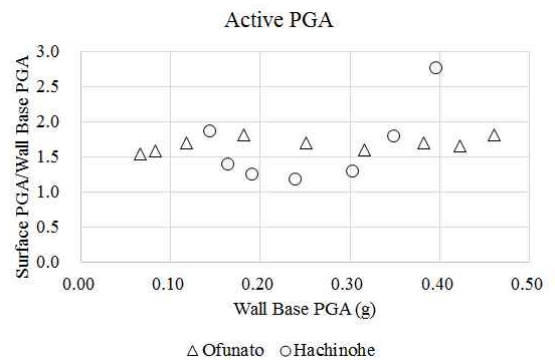


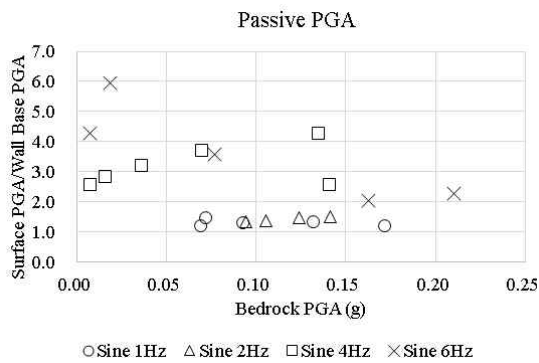
그림 97 기초지반 증폭 특성 (실지진파)



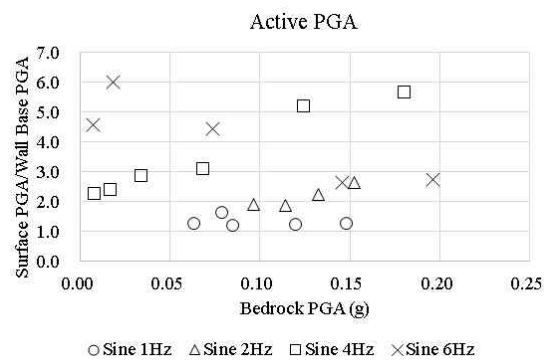
(a) 수동방향 증폭비(실지진파)



(b) 주동방향 증폭비(실지진파)



(c) 수동방향 증폭비(정현파)



(d) 주동방향 증폭비(정현파)

그림 98. 뒤채움 지반에서의 가속도 증폭비

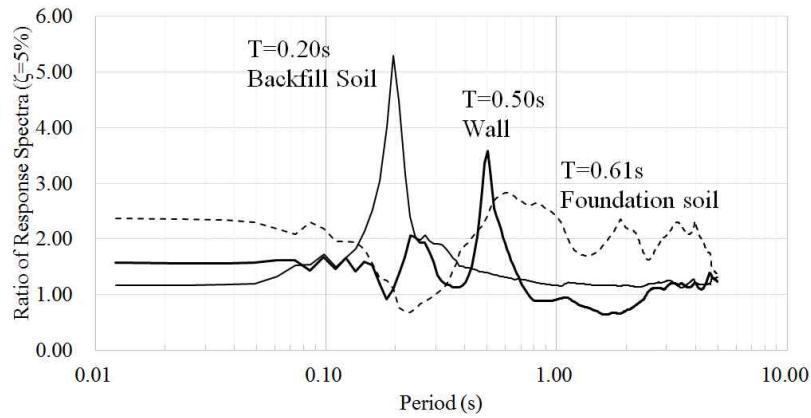
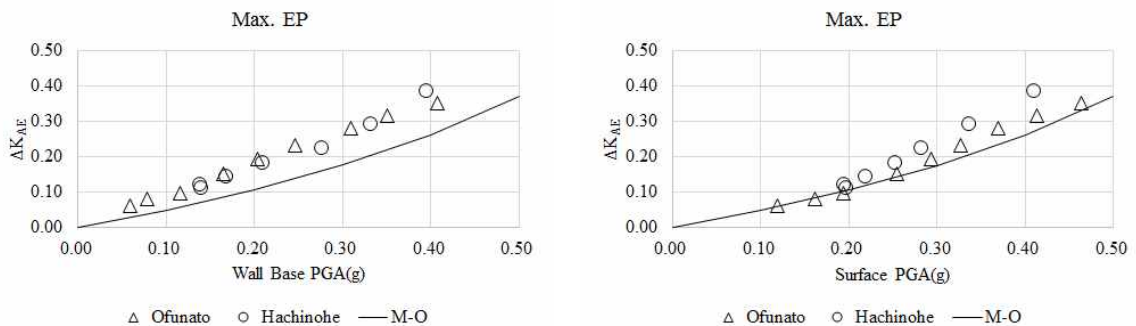


그림 99. 옹벽 벽체 고유주기, 뒤채움 지반 및 기초지반의 고유주기 비교

(나) 동적토압의 크기 및 분포

풍화토 지반위에 위치한 옹벽의 동적 토압 계수를 각 Critical 시점별로 그림 100, 101, 102 에 비교하였다. 실지진과의 종류에 상관없이 토압계수는 동일한 경향을 보였으며 옹벽 바닥면의 지진계수를 이용하여 M-O 방법과 비교할 경우 예상값을 초과하는 동적토압이 계측되었다. 한편, 지표면 자유장을 이용하여 비교할 경우 M-O 방법이 동적토압을 적절히 산정하는 것으로 판단된다.

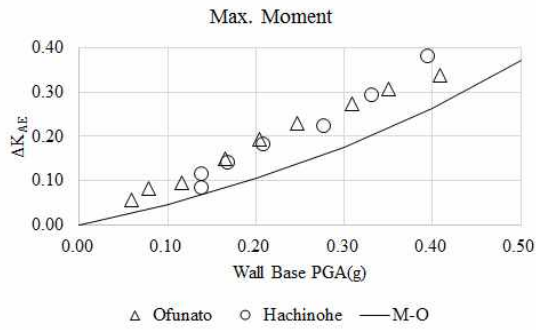
사질토 지반에서의 토압과 유사하게 M-O 방법으로 예상된 동적토압과 유사한 값이 나오는 이유를 분석하기 위해 그림 103 과 같이 옹벽의 하단부에서 계측된 휨 모멘트와 동일 위치에서 계측된 동적 토압의 위상 차이를 비교하였다. 사질토 지반 위에 위치한 Model I 과 Model III의 결과에서는 휨 모멘트의 계측 신호가 토압의 계측 신호와 비교하여 고주파수 성분의 신호가 많은 것으로 보이며 이는 사질토 기초지반의 지진 시 침하 특성에 따라 옹벽의 벽체에 고주파 거동에 영향을 끼치며 이는 토압과의 위상차를 발생시켜 상대적으로 동적 토압의 발현을 방해시키는 요소로 작용하는 것으로 판단된다. 반면 풍화토 지반에서의 기초지반 강성 증가는 고주파 성분의 거동을 방해하여 마치 옹벽이 고정된 듯한 거동을 보이고 있으며 이로 인하여 뒤채움 지반의 토압과 모멘트가 동일한 위상을 보이고 있다. 이로 인하여 동적 토압의 발현이 좀 더 용이하였으며 M-O 방법으로 평가한 동적 토압과 유사한 값이 계측되었음을 추측할 수 있다.



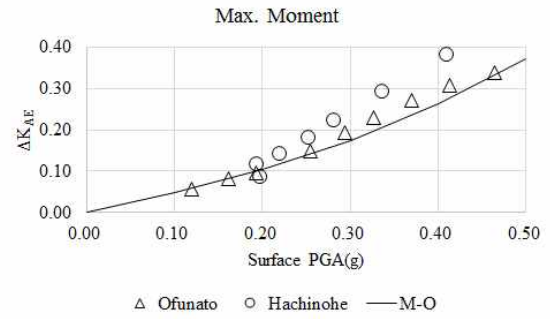
(a) kh=Wall Base 깊이의 자유장 PGA

(b) kh=지표면 자유장 PGA

그림 100. 최대 토압 발현시 동적토압계수(ΔK_{ae}) 비교

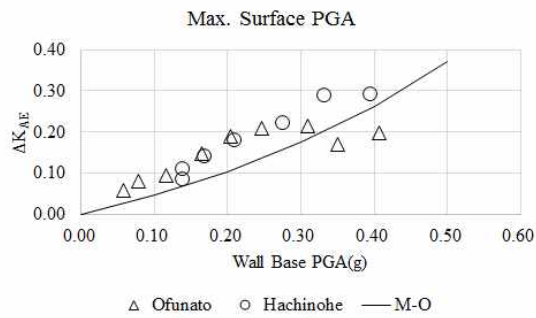


(a) kh=Wall Base 깊이의 자유장 PGA

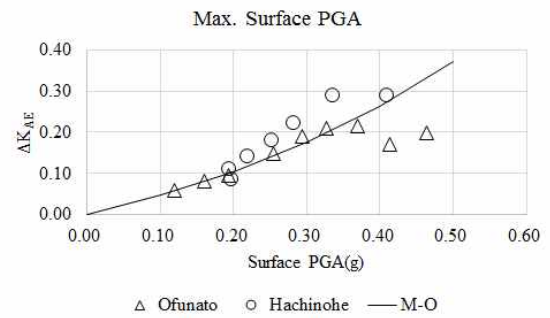


(b) kh=지표면 자유장 PGA

그림 101. 최대 모멘트 발현시 동적토압계수(ΔK_{AE}) 비교

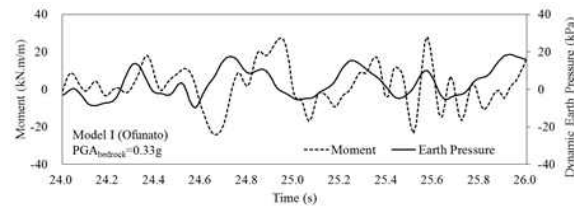


(a) kh=Wall Base 깊이의 자유장 PGA

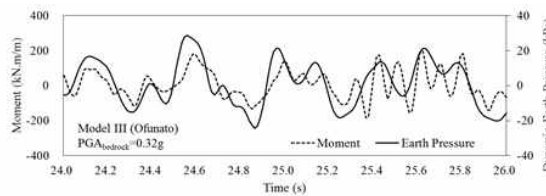
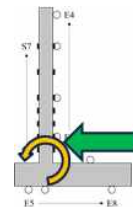


(b) kh=지표면 자유장 PGA

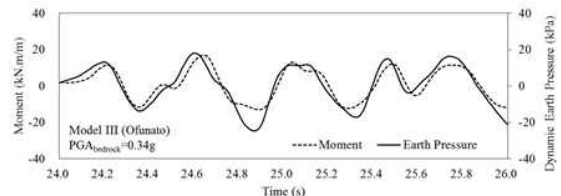
그림 102. 최대 수동방향 지표면 PGA 발현시 동적토압계수(ΔK_{AE}) 비교



(a) 사질토 지반 위에 위치한 Flexible 5.4m 옹벽
(Model I)



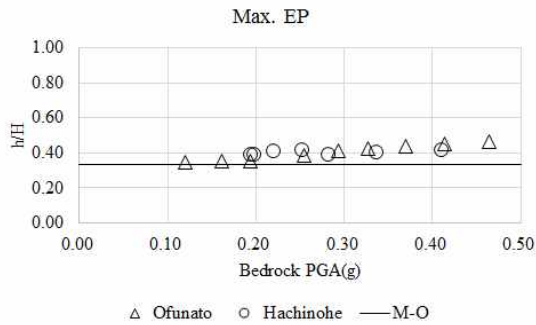
(b) 사질토 지반 위에 위치한 Stiff 5.4m 옹벽
(Model III)



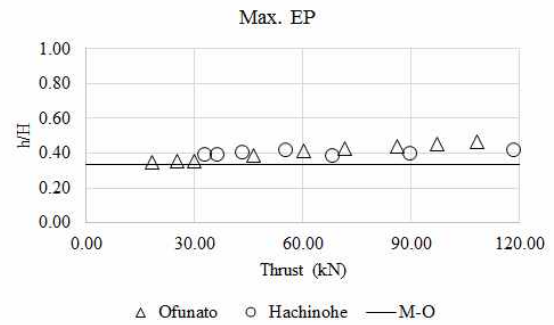
(c) 풍화토 지반 위에 위치한 Stiff 5.4m 옹벽
(Model III)

그림 103. 벽체 휨 모멘트 및 토압 위상 비교

그림 104, 105, 106 은 동적 토압의 작용점을 각 Critical 시점별로 표시한 결과이다. 동적 토압의 작용점 또한 지진파의 종류 및 지진의 세기와 상관없이 $H/3$ 을 다소 초과하는 결과를 보였으며 동적 토력의 크기가 증가하면서 토압의 작용점이 다소 증가하는 경향을 보이고 있으나 그 효과가 미비한 것으로 판단된다. 이로부터 동적 토압의 작용점은 하부 지반이 좋은 상태일 경우에도 $H/3$ 으로 적용하는 것이 적절하다 판단되며 동적 토압의 크기 및 지진파에 상관 없이 동일하게 적용해야 함을 알 수 있다.

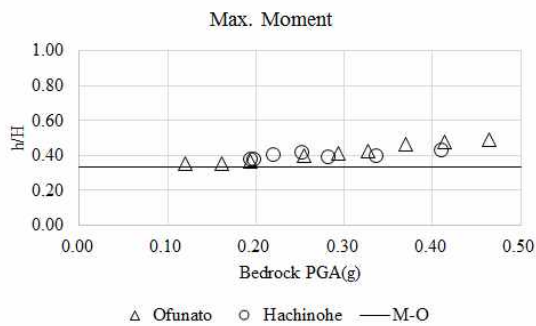


(a) 지표면 자유장 PGA 와 작용점 관계

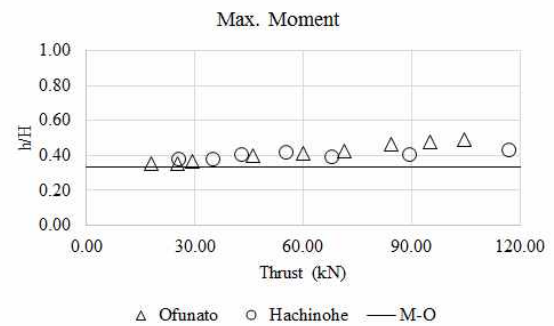


(b) 동적토력 세기와 작용점 관계

그림 104. 최대 토압 발현시 동적토압 작용점 비교

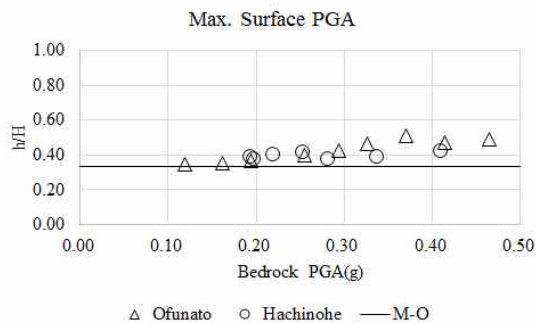


(a) 지표면 자유장 PGA 와 작용점 관계

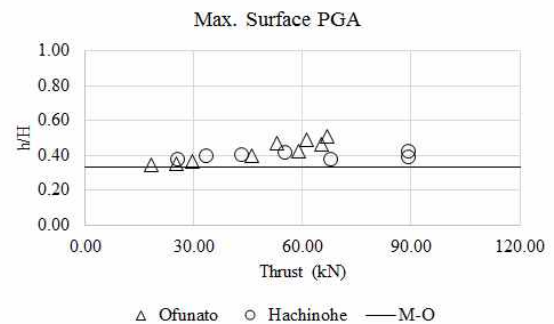


(b) 동적토력 세기와 작용점 관계

그림 105. 최대 모멘트 발현시 동적토압 작용점 비교



(a) 지표면 자유장 PGA 와 작용점 관계



(b) 동적토력 세기와 작용점 관계

그림 106. 최대 지표면 PGA 발현시 동적토압 작용점 비교

(3) 소결

“다. 풍화토 지반에서의 지진 시 옹벽 거동” 실험을 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 풍화토로 조성된 기초지반은 사질토 기초지반에 비해 강성이 증가하였으며 이로 인하여 지진 시 옹벽의 고주파 거동이 감소하였음.
- 옹벽의 휨 모멘트와 토압의 위상이 동일함으로부터 옹벽의 거동은 동적 토압에 지배됨을 알 수 있음.
- 토압의 크기는 지표면 PGA를 사용할 경우 M-O 방법과 매우 유사한 결과를 보여주며 사질토에서의 Model III 와 동일한 결과를 보여줌.
- 하부지반의 조건 및 토력의 크기와 상관 없이 동적토압의 작용점은 $H/3$ 이 적절한 것으로 판단됨.

라. 도로옹벽표준도 분석

국내외 설계기준과 연구 결과를 검토한 결과 옹벽의 내진설계에서 M-O 방법과 같은 유사정적 해석을 수행 시 가장 중요한 요소는 1) 설계지진가속도(k_h), 2)동적토압의 분포, 3)옹벽 자중에 의한 관성력 임을 알 수 있으며 설계기준별 다소 상이한 내용으로 현업에 혼란을 주고 있음을 알 수 있다. 이러한 설계기준의 차이가 옹벽 구조물의 지진시 외적안정 및 부재력에 미치는 영향을 파악하기 위해 도로옹벽표준도(2008)에 제시된 역T형 옹벽 T-7 예제를 대상으로 내진설계를 수행하였다. 해석대상 옹벽의 형상과 제원은 그림 107, 표 19와 같으며 평가순서는 도로옹벽표준도(2008)에 명시된 방법을 적용하였다. 옹벽이 국내 지진구역 I의 S_C , S_D 지반에 위치함을 가정하고 1000년 주기 지진에 대하여 0.154g 의 지진가속도가 보통암 노두에 작용하여 설계지진가속도(k_h)는 0.182g, 0.224g 로 입력하였다. k_h , 동적토압 분포의 조합에 따라 평가한 예제의 경우는 표 20 과 같으며 각 경우에 대해서 옹벽 자중에 의한 관성력 포함 여부에 따른 결과를 함께 분석하였다.

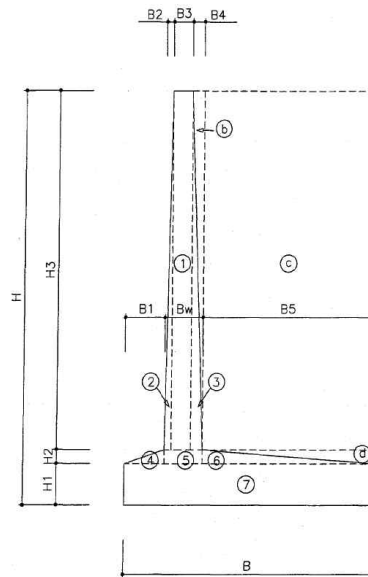


그림 107. 도로옹벽표준도 역T형 옹벽 T-7

표 19. 도로옹벽표준도 역T형 옹벽 T-7 해석시 제원 및 지반 재료 특성

폭 (m)						
B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.600	0.108	0.300	0.192	2.600	3.800	0.600
높이 (m)						
H1	H2	H3	H	H0		
0.600	0.000	5.400	6.000	0.000		
지반물성						
γ (뒤채움 지반)	φ (뒤채움 지반)	γ (기초지반)	φ (기초지반)	내진설계수준		
19.00 (kN/m3)	30.00°	20.00 (kN/m3)	35.00°	2등급		

표 20. 외적 안정 평가 조건에 따른 Case

외적 안정 평가 종류	설계지진계수 k_h	동적토압분포
Case I 구조물기초설계기준(2009)	Free-Field PGA	H/3 (정적) + 0.6H (동적)
Case II 변형된 Case I (삼각형분포)	Free-Field PGA	H/3 (정적+동적)
Case III 도로교설계기준(2008)	Free-Field PGA/2	H/2 (정적+동적)
Case IV AASHTO(2012)	Free-Field PGA/2	H/3 (정적+동적)

외적 안정평가에 관하여 4가지 경우의 해석 결과는 표 21 과 같다. Case I, Case III, Case IV 는 각각 국내외 내진설계기준에 해당하는 조건이며 토압 분포의 변화에 따른 영향을 파악하기 위하여 Case I 과 Case II 의 결과를 비교하였다. 우선 평가를 수행한 T-7 예제는 활동방지 key 가 설치되어 있지 않기 때문에 1000년 지진에 대해서는 대부분 활동에 대하여 지진 시 안전율 1.2에 미치지 못함을 알 수 있다. 활동에 대해서는 설계지진계수 k_h 와 옹벽 자중 관성력만 영향을 미치고 있으며 S_c 지반에 대해서는 관성력을 미포함 하는 경우 활동에 대해서도 안전한 것으로 판단하고 있다.

표 21. 각 Case 별 외적 안정 평가 결과

(a) 자유장 지표면 PGA = 0.182g (지반등급= S_c)					
Case	옹벽관성력	활동	전도	e (B/3=1.267m)	지지력
Case I 구조물기초설계기준(2009)	포함	N.G(0.859)	N.G(1.430)	<B/3, 1.258m	OK(1.734)
	미포함	N.G(0.947)	OK(1.523)	<B/3, 1.167m	OK(1.979)
Case II 변형된 Case I (삼각형분포)	포함	N.G(0.859)	OK(1.619)	<B/3, 1.084m	OK(2.205)
	미포함	N.G(0.947)	OK(1.739)	<B/3, 0.993m	OK(2.450)
Case III 도로교설계기준(2008)	포함	N.G(1.159)	OK(1.666)	<B/3, 1.047m	OK(2.305)
	미포함	OK(1.235)	OK(1.727)	<B/3, 1.001m	OK(2.427)
Case IV AASHTO(2012)	포함	N.G(1.159)	OK(2.270)	<B/3, 0.706m	OK(3.225)
	미포함	OK(1.235)	OK(2.384)	<B/3, 0.661m	OK(3.347)

(b) 자유장 지표면 PGA = 0.224g (지반등급= S_D)					
Case	옹벽관성력	활동	전도	e (B/3=1.267m)	지지력
Case I 구조물기초설계기준(2009)	포함	N.G(0.763)	N.G(1.237)	>B/3, 1.491m	OK(1.105)
	미포함	N.G(0.849)	N.G(1.323)	>B/3, 1.379m	OK(1.406)
Case II 변형된 Case I (삼각형분포)	포함	N.G(0.763)	N.G(1.422)	<B/3, 1.266m	OK(1.712)
	미포함	N.G(0.849)	OK(1.537)	<B/3, 1.155m	OK(2.013)
Case III 도로교설계기준(2008)	포함	N.G(1.075)	OK(1.548)	<B/3, 1.145m	OK(2.040)
	미포함	N.G(1.157)	OK(1.613)	<B/3, 1.089m	OK(2.191)
Case IV AASHTO(2012)	포함	N.G(1.075)	OK(2.081)	<B/3, 0.791m	OK(2.995)
	미포함	N.G(1.157)	OK(2.201)	<B/3, 0.736m	OK(3.145)

() : 안전율

지진 시 옹벽의 전도는 설계지진계수 k_h 와 옹벽 자중 관성력 뿐만 아니라 동적토압의 분포에도 영향을 받는다. 전도 안전율 1.5에 대하여 SC 지반에 대해서는 Case I 을 제외한 모든 경우에 안전한 것으로 판정되었으며 Case II 에서는 동적토압의 작용점이 H/3 으로 낮아지면서 활동 모멘트가 감소하였기에 전도에 대해서 안전한 것으로 평가되었다. S_D 지반의 경우 k_h 를 감하여 사용하지 않은 Case I, II에서 전도에 불안정한 것으로 평가되었다. 동적토압의 분포를 역삼각형으로 가정할 때, 즉 동적토압의 작용점을 정적토압의 경우와 달리 0.6H 로 높게 산정할 경우는 지진 시 동적토압에 의한 전도 모멘트가 과다 평가되고, 동적토압의 크기가 증가할수록 작용점에 따른 과다평가 영향이 증가한다.

옹벽자중의 관성력에 대해서는 k_h 를 감하여 사용하는 경우 활동에 대하여 상이하게 판단하는 경우가 S_C 지반의 Case III 와 Case IV에서 나타났다. 중력식 옹벽과 달리 벽체의 자중이 비교적 가벼운 역T형 옹벽에서는 지진의 크기가 작을 때에 옹벽 자중의 관성력이 미치는 영향이 크기 때문에 우리나라와 같이 강한 지진보다 약한 지진이 발생하는 경우에 더욱 중요한 요소임을 알 수 있다. 그 밖에도 S_C 지반의 Case I, S_D 지반의 Case II 에 대해서도 옹벽 자중의 관성력 포함 여부에 따라 전도 모멘트 값에 영향을 주기 때문에 전도에 대해서 상이하게 판정하고 있음을 알 수 있다.

동적 토압의 작용점 변화에 따라 옹벽 벽체에서의 부재력 변화를 살펴보았다. 현재 도로옹벽표준도에서는 부재력 검토시 토압의 크기는 삼각형 형태의 분포를 사용하고 있으나 작용점은 H/3가 아닌 H/2를 사용하고 있어 다소 모순적인 내용을 포함하고 있다. 따라서 본 연구에서는 토압의 분포를 삼각형으로 계산할 때에는 동적 토압의 작용점을 H/3 으로, 토압의 분포를 역삼각형으로 계산할 때에는 동적 토압의 작용점을 0.6H 로 간주하여 옹벽 벽체의 하단과 중앙부에서 단면력을 평가하였다. 단면력 집계를 위한 하중조합은 도로옹벽표준도(2008)에서 제시한 지진시 계수하중 (횡토압, H : 1.6, 지진력, E = 1.0, 상재하중, L = 0.0) 을 사용하였으며 그 외의 과정은 동일하게 수행하였다. k_h 의 값은 외적 안정시 사용했던 S_C, S_D 지반의 지표면 PGA 값을 가감없이 그대로 이용했으며 결과는 표 22 와 같다.

표 22. 동적토압분포 차이에 따른 부재력 평가 결과

(a) 자유장 지표면 PGA = 0.182g (지반등급=S _C)				
		삼각형 동토압 분포 작용점 0.5H	삼각형 동토압 분포 작용점 H/3 AASHTO(2012)	역삼각형 동토압 분포 작용점 0.6H Seed and Whitman (1970)
바닥면	전단력 (kN/m)	194.021 (00.00%)	194.021	194.021 (00.00%)
	모멘트 (kN·m)	394.747 (10.97%)	355.739	418.151 (17.54%)
중앙	전단력 (kN/m)	50.504 (00.00%)	50.504	72.174 (42.91%)
	모멘트 (kN·m)	51.955 (10.36%)	47.079	89.987 (91.14%)
(b) 자유장 지표면 PGA = 0.224g (지반등급=S _D)				
		삼각형 동토압 분포 작용점 0.5H	삼각형 동토압 분포 작용점 H/3 AASHTO(2012)	역삼각형 동토압 분포 작용점 0.6H Seed and Whitman (1970)
바닥면	전단력 (kN/m)	206.514 (00.00%)	206.514	206.514 (00.00%)
	모멘트 (kN·m)	427.728 (12.64%)	379.727	456.528 (020.23%)
중앙	전단력 (kN/m)	54.088 (00.00%)	54.088	080.755 (049.30%)
	모멘트 (kN·m)	56.680 (11.84%)	50.680	103.481 (104.19%)

† () : AASHTO(2012)를 기준으로 나타낸 증가량

벽체하단에서의 전단력은 토압의 분포와 상관없이 M-O 방법으로 평가된 동적 토압의 크기에만 영향을 받지만 모멘트의 경우 분포에 따른 작용점 높이가 달라지면서 벽체하단에 발생하는 모멘트 크기에 영향을 받는다. 벽체 하단 및 중앙부의 모멘트 크기는 삼각형 분포와 작용점 $H/3$ 에 비해 도로옹벽표준도의 결과가 SC 지반에서 약 10%, S_D 지반에서 약 12% 과다평가하고 있다. Seed and Whitman (1970)이 제안한 역삼각형 형태의 토압을 적용할 경우에는 토압 분포의 영향으로 벽체하단보다 벽체 중앙에서의 토압 분포별 차이가 증가하며 전단력에서는 약 40% 이상, 모멘트는 약 100%의 과다평가 가능성을 보이고 있다. 이처럼 토압의 분포에 따라 단면력 평가에서 큰 차이를 보이고 있으며, 특히 벽체 중앙에서의 값에 큰 영향을 미침을 알 수 있다. 따라서 지진 시 작용하는 동적 토압의 분포를 설계기준에서 명확히 제시해 줄 필요가 있으며 내진선진국의 설계기준 및 최근연구의 결과에 발맞추어 동적토압의 분포를 삼각형 형태로 통일시킬 필요가 있다. 그에 따라 도로옹벽표준도의 계산과정에서도 동적토압의 분포에 대하여 일관성 있는 적용이 필요하다.

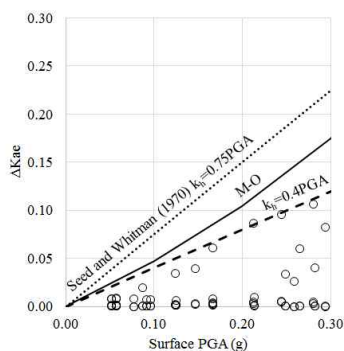
바. 옹벽 내진설계 기준 선진화를 위한 제안

(1) 동토압 분포 (역삼각형이 아닌 삼각형 분포)

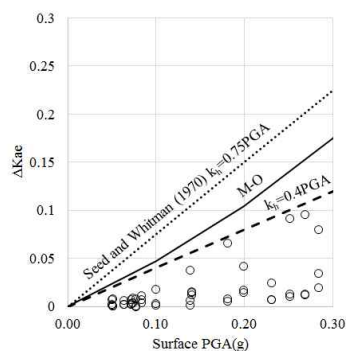
- 기존 Seed and Whitman(1970)이 제안한 역삼각형 형태의 동적 토압 분포는 작용점을 $0.6H$ 로 산정하여 토압에 의한 모멘트를 과다 평가함.
- 본 과제로부터 도출된 **동적토압의 분포는 삼각형에 가까우며 작용점 또한 $H/3$ 이므로** 기존 $0.6H$ 작용점으로 도출된 **동적토압의 모멘트를 약 45% 감소**시키는 효과가 있음.

(2) 캔틸레버 유연도에 따른 동토압 감소

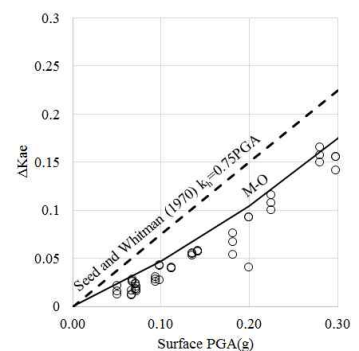
- 옹벽이 유연해 짐에 따라 동토압 발현이 어려워지며 이에 따른 동적토압의 작용점 또한 $H/3$ 보다 낮아짐.
- 감소된 동토압을 이용하여 옹벽을 현행 설계보다 유연하게 설계하는 것이 보다 경제적임.
- **유연한 옹벽 및 일반적인 옹벽의 경우 지표면 가속도 PGA를 40% 감소시켜 사용**할 수 있음.



(a) Flexible 벽체강성



(b) Normal 벽체강성



(c) Rigid 벽체강성

그림 108. 40%의 PGA로부터 평가된 동적토압계수(ΔK_{ae})

(3) 유효 지진계수 산정 방법 (가속도 증폭을 고려한 k_h 평가 필요)

- 옹벽 바닥면의 PGA 로 k_h 설정 시 뒤채움 지반의 증폭 현상을 고려할 수 없음. 따라서 뒤채움 지반의 지표면 PGA 로 k_h 를 설정하는 것이 적절함.
- 하지만, PGA 의 증폭만큼 동적 토압이 증폭하는 것은 아니기 때문에 영향 인자 (옹벽의 높이, 벽체 강성)에 따른 감소 계수를 사용하는 것이 효율적임.
- 옹벽의 높이가 증가함에 따라, 뒤채움 지반에 균일한 가속도를 적용시키기 어려워 토압의 감소 현상이 발생함. 따라서 옹벽이 높아짐에 따라 설계지진계수 k_h 를 감소시켜 사용하는 것이 경제적임.

2. 지반-기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가 (Part 2)

지반-기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가 연구 흐름은 그림 109 와 같다.



그림 109. 지반-기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가 연구 흐름

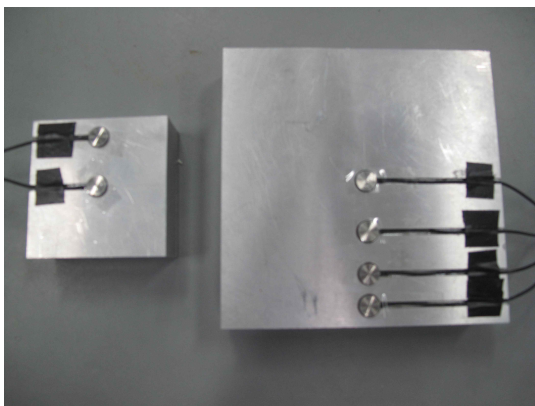
가. 얇은 기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가 실험

지반-기초-구조물 상호작용은 복잡한 **물리적 현상**으로 구조물 기초의 크기, 지반 강성, 구조물 높이, 기초의 문힘 정도 등의 조건에 따라서 매우 상이한 거동을 보여주고 있다. 이러한 지반-기초-구조물 상호작용을 적절히 평가하는 실험을 수행하기 위해서는 실험체에 대한 정확한 모델링이 중요하다.

(1) 모형 제작 및 시험 과정

본 연구에서는 기초 하부 지반 조건으로 조밀한 사질토, 느슨한 사질토, 풍화토 총 3종류의 지반 모형을 이용하였다. 사질토 시험 모델 조성을 위해서 인공적으로 생산한 건조 상태의 규사를 시험 시료로 사용하였고, 토층 두께 60cm, 상대밀도 81%와 65%의 지반 모형을 조성하였다. 시료를 낙사하기 전, 지반의 전단파속도 주상도 평가를 위한 벤더엘리먼트 어레이를 ESB 박스의 바닥에 고정시키고 낙사를 **수행하였다**. 풍화토 지반의 경우에는 현장에서 채취한 풍화토와 자갈을 질량비 8:2로 섞은 후 최대 다짐하여 조성하였다. 자갈을 섞는 이유는 지반 조건이 충분히 강한 강성을 **발현하여 풍화토의 강성조건을 만족시키기** 위함이다. 지반 조성 방법에 대한 자세한 사항은 하정곤 등(2013)에서 제시한 기법을 활용하였다.

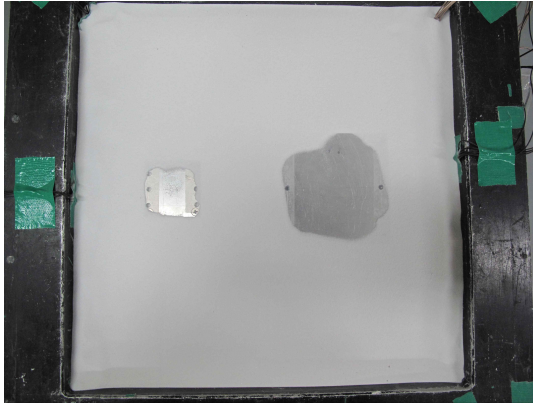
하부 지반이 모두 조성된 이후에는 표면을 평평하게 고른 후 가속도계가 부착된 얇은 기초 모형과 주변 지반의 여러 위치에 가속도계를 설치하였다. 이 후 낙사를 수행 하여 얇은 기초를 매설하고, 상부 구조물 설치를 위해 표면을 다시 평평하게 하였다. 마지막으로 고유주기가 미리 측정된 구조물 모형을 얇은 기초 모형 위에 올리고, 수직과 횡방향 응답 측정을 위한 가속도계를 설치하여 시험 모형을 **완성하였다**.



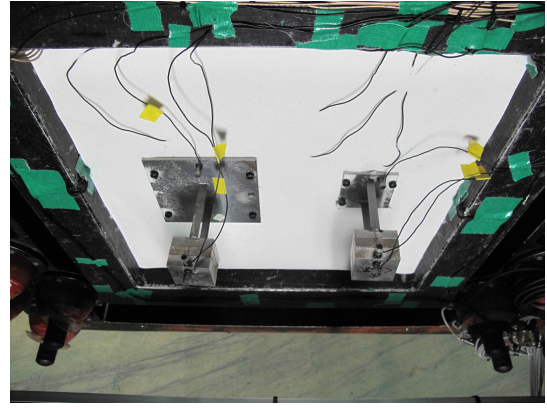
(a) 기초 하부면에 토압계 설치



(b) 기초 지반 낙사



(c) 기초 설치 및 추가 지반 낙사



(d) 상부 구조물 설치 된 최종 실험 모델

그림 110. 원심모형시험을 위한 모델 제작과정

그림 111 은 얇은 기초를 포함하는 시험 모형의 구성도를 나타낸다. 시험 구성을 고려하여 지반 내 위치 및 깊이에 따른 가속도를 설치하였고, 얇은 기초에도 가속도계를 부착하였다. 상부 구조물에는 진동 방향의 구조물 응답을 평가하기 위한 가속도계 1개와 지진 시 기초의 수직 움직임 정도를 평가하기 위해, 수직 방향으로 2개의 가속도계를 설치하였다.

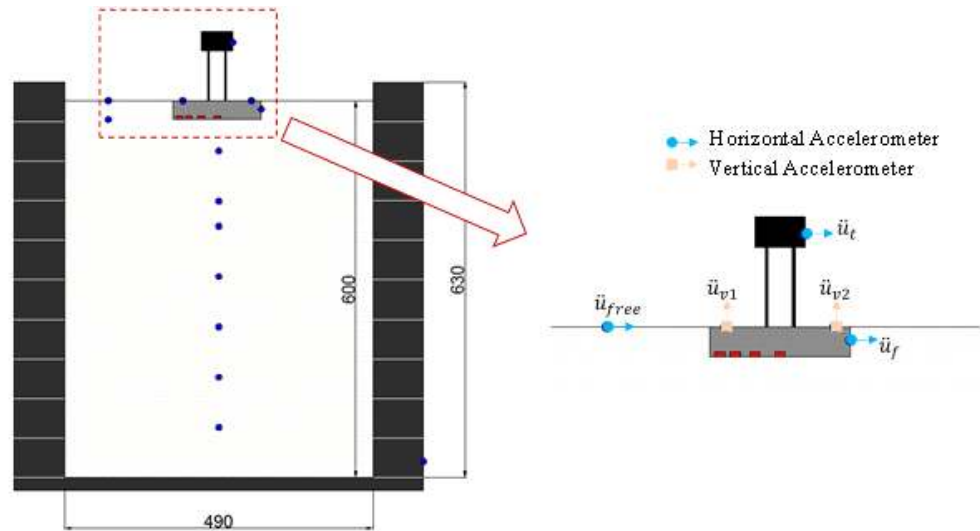


그림 111. 대표적 원심모형 실험 단면

(2) 얇은 기초 모형

얇은 기초 모형은 대부분 알루미늄 합금을 이용하여 제작하였으며, 기초의 밀도를 주변 지반 밀도와 유사하게 만들기 위해서 내부를 비어있게 모사하였다. 기초는 수평방향 동적 거동이 일정하게 발현되도록 하고, 해석의 편의성을 위해서 정사각형 기초로 제작하였다.

구조물 기초 너비에 따른 지반-기초-구조물 상호작용 영향을 평가하기 위하여 정사각형 기초의 폭을 7cm, 10cm, 14cm로 달리하여 총 3개의 구조물 기초에 대한 실험을 수행하였다. 이때, 구조물 기초의 깊이는 모두 3cm로 동일하게 제작하였다. 이는 원심가속도

20g에서 원심모형실험을 수행할 경우 각 1.4m, 2m, 2.8m의 폭과 0.6m의 문힘 깊이를 가지는 원형으로 대응 될 수 있다.

또한 기초의 너비 뿐 아니라 기초의 질량이 얇은 기초-지반-구조물 상호작용에 미치는 영향을 평가하기 위해서 대표적인 기초 크기인 10cm 기초에 한해서 속이 비어있는 알루미늄 모형 기초와 속을 채우고 철로 만들어 질량을 증가시킨 기초를 제작하여 동일한 실험을 수행하였다. 표 23 은 본 연구에서 이용된 기초의 제원을 나타내고 있다.

표 23. 얇은 기초 모형 제원

(a) 시험 1 - 기초 크기에 따른 영향 평가

시험 1	FND7	FND10	FND14
Length (cm)	7	10	14
Height (cm)	3	3	3
Mass (kg)	0.263	0.529	1.042
Material	알루미늄	알루미늄	알루미늄

(b) 시험 2 - 기초 질량에 따른 영향 평가

시험 2	FND10	FND10_IM
Length (cm)	10	10
Height (cm)	3	3
Mass (kg)	0.529	1.629
Material	알루미늄	철

(3) 단자유도 구조물 모형

얇은 기초 위에 놓이는 상부 단자유도 구조물은 두 개의 얇은 전단보와 철로 만든 상부 질량으로 구성되어 제작 되었다. 이는 자유장 응답으로부터 지진 하중을 산정하는 응답스펙트럼의 개념과 유사한 조건을 만들어서 지반-기초-구조물 상호작용에 의한 지진하중 변화를 직접적으로 관찰하기 위함이다. 양 전단보의 길이 및 상부 질량을 바꾸어 단자유도 구조물의 고유 주기를 변화 시켰다. 이를 통해서 상부 단자유도 구조물의 지진 시 거동 특성과 고유 주기 변화에 따른 지반-기초-구조물 상호작용의 영향을 평가하고자 하였다.

기초의 너비에 따른 영향을 주로 평가한 시험 1에서는 상부 단자유도 구조물의 공진 주파수가 20Hz부터 약 230Hz까지 분포하도록 하여 다양한 특성의 단자유도 구조물의 영향을 보고자 하였다. 이에 반해 기초의 질량 변화에 따른 영향을 평가한 시험 2에서는 벤더 엘리먼트 어레이로 계측된 지반의 전단파 **속도로** 지반 고유주기를 산정하고, 지반 고유 주기와 유사한 탁월 주파수를 가지는 단자유도 구조물에 대해서 집중하여 실험을 수행하였다. 이는 지반의 고유주기와 상부 단자유도 구조물의 고유주기가 유사할 때 큰 지진하중이 발현될 가능성이 높으며, 이로 인한 지반-기초-구조물 상호작용이 더욱 정확히 관찰 될 것으로 판단하였기 때문이다.

표 24 는 본 연구에서 이용된 상부 단자유도 구조물 제원을 나타내고 있다. 제작후 충격 시험을 통해서 산정된 고유 주파수 및 등가 질량 및 강성, 그리고 감쇠비 등이 함께 도식 되어 있다.

표 24. 상부 단자유도 구조물 제원

(a) 시험 1 - 기초 크기에 따른 영향 평가

Structures	SDOF01	SDOF02	SDOF02H	SDOF03	SDOF03H	SDOF04
effective mass (kg)	0.229	0.270	0.236	0.800	0.765	1.131
stiffness (kN/m)	461.60	60.45	62.50	60.45	62.50	22.86
natural frequency (Hz)	226	76	82	44	45	20
natural period (sec)	0.0045	0.013	0.012	0.023	0.022	0.0500
Tn @20gc ¹⁾ (sec)	0.09	0.26	0.25	0.45	0.44	1.00
Tn @40gc ¹⁾ (sec)	0.18	0.52	0.50	0.90	0.88	2.00
damping ratio (ξ)	0.009	0.022	0.022	0.014	0.014	0.021
cut-off frequency (Hz)	2.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8

(b) 시험 2 - 기초 질량에 따른 영향 평가

Structures	SDOF11	SDOF12	SDOF13	SDOF14
effective mass (kg)	0.274	0.521	0.741	1.360
stiffness (kN/m)	60.50	60.50	60.50	60.50
natural frequency (Hz)	74.246	54.235	45.477	38.461
natural period (sec)	0.013	0.018	0.022	0.026
Tn @20gc ¹⁾ (sec)	0.26	0.36	0.43	0.52
Tn @40gc ¹⁾ (sec)	0.53	0.73	0.87	1.04
damping ratio (ξ)	0.015	0.015	0.015	0.015
cut-off frequency (Hz)	10	1.0	1.0	1.0

(4) 입력 지진파

입력 지진파로는 단주기 특성을 지닌 Ofunato 지진파, 장주기 특성을 지닌 Hachinohe 지진파와 함께 Northridge, Sweep(다양한 주파수 에너지를 지닌 화이트 노이즈 기록)를 사용하였으며 약진에서 강진 순서로 단계별로 가진 하면서 지진파의 주파수 특성, 세기 등이 지반-기초-구조물 상호작용에 미치는 영향을 평가하고자 하였다. 또한 3차년도에 수행된 시험에서는 기초의 거동을 보다 면밀히 파악하기 위해서 정현파도 함께 활용하였다.

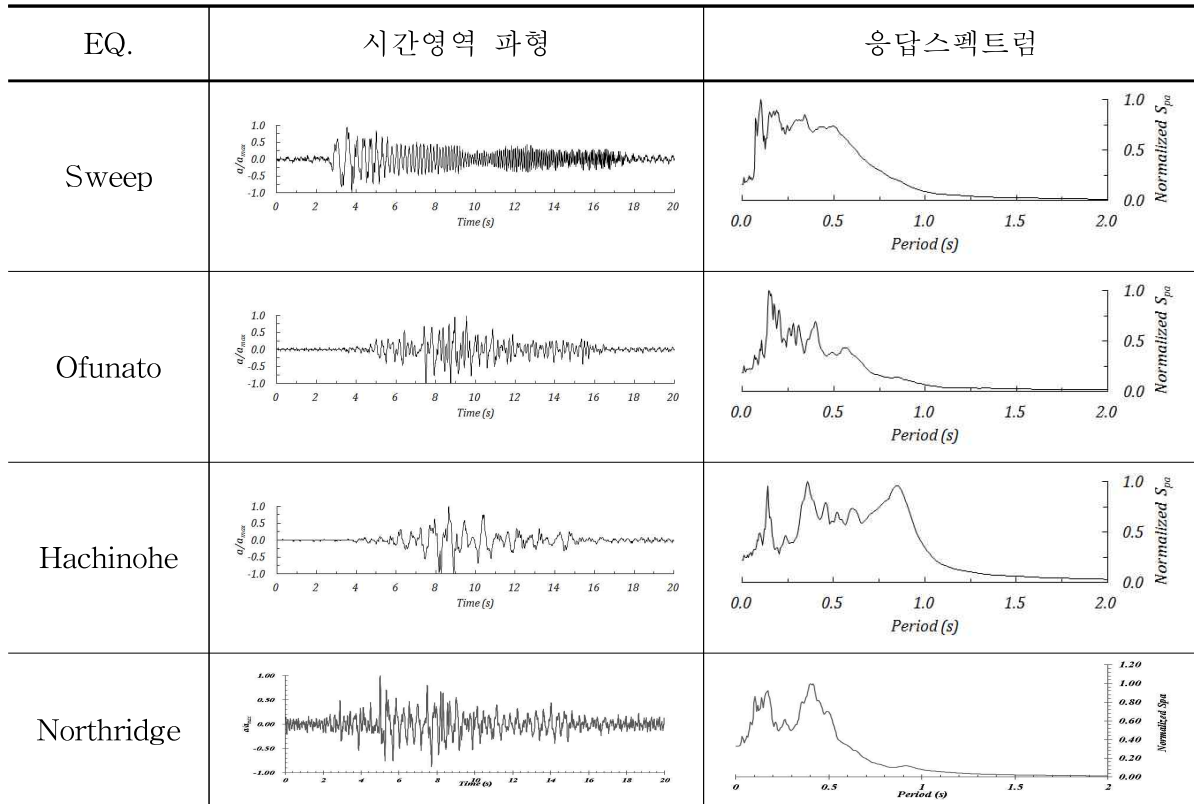


표 25. 입력 지진파의 시간영역 파형 및 응답스펙트럼

(5) 시험 정보

앞선 절에서 언급한 바와 같이 얇은기초-지반-구조물 상호작용에 대한 연구를 수행하기 위하여 지반 조건, 기초의 폭 및 질량, 그리고 상부 구조물의 주기, 입력 지진파의 종류 및 크기 등 다양한 변수에 대한 동적 원심모형실험이 총 5세트 수행되었다. 이를 표 26 과 같이 정리하였다.

표 26. 지반-얇은 기초-구조물 상호작용 시험 정보

Test no.	Soil Type	FND Size	Test name	No. of SDOF	Material
시험 1	Dense Sand (Dr=80%)	7 cm	D-F7-S01	SDOF01	AL
			D-F7-S02	SDOF02	AL
			D-F7-S03	SDOF03	AL
			D-F7-S04	SDOF04	AL
			D-F7-S02-H	SDOF02H	AL
			D-F7-S03-H	SDOF03H	AL
		10 cm	D-F10-S01	SDOF01	AL
			D-F10-S02	SDOF02	AL
			D-F10-S03	SDOF03	AL
			D-F10-S04	SDOF04	AL
			D-F10-S02-H	SDOF02H	AL
			D-F10-S03-H	SDOF03H	AL
		14 cm	D-F14-S01	SDOF01	AL
			D-F14-S02	SDOF02	AL
			D-F14-S03	SDOF03	AL
			D-F14-S04	SDOF04	AL
			D-F14-S02-H	SDOF02H	AL
			D-F14-S03-H	SDOF03H	AL
시험 2	Loose Sand (Dr=65%)	10 cm	L-F10-S11	SDOF11	AL
			L-F10-S12	SDOF12	AL
			L-F10-S13	SDOF13	AL
			L-F10-S14	SDOF14	AL
		10 cm	L-F10-IM-S11	SDOF11	Steel
			L-F10-IM-S12	SDOF12	Steel
			L-F10-IM-S13	SDOF13	Steel
			L-F10-IM-S14	SDOF14	Steel
시험 2	Weathered Soil	10 cm	W-F10-S11	SDOF11	AL
			W-F10-S12	SDOF12	AL
			W-F10-S13	SDOF13	AL
			W-F10-S14	SDOF14	AL
		10 cm	W-F10-IM-S11	SDOF11	Steel
			W-F10-IM-S12	SDOF12	Steel
			W-F10-IM-S13	SDOF13	Steel
			W-F10-IM-S14	SDOF14	Steel

(6) 고정단 기초 거동과 유연한 기초 거동

그림 112 는 동적 원심모형실험으로부터 얇은 기초의 지반-기초-구조물 상호작용을 평가하기 위하여 고정단 기초에 놓인 구조물의 응답과 유연한 기초위에 놓인 구조물의 응답의 계측 방법에 대해서 나타내고 있다. 동적 원심모형실험에서 자유장 지표면에서의 지진 시 응답을 가속도 기록($A_{\text{자유장}}$)으로 계측하였고, 기초 위의 단자유도 상부 구조물의 강성과 감쇠비를 충격 시험으로부터 측정하여 단자유도 구조물이 지표면에 고정되어 있을 때 단자유도 질량에 걸리는 지진 가속도 기록($A_{\text{고정단}}$)을 계산 할 수 있다. 고정단 기초의 구조물 거동은 자유장 입력운동의 응답스펙트럼으로부터 산정하는 현행 내진설계기준에서의 상부 구조물 지진하중과 동일하다.

이에 반해, 실제의 얇은 기초는 지반위에 놓여 지반-기초-구조물 상호작용의 영향을 받게 되고 지진 시 기초가 함께 흔들리기 때문에 상부 구조물이 지표면과 같이 고정되어 있다고 볼 수 없고, 유연한 기초 위에 놓여 있다고 보아야 한다. 앞서 수행된 동적 원심모형실험에서 상부 구조물 질량에서 계측되는 가속도 기록($A_{\text{유연기초}}$)은 이러한 지반-기초-구조물 상호작용이 모두 고려된 지진 하중으로 볼 수 있다. 이때, 상부 구조물 질량에서 계측되는 가속도는 지반 거동에 의한 기초의 수평 거동, 구조물 회전에 의해서 발생하는 수평 거동, 그리고 구조물 자체의 지진 시 수평 거동이 모두 포함된 기록이다.

위와 같은 방법으로 구해진 두 가속도 기록, 고정된 구조물의 가속도($A_{\text{고정단}}$)와 유연기초위의 가속도 기록($A_{\text{유연기초}}$)을 비교하게 되면, 설계 응답스펙트럼을 통해서 산정하고 있는 상부 구조물의 지진 하중과 실제 토사 지반 위에 건설된 얇은 기초 위에 놓인 상부구조물의 지진 하중을 차이를 평가 할 수 있다. 그리고 두 지진 하중 간의 차이를 통해서 지반-얇은 기초-구조물 상호작용이 지진 하중에 미치는 영향에 대한 분석이 가능하다.

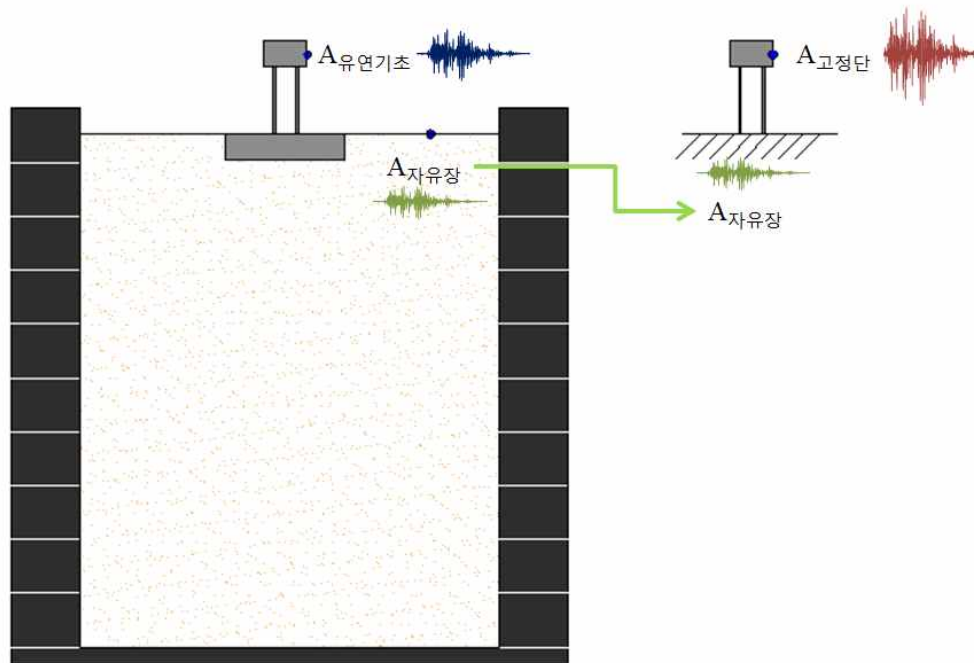


그림 112 동적 원심모형실험 얇은 기초의 지반-구조물 상호작용 평가 개념

(7) 소결

“얇은 기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가 실험” 연구를 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 지반-얇은 기초-구조물 시스템에 대한 동적 원심모형실험을 수행.
- 기초 폭, 기초 질량, 단자유도 구조물 고유 주기, 지반 조건 등 다양한 변수에 대한 동적 원심모형실험 수행
- 지반-얇은 기초-구조물 상호작용을 평가하기 위하여 자유장 지표면 운동으로부터 구한 고정단 기초 거동과 실제 얇은 기초 위 단자유도 구조물에서 측정된 유연한 기초 운동 비교를 주안점으로 실험 수행

나. 얇은 기초 시스템의 거동 특성 평가 결과 1 (기초 폭에 따른 거동)

(1) 기초 및 상부 구조물 거동

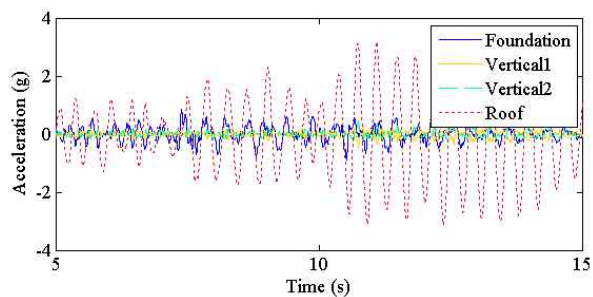
동적 원심모형실험 중 가속도 계측기를 통해서 측정된 기초와 상부 구조물의 가속도 시간 이력을 **그림 113**에 도시하였다. 다양한 가진 결과 중, 20g 원심가속도 실험에서 단자유도 구조물 2(SDOF 2, $T=0.26$)에 대해 Northridge 지진을 가진한 결과를 기초의 폭과 기반암 지진 가속도 세기에 따라서 나타내었다.

그림 113(a)를 보면 기반암 가속도 수준이 0.03g로 매우 작은 세기의 지진이 시험 모델로 전달된 결과이다. 기초의 폭에 상관없이 상부 단자유도 구조물 질량(지붕)에서 유사한 크기의 거동이 발현된 것을 알 수 있다. 그러나 기반암 가속도가 강해질수록 폭 10cm 기초와 14cm 기초에서 구조물 지붕의 가속도는 지속적으로 증가하는 반면, 폭 7cm 기초의 상부 구조물 지붕의 가속도는 크게 증가하지 않는 것을 알 수 있다. 결국 **그림 113(c)**에서는 기초의 폭이 증가할수록 상부 구조물 지붕에서 큰 가속도 값이 발현되는 것을 볼 수 있다.

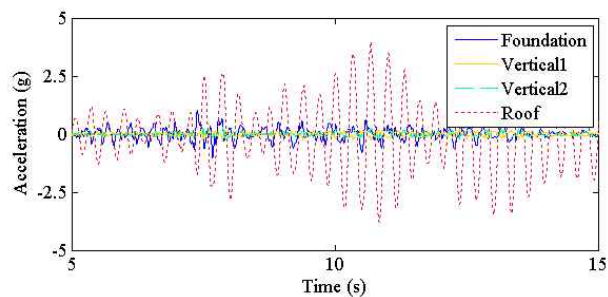
기초의 수평 거동은 기초의 폭에 상관없이 유사하게 나타나는 것을 알 수 있다. 이는 기초의 밀도가 주변 지반의 밀도와 유사하게 모델링 되어서 기반암부터 증폭 되어서 지반으로부터 전달 되는 운동학적 힘이 기초의 수평거동에 크게 영향을 미치기 때문이다. 그러나 상부 구조물의 응답과 기초 수평거동의 응답의 비로 환산하여 관찰할 경우 앞서 언급한 상부 구조물 응답이 기초의 폭이 커짐에 따라서 증가하므로 기초와 상부 구조물 지붕의 응답 비도 함께 증가하게 된다.

또한 기초의 수직 거동도 기초의 폭 및 기반암 가속도 수준에 따라서 큰 차이를 나타낸다. 기초의 수직 거동은 기초의 회전 거동 및 들뜸 현상을 직접적으로 보여주는데 지진 하중이 작을 때는 거의 0에 가까운 미세 거동을 보인다. 그러나 지진 하중이 증가함에 따라서 기초의 수직 거동은 증가하게 되며, 상대적으로 작은 폭의 기초에서 많은 양의 수직 거동이 발생하게 된다.

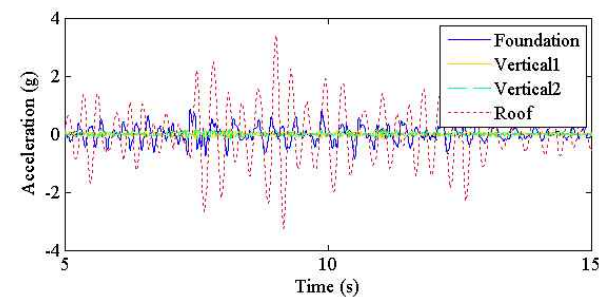
이러한 가속도 계측 결과들은 기초의 폭 및 기반암 지진 하중의 세기가 기초와 상부 단자유도 구조물의 지진 시 거동 특성에 미치는 영향을 직접적으로 보여주고 있다.



(a-1) D-F7-S02

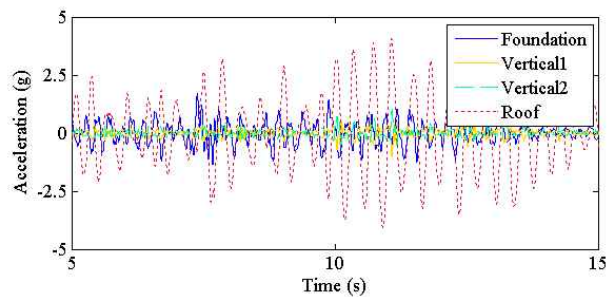


(a-2) D-F10-S02

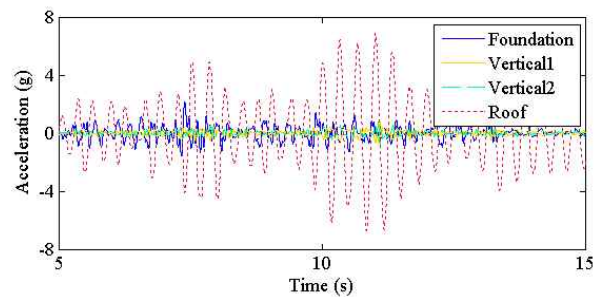


(a-3) D-F14-S02

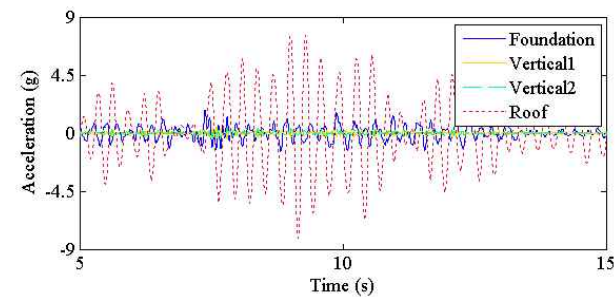
(a) 기반암 가속도 : 약 0.03g



(b-1) D-F7-S02

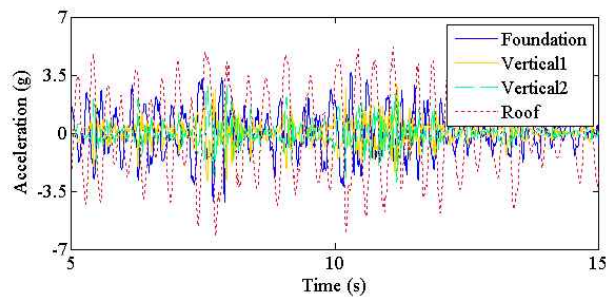


(b-2) D-F10-S02

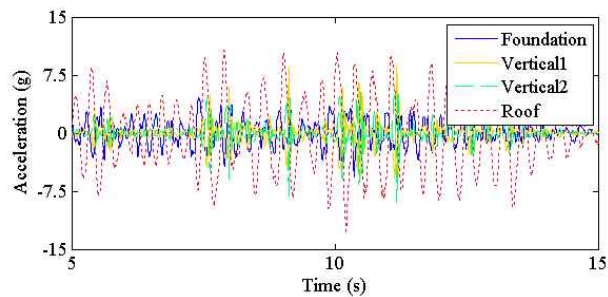


(b-3) D-F14-S02

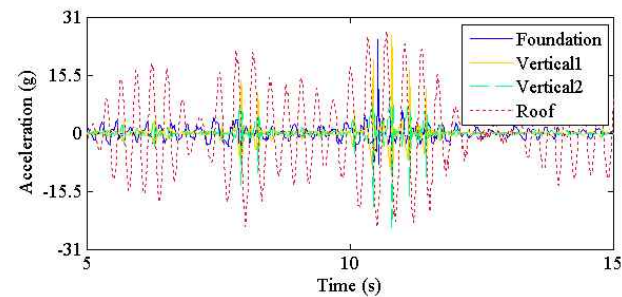
(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g



(c-1) D-F7-S02



(c-2) D-F10-S02



(c-3) D-F14-S02

(c) 기반암 가속도 : 약 0.23g

그림 113. 기초 및 구조물의 계층 가속도 시간이력 (시험 1, Northridge EQ.)

(2) 상부 구조물의 동적 거동에서 회전 운동 영향

단자유도 구조물 상부에서 계측되는 가속도 응답은 다양한 성분의 응답을 포함하고 있다. 따라서 보다 정확한 분석을 위해서는 상부 구조물에서의 가속도 응답을 세부적으로 분해하여 검토할 필요가 있다. 우선 구조물 상부 가속도 이력에서 기초의 수평거동을 감하면 상부 구조물의 상대 거동(Relative Response)을 파악할 수 있다. 또한 기초의 양 끝단의 수직 거동으로부터 기초의 회전 각을 구하고 이로부터 구조물의 유효 높이를 곱하게 되면 기초의 회전 운동에 의한 구조물의 응답(Rocking Response)을 다음과 같이 계산할 수 있다.

그림 114 는 단자유도 구조물의 주기에 따라서 구조물의 상대 거동과 기초 회전 운동에 의한 구조물의 응답을 시간이력에서 비교하였다. 대표적으로 가장 작은 폭의 7cm 기초와 14cm 기초의 응답을 함께 도시하였다. 기초 폭이 작은 경우에는 단자유도 구조물 1(SDOF01, $T=0.09s$), 2(SDOF02, $T=0.26s$), 3(SDOF03, $T=0.45s$)에서는 구조물 지붕의 상대변위와 기초의 회전 운동에 의한 구조물 응답이 모두 크게 발현 되는 것을 볼 수 있다.

그러나 기초의 폭이 큰 14cm의 경우에는 회전 운동에 의한 구조물의 응답이 상대 응답에 비해서 약 3배 이상 작게 나타나는 것을 볼 수 있다. 이는 기초의 폭이 커질수록 회전에 대한 기초의 강성이 증가하여, 지진 시 기초 회전이 구조물 응답에 크게 반영되지 않기 때문이다. 즉, 기초의 거동이 마치 고정되어 있는 것과 유사한 형태로 나타나는 것이다.

단자유도 구조물 4(SDOF04, $T=1.00s$)의 경우에는 상기 언급된 단자유도 구조물의 응답과 전혀 다른 거동 특성을 보이고 있다. 상부 구조물의 상대 거동과 기초 회전에 의한 응답 모두 매우 작게 나타나는데, 이는 단자유도 구조물의 고유 주기가 지반의 고유주기($T_g = 0.24s$)에 비해서 매우 큰 세장 구조물이기 때문에 보이는 현상으로 판단된다. 즉, 회전 운동을 포함한 지반-기초-구조물 상호작용에 의한 거동 보다 단자유도 구조물 자체의 동적 특성에 기반을 둔 거동을 보이고 있는 것이다.

그림 115 는 구조물의 상대거동과 기초 회전운동에 의한 응답을 기초의 크기와 입력 기반암 가속도 수준에 따라서 도시한 결과이다. 앞서 언급된 바와 같이 회전 운동에 의한 상부 단자유도 구조물의 응답은 기초의 폭이 증가할수록 감소하는 경향을 보이고 있다. 그러나 기초 회전 운동에 의한 상부 구조물의 응답은 입력 지진하중이 증가할수록 기초의 증가한다. 이는 기초의 수평 거동이 입력 지진하중의 증가에 의해서 커지므로 이로 인한 관성력 및 하부 지반과의 상호작용을 통해서 회전운동이 더욱 크게 발현되기 때문이다.

구조물 응답에서 기초의 응답을 감한 상대 거동의 경우, 입력 지진하중이 작을 때는 거의 유사한 크기를 보이지만 입력 하중이 증가할수록 기초의 폭에 비례하여 증가하는 것을 알 수 있다. 이는 앞 절에서 관찰한 상부구조물 자체의 응답이 기초 폭에 따라 증가하는 폭이 다름으로 인해서 나타나는 현상이다. 즉, 기초의 폭을 크게 설계할 경우 기초의 회전 운동은 제한 될 수 있으나, 상부 구조물의 지진 하중은 강진 시 더욱 크게 발현 될 수 있음을 알 수 있다.

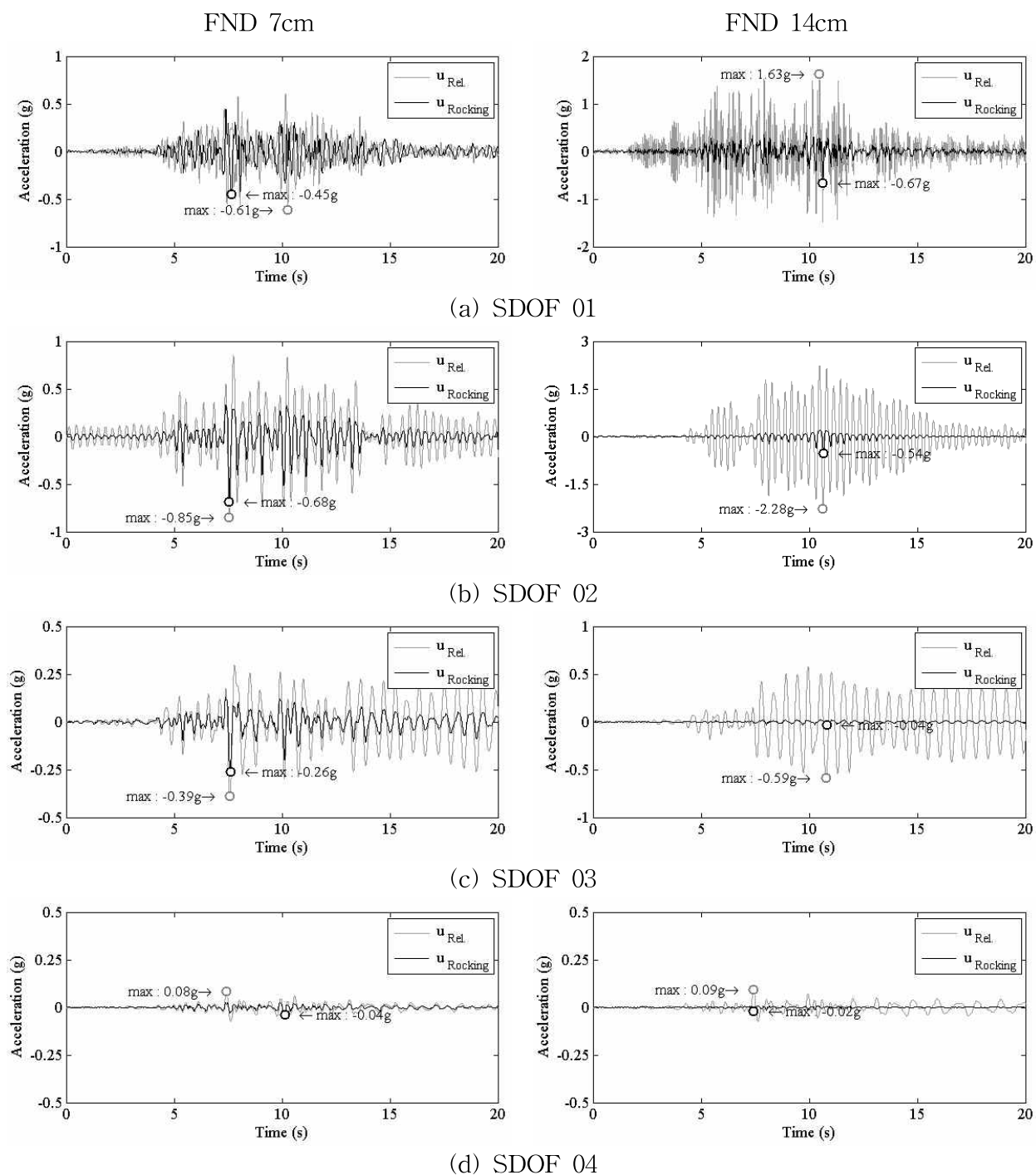
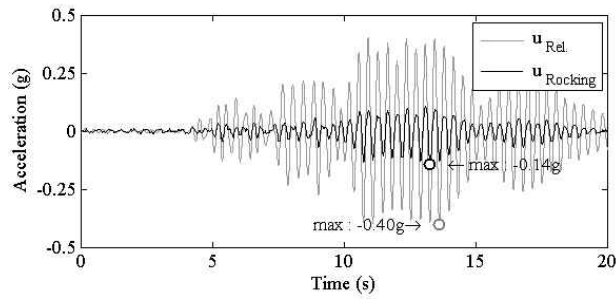
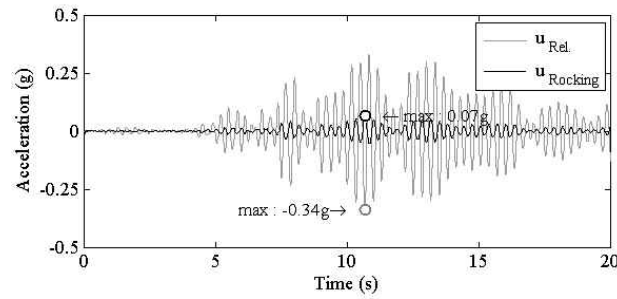


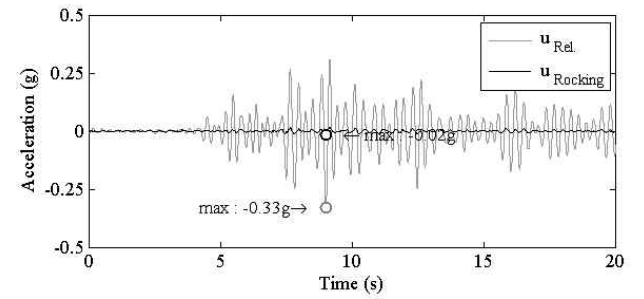
그림 114. 단자유도 구조물 주기에 따른 구조물의 상대 가속도 및 기초 회전 운동에 의한 가속도 이력 (시험 1, Northridge EQ.)



(a-1) D-F7-S02

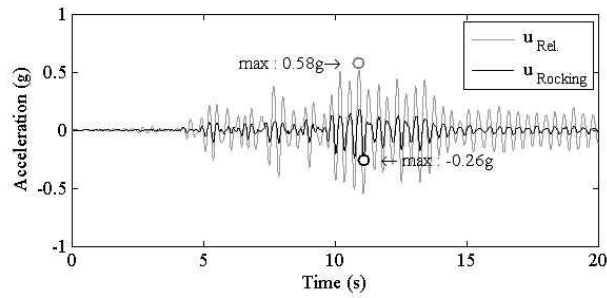


(a-2) D-F10-S02

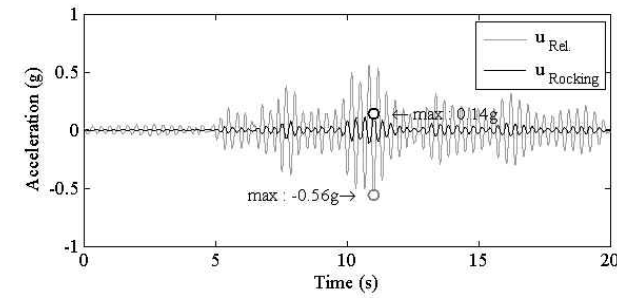


(a-3) D-F14-S02

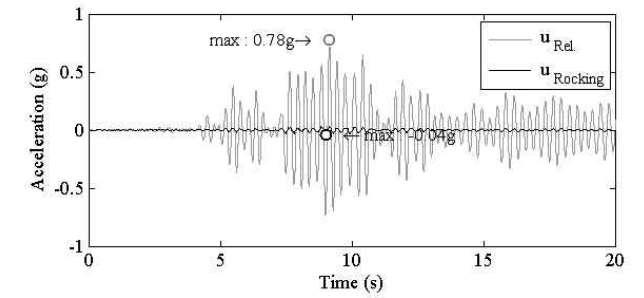
(a) 기반암 가속도 : 약 0.03g



(b-1) D-F7-S02

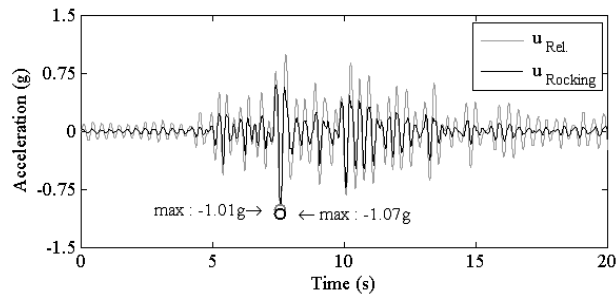


(b-2) D-F10-S02

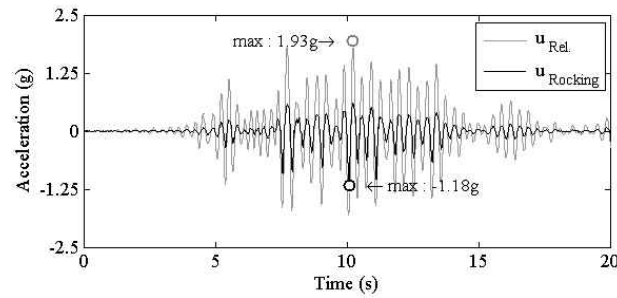


(b-3) D-F14-S02

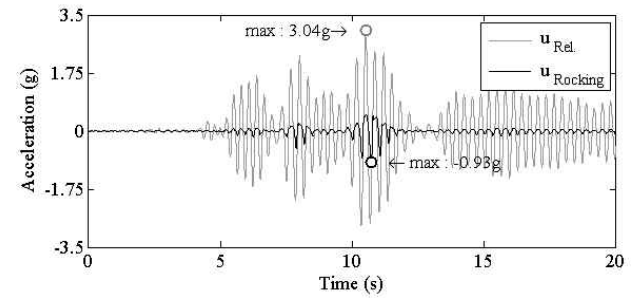
(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g



(c-1) D-F7-S02



(c-2) D-F10-S02



(c-3) D-F14-S02

(c) 기반암 가속도 : 약 0.23g

그림 115. 구조물의 상대 가속도 및 기초 회전 운동에 의한 가속도 (시험 1, Northridge EQ.)

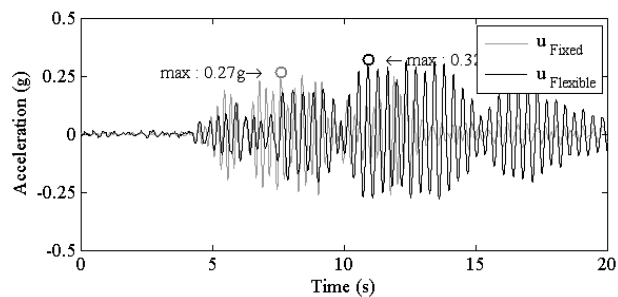
(3) 고정단 기초 거동 및 유연한 기초 거동

그림 116 은 고정단 기초 거동(Fixed base motion)과 유연한 기초 거동(Flexible base motion)의 대표적 시간이력 결과를 기초의 폭과 기반암 가속도 수준에 따라 도시한 결과이다. 고정단 기초 위에 놓여진 단자유도 구조물의 지진 시 거동은 앞 절에서 설명한 바와 같이 원심모형실험에서 측정한 자유장 지표면 가속도 기록을 입력 운동으로 하여 계산하여 도출하였다. 그리고 유연한 기초 위에 놓여진 상부 단자유도 구조물의 지진 시 거동은 앞 절에서 구해진 상대 거동에서 기초의 회전 거동에 의한 구조물의 응답을 감하여서 구조물 자체의 거동만을 추출하여 구하였다.

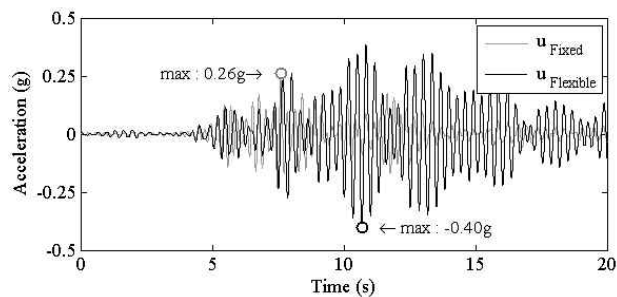
기반암 가속도가 매우 약한 경우에는 기초의 폭에 관계없이 유연한 기초 거동이 고정단 기초 거동과 유사한 크기로 발현됨을 알 수 있다. 또한 고정단 기초 거동의 경우에도 기초의 폭과 관계 없이 입력 지진 하중에 비례하여 유사하게 나타난다. 즉 지진의 하중이 작을 때는 지반-기초-구조물 상호작용의 영향이 상부 구조물의 지진 시 거동에 크지 않기 때문에 기초의 폭에 상관없이 유연한 기초 운동이 고정단 기초 운동과 유사한 값을 보여준다.

그러나 기반암 가속도 수준이 커지게 되면 기초의 폭에 따라서 유연한 기초 응답은 다르게 나타나게 된다. 그림 116(b)의 결과는 기반암 가속도가 약 0.1g로 가해진 경우인데, 기초 폭이 7cm인 경우에는 유연한 기초 응답이 고정단 기초응답에 비해서 작게 나타나는 것을 볼 수 있다. 그러나 폭 10cm와 14cm의 경우에는 여전히 유연한 기초 운동과 고정단 기초 운동이 유사하게 나타나고 있다. 기초의 폭이 작은 경우에는 기초가 저항하는 모멘트 능력이 작기 때문에 상부 구조물의 지진 하중 발현을 제한하고, 기초의 폭이 큰 경우에는 더욱 큰 상부 구조물의 지진하중을 견딜 수 있기 때문에 여전히 고정단 기초 운동과 유사한 결과를 나타낸다.

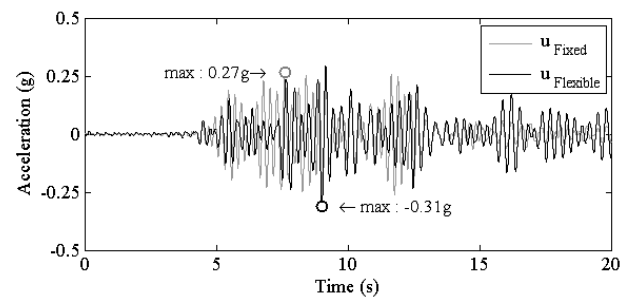
그림 116(c)와 같이 기반암 가속도가 0.2g를 넘는 강진이 되는 경우에는 3가지 기초에서 모두 고정단 기초 운동이 유연한 기초 운동에 비해서 크게 나오는 것을 볼 수 있다. 또한, 기초 폭이 7cm인 경우에는 그 차이가 크게 나타나고 있으며, 유연한 기초 응답은 기반암 가속도가 0.1g일 때에 비해서 거의 증가하지 않게 나타났다. 이는 기초의 폭이 커질수록 지진 시 상부 구조물의 지지 조건은 고정단 조건과 유사해짐을 보여준다.



(a-1) D-F7-S02

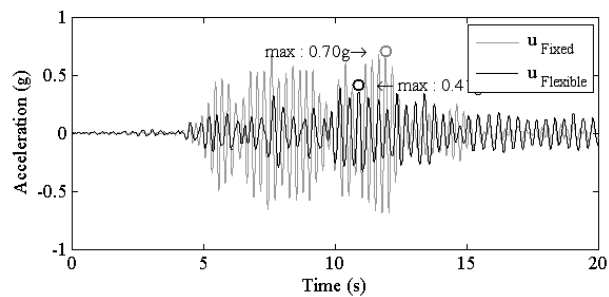


(a-2) D-F10-S02

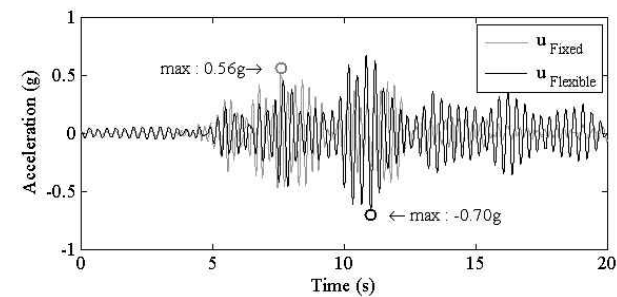


(a-3) D-F14-S02

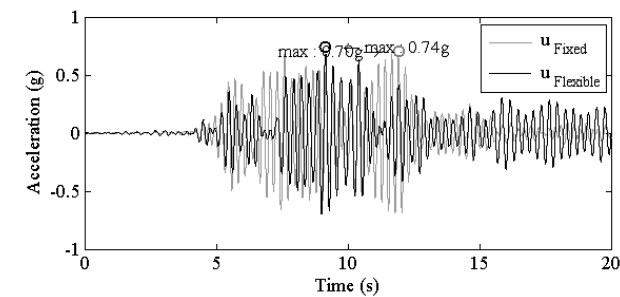
(a) 기반암 가속도 : 약 0.03g



(b-1) D-F7-S02

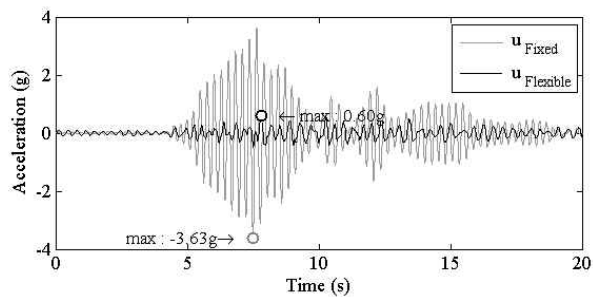


(b-2) D-F10-S02

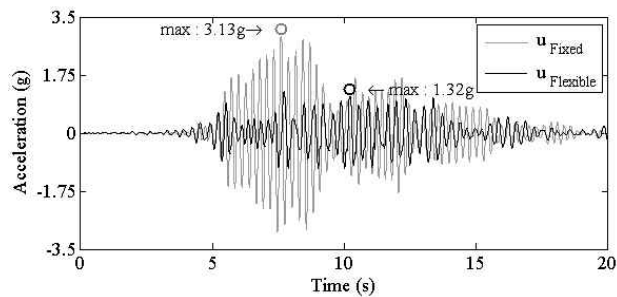


(b-3) D-F14-S02

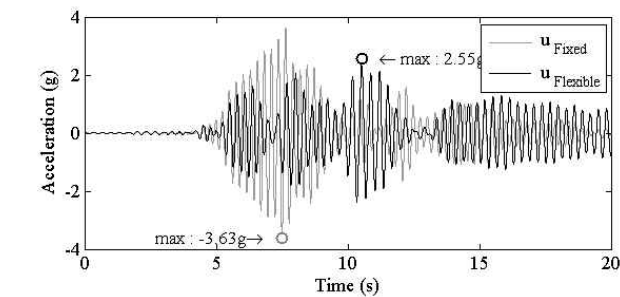
(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g



(c-1) D-F7-S02



(c-2) D-F10-S02



(c-3) D-F14-S02

(c) 기반암 가속도 : 약 0.23g

그림 116. 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답 비교 (시험 1, Northridge EQ.)

(4) 얇은 기초 회전 운동에 의한 최대 지진 하중 평가

수행된 모든 지진 하중 가진 결과를 통해서 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답을 비교하기 위하여 앞 절에서 대표적으로 도시된 각 시간이력의 최대값을 모아서 그림 117에 도시하였다. 그림의 x축은 고정단 기초 응답의 최대 값을 나타내며, y축은 유연한 기초 응답의 최대값을 나타내고 있다. 점선으로 표시된 3개의 선은 기초의 폭에 따라서 달라지는 상부 구조물의 최대 가속도 값을 나타내고 있다.

고정단 기초 응답이 작은 경우, 즉 기반암 가속도 수준이 작은 경우에는 유연한 기초 응답은 고정단 기초응답과 거의 유사하게 나타난다. 이 때 유연한 기초 응답이 고정단 기초 응답 보다 조금 작거나 커지는 현상은 ASCE 7-10에서 언급하는 시스템 동적 특성 변화로 인한 지진 하중 변화 현상으로 판단된다. 즉, 유연한 기초 시스템의 등가 동적 고유주기와 감쇠비의 변화에 의해서 대응되는 지진하중이 감소 또는 증가할 수 있다. 그림 117(d)의 경우에는 앞 절에서 언급한 바와 같이 구조물의 고유 주기가 지반의 고유주기 보다 매우 크기 때문에, 지반-기초-구조물 상호작용보다 구조물 자체의 동특성에 기반한 운동을 보이며, 구조물에서 응답이 기초의 응답보다 감폭하여 전체적으로 매우 작은 거동을 보인다.

회전기초에 대한 이론적 배경에서 제시한 바와 같이 고정단 기초 응답이 기반암 가속도의 증가와 함께 커지면서 기초의 최대지지 모멘트와 시스템의 전도 모멘트 사이의 관계식으로부터 유도된 예상 최대 지진 값에 도달하거나 넘게 될 경우에는 기초의 회전운동이 전체 시스템에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 유연한 기초의 응답은 고정단 기초 응답의 지속적 증가에도 불구하고 일정한 값을 넘지 못하고 수렴하는 현상이 발생하게 된다. 이를 통해서 회전 기초 운동을 포함한 지반-얇은 기초-구조물 상호작용이 실제 얇은 기초 위 상부 구조물에 유발 되는 지진하중을 현저히 감소시킬 수 있음을 알 수 있다. 또한 기초의 폭을 작게 할 경우 발현 되는 지진 하중은 더욱 더 감소할 수 있다. 작은 기초를 설계에 이용할 경우, 영구 침하 및 정적 거동에서의 안정성 확보가 어려운 측면이 있지만, 이러한 문제가 해결 될 경우 얇은 기초의 회전운동을 이용하여 내진 안정성이 확보된 경제적 기초 내진 설계가 가능할 것으로 판단된다. 다시 말해, 기초의 안전율을 높이고 이에 따라 상부 구조물의 지진 하중을 크게 산정하여 건설비용을 과다하게 산정하고 있는 현행 설계 기준에서, 기초를 작게 설계 하고 이에 따른 상부 구조물의 예상 지진 하중도 감소하므로 기초와 상부구조물의 설계비용을 현저히 줄일 수 있다.

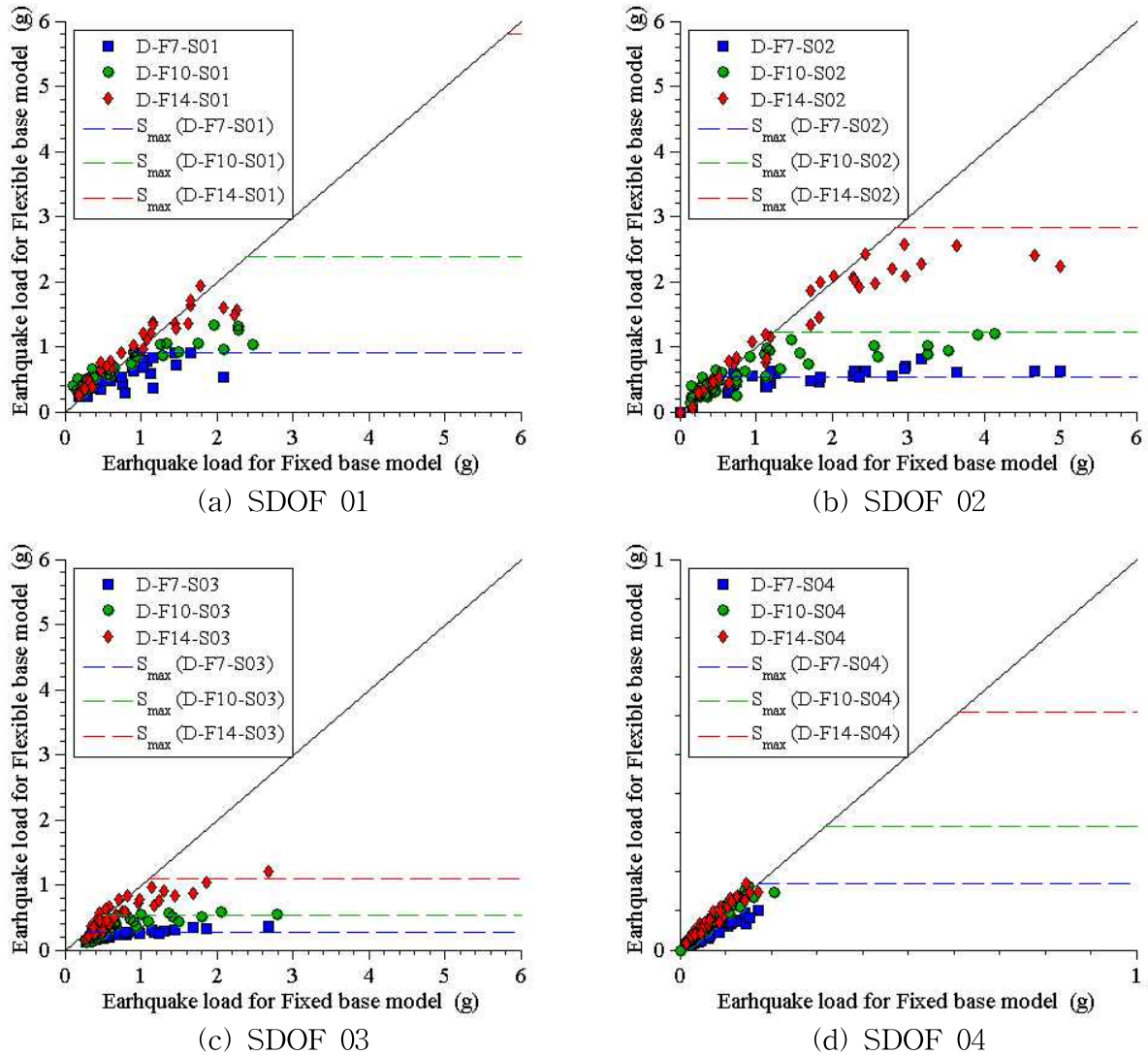


그림 117. 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답 최대값 비교

(5) 얇은 기초 회전 운동에 지진 에너지 감쇠

지진 하중이 지반-기초-구조물 시스템에 전달 되게 되면 상부 구조물의 유발되고 이로 인해서 기초 저면 중심부에 전도 모멘트가 발생하게 된다. 이 때 유발되는 전도 모멘트는 기초의 연직 하중(V)과 폭(L)으로 계산되는 최대지지 모멘트($M_{ult}=VL/2$)를 넘을 수 없다.

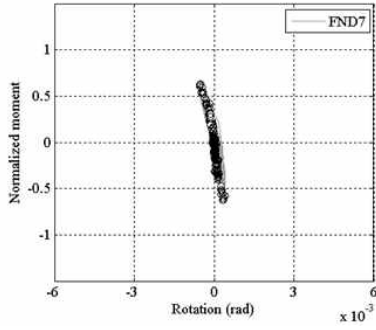
그림 118 은 얇은 기초 저면에서 지진 시 유발되는 전도 모멘트를 기초의 최대지지 모멘트로 정규화 한 값과 기초의 회전 각 사이의 관계를 보여 주고 있다. 대표적으로 지반-기초-구조물 상호작용의 영향이 가장 많이 나타나는 단자유도 구조물 2(SDOF2, $T=0.26s$)에 Northridge 지진이 가진 된 결과를 도시하였다.

지진하중이 매우 작을 때(기반압 가속도 : 약 $0.03g$)는 모든 기초에서 최대지지 모멘트에 도달 할 만큼의 전도 모멘트가 발생되지 않았으며, 기초의 폭에 상관없이 이력 곡선은 모두 선형 거동을 보인다. 그러나 유발되는 정규화 모멘트의 양은 기초의 폭이 커질수록 감소하며, 초기 회전 강성 기울기는 반대로 기초의 폭이 커질수록 증가하는 경향을 보여 주고 있다.

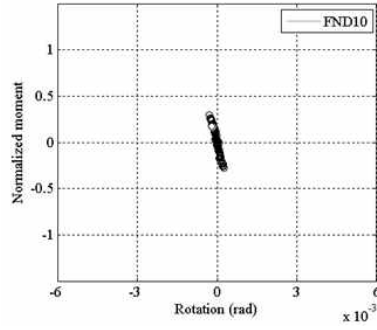
그림 118(c)와같이 기반암 가속도가 0.20g 에서는 기초 폭 7cm 와 10cm 인 경우에서 이력곡선 내부 면적이 넓어진 것을 볼 수 있다. 이는 기초의 회전 운동 또는 들뜸 현상에 의한 기초 거동이 지진 에너지를 소산 시키는 것을 나타낸다. 특히 7cm 폭의 기초 경우에는 정규화 모멘트가 최대지지 모멘트에 도달하여 이력곡선의 중심이 옆으로 벌어지는 현상을 보여 지반-기초-구조물 시스템이 항복 거동을 하기 시작했다고 판단할 수 있다. 그러나 기초 폭이 가장 큰 14cm 기초의 경우에는 여전히 선형 거동을 보이고 있다.

기반암 가속도가 매우 강해 졌을 때는 모든 경우에서 최대지지 모멘트에 도달하며 이력 곡선에서 비선형 거동 특성과 큰 에너지 소산 현상을 보이고 있다. 기초-지반 시스템에 의해서 결정되는 모멘트 지지력은 얇은기초 최대 지지력 대비 시스템 수직 하중의 비에 큰 영향을 받는다. 그러나 본 연구에서는 지반의 지지력이 매우 크게 조성되었기 때문에 기초 폭이 커짐에 따라 최대지지 모멘트가 발현되는 지진 하중 크기의 차이를 명확하게 파악하였다. 이러한 연구 결과는 기초의 폭이 커지게 되면 회전에 대한 강성이 증가하여 시스템의 전도 모멘트에 대한 지지력은 증가하지만 그로 인해서 지반-기초 접촉면에서 유발되는 지진 에너지 소산 효과는 줄어들게 될 수 있음을 보여주고 있다.

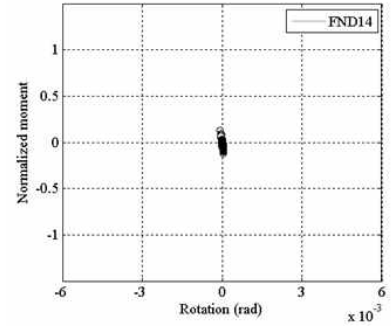
FND 7cm



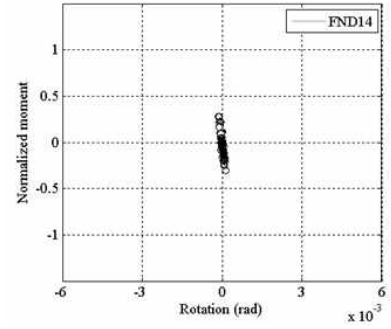
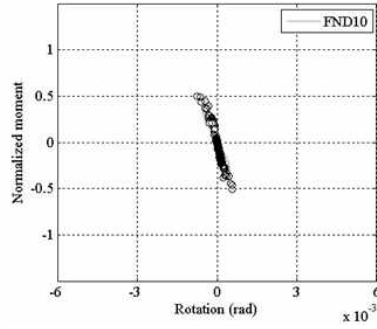
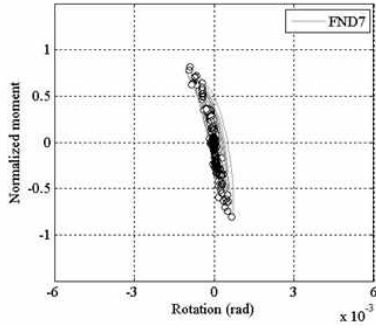
FND 10cm



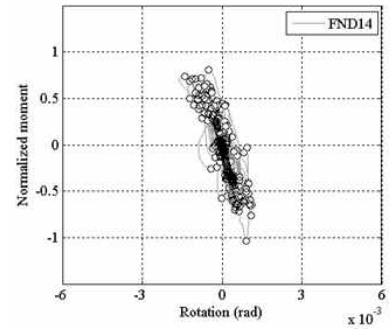
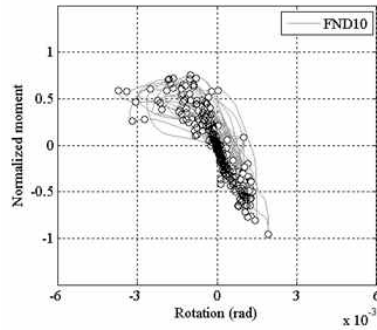
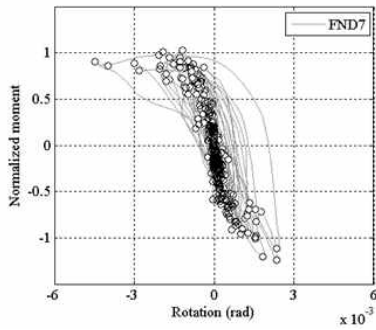
FND 14cm



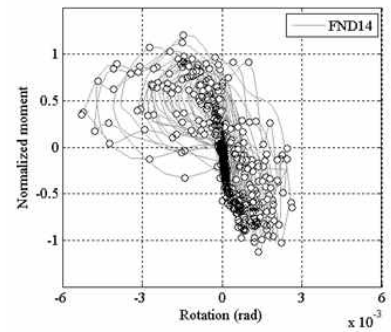
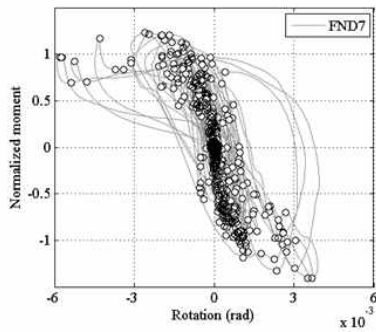
(a) 기반암 가속도 : 약 0.03g



(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g



(c) 기반암 가속도 : 약 0.20g



(d) 기반암 가속도 : 약 0.30g

그림 118. 정규화 모멘트 기초 회전각 관계

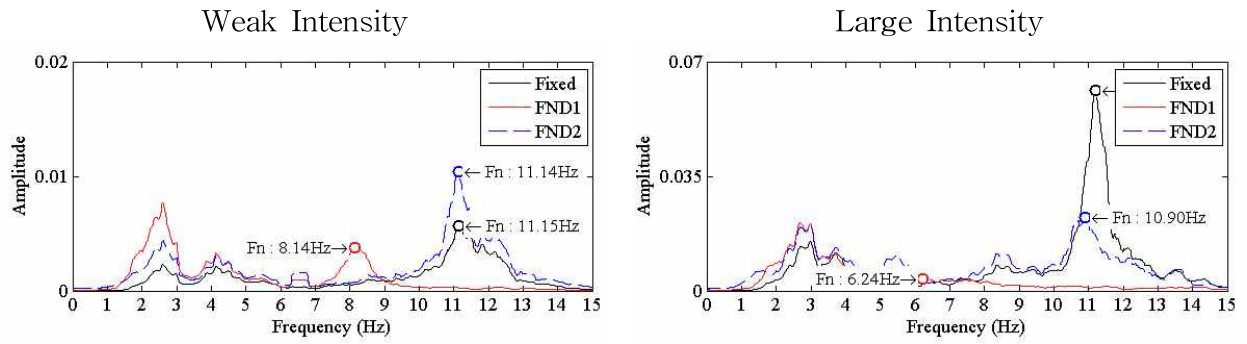
(6) 얇은 기초 동적 특성 변화

지반-기초-구조물 상호작용에 의해서 시스템의 동적 특성이 변화될 수 있다. 동적 원심모형실험 결과로부터 이러한 시스템 변화를 확인하기 위하여 앞서 언급된 고정단 기초 운동과 유연한 기초 운동 시간 이력에 대한 푸리에 변환을 하여 주파수 영역 신호를 그림 119 와 같이 나타내었다. 각 단자유도 구조물에 대해서 기초 폭 7cm와 14cm의 경우를 지진 하중의 크기에 따라서 도시 하였다.

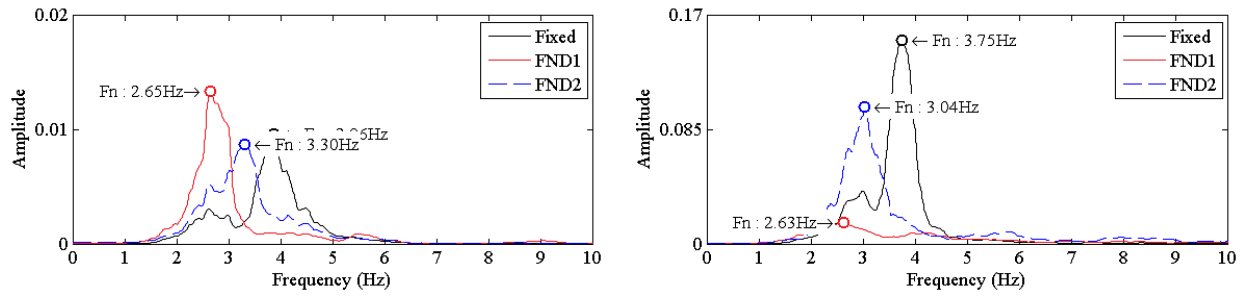
단자유도 구조물의 고유 주파수가 클수록(고유 주기가 짧을수록) 주파수의 변화는 크게 나타났다. 전반적으로 고정단 기초 응답에 비해서 유연한 기초 응답이 모두 저주파수 대역으로 변화한 것을 볼 수 있는데, 이는 기존 Velstos and Meek(1974)에서 제안된 시스템 장주기화 현상을 나타내고 있다.

기초의 폭이 7cm 인 경우(FND1)에 주파수 변화는 폭이 10cm인 경우(FND2)에 비해서 더욱 크게 일어났다. 이는 시스템 장주기화 식에서 표현되는 기초의 정적 수평강성과 회전강성이 기초의 크기가 커짐에 따라서 증가하기 때문에 나타나는 현상으로 판단된다. 본 연구에서는 측정 또는 계산으로 도출된 응답에 대해서 주파수 영역을 단순히 비교하였기 때문에 입력 지진파의 영향에 따라서 등가 고유 주파수가 조금의 차이를 보일 우려가 있다. 따라서 추후 시스템 식별 기법을 연구 및 적용하게 되면 보다 정확한 등가 특성이 예측 가능하며, 시스템 감쇠비도 함께 도출 될 수 있다.

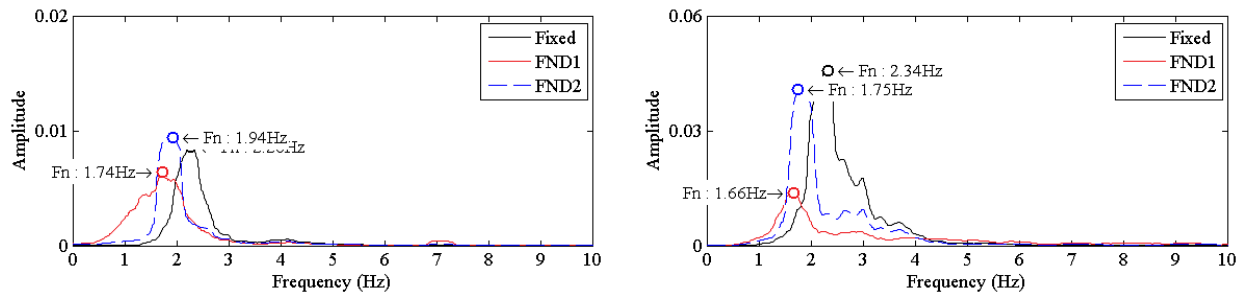
그림 120 에서는 입력 지진파의 종류와 크기에 따른 영향을 함께 보기 위하여 모든 가진 기록에 대해서 최대 에너지를 가지는 고유 주파수 값을 모두 도시하였다. 상기 언급된 바와 같이 구조물의 주파수가 클수록, 기초의 폭이 작을수록 지반-기초-구조물 시스템의 고유 주파수는 크게 줄었다. 뿐만 아니라 입력 기반암 가속도가 증가 할수록 대체적으로 고유 주파수 감소의 폭이 증가하는 경향을 보이는데, 이는 지반의 비선형 거동에 의해서 전체적인 시스템 강성이 연약해지기 때문으로 판단된다.



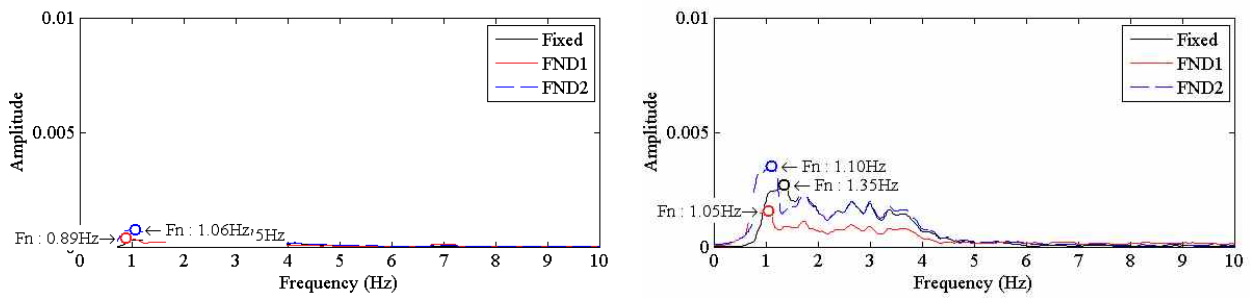
(a) SDOF 01



(b) SDOF 02



(c) SDOF 03



(d) SDOF 04

그림 119. 고정단 응답과 유연한 기초 응답 주파수 영역 신호

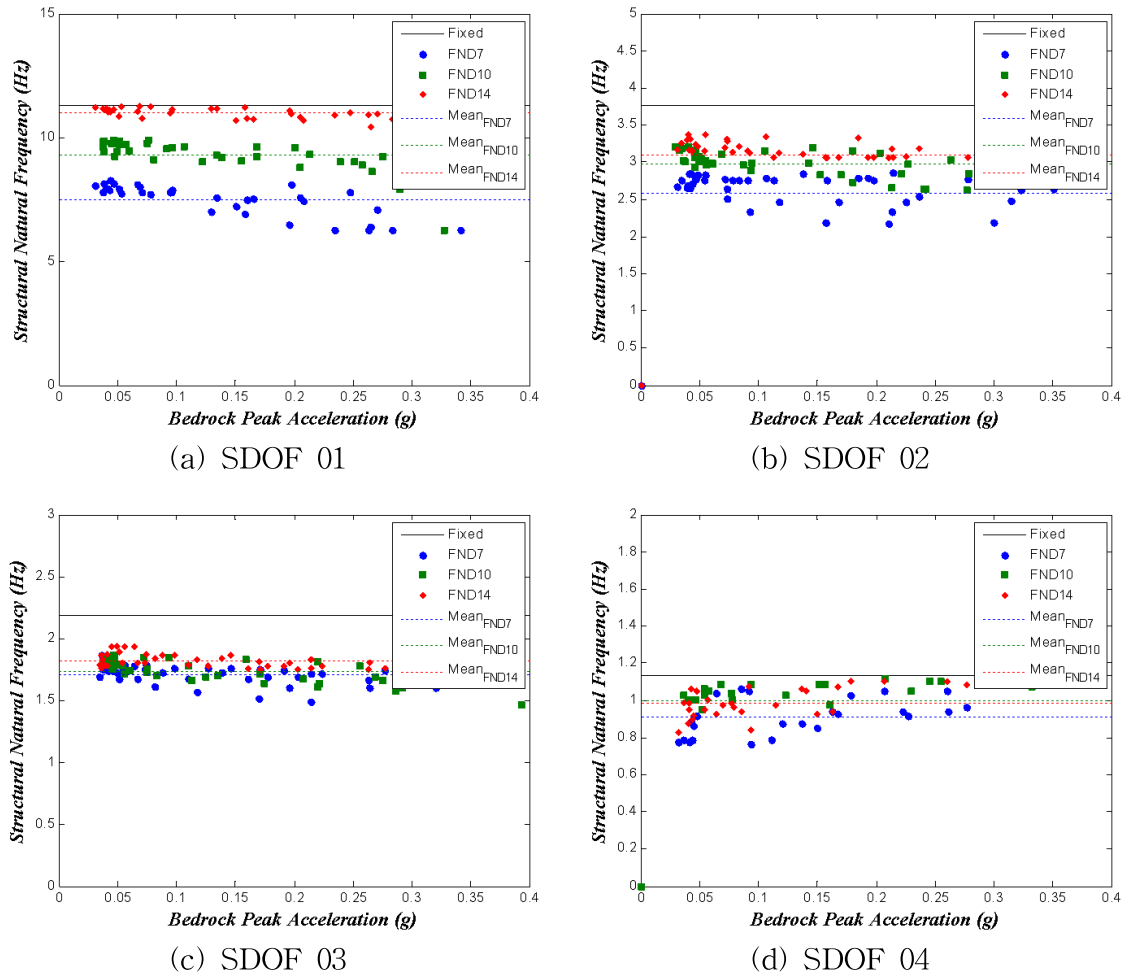


그림 120. 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답 고유 주파수

(7) 소결

“얇은 기초 시스템의 거동 특성 평가 결과 1 (기초 폭에 따른 거동)” 연구를 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 기초의 회전 거동은 지반-얇은 기초-구조물 시스템의 지진 시 거동에 매우 큰 영향을 미치며, 강진 시 지진 하중을 현저히 줄여줌
- 기초의 폭이 작아질수록 회전 운동에 대한 강성이 감소하여 많은 기초 회전 운동이 유발되며, 이로 인해서 상부 구조물에서 발현되는 최대 지진 하중이 감소함
- 기초의 폭이 작아질수록 회전 운동에 의한 지반-기초 접촉면에서의 비선형 거동이 증가하며 이로 인한 에너지 소산이 활발히 일어남
- 지반-기초-구조물 상호작용에 의해서 유연한 기초 시스템의 등가 고유 주기는 증가 (고유 주파수 감소) 현상이 발생됨, 기초의 폭이 증가할수록 고유 주기 증가량은 감소함.
- 회전 운동을 포함한 지반-기초-구조물 상호작용을 반영할 경우 지진 하중에 대한 안정성이 증가할 수 있으며, 기초의 폭은 상호작용 영향을 결정하는 중요한 요소임

다. 얇은 기초 시스템의 거동 특성 평가 결과 2 (기초 질량 및 지반에 따른 거동)

얇은 기초의 폭과 함께 얇은 기초의 질량은 기초의 최대지지 모멘트와 기초의 관성력에 큰 영향을 미칠 수 있다. 따라서 본 장에서는 기초의 질량 변화가 지반-기초-구조물 시스템에 미치는 영향과 기초 하부 지반의 변화에 따른 지진 시 시스템의 동적 거동을 분석하였다.

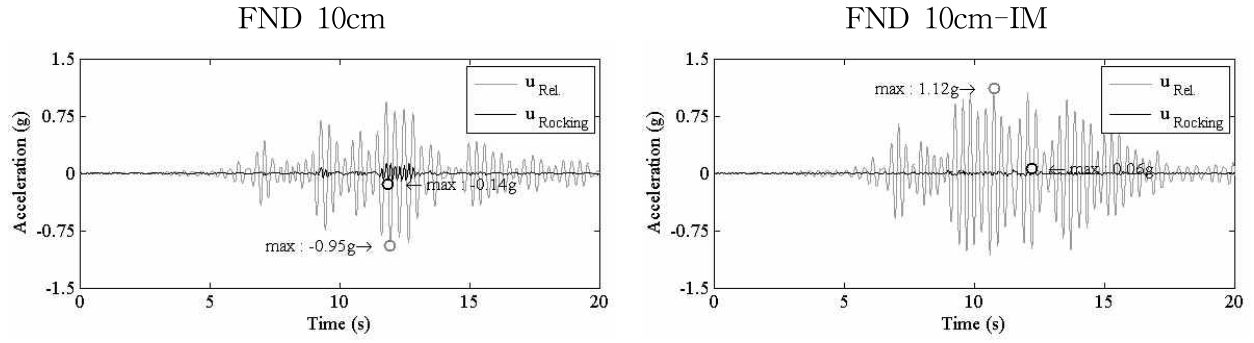
(1) 상부 구조물의 동적 거동에서 회전 운동 영향

그림 121 과 그림 122 는 상부 단자유도 구조물의 얇은 기초 수평 운동 대비 상대 응답과 기초의 회전운동에 의한 상부 구조물의 응답을 비교한 결과이다. 각각 지반과 유사한 주기를 지닌 단자유도 구조물 4개에 대해서 느슨한 사질토와 풍화토 지반을 하부 지반 모델로 구성된 동적 원심모형실험 결과들이다. 모든 결과는 Northridge 지진파가 입력 지진으로 기반암에서 약 0.15g의 하중이 가해졌을 때를 나타내고 있다.

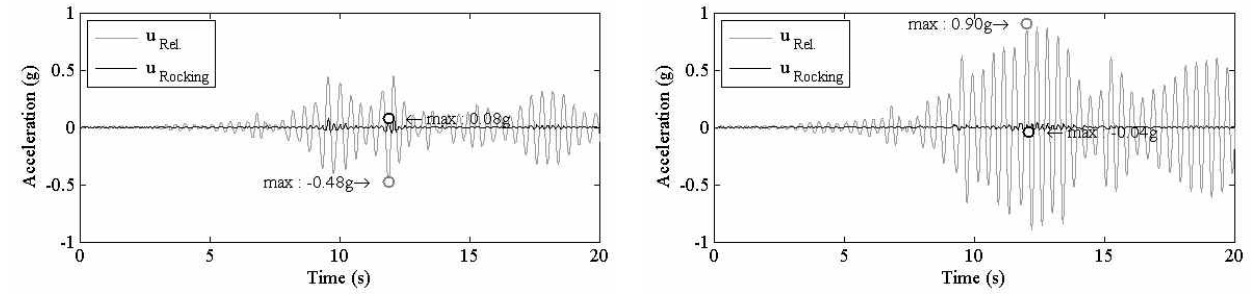
대부분 앞장에서 기초의 폭에 따른 비교와 마찬가지로 상부 구조물의 상대 거동에 비해 기초 회전운동에 의한 상부 구조물의 응답이 작게 나타나고 있다. 이는 기초의 폭이 회전 운동에 저항하기 충분한 10cm 기초로 설계되었기 때문으로 판단된다. 지반 주기와 가장 유사한 단자유도 구조물 1(SDOF11, $T=0.26s$)의 경우에 가장 큰 회전 운동 영향이 나타나고 있으며, 단자유도 구조물의 주기가 증가할수록 회전 운동에 의한 상부 구조물의 응답은 감소하는 것을 볼 수 있다.

기초의 질량에 따른 비교를 하면, 기초의 밀도가 주변 지반과 유사하게 모사된 결과(각 그래프의 왼쪽 열)에 비해서 철로 매우 무겁게 모사된 기초 시스템의 결과(각 그래프의 오른쪽 열)에서 회전 운동에 의한 구조물 응답이 작게 발현되었다. 이는 기초의 질량이 증가함에 따라서 기초의 관성력과 안정성이 증가하여 회전에 대한 강성이 커지기 때문으로 판단된다.

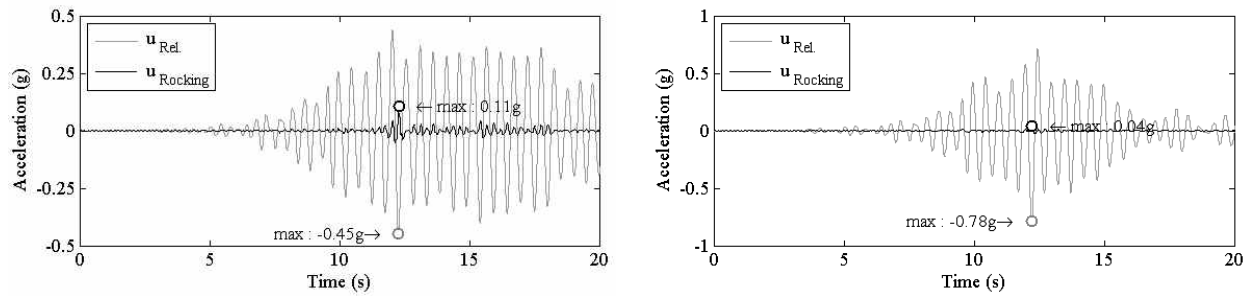
그림 121 과 그림 122 를 비교해 보면 느슨한 사질토 지반 위에 구성된 얇은 기초-구조물 시스템의 회전 운동 응답이 단단한 풍화토 지반 위에 구성된 시스템의 회전 운동 응답에 비해서 미세하게 크게 나타나고 있다. 풍화토 지반의 단단한 강성으로 인해서 기초 저면에서의 회전이 상대적으로 제한되기 때문에 풍화토 지반에서는 기초의 회전 운동이 다소 적게 나타날 수 있다.



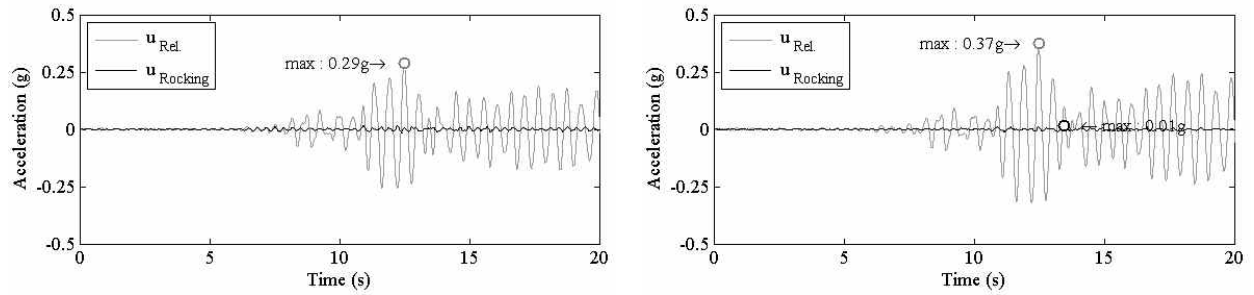
(a) SDOF 11



(b) SDOF 12

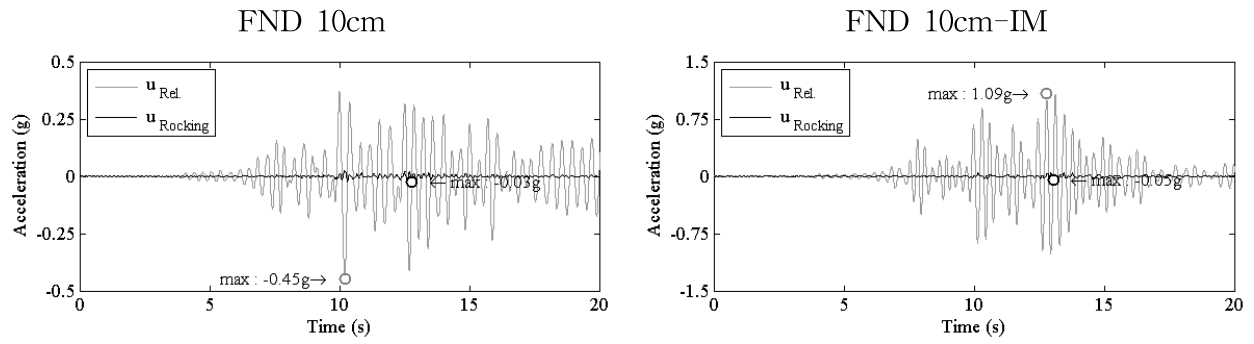


(c) SDOF 13

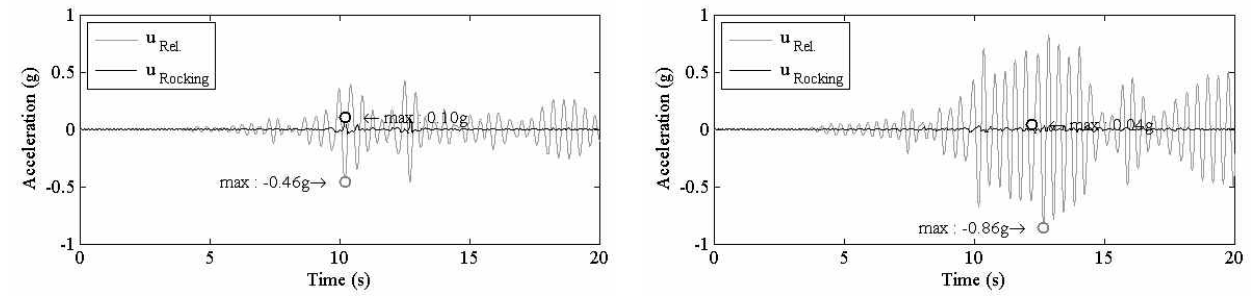


(d) SDOF 14

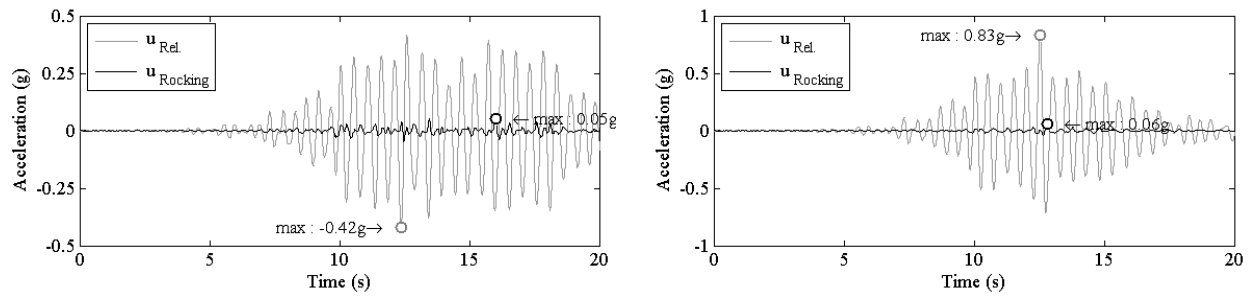
그림 121. 단자유도 구조물 주기에 따른 구조물의 상대 가속도 및 기초 회전 운동에 의한 가속도 이력 (Loose Sand, Northridge EQ.)



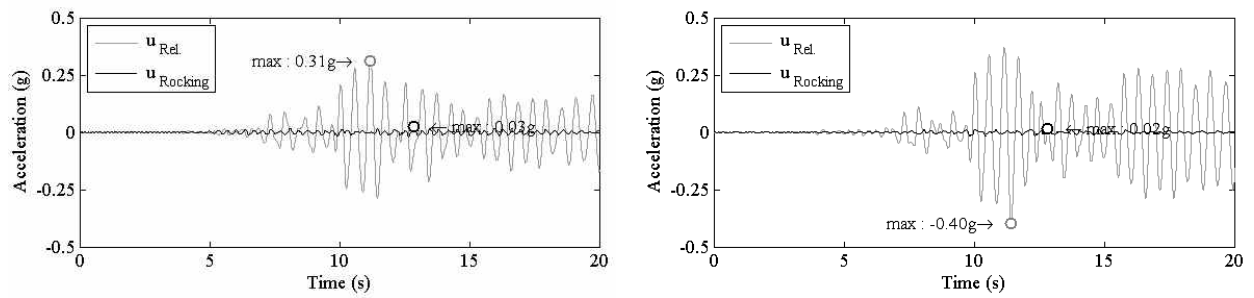
(a) SDOF 11



(b) SDOF 12



(c) SDOF 13



(d) SDOF 14

그림 122. 단자유도 구조물 주기에 따른 구조물의 상대 가속도 및 기초 회전 운동에 의한 가속도 이력 (Weathered Soil, Northridge EQ.)

(2) 고정단 기초 거동 및 유연한 기초 거동

지반-얕은 기초-구조물 상호작용에 의한 시스템의 동적 거동을 보다 면밀히 파악하기 위하여 앞 장과 같이 자유장 지표면 가속도로부터 고정단 기초 응답을 도출하고, 상부 구조물 상대 응답에서 기초 회전에 응한 응답을 감하여 유연한 기초 응답을 도출해 그 결과를 그림 123 과 그림 124 와 같이 비교 하였다. 결과는 본 실험의 대표적인 단자유도 구조물 2(SDOF12, $T=0.36s$) 시스템에 Northridge 지진을 하중 단계별로 가진 한 결과이다.

본 실험 결과에서도 전체적으로 유연한 기초 응답은 고정단 기초 응답에 비해서 유사하거나 작게 나타나는 것을 볼 수 있다. 기반암 가속도의 크기가 작을 경우에는 두 응답이 유사하고, 기반암 크기가 커질수록 두 응답의 차이는 증가하게 된다. 이는 기초 회전 운동에 의해서 발현되는 에너지 소산과 기초의 최대지지 모멘트에 의해서 상부 구조물의 최대 지진 응답이 결정되기 때문에 나타나는 현상이다.

기초의 질량이 증가하게 되면 기초가 지지할 수 있는 최대 모멘트는 기초 저면의 연직 하중에 비례하여 증가하게 된다. 따라서 기초의 질량이 증가할수록 유연한 기초 응답은 고정단 기초 응답과 유사해지며, 상대적으로 큰 지진 거동이 상부 단자유도 구조물에서 발생할 수 있게 된다. 그림123(c),(d)와 그림 124(c),(d)에서도 오른쪽 열에 도시된 무거운 기초 위 구조물의 응답이 약 1.5배 크게 나타나고 있다.

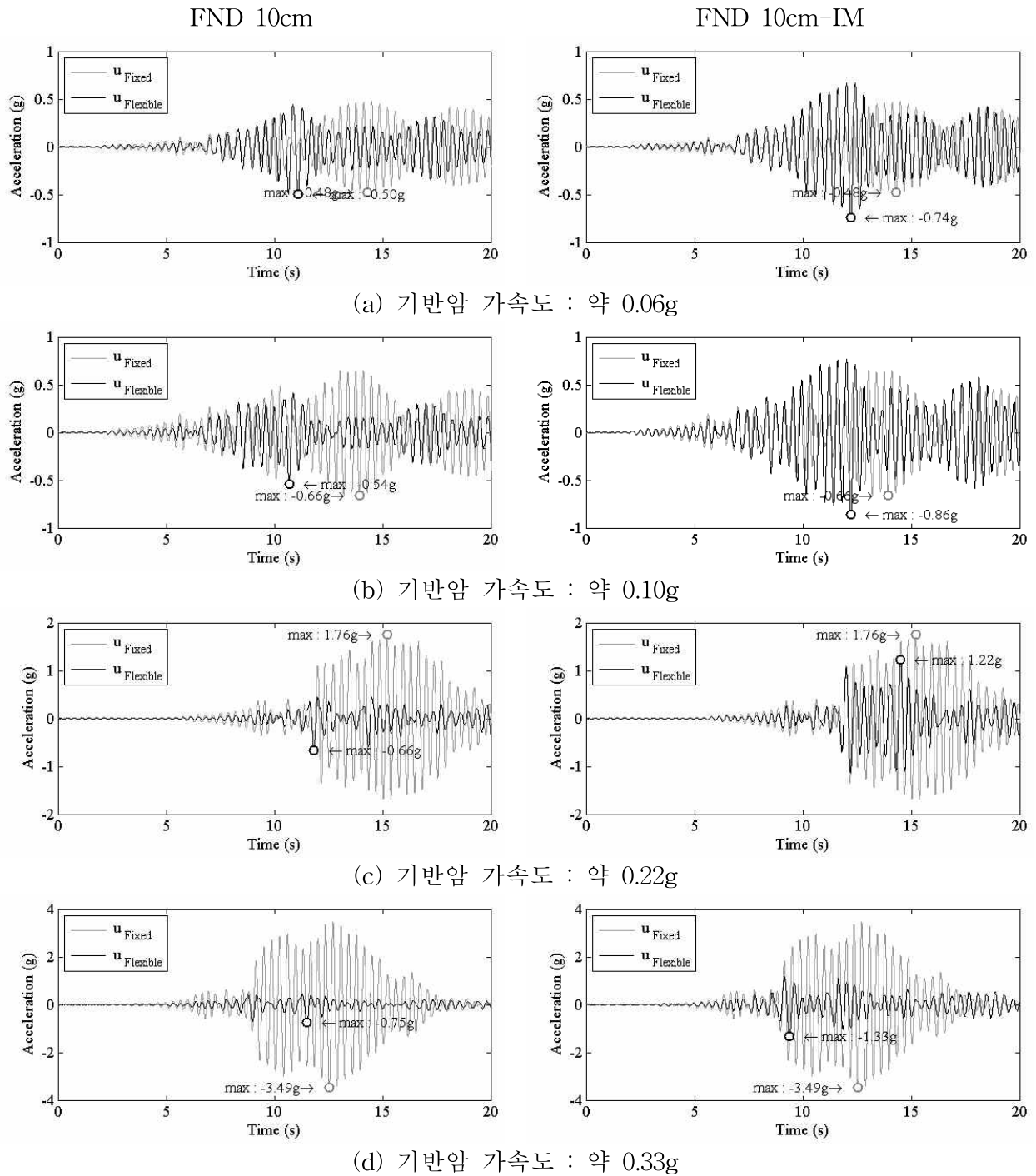


그림 123. 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답 비교 (Loose Sand, Northridge EQ.)

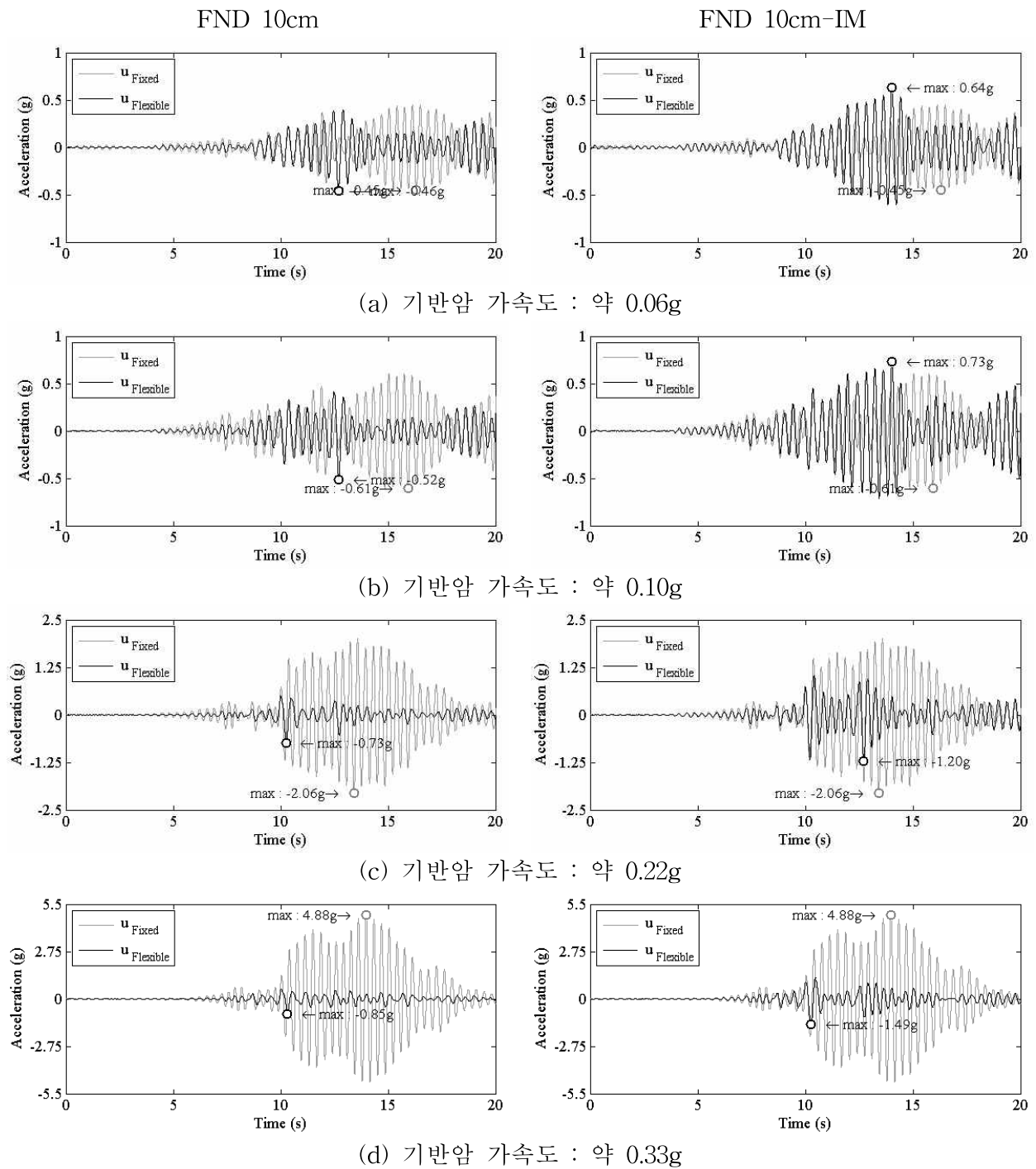
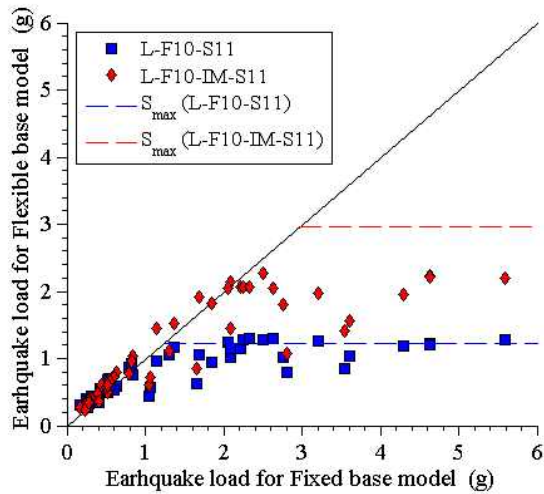


그림 124. 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답 비교 (Weathered Soil, Northridge EQ.)

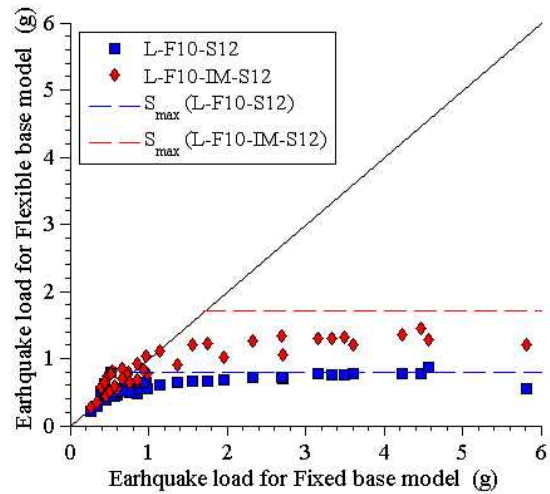
(3) 얇은 기초 회전 운동에 의한 최대 지진 하중 평가

고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답을 모든 경우에 대해서 비교하기 위해 각 시간이력의 최대값을 모아서 그림 125 와 그림 126 에 도시하였다. 그림의 x축은 고정단 기초 응답의 최대 값을 나타내며, y축은 유연한 기초 응답의 최대값을 나타내고 있다. 점선으로 표시된 2개의 선은 기초의 질량에 따라서 달라지는 상부 구조물의 최대 가속도 값을 나타내고 있다.

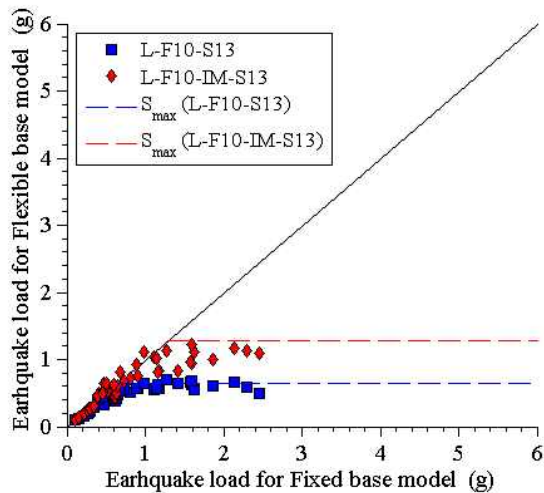
앞절에서 언급한 바와 같이 기초의 질량이 증가하게 되면 기초의 최대지지 모멘트가 증가하여 상부 구조물의 지진 하중은 더욱 크게 발현이 가능하다. 그림 125 와 그림 126 의 빨간색으로 도시되어 있는 기초 질량이 무거운 경우의 유연한 기초 응답은 파란색으로 도시되어 있는 기초 질량이 가벼운 경우에 비해서 약 2배정도 크게 나타나고 있는 것을 알 수 있다. 상부 구조물의 주기에 따른 영향은 앞 장에서와 같이 단자유도 구조물의 주기가 증가할수록 최대 지진 하중의 크기는 감소하는 경향을 보인다.



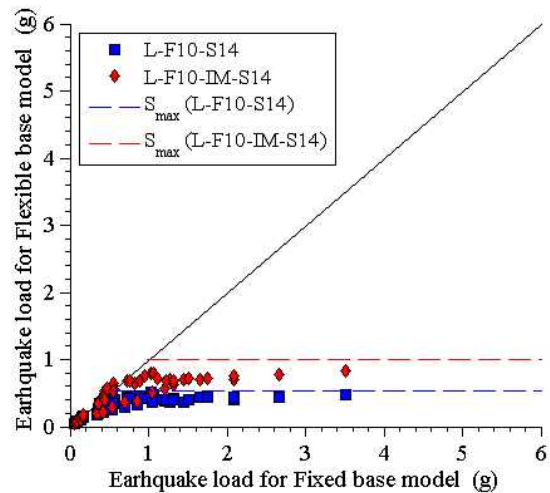
(a) SDOF 11



(b) SDOF 12



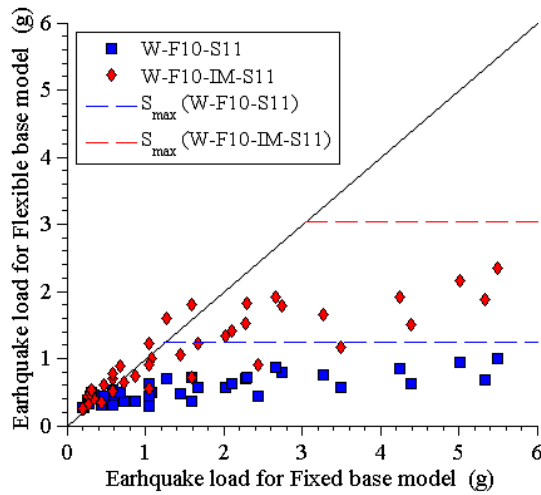
(c) SDOF 13



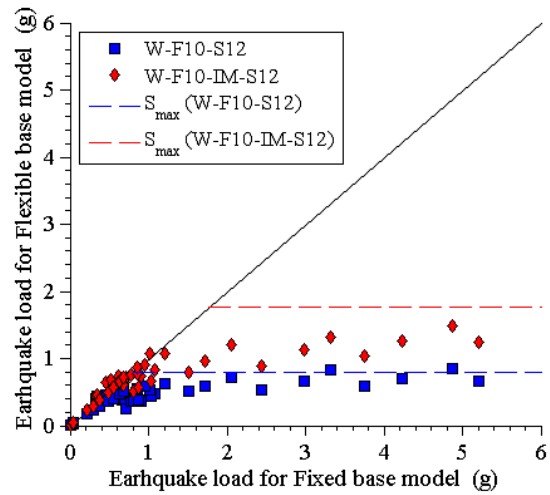
(d) SDOF 14

그림 125. 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답 최대값 비교 (Loose Sand)

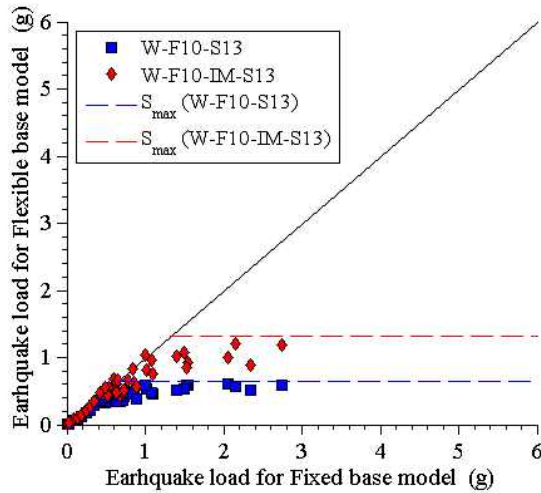
그림 125 와 그림 126 을 비교해 보면 지반 조건이 다름에도 기초의 최대지지 모멘트에 의해서 제한되는 상부 단자유도 구조물의 지진 시 최대 응답은 큰 차이를 보이지 않음을 알 수 있다. 이렇게 하부 지반 조건에 따라 큰 변화가 나타나지 않는 이유는 얇은 기초-구조물로 이루어진 상부 시스템의 연직하중이 Terzaghi 식에 의해서 유도되는 얇은 기초의 최대 지지력에 비해서 현저히 작기 때문이다. 즉 느슨한 사질토 지반이라도 얇은 기초의 지지력이 높은 마찰각등으로 인해서 매우 크게 산정될 경우 하부 지반 조건은 상부 구조물의 최대 지진 하중 산정에 큰 영향을 미치지 않을 수 있다. 따라서 기초의 회전 운동을 고려하여 상부 구조물 지진 하중을 산정하고 이를 내진 설계에 반영할 경우에는 하부 지반 조건이 좋은 경우, 기초의 폭과 전체 시스템의 연직하중만을 고려해도 무방할 것으로 판단된다.



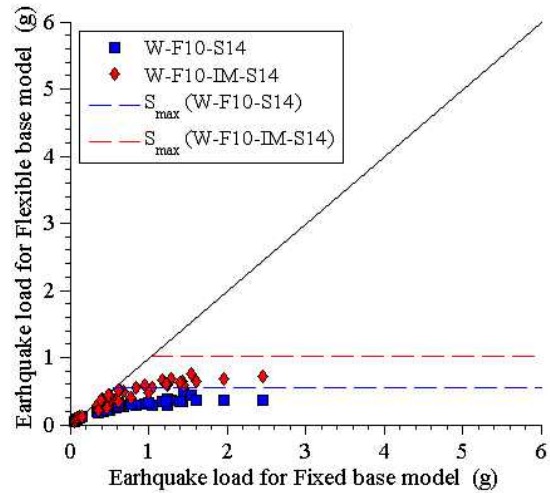
(a) SDOF 11



(b) SDOF 12



(c) SDOF 13



(d) SDOF 14

그림 126. 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답 최대값 비교 (Weathered Soil)

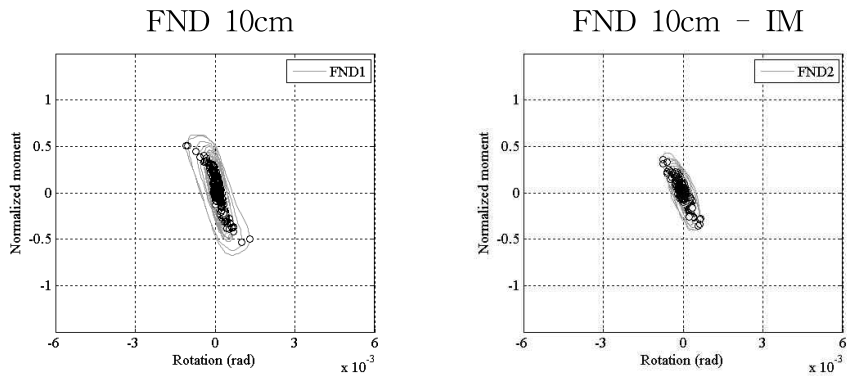
(4) 얇은 기초 회전 운동에 지진 에너지 감쇠

얇은 기초-구조물 시스템이 기초 저면에 유발하는 전도 모멘트를 기초의 최대지지 모멘트로 정규화한 정규 모멘트와 기초의 회전각 사이의 관계를 그림 127 과 그림 128 에 이력곡선의 형태로 도시하였다. 단자유도 구조물 2(SDOF11, $T=0.36s$)에 대한 원심모형실험에서 Northridge 지진을 하중 단계별로 가진 하였을 때 나타난 결과를 나타내었다.

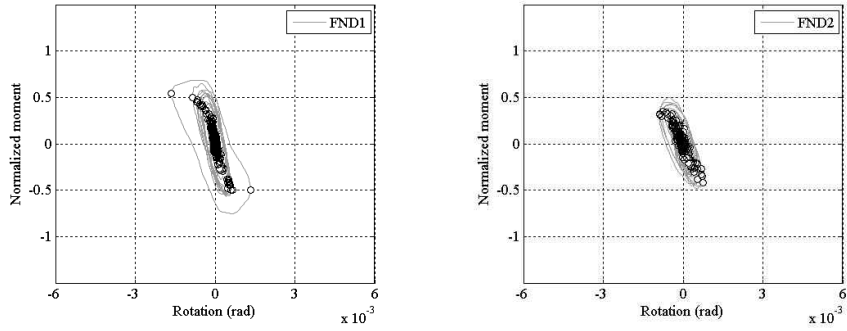
그림 128 은 느슨한 사질토 지반에 결과로 기반암 가속도 수준이 증가함에 따라서 이력곡선 내부의 면적이 넓어지고, 중심 곡선이 기울어지는 현상이 나타나고 있다. 이는 기초 폭에 따른 결과를 도시한 앞 장에서 언급한 바와 같이 기반암 가속도 증가에 따라서 기초의 회전운동이 크게 유발되고 이로 인한 시스템의 비선형 거동의 증가와 기초-지반 접촉면에서의 항복거동에 의한 지진 에너지 감쇠 현상을 보여 주고 있다.

그리고 기초의 질량이 증가 할수록 초기 기반암이 작을 때, 회전에 대한 강성이 크게 나타나며 비선형 거동과 에너지 감쇠 효과는 비교적 큰 기반암 지진 하중이 가해졌을 때 일어나게 된다. 즉, 기초의 질량이 커질수록 고정단 조건과 유사한 거동을 하는 것으로 판단할 수 있다. 또한 얇은 기초의 최대지지 모멘트가 기초 질량 변화로 급격히 커지기 때문에 기초 저면에 유발되는 전도 모멘트가 최대지지 모멘트까지 발현이 안 된 상태에서 비선형 거동과 에너지 감쇠가 발현 되는 것으로 나타났다.

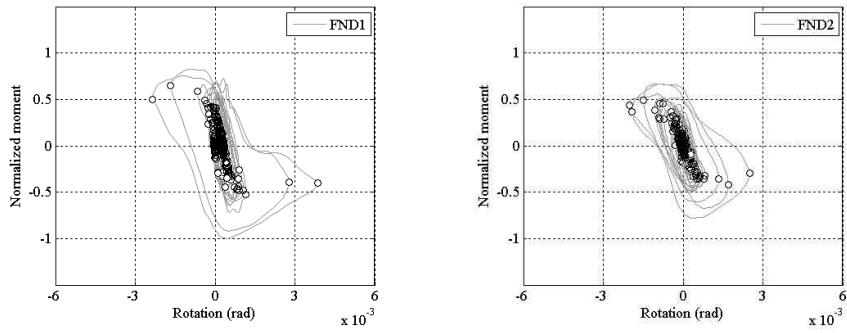
풍화토 지반에서도 느슨한 사질토 지반과 유사한 경향이 나타남을 그림 128 에서 보여 주고 있다. 즉, 풍화토 지반에서도 기반암 가속도 크기의 증가에 따른 비선형 거동과 에너지 감쇠 현상이 모두 발현되었다. 이는 앞 절에서 명시된 최대 지진 하중의 제한과 함께 회전 기초에 의한 지진 안정성 확보 및 경제적 내진 설계 개념을 풍화토 지반에서도 충분히 이용 가능할 수 있음을 보여주고 있다.



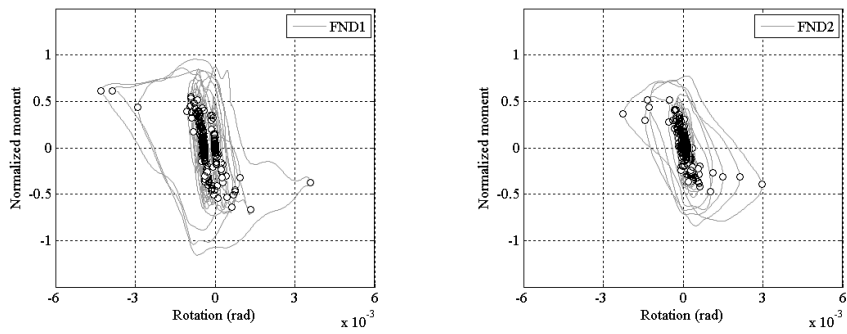
(a) 기반암 가속도 : 약 0.06g



(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g

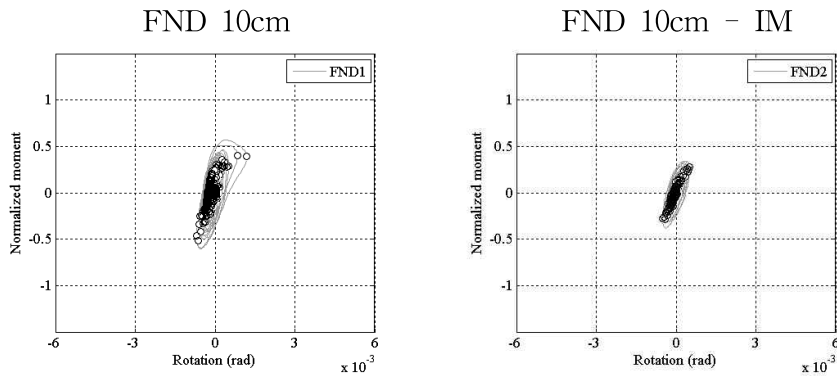


(c) 기반암 가속도 : 약 0.22g

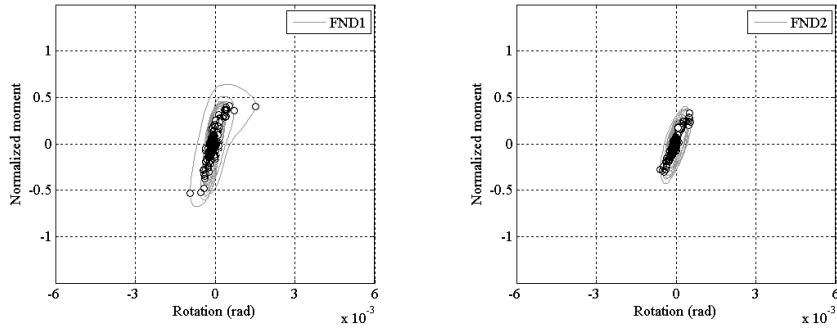


(d) 기반암 가속도 : 약 0.33g

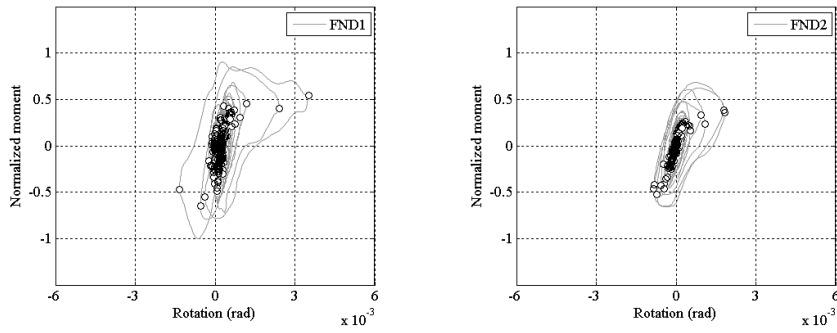
그림 127. 정규화 모멘트 기초 회전각 관계 (Loose Sand)



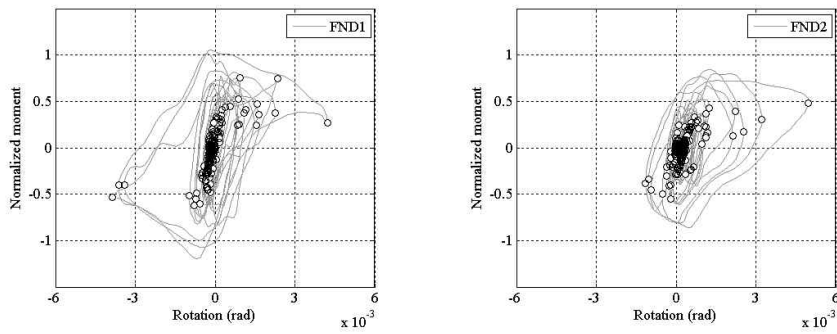
(a) 기반암 가속도 : 약 0.06g



(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g



(c) 기반암 가속도 : 약 0.22g



(d) 기반암 가속도 : 약 0.33g

그림 128. 정규화 모멘트 기초 회전각 관계 (Weathered Soil)

(5) 얇은 기초 동적 특성 변화

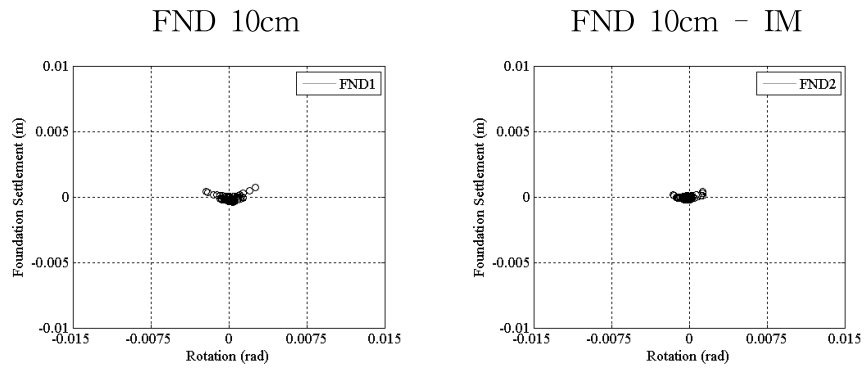
기초의 질량 변화와 하부 지반 조건에 따른 지반-얇은 기초-구조물 시스템의 지진 시 거동을 평가에는 보다 엄밀한 기초의 회전 거동을 평가하기 위하여 기초의 수직 침하를 LVDT를 활용하여 측정하였다. 그림 129 와 130 은 기초의 수직 침하와 회전각 사이의 관계를 기반암 지진 하중의 크기에 따라서 도시하였다.

기반암 가속도의 크기가 작을 경우, 기초의 수평 및 수직 거동이 거의 발생되지 않기 때문에 회전각과 침하가 거의 발생하지 않는 것을 볼 수 있다. 그리고 기반암 가속도가 증가함에 따라서 기초의 회전각이 증가하며, 이와 함께 기초의 침하량이 증가하게 된다. 이 때, 양의 방향으로 표시되는 기초의 침하는 기초가 하부 접촉 지반과 떨어져 위로 올라가는 들뜸 현상을 나타낸다. 지진 시 기초는 회전 운동을 하게 되고 회전하는 각도가 커질 경우 기초의 한쪽 면은 바닥으로 침하하지만 반대편(혹은 전체적으로)은 하부 지반과 떨어져 위로 들뜨는 현상이 발생하는 것이다. 느슨한 사질토 지반의 경우, 기반암 가속도가 커지면 기초 침하와 함께 들뜸 현상도 함께 증가하는 것을 볼 수 있다.

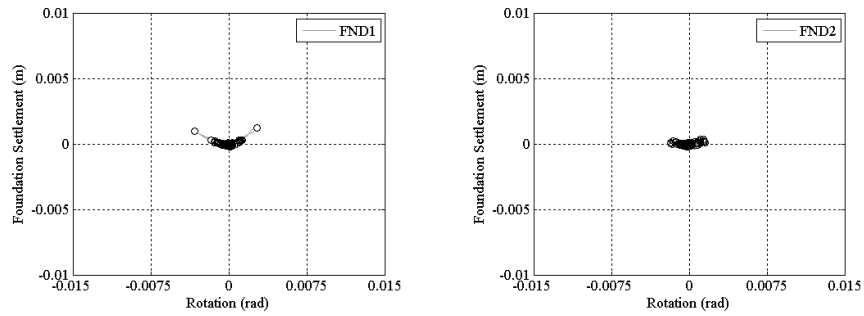
기초의 질량이 증가할수록 시스템이 연직 하중이 증가하기 때문에 가벼운 기초에 대비하여 무거운 기초에서 더욱 큰 침하가 발생하는 것을 볼 수 있다. 또한, 기초의 질량이 클수록 기초가 위로 들뜨는 양도 줄어드는 것을 느슨한 지반과 풍화토 지반 모두에서 확인이 가능하였다.

하부 지반 조건에 따른 기초 침하와 회전각 관계를 비교해보면, 최대 지진 하중 및 정규화 모멘트에서 차이를 보이지 않은 것과 달리 의미 있는 차이점을 발견할 수 있다. 느슨한 사질토 지반에서 지진 시 기초의 침하는 단단한 풍화토 지반에 비해서 많이 발생하며, 풍화토 지반에서는 기초의 침하가 거의 발생하지 않았다. 이는 단단한 풍화토 지반 위에 얇은 기초를 건설 할 경우에 기초의 들뜸 현상(또는 회전 거동)에 의해서 상부 구조물의 지진 하중 제한과 기초-지반 접촉면의 에너지 소산 거동의 활용이 가능하며, 단단한 하부지반으로 인해서 지진 시 기초의 침하 문제에서는 상대적으로 안전한 것으로 볼 수 있다.

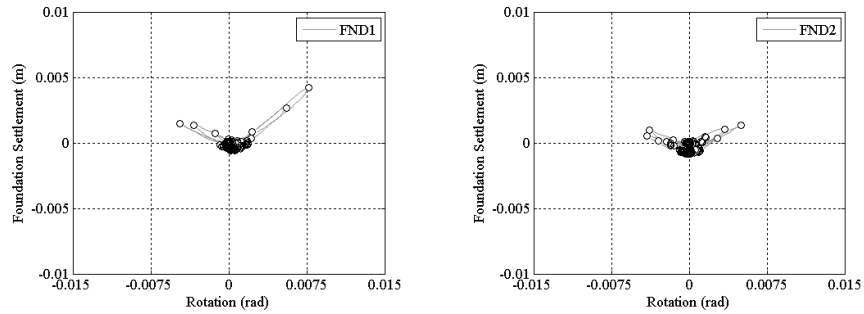
즉, 국내 풍화토와 같이 양질의 지반 조건에서 회전 기초의 개념을 도입하게 되면 보다 효과적인 내진 설계가 가능 할 수 있다. 그러나 본 연구는 한 가지 기초 형태(사각 기초)에 대한 제한적인 연구이므로 회전 기초 거동 및 기초-지반의 항복 거동에 대한 추가적인 연구 결과를 통해서 실무에 활용되어야 할 것으로 판단된다.



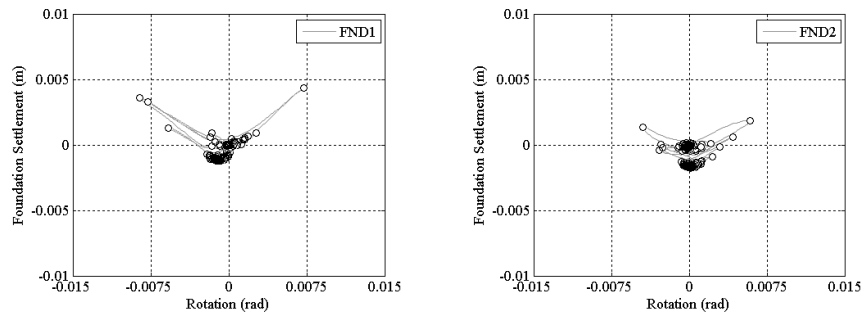
(a) 기반암 가속도 : 약 0.06g



(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g

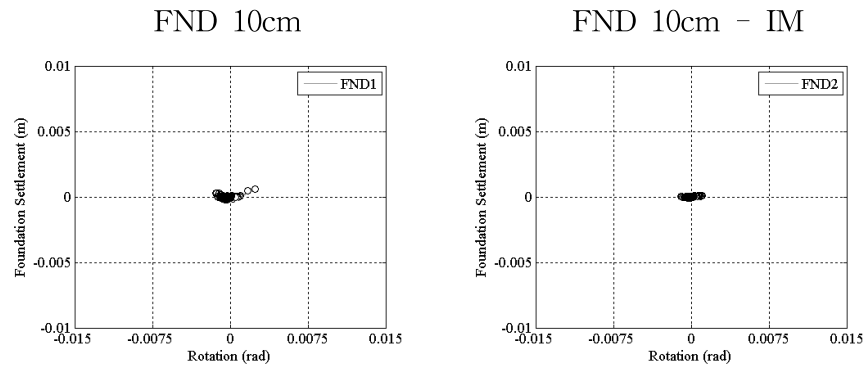


(c) 기반암 가속도 : 약 0.22g

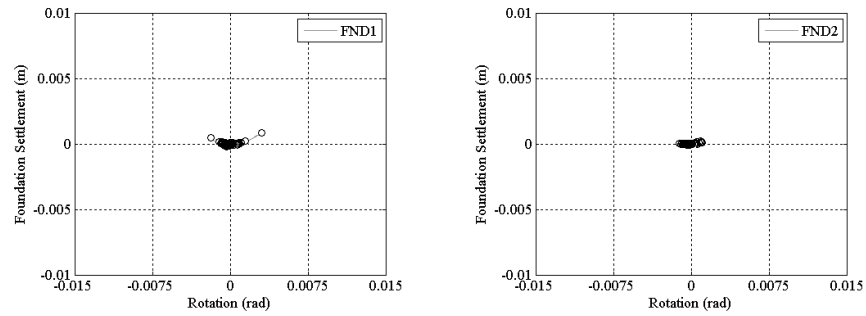


(d) 기반암 가속도 : 약 0.33g

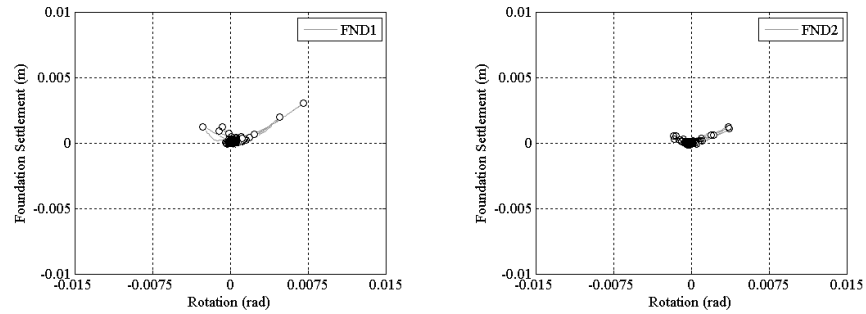
그림 129. 기초 침하 기초 회전각 관계 (Loose Sand)



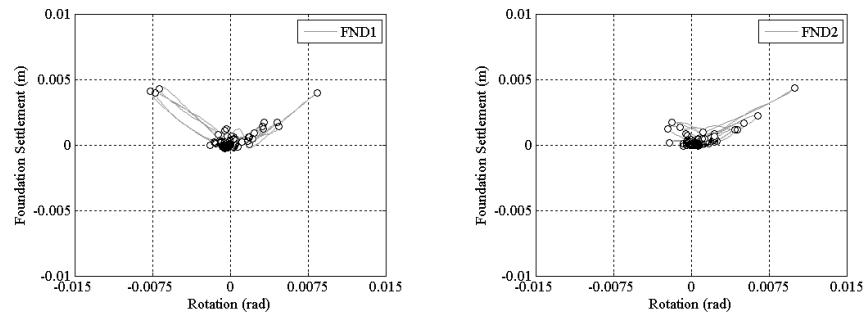
(a) 기반암 가속도 : 약 0.06g



(b) 기반암 가속도 : 약 0.10g



(c) 기반암 가속도 : 약 0.22g



(d) 기반암 가속도 : 약 0.33g

그림 130. 기초 침하 기초 회전각 관계 (Weathered Soil)

(7) 소결

“얇은 기초 시스템의 거동 특성 평가 결과 2 (기초 질량 및 지반에 따른 거동)” 연구를 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 강진 시 지진 하중을 현저히 줄여주는 기초의 회전 거동은 하부 지반 조건 및 기초 질량이 바뀌어도 발현됨
- 기초의 질량이 감소할수록 상부 구조물의 최대 지진하중이 감소하고, 기초-지반 접촉면의 에너지 소산이 활발히 유발됨
- 하부 지반에 대한 얇은 기초의 최대 지지력이 연직 하중에 비해서 매우 큰 경우, 기초의 폭과 연직 하중이 상부 구조물의 최대 지진하중 결정에 큰 영향.
- 단단한 풍화토 지반에서도 회전 운동을 포함한 지반-기초-구조물 상호작용이 발현되며, 이로 인한 지진하중 감소가 발생함. 또한 지진 시 침하는 상대적으로 작게 유발되어 양질의 지반 조건에 얇은 기초의 경제적 내진 설계 가능성 확인.

라. 말뚝 기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가 실험

(1) 실험 모델

(가) 지반 시료

본 연구에서는 그림 131 과 같은 입도 분포 곡선과 표 27 과 같은 물성을 지닌 주문진 표준사를 이용하여 실험 지반 모델을 조성하였다. 낙사기를 이용하여 상대밀도 80%의 조밀한 건조 사질토 지반을 모사하였다.

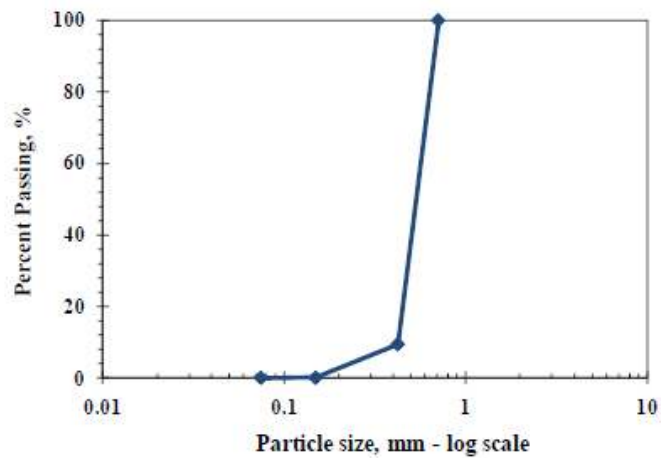


그림 131. 주문진 표준사 입도 분포 곡선

표 27. 주문진 표준사 기본 물성치

D ₁₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	Cu	Gs	γ _{d,max} (kN/m ³)	γ _{d,min} (kN/m ³)
0.37	0.60	1.77	2.64	16.6	13.3

(나) 단 말뚝 제원

단 말뚝 직경에 따른 지반-말뚝기초-구조물 상호작용을 평가하기 위하여 총 3개의 직경이 다른 단말뚝을 활용하여 동적 원심모형실험을 수행하였다. 말뚝 직경은 각 18mm, 22mm, 25mm로 두께는 0.1cm로 통일하였으며, 제작상의 편의를 위하여 알루미늄 합금을 활용하여 제작되었다. 말뚝 기초의 총 길이는 57cm 로 말뚝의 직경대비 길이는 한계 근 입비를 초과하게 설치되도록 하였다. 표 28 에 말뚝 제원을 보다 자세히 나타내었다.

표 28. 단말뚝 제원

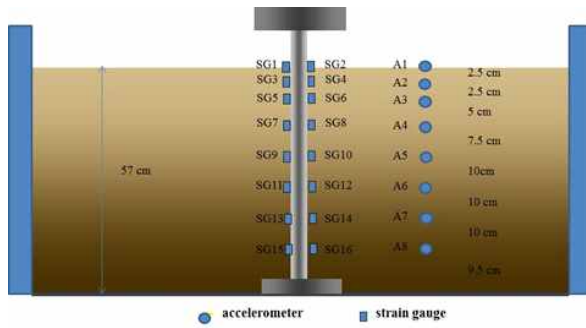
	말뚝 - Small	말뚝 - Medium	말뚝 - Large
말뚝 직경 (mm)	18	22	25
말뚝 두께 (mm)	1	1	1
휨 강성 (kg*cm ⁴)	133899	252080	376083
근입 깊이 (cm)	57	57	57

(다) 시험 모형 및 실험 조건

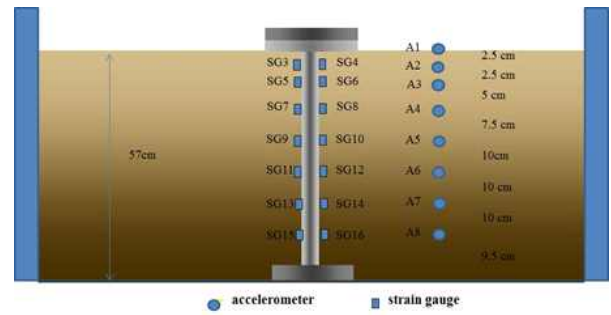
그림 132 는 본 연구에서 지반-말뚝기초-구조물 상호작용을 평가하기 위하여 수행된 원심모형실험의 단면도들이다. 지반의 운동학적 힘과 상부 질량으로부터 유발되는 운동학적 힘의 영향을 함께 평가하기 위하여 말뚝 두부 질량이 지반에 묻히는 정도를 달리하여 실험을 수행하였다.

모형 조성 순서는 다음과 같다. 선단지지 말뚝을 모사하기 위해 말뚝 선단을 토조 바닥면에 체결하여 고정시켰으며 변위와 회전에 대해 구속하였다. 그리고 상부 질량은 단말뚝과 체결하여 말뚝 두부 회전에 대하여 구속하였다. 그리고 낙사 장치를 이용하여 목표한 상대밀도에 맞추어 지반 모델을 조성하였다. 지진 시, 말뚝에 발생하는 모멘트를 알기 위하여 변형률계를 부착하였으며, 기초판과 자유장의 지진하중을 평가하기 위하여 기초판과 지반에 가속도계를 설치하였다.

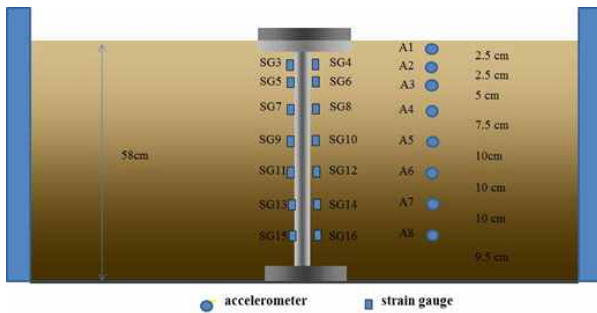
그림 132(a)는 말뚝 두부가 지반과 분리되어 있기 때문에 말뚝 상부 질량에서 유발되는 관성학적 상호작용이 지배적으로 현행 내진 설계 기준에서 말뚝 설계를 위한 스프링 강성(p-y법)을 도출하는 가정과 유사하다. 그림 132(b)는 말뚝 두부가 지표면에 접촉되어 있는 형태의 말뚝 기초 형태이다. 지반의 거동이 직접적으로 말뚝 두부에 영향을 주기 시작하는 단계를 모사하기 위하여 수행하였다. 그림 132(c)의 경우 말뚝 두부의 반은 지반에 묻혀 있고, 반은 지표면 밖으로 나와있어 지반에 의한 운동학적 힘과 상부 질량에 의한 관성력을 받도록 설계한 실험이다. 그림 132(d)는 말뚝 두부 전체가 지반에 근입되어 있는 상태로 지반의 거동에 큰 영향을 받는 말뚝 기초의 지진 시 응답을 관찰하기 위하여 실험을 수행하였다. 마지막으로 그림 132(e)는 그림 132(c)에서 지표면 밖으로 돌출된 상부 질량을 제거하여 그림 132(d) 경우와 같이 지반의 힘이 지배적으로 영향을 미치도록 설계하였다.



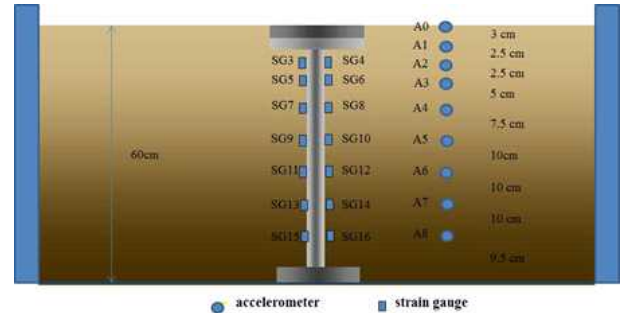
(a) 실험 1 (Floating)



(b) 실험 2 (Surface)



(c) 실험 3 (Half-Embedded/Mass)



(d) 실험 4 (Full Embedded)



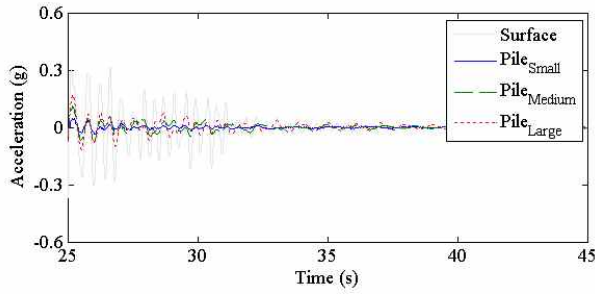
(e) 실험 5 (Half-Embedded)

그림 132. 말뚝 기초 원심모형실험 단면

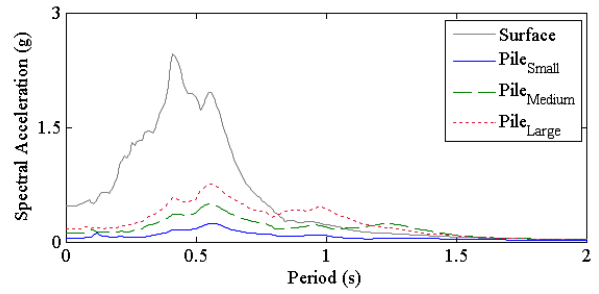
(2) 기초 및 지표면 거동 특성 (시간 이력, 응답스펙트럼)

지반-말뚝 기초-구조물 상호작용을 평가하기 위하여 자유장 지표면과 말뚝 두부 질량의 지진 시 가속도를 시간이력과 응답스펙트럼으로 함께 비교하였다. 다양한 가진 결과 중에서 대표적인 실지진파인 Ofunato 지진파와 다양한 주파수 에너지를 가지고 있는 Sweep 신호의 기반암 가속도 약 0.15g 결과들을 그래프로 도시하였다.

그림 133 은 말뚝 질량이 지반과 떨어져 있는 경우(Floating)에 대한 실험 결과이다. 시간이력 그래프를 살펴보면, Ofunato 지진파와 Sweep 지진파 경우 모두 자유장 지표면에서 가속도 신호가 가장 크게 측정 되고 있음을 알 수 있다. 응답스펙트럼 결과도 시간이력과 동일한 경향을 보여주고 있는데, 주기 약 0.5초에서 자유장 지표면 에너지가 크게 증폭하고 있다. 그러나 주기 약 0.7초 이후에서는 자유장 지표면 보다 단말뚝 기초 상부 질량에서 더 큰 스펙트럴 가속도가 나타난다. 이는 지반의 고유 주기와 단말뚝 기초 시스템의 고유 주기가 현저히 다르게 나타나 지진 시 거동에 영향을 미치는 것으로 판단할 수 있다.

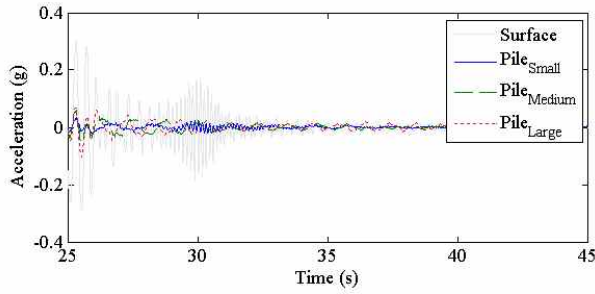


(a-1) 시간이력

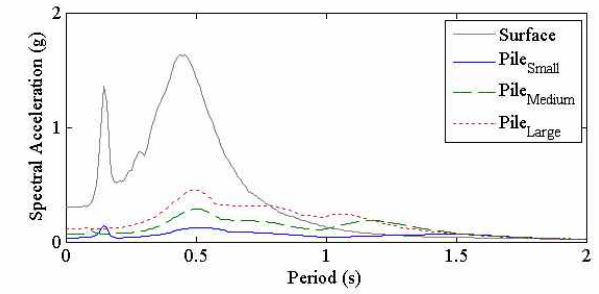


(a-2) 응답 스펙트럼

(a) Ofunato 지진파



(b-1) 시간이력

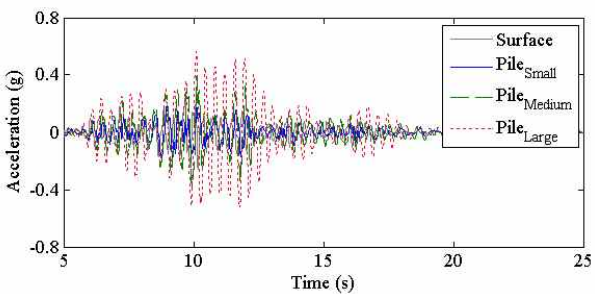


(b-2) 응답 스펙트럼

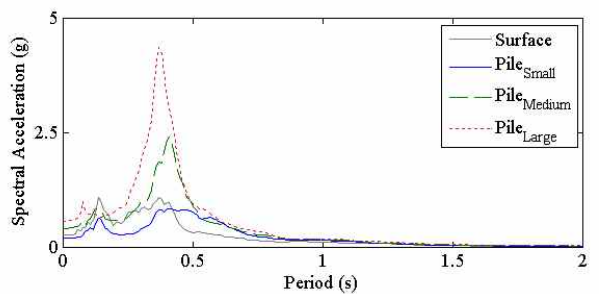
(b) Sweep 지진파

그림 133. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 거동 (Floating)

말뚝 기초 상부 질량이 지반 표면에 붙어 있는 경우(Surface)에 대한 실험 결과를 그림 134 에 나타내었다. 시간이력에서는 말뚝 질량에서의 거동이 모두 자유장 지표면보다 크게 관찰되었으며, 말뚝의 직경이 커짐에 따라서 최대 가속도가 증가함을 보였다. 응답스펙트럼 결과도 말뚝 질량이 지반과 떨어져 있는 경우와 매우 상이하게 나타났다. 주기 약 0.5초 근방에서도 말뚝 질량에서 자유장 지표면 보다 큰 스펙트럴 가속도가 나타났으며, 장주기 영역에서도 말뚝 질량에서의 거동이 더욱 크게 나타났다. 또한 최대 스펙트럴 가속도가 나타나는 주기는 말뚝 직경이 감소할수록 장주기 쪽에서 나타나, 자유장 지표면 스펙트럴 가속도가 최대가 되는 주기 약 0.5초에서 점점 멀어지는 현상을 보였다.



(a-1) 시간이력



(a-2) 응답 스펙트럼

(a) Ofunato 지진파

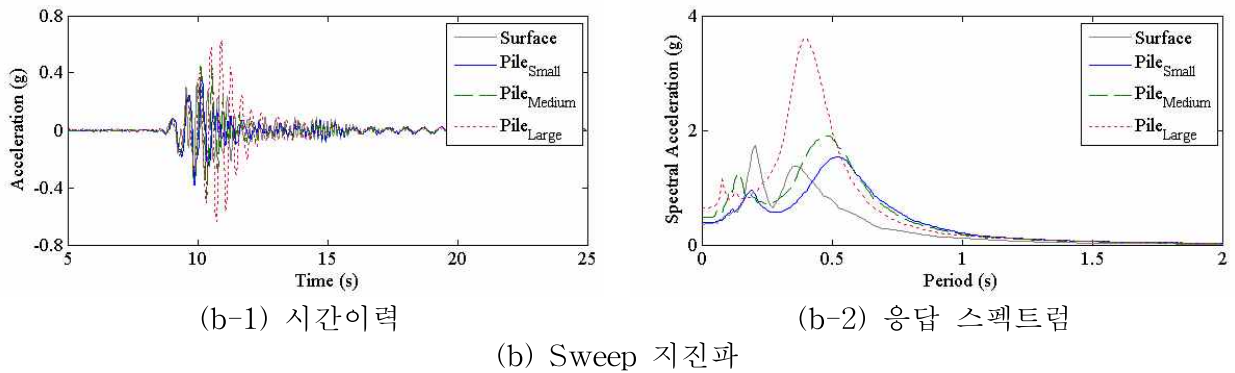
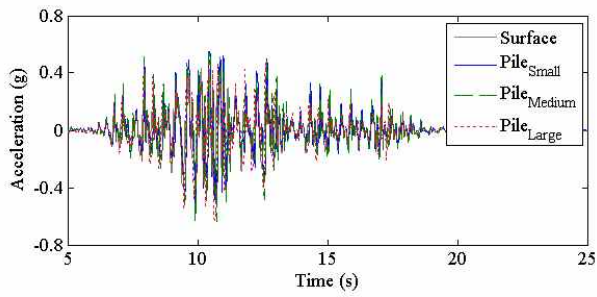


그림 134. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 거동 (Surface)

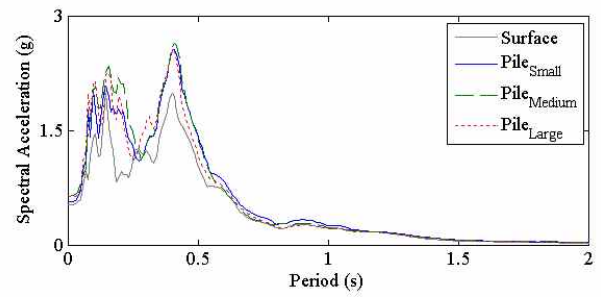
그림 135 는 말뚝 기초 상부 질량의 절반은 지반에 근입되고, 절반은 지반 위로 솟아있는 경우(Half Embedded / Mass)에 대한 가진 결과이다. 시간이력과 응답스펙트럼 결과 모두 자유장 지표면과 3개의 말뚝 기초 질량의 위상 및 크기가 유사하게 나타났으며, 자유장 지표면의 응답이 다소 작게 관찰 되었다. 하지만 단말뚝 직경의 변화에 따른 지진 시 응답의 변화는 뚜렷하게 나타나지 않았다.

단말뚝 기초 상부 질량이 모두 지반에 근입되어 있는 경우(Full Embedded)와 질량의 반을 근입 시키고 나머지 반을 제거 한 경우(Half Embedded)의 원심모형실험 결과는 각각 그림 136 과 그림 137 에 도시하였다. 두 경우 모두 말뚝 기초 상부 질량과 자유장 지표면이 거의 동일하게 거동하였다. 특히 응답스펙트럼에서 주기에 따른 스펙트럴 가속도도 대부분 일치하였다. 또한, 단말뚝 직경의 변화에 따른 응답스펙트럼 변화 경향도 뚜렷하게 확인하기 어려움이 있다.

상기 언급된 자유장 지표면과 말뚝 상부 질량들의 가속도 이력 및 응답스펙트럼 비교를 통해서 말뚝 상부 질량의 근입 조건이 말뚝 기초 시스템의 지진 시 거동에 매우 큰 영향을 미칠 수 있음을 알 수 있다.

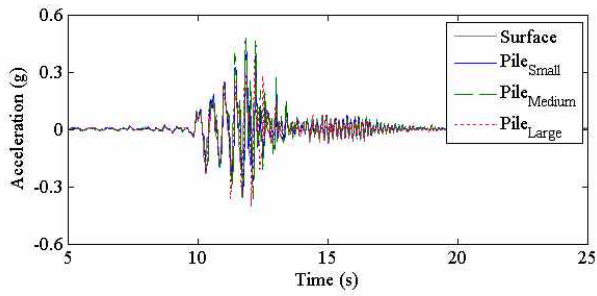


(a-1) 시간이력

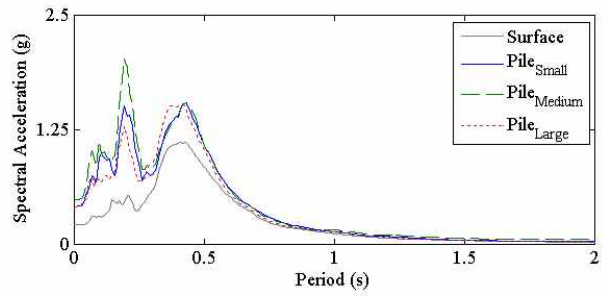


(a-2) 응답 스펙트럼

(a) Ofunato 지진파



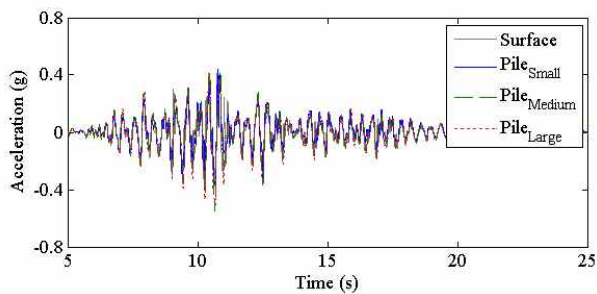
(b-1) 시간이력



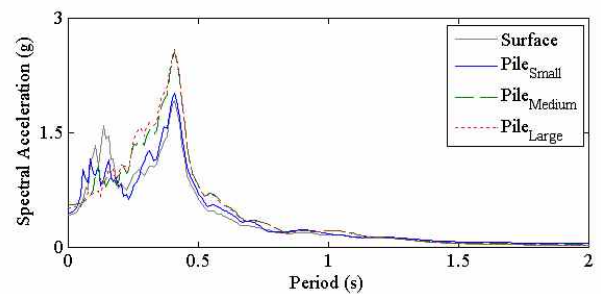
(b-2) 응답 스펙트럼

(b) Sweep 지진파

그림 135. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 거동 (Half Embedded-/ Mass)

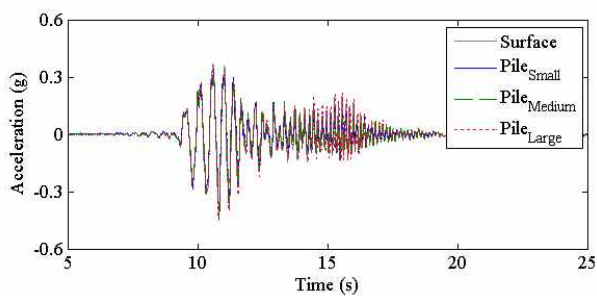


(a-1) 시간이력

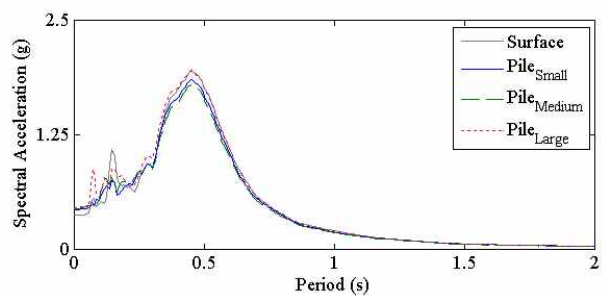


(a-2) 응답 스펙트럼

(a) Ofunato 지진파



(b-1) 시간이력



(b-2) 응답 스펙트럼

(b) Sweep 지진파

그림 136. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 거동 (Full Embedded)

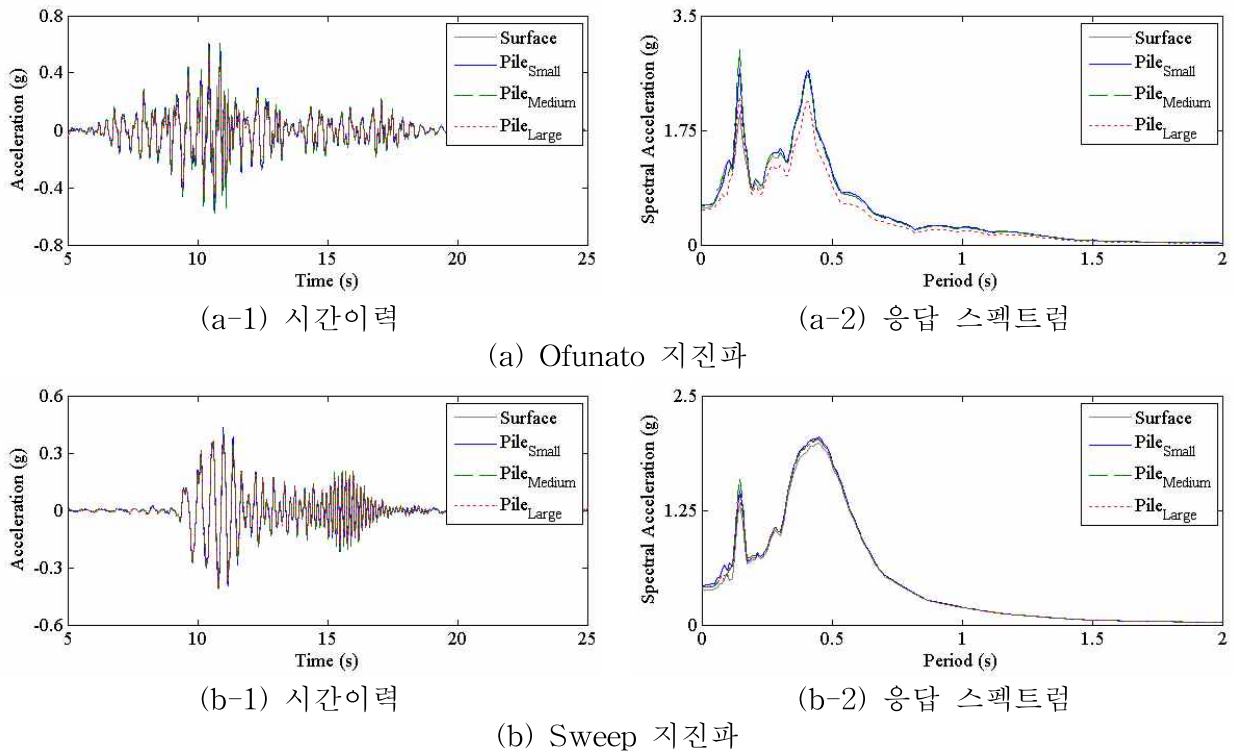
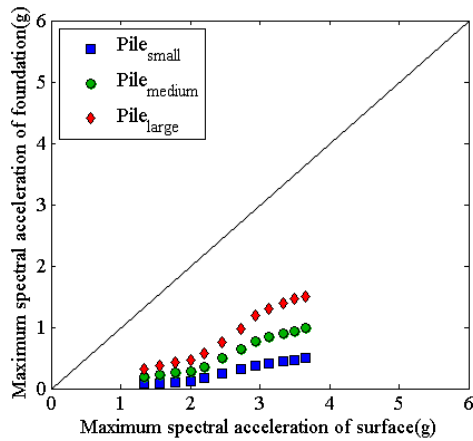


그림 137. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 거동 (Half Embedded)

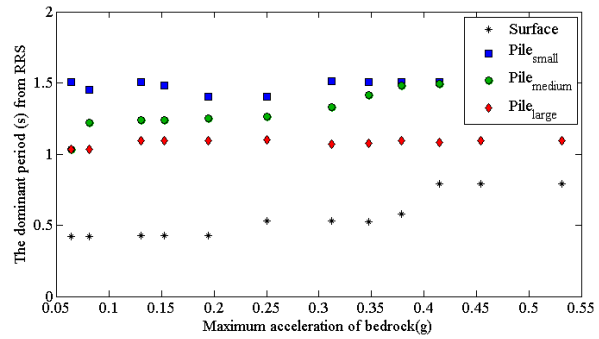
(3) 최대 지진 하중 비교

기초 상부 질량과 자유장 지표면 응답을 보다 복합적으로 평가하기 위하여 가속도 시간 이력 응답스펙트럼의 최대 값을 함께 비교하고자 하였다. 또한 지반 근입 조건에 말뚝 기초 시스템의 동적 특성 변화를 관찰하기 위하여 기반암 대비 응답 스펙트럼 증폭 비를 계산하여 최대 값이 나타나는 주기를 시스템의 고유주기로 산정하여 함께 비교하였다. 앞 절과 같이 Ofunato 와 Sweep 지진파를 단계별로 가진하였을 때 결과를 대표적으로 평가하였다.

그림 138 은 Floating 경우에 대한 응답스펙트럼 최대값과 고유주기를 나타낸 결과이다. 자유장 지표면의 응답스펙트럼 최대값에 비해서 말뚝 기초 상부 질량의 최대 값이 현저히 작게 관찰 되었다. 이는 말뚝 기초의 상부 질량이 지반과 동떨어져 있기 때문에 지반의 운동학적 힘이 말뚝 시스템의 거동에 큰 영향을 미치지 않고, 말뚝 자체 시스템의 동적 특성에 기반하여 말뚝 상부 질량의 거동이 결정된다고 볼 수 있다. 오른쪽 열의 시스템 고유주기를 살펴보면 대략 0.5초 근처에서 나타나는 지반의 고유주기에 비해서 말뚝 시스템의 고유주기가 매우 장주기에 분포하고 있다. 즉, 말뚝과 지반이 다른 모드의 거동을 하고 있는 것이다. 그러나 말뚝 직경에 따른 지진 하중 경향을 살펴보면 말뚝의 직경이 클수록 지진 하중이 크게 발현되고 있다. 그 이유는 가장 직경이 큰 말뚝 시스템의 고유주기가 지반의 고유주기와 유사하기 때문에 지반 증폭 현상의 영향을 가장 크게 받기 때문으로 판단된다.

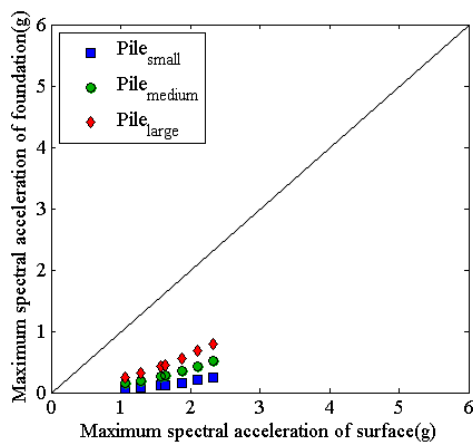


(a-1) 최대 지진하중

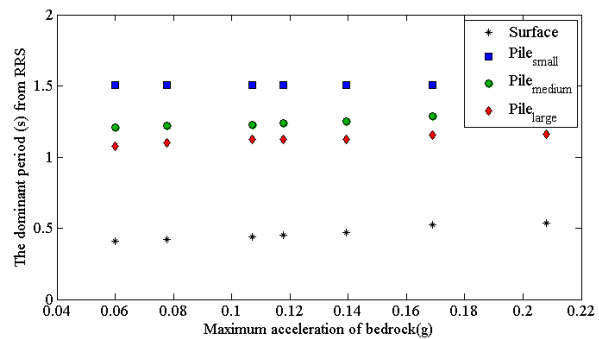


(a-2) 고유주기

(a) Ofunato 지진파



(b-1) 최대 지진하중

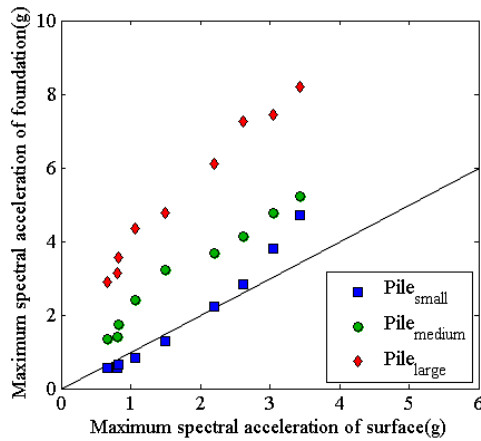


(b-2) 기반암 대비 응답 스펙트럼비

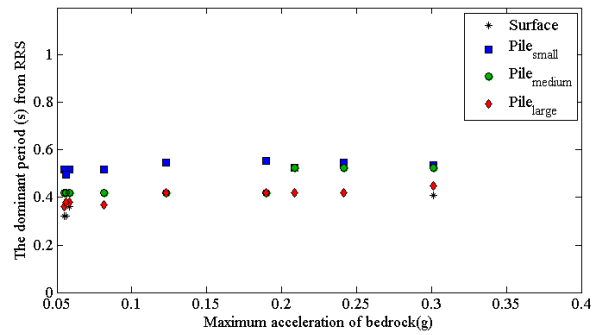
(b) Sweep 지진파

그림 138. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 최대 응답 및
기반암 대비 응답스펙트럼 비(Floating)

그림 139 는 Surface 경우에 대한 응답스펙트럼 최대값과 고유주기를 나타낸 결과이다. 우선 시스템 고유주기 결과를 보게 되면 말뚝 시스템의 고유주기가 Floating의 경우와 달리 지반의 고유주기 쪽으로 크게 가까워진 것을 볼 수 있다. 이를 통해서 말뚝 질량이 지표면에만 설치되어도 지반이 말뚝을 미치는 운동학적 상호작용의 영향을 많이 받게 된다는 것을 알 수 있다. 지반이 말뚝 상부 질량을 밀게 되면 기본적으로 상부 질량은 지반의 거동과 유사하게 나타나야 한다. 그러나 그림 139 의 좌측 열과 같이 말뚝 질량에서 지진하중이 더욱 크게 발현되는 이유는 지반의 움직임에 의한 운동학적 거동에 말뚝 상부 질량에 의한 관성학적 거동이 더해져서 나타나는 것으로 판단된다. 특히 말뚝 직경이 큰 경우에는 지반의 고유주기와 유사한 시스템 고유 주기를 가지므로 상부 질량에서 더 큰 거동이 유발 되었다.

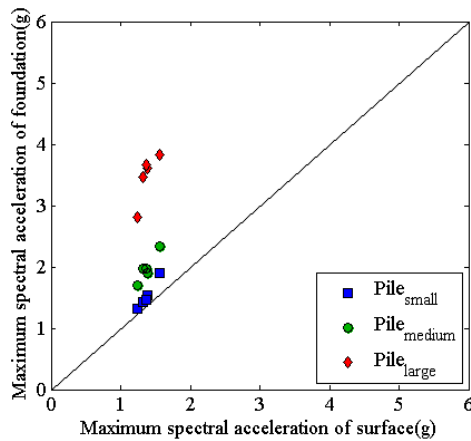


(a-1) 최대 지진하중

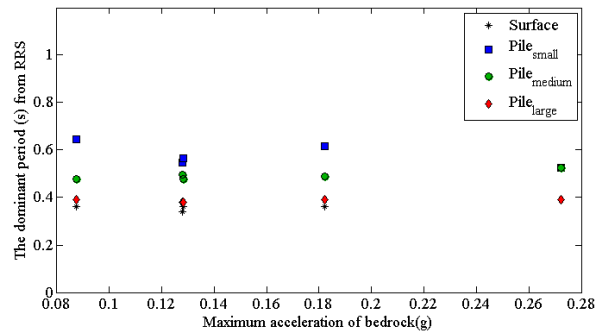


(a-2) 고유주기

(a) Ofunato 지진파



(b-1) 최대 지진하중



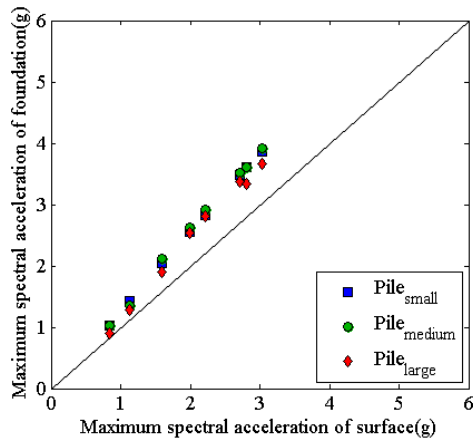
(b-2) 고유주기

(b) Sweep 지진파

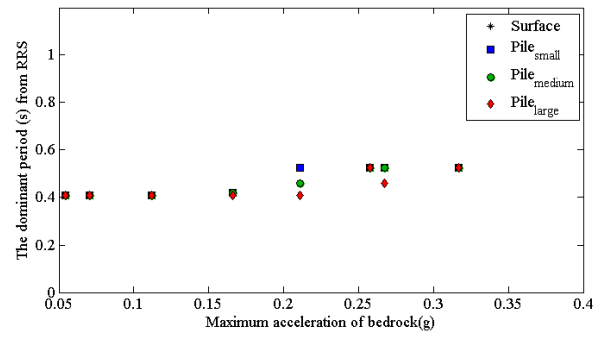
그림 139. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 최대 응답 및
기반암 대비 응답스펙트럼 비(Surface)

말뚝 상부 질량이 반만 묻혀 있는 Half Embedded / Mass의 경우도 Surface와 같은 해석의 적용이 가능하다(그림 140). 시스템의 고유주기는 말뚝 두부 질량의 묻힘 정도가 더 커졌기 때문에 지반의 고유주기와 더욱더 유사해졌다. 그리고 말뚝 상부 질량의 지진 시 최대 응답 또한 Surface의 경우보다 1:1 선에 가까워져 자유장 지표면 운동과 유사한 경향으로 움직이는 것을 알 수 있다. 또한, 상대적으로 말뚝 직경에 의한 동적 거동 차이는 크게 나타나지 않았다. 그러나 모든 말뚝 기초 상부 질량은 여전히 자유장 지표면 운동보다 조금 더 큰 최대 스펙트럴 가속도 값을 보여주고 있다. 이는 말뚝 상부 질량이 지반과 닿아 있을 경우 운동학적 힘을 바탕으로 지반위로 노출된 구조물의 관성학적 힘이 더해져 말뚝 기초 상부의 동적 거동이 증가할 수 있음을 재차 보여주고 있다.

그림 141 과 그림 142은 말뚝 기초의 상부 질량이 모두 지반에 근입되어 있는 경우(Full Embedded, Half Embedded)에 대한 결과 그래프이다. 말뚝 상부 질량의 스펙트럴 가속도의 최대값과 시스템 고유주기 모두 자유장 지표면과 대부분 동일하게 나타났다. 만약 말뚝 상부 질량이 완전히 지반에 근입될 경우에는 현행 내진 설계 기준과 같이 자유장 운동을 바탕으로 한 내진 설계도 합리적인 결과를 도출 할 수 있을 것으로 판단된다.

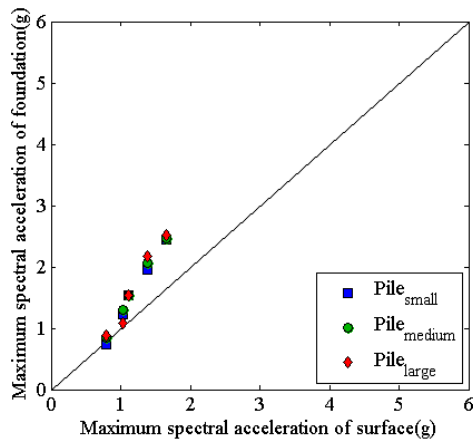


(a-1) 최대 지진하중

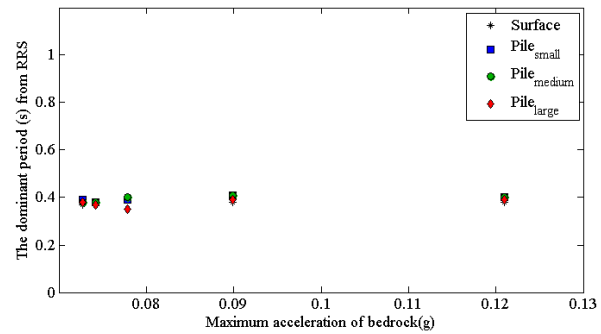


(a-2) 고유주기

(a) Ofunato 지진파



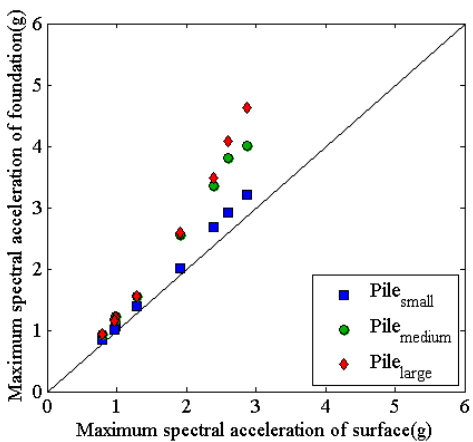
(b-1) 최대 지진하중



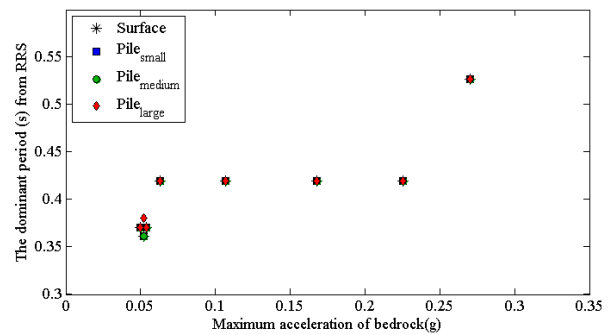
(b-2) 고유주기

(b) Sweep 지진파

그림 140. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 최대 응답 및
기반암 대비 응답스펙트럼 비(Half Embedded-/ Mass)

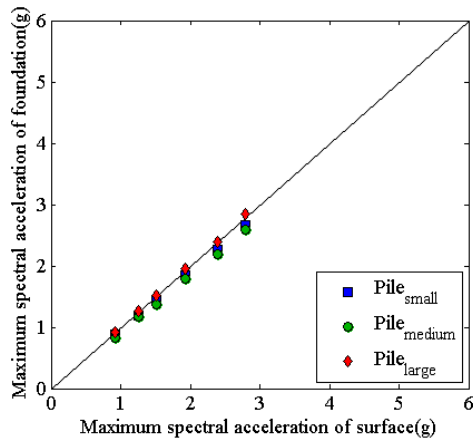


(a-1) 최대 지진하중

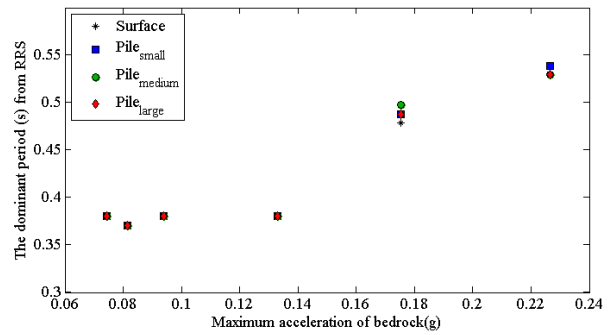


(a-2) 고유주기

(a) Ofunato 지진파



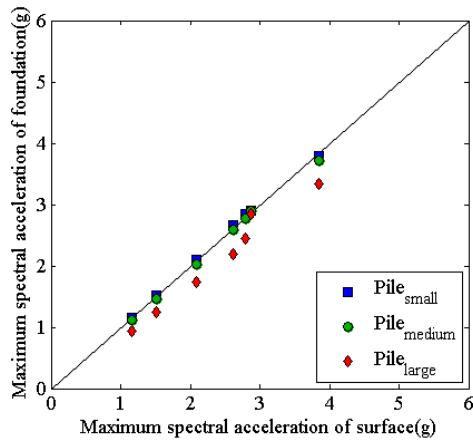
(b-1) 최대 지진하중



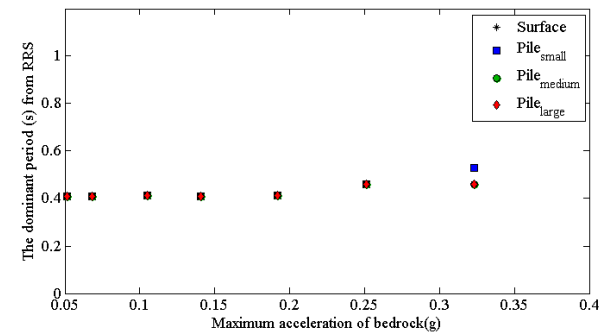
(b-2) 고유주기

(b) Sweep 지진파

그림 141. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 최대 응답 및
기반암 대비 응답스펙트럼 비(Full Embedded)

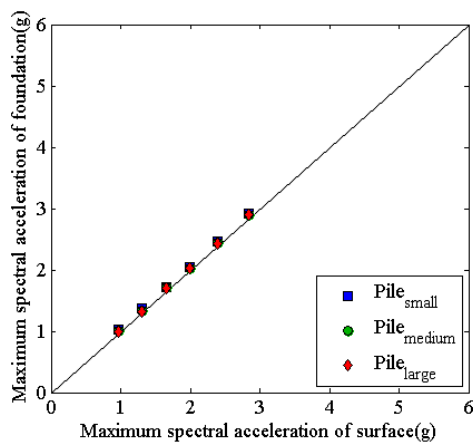


(a-1) 최대 지진하중

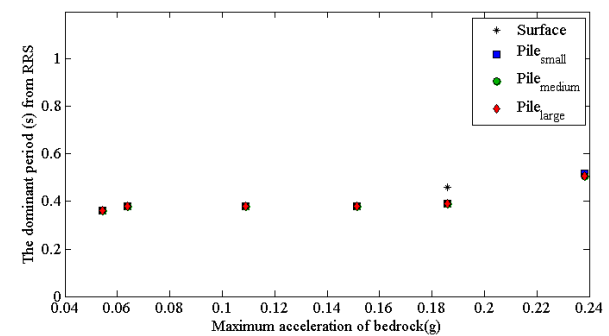


(a-2) 고유주기

(a) Ofunato 지진파



(b-1) 최대 지진하중



(b-2) 고유주기

(b) Sweep 지진파

그림 142. 단말뚝 기초 두부 및 자유장 지표면 최대 응답 및
기반암 대비 응답스펙트럼 비(Half Embedded)

(7) 소결

“말뚝 기초 시스템의 지진 시 거동 특성 평가 실험”을 수행한 결과 얻어진 결론은 다음과 같다.

- 지반-말뚝 기초-구조물 시스템에 대한 동적 원심모형실험을 수행.
- 말뚝 기초 시스템의 지진 시 거동은 말뚝 두부 질량의 지반 근입 조건에 큰 영향을 받음
- 말뚝 상부 질량이 지반과 완전히 분리되어 있을 경우에는 지반과 말뚝 시스템이 별개의 거동을 보이며, 말뚝 시스템 고유주기에 따라 지진 하중이 변화함
- 말뚝 상부 질량이 지반과 접촉하게 되면 지반이 말뚝을 미는 운동학적 힘에 지배적인 영향을 받게됨. 또한 묻혀있는 말뚝 두부 위에 상부 질량이 존재할 경우 추가적인 관성력에 의해서 지진하중이 증가할 우려가 있음
- 말뚝 상부 질량이 완전히 지반에 근입될 경우, 말뚝 시스템의 동적 거동 특성은 지반과 동일하게 움직임. 현행 내진 설계 기준과 같이 자유장 운동을 기반으로 한 설계가 가능할 것으로 판단됨.
- 말뚝 시스템의 정확한 내진 설계에서 지반이 말뚝을 미는 운동학적 힘에 대한 영향을 면밀히 고려할 필요가 있음.

마. 지반-기초 시스템 내진설계 기준 선진화를 위한 제안

(1) 얇은기초의 회전 거동

- 얇은기초의 회전 거동을 포함한 지반-얇은기초-구조물 상호작용이 고려된 **유연한 기초 운동은 현행 내진 설계 기준에서 이용하는 고정단 기초 운동에 비해서 지진 하중을 줄여주는 효과가 있음.**
- 얇은기초 위 상부 단자유도 구조물의 **최대 지진하중은 얇은 기초가 지지할 수 있는 최대지지 모멘트와 상부 시스템의 전도 모멘트 관계에 의해서 결정되며**, 얇은 기초의 폭과 질량이 작아질수록, 지진하중 저감효과는 증가.
- 단단한 강성을 지니는 풍화토 지반에서도 얇은 기초의 회전 및 들뜸 현상에 의한 에너지 소산과 지진 하중 제한 효과가 나타나며, 기초의 침하는 상대적으로 작게 발생함. **양질의 지반 조건을 가지고 있는 지반 현장에서 얇은 기초의 회전 거동 활용 가능성 확인.**

(2) 얇은기초의 동적 시스템 변화

- 기반암 지진 하중의 크기가 작을 때는 기초의 회전 거동보다 얇은기초-구조물 시스템의 동적 특성 변화에 의하여 상부 구조물의 지진 하중이 변화.
- 지반-얇은기초-구조물 시스템은 **등가 고유주기와 감쇠비**를 가지는 고정단 기초 모델로 치환이 가능하며, 이때 **등가 고유주기와 감쇠비는 상호작용 현상에 의해서 증가.**
- 고정단 기초 응답과 유연한 기초 응답의 주파수 영역 신호를 비교한 결과, **유연한 기초 응답의 탁월 주기가 고정단 기초 응답의 탁월 주기에 비해서 길어지는 현**

상 확인(Period Lengthening).

- 얇은 기초의 폭이 감소할수록 지반-얇은기초-구조물 시스템의 고유주기 증가폭은 더욱 크게 나타남. 이러한 지반-얇은 기초-구조물 상호작용 현상은 국외 내진 설계 기준(ASCE 7-10, Eurocode8)에서 제안하는 상부 구조물의 등가 수평 응답 결정 절차와 동일하며, 국내 내진 설계에도 도입할 필요성 확인

(3) 지반-말뚝기초-구조물 상호작용 반영

- 지반-말뚝 기초-구조물 상호작용은 말뚝 상부 질량이 지반에 근입되어 있는 정도에 따라서 상이하게 나타나며, 이로 인한 말뚝 기초 상부의 응답스펙트럼도 큰 영향을 받는 것을 확인
- 말뚝 상부 질량이 지반과 동떨어진 경우(Floating)에는 지반의 거동과 말뚝의 거동은 상이하게 나타남. 이에 반해 지반과 말뚝 상부 질량이 지표면에서의 접촉면만 가지게 되어도 하부 지반의 운동학적 힘이 말뚝 거동에 지배적 영향을 미침.
- 말뚝 상부 질량이 지반 내에 완전히 근입된 경우에는 지반의 운동학적 힘에 의해서 말뚝 기초의 거동이 결정되며, 말뚝 시스템과 지반의 고유 주기도 일치하게 나타남.
- 현행 내진 설계 기준에서는 지반의 운동학적 힘에 대해서 자세히 언급하지 않고 있으나, 본 연구 결과 지반 내에 말뚝 기초 상부가 근입된 경우의 동적 거동 평가 시 지반이 말뚝을 미는 운동학적 힘을 면밀히 반영할 필요가 있음을 확인.

3. 동적원심모형 시험결과를 이용한 동적 수치해석 기법의 적용방안 연구 (Part 3)

동적원심모형 시험결과를 이용한 동적 수치해석 기법의 적용방안 연구 흐름은 그림 143 과 같다.



그림 143. 동적 수치해석 기법의 적용방안 연구 흐름

가. 연구 배경

(1) 수치해석 연구 및 검증의 필요성

지반면위에 위치하는 구조물의 지진시 응답은 구조물의 지반, 그리고 지반과 구조물의 경계면에서 발생하는 동적거동특성으로 결과가 달라짐에 따라 세가지 재료의 동적 응답을 동시에 고려할 수 있는 동적 원심모형시험기법 또는 비선형 수치해석을 통하여 규명하여야 한다. 그러나, 동적원심모형시험의 경우 시험으로 재현 가능한 구조물의 크기 및 지층의 깊이가 한계가 있으며, 결과 분석을 위한 계측자료의 획득에 있어서도 일정부분 제한사항이 뒤따르게 된다. 반면, 수치해석의 경우 해석모델의 크기를 선정함에 있어서 비교적 자유로운 반면 해석기법 및 재료의 동적 구성모델에 따른 사용조건 및 제한사항을 명확히 숙지하여 사용하여야만 정확한 결과를 도출할 수 있다.

따라서, 수치해석프로그램을 이용한 구조물-지반의 동적거동해석을 위해서는 해석결과에 대한 검증이 반드시 필요하게 된다.

본 연구에서는 2 ~ 3차 년도 연구기간 중 위탁연구를 통하여 동적 비선형 수치해석 프로그램을 선정하고, 동적원심모형 실험결과를 활용한 검증을 실시하였으며, 검증된 프로그램을 이용하여 대상구조물(얕은 기초, 역 T 형 옹벽)의 지진시 거동특성을 분석하였다. 연차별 수행된 구체적인 과업내용은 다음과 같다.

1) 2차년도

- 수치해석 프로그램의 선정
- 현업에서 사용가능한 동적 비선형 수치해석 프로그램의 선정
- 요구조건 :
 - (i) 지반과 상부구조물의 동시 비선형 해석 가능
 - (ii) 입력지진 경계조건 선정 가능여부
 - (iii) 비정상(Transient) 동적하중에 대한 해석 안정성 확보
 - ※ 양해법(Explicit)을 이용한 시간영역 수치적분 가능
 - (iv) 국내 실무설계에 적합한 해석 프로그램
- Itasca사의 FLAC3D선정, 과업 수행
 - 수치해석 프로그램의 검증
- 원심모형 시험 결과 적용을 위한 입력지진 경계조건 선정
- 단자유도 얕은기초 구조물에 대한 검증 시행

2) 3차년도

- 수치해석 프로그램의 검증
- 역 T 형 옹벽(강성/연성)
 - 기초강성/지반조건에 따른 영향인자 분석
- 지진시 얕은기초 구조물의 지지력 평가
- 지진시 얕은기초 구조물의 침하발생 메커니즘 평가
- 지진시 옹벽 구조물의 동토압 발생 메커니즘 평가
- 지진시 옹벽 구조물의 활동(Sliding)에 따른 동토압 변화정도 파악

(2) 해석 프로그램 소개

2차 년도 위탁연구 결과로 선정된 수치해석 프로그램은 Itasca사의 FLAC3D이다. 본

프로그램은 미국의 Itasca사에서 개발한 프로그램으로 1986년 2차원 평면 변형을 해석 프로그램인 FLAC(fast lagrangian analysis code)가 공개되었다. 본 프로그램은 초기치/경계치 문제로 표현되는 연속체의 응력-변형을 평형에 대한 편미분 방정식을 유한 차분법을 적용하여 해결하도록 구성되어 있다.

따라서, 사각형 유한차분망이 hour glass형상으로 변형되는 zero energy mode 문제를 Marti와 Cundall이 제안한 mixed discretization scheme의 삼각형 sub 차분망을 이용하여 문제를 풀이한다(Marti와 Cundall, 1982).

정적인 문제 또한 기본적으로 unbalanced force의 수렴기법 이용하여 동적조건하에서 해석함에 따라, 양해법(Explicit method)에 의한 시간영역 적분을 실시한다. 따라서 동적 문제에 대한 재료/기하학적 비선형 해석이 가능하다.

단점으로는 양해법(Explicit method)에 의한 시간영역 적분시 필연적인 계산시간의 증가가 발생한다. 그러나, 최근 및 향후 예상되는 컴퓨터 성능의 비약적인 발전으로 판단시, 과도한 계산시간 소요의 문제는 실무 해석에 있어서 큰 문제로 작용하지는 않을 것으로 판단된다. 특히, 지난 10여 년간 현업에서 국내 건설프로젝트의 정적 설계 및 검증에 위하여 널리 사용된 바 있으며, 현재 외국의 성능기반 내진설계 연구에 있어서 가장 폭넓게 사용되는 프로그램 중 하나이다.

나. 지반-얕은 기초-구조물 상호작용의 수치해석

(1) 동적원심모형 시험 결과를 이용한 수치해석의 검증

지진시 지반면위에 위치한 구조물은 구조물의 고유주기에 의하여 응답특성이 변화하게 된다. 따라서, 내진설계에 적용되는 설계응답스펙트럼은 구조물 고유의 동적특성인 구조물의 주기와 감쇠비를 고려하도록 구성되어 있다. 이러한 설계응답스펙트럼을 이용하여 구조물의 내진설계를 실시할 경우 우선, 설계대상 구조물의 공진주파수를 파악하여야 한다. 이때, 일반적으로 지표면에 위치한 구조물은 하부 지반과의 경계조건에 의하여 공진주파수의 변화가 발생하게 되므로 하부 지반을 연직 및 수평자유도를 가지는 선형스프링과 회전 자유도를 가지는 rocking스프링으로 모델링한 주파수영역 선형해석으로부터 구조물의 공진주파수를 결정하여 지진시 발생하는 관성력을 결정하는 것이 일반적인 방법이다(건설도서, 1999). 그러나, 위와 같은 해석기법은 다음과 같은 오류가능성을 내포하고 있다.

우선, 여러 설계기준에서 제공되고 있는 설계응답스펙트럼은 기초면이 고정단인 단자유도 구조물의 지진시 응답을 표현하게 되므로 지반의 비선형동적거동특성으로 인하여 하부지반 경계조건의 변화가 발생하는 구조물의 지진시 주기연장(period lengthening)을 정확하게 반영하고 있다고 보기 어려우며, 구조물과 지반사이의 경계면에서 발생하는 마찰 활동, 전도와 같은 복잡한 동적거동 및 구조물과 지반거동의 위상차이로 인한 구조물 응답의 상쇄 또는 증폭효과를 현실성 있게 도출하지 못하게 된다. 마지막으로, 지표면까지 도달된 지진파(자유장 응답 스펙트럼)가 구조물 기초면으로 전달시 파동의 반사, 굴절 등으로 인하여 변화되는 현상을 고려하지 못하는 단점이 있다(Kim & Stewart, 2003).

따라서, 상기 문제를 규명하기 위해서 동적 원심모형시험기법을 이용한 연구가 시행되었다. 이세현 등(2010)은 7개의 서로다른 공진주파수를 가지는 1자유도 얕은기초 구조물에 대해서 동적원심모형을 통하여 지진응답특성을 계측하였으며(Lee et al, 2010), 실험

결과를 바탕으로 김동관 등(2010)은 경계요소를 가지지 않는 OpenSees 프로그램을 이용하여 수치적으로 실험을 재현하였다(Kim et al, 2010). 이와 유사한 연구로 Rayhani와 Naggar(2008)는 얇은기초 육면체 구조물에 대해서 동적원심모형시험과 FLAC-3D를 이용하여 거동특성을 분석한바 있다. Rayhani와 Naggar는 수치해석시 지반의 비선형성 뿐만아니라 구조물-지반사이의 경계요소 사용에 따른 거동특성의 차이로 구조물의 응답이 크게 변화함을 제시하였다(Rayhani and Naggar, 2008).

이와 같이 지반면위에 위치하는 구조물의 지진시 응답은 구조물의 지반, 그리고 지반과 구조물의 경계면에서 발생하는 동적거동특성으로 결과가 달라짐에 따라 세 가지 재료의 동적 응답을 동시에 고려할 수 있는 동적 원심모형시험기법 또는 비선형 수치해석을 통하여 규명하여야 한다. 그러나 동적원심모형시험의 경우 시험으로 재현 가능한 구조물의 크기 및 지층의 깊이가 한계가 있으며, 결과 분석을 위한 계측자료의 획득에 있어서도 일정부분 제한사항이 뒤따르게 된다. 수치해석의 경우 해석모델의 크기를 선정함에 있어서 비교적 자유로운 반면 해석기법 및 재료의 동적 구성모델에 따른 사용조건 및 제한사항을 명확히 숙지하여 사용하여야만 정확한 결과를 도출할 수 있다. 따라서, 수치해석프로그램을 이용한 구조물-지반의 동적거동해석을 위해서는 해석결과에 대한 검증이 반드시 필요하게 된다.

① 검증 절차

본 연구에서는 2차 년도 위탁연구 과제를 통하여 지반-얇은기초-구조물 상호작용에 대한 수치해석 검증작업을 실시하였다. 검증결과 해석대상의 기하학적 제원과 통상적인 실험방법으로 획득 가능한 지반 및 구조물의 재료특성을 이용한 수치해석 모델링 만으로도 충분히 원심모형 실험결과와 매우 유사한 결과를 얻을 수 있음을 알 수 있었으며, 본 과업의 결과로 요구되는 구조물 상단 최대 가속도 오차범위 15%내의 결과를 도출하였다.

2차년도 연구기간 중 실시한 검증절차를 요약하면 다음과 같다.

(i) 검증 대상 실험의 선정

- 지반/구조물 제원 변화 : 원심가속도 20gc, 40gc
- 구조물 동적특성 변화 : 총 7개의 구조물 공진주파수 변화

(ii) 수치해석 입력 변수 결정

- 구조물 재료특성 : 문헌자료 및 실험결과 이용
 - ※ 금속 재료특성 : 문헌자료(탄성계수, 질량 등)
 - ※ 구조물 동적특성 : 1g 실험(구조시스템 재료 감쇠비)
- 지반 재료특성 : 실험결과 이용
 - ※ 공진주/비틀전단시험, 벤더엘레먼트 실험, 토성실험(단위중량, 비중 등)

(iii) 입력지진 형태 및 경계조건 선정

- 입력지진특성 : 단층형태, 규모에 따른 주파수 특성 반영
 - ※ Northridge/Kobe형 지진
- 경계조건 : 입력지진과 계측형태에 따른 입력지진 경계조건 선정
 - ※ 기반암 경계조건 : 반무한 탄성경계(Compliant Base)
 - ※ 입력지진 형태 : 기반암 입사파(암반노두/2)

(iv) 검증 기준선정

- 검증 대상 : 가속도 시간이력, 주파수대역 특성

· 검증 위치 : 지표면 자유장, 단자유도 얽은기초 구조물 최상단

② 검증 결과

본 연구에서는 2차년도 위탁연구 과제를 통하여 상기 절차를 반영한 수치해석 검증작업을 완료하였다. 대표적인 검증결과는 다음과 같다.

(i) 입력지진과 계층형태에 따른 입력지진 경계조건 선정

먼저, 수치해석에 필요한 입력지진 계층 및 경계조건 선정에 대한 검증 결과이다. 시간영역 양해법을 사용한 지진시 지반의 동적 수치해석을 수행함에 있어서, 입력지진이 작용하는 기반암의 경우 반무한 탄성경계조건(Elastic, Compliant Base) 및 고정단 경계조건(Rigid Base)의 두 가지 경계조건이 사용 가능하다. 두 경계조건의 차이점을 요약하면 표 29 와 같다. 고정단 경계조건을 사용할 경우 수치해석에서 계산되는 하향 반사파와 경계면에서 입력되는 지진의 반사파의 오차가 발생할 경우 해석이 진행됨에 따라 오차가 계속 누적되는 단점을 가지고 있다(추연욱 등, 2013).

표 29. 시간영역 양해법 사용에 따른 입력지진 경계조건 구분

경계조건 구분	입력 지진	입력지진 계층 방법	특징
반무한 탄성경계조건 (Compliant Base)	입사파 (Incident wave)	암반노두 계층치 1/2	실제-수치해석 오차 누적 미 발생
고정단 경계조건 (Rigid Base)	입사파 + 반사파 (Incident + Reflected wave)	지반-기반암 경계면	실제-수치해석 오차 누적

따라서, 본 연구에서는 입력지진 경계조건에 따른 오차를 최소화하기 위하여 수치해석 검증시 반무한 탄성경계조건을 적용하였으며, 이에 상응하는 입력지진 계층기록을 획득하기 위하여 동적원심모형시험의 지표면 자유장 지진계층기록을 등가선형해석 프로그램인 SHAKE91을 이용하여 Deconvolution된 입력지진을 사용하였다.

일반적으로 동적원심모형 시험시 ESB(등가전단보, Equivalent Shear Beam)컨테이너 하단 측면에서 계층되는 지진기록은 지진시 ESB거동의 영향으로 인하여 엄밀하게 판단할 경우 암반노두 계층치와는 차이를 가질 수 있다. 그림 144 는 입력지진기록 선정에 따른 수치해석과 동적원심모형 시험의 지표면 자유장 해석결과의 오차를 나타내고 있다. 먼저 지표면 최대가속도(PGA, Peak Ground Acceleration)의 오차를 비교한 결과, ESB하단 측면 계층치를 암반노두 계층결과로 판단하여 적용시, Deconvolution된 지진기록에 비하여 오차가 크게 발생함을 알 수 있다. 그림 144 는 입력지진기록 선정에 따른 수치해석과 동적원심모형 시험의 주파수 성분의 오차를 나타내고 있다. 주파수 성분의 오차크기는 그림 145, 식 (14)와 같이 산정되었으며, Deconvolution된 지진기록을 사용하여야 PGA뿐만 아니라 주파수영역 오차도 최소화 할 수 있음을 알 수 있다(그림 146). 상기 내용은 2차년도 과제보고서 및 참고문헌에 상세히 언급되어 있다(추연욱 등, 2013).

(a) ESB하단 계측치

(b) Deconvolution

그림 144. 수치해석 입력지진 선정에 따른 지표면 자유장 최대 가속도 오차

그림 145 수치해석-동적원심모형 시험간 스펙트럼 오차의 계산 및 정의

$$SE = \sum_{i=1}^{n_p} (\ln Sa_i^{target} - \ln Sa_i)^2 \quad (\text{식 14})$$

여기서, SE : 스펙트럴 가속도 오차의 합, $\ln Sa_i^{target}, \ln Sa_i$: 각각 센트리퓨지 및 수치 해석 자유장 스펙트럴 가속도, n_p : 데이터의 수

(a) ESB하단 계측치

(b) Deconvolution

그림 146 수치해석 입력지진 선정에 따른 지표면 가속도 스펙트럼 오차

(ii) 수치해석 검증결과 (지표면 자유장 및 구조물 최상단)

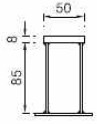
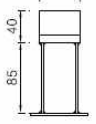
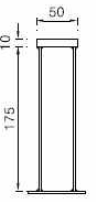
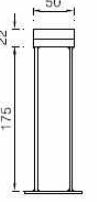
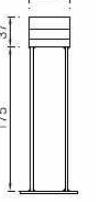
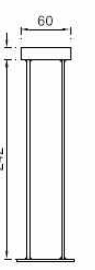
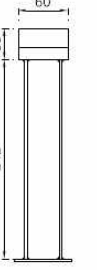
앞에서는 동적원심모형 시험을 이용한 수치해석검증을 위하여 입력지진의 선정방법에 대하여 설명하였다. 수치해석의 지반-얕은기초-구조물 상호작용의 검증은 서로 다른 공진주파수를 가지는 7개의 단자유도 구조물의 원심가속도 20gc, 40gc 하에서 시행된 동적원심모형 시험결과를 바탕으로 시행되었다. 사용된 단자유도 구조물의 제원은 표 30과 같다.

수치해석 모델은 동적원심모형시험의 프로토타입(Prototype) 구조물을 대상과 동일하게 모델링 되었으며, 구조물은 쉘, 라이너를 포함하는 구조요소(Structural element), 지반은 솔리드요소로 구성되었다. 또한, 경계면에서 지진에너지의 반사로 인한 에너지 축적을 방지하기 위한 동적원심모형 시험의 ESB컨테이너는 수치해석의 자유장경계조건(Free field boundary)를 사용하여 모델링 하였다.

수치해석에서 사용된 구조요소의 특성은 표 31과 32에 각각 요약되어 있다. 먼저 중공 얕은 기초는 지반면과의 마찰에 따른 거동을 묘사하기 위하여 지반과 접촉하는 경계면에서 Coulomb-slider 거동이 가능한 쉘 요소인 라이너 요소(Liner element)를 사용하였다. 라이너 요소는 플레이트 거동이 가능한 DKT-CST(Discrete Kirchhoff triangle-constant strain triangle) 쉘로 구성되며, 인접 지반요소와 안정적인 상호거동을 위하여 중앙부 절점이 없도록 사선(diagonal)형태로 구성하였다. 반면, 기둥부는 휨에 의한 거동을 정확히 표시할 수 있도록 교차사선(cross diagonal)형태로 구성하였으며, 상부 질량은 육면체 솔리드요소로 모델링 되었다. 상부질량과 기둥부 쉘의 연결 상세는 구조부재의 절점과 솔리드요소의 절점사이가 강결 되도록 그림 147 과 같이 구성하였다.

구조요소의 감쇠비는 양해법에 의한 직접적분시 해석지연을 방지하기 위하여 combined local damping을 적용하였다. 1g 상태에서 half-power bandwidth법으로 측정 한 구조물의 감쇠비는 표 30 에 요약되어 있다.

표 30. 수치해석 검증에 사용된 구조물의 제원(Model scale)

Structure models	SDOF1	SDOF2	SDOF3	SDOF4	SDOF5	SDOF6	SDOF7
dimensions (mm)							
effective mass (kg)	0.211	0.799	0.265	0.489	0.792	0.565	1.272
effective stiffness (kN/m)	424.6	424.6	60.5	60.5	60.5	20.1	20.1
natural frequency (Hz)	226	116	76	56	44	30	20
natural period (sec)	0.0045	0.0085	0.0132	0.0179	0.0227	0.0333	0.0500
$T_n^{1)}$ in 20gc ²⁾ (sec)	0.09	0.17	0.26	0.36	0.45	0.66	1.00
T_n in 40gc (sec)	0.18	0.34	0.52	0.72	0.90	1.32	2.00
damping ratio (ξ)	0.009	0.007	0.022	0.015	0.014	0.017	0.021

¹⁾ T_n = natural period of prototype structure

²⁾ gc = centrifugal acceleration (g)

표 31. 수치해석에 사용된 구조요소의 제원

	Types of Element	Behavior and Shape of Element		Degree of Freedom		Interface Action
		Action	Shape	Translation	Rotaion	
Foundation	Liner Element	DKT-CST	Diagonal	3×3	2×3	○
Column	Shell Element	DKT-CST	Cross Diagonal	3×3	2×3	×
Top Mass	Solid Element		Brick	3×8	–	×

표 32. 수치해석에 사용된 구조요소의 제원(Liner 요소)

Subgrade Reaction Modulus (Normal Direction), k_n	4.650×10 ⁴ (MPa/m)	Cohesion	0.0 (kPa)
Subgrade Reaction Modulus (Tangential Direction), k_s	4.650×10 ³ (MPa/m)	Residual Cohesion	0.0 (kPa)
Shear Strength	0.0 (kPa)	Wall Friction Angle	29°

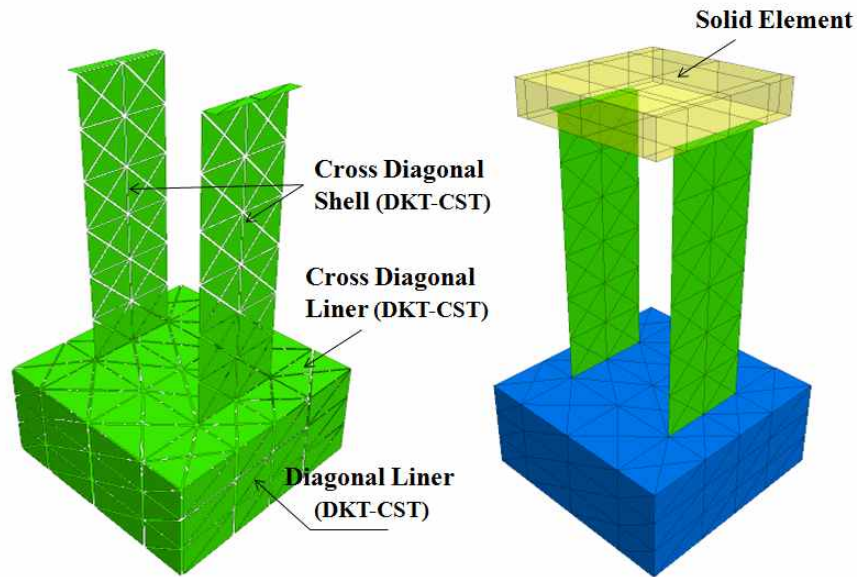


그림 147. 얇은기초 구조물의 수치해석 모델링

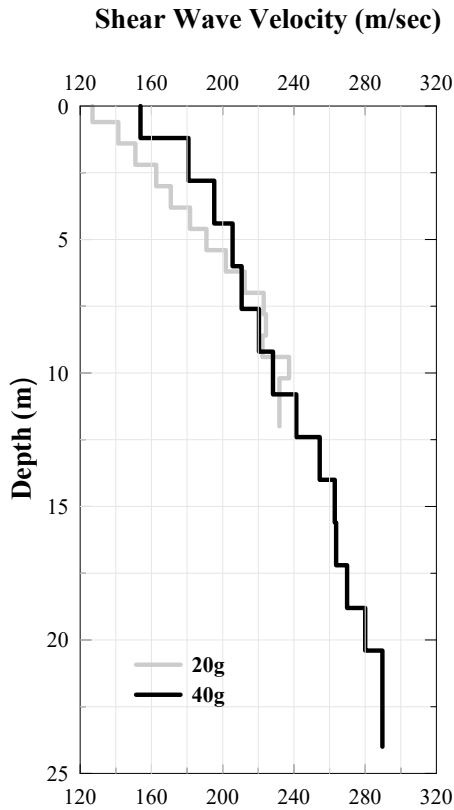
얇은기초 하부 지반은 육면체 솔리드 요소(Solid element)로 모델링 되었으며, 한 변의 최대크기(Δl)는 지진파의 파장(λ)를 고려하여 식 (15)와 같이 결정된다(Kuhlemeyer and Lysmer, 1973).

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10}, \quad f \leq \frac{v_s}{10 \times \Delta l} \quad (\text{식 15})$$

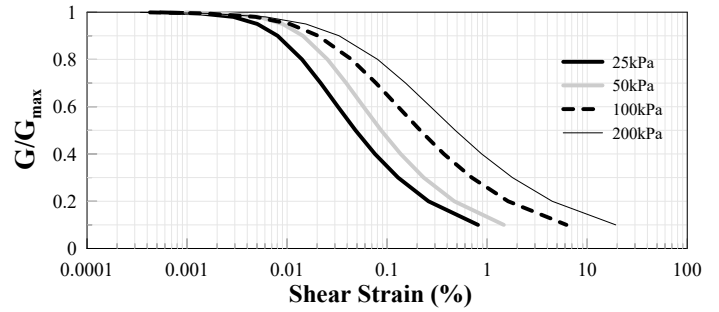
본 연구에서는 solid요소의 최대 모서리 길이를 60 cm로 지반을 격자 모델링함에 따라, 최소 127 m/sec의 전단파속도(v_s)를 가지는 상부층에서 21 Hz의 이하의 지진파가 전파 가능도록 구성하였다. 이는 본 해석에 사용된 Northridge지진파의 에너지대역을 충분히 전달할 수 있는 주파수이다. 해석에 사용된 솔리드 요소는 약 4,000~6000 개 이다.

지반의 동적 비선형성 거동특성은 1g 상태에서 공진주/비틀전단시험과 20gc, 40gc의 원심가속도 하에서 벤더 엘레멘트를 이용하여 깊이별 전단파속도 주상도를 획득하였다(그림 148).

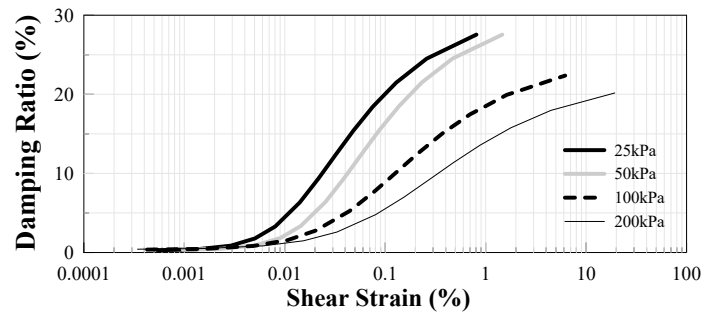
Hardin-Drnevich모델(Hardin과 Drnevich, 1972)을 이용하여, 깊이별 구속압에 따라 정의되어, 재료 비선형성에 의한 반복 감쇠인 hysteretic damping으로 표현될 수 있도록 정의하였다.



(a) Shear wave velocity profile



(b) Shear strain-shear modulus degradation curve



(c) Shear strain-damping ratio curve

그림 148. 지반의 동적 비선형 거동 특성

수치해석은 우선, 동적 해석을 시행하기 이전에 정적인 상태에서 전체모델이 중력가 속도에 대한 평형을 이룬 후 지진하중이 재하되었다. 정적인 평형상태에서 중력에 의한 지표면 자유장의 침하량은 약 5.5 mm가 발생하였으며, 구조물의 정적인 변위와 기초의 침하량은 무시할 정도의 수준이다(그림 149). 동적해석단계에서는 지진하중에 의한 지반 및 구조물의 대변형 해석을 위해서 오일러 좌표계를 적용한 정적평형상태의 모델을 라그랑지안 좌표계로 변환하여 해석을 시행하였다.

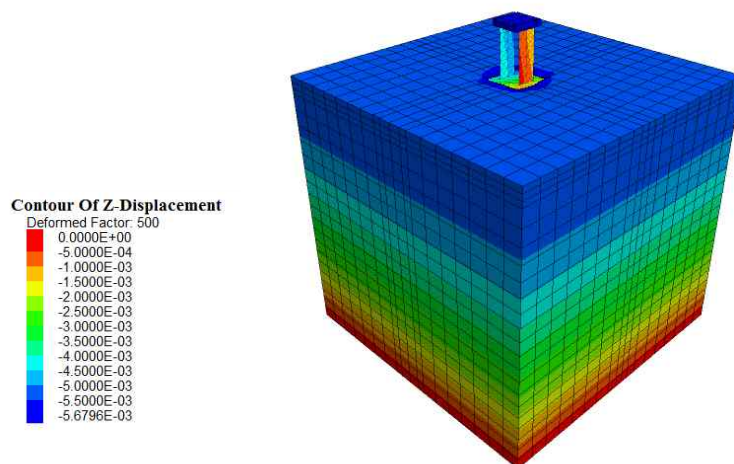
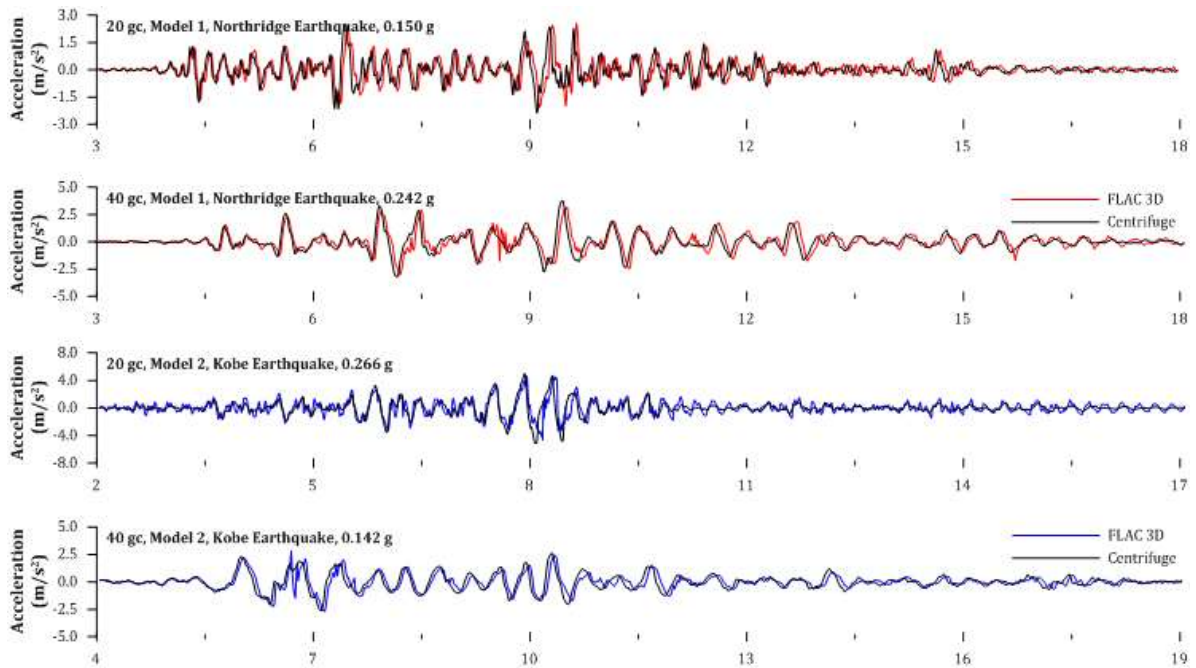
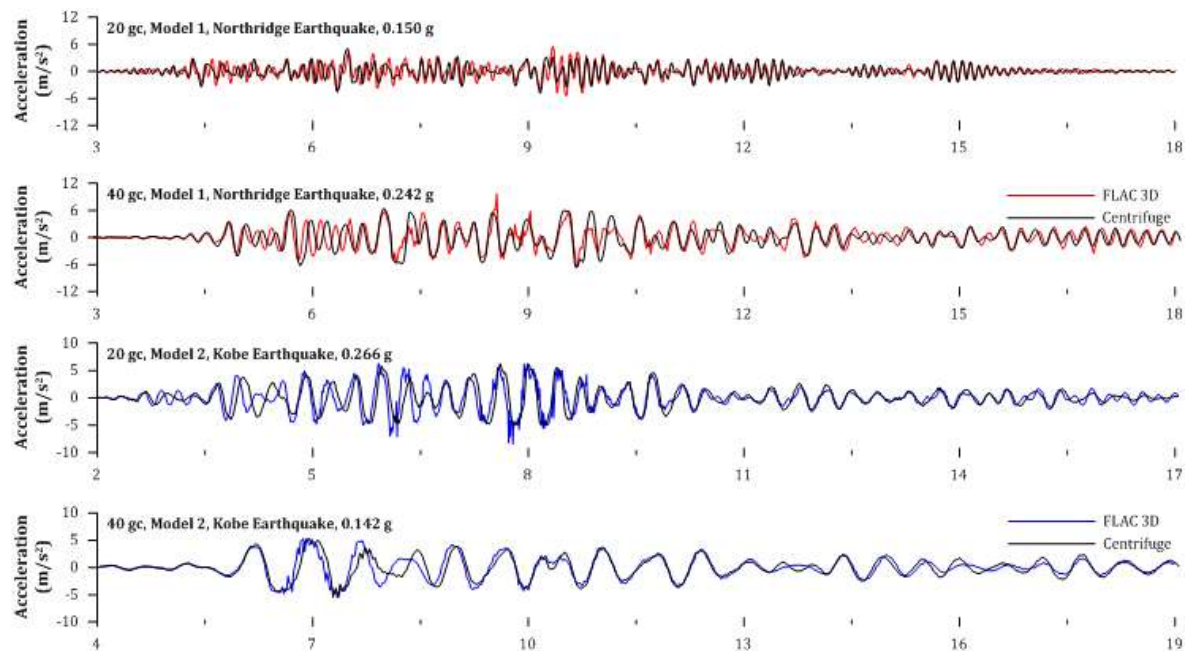


그림 149. 얕은기초 구조물의 정적 평형해석결과 연직방향 변위분포도

그림 150 은 대표적인 2개의 구조물(Model1(SDOF1), Model2(SDOF3))에 대하여 동적원심모형 시험 및 수치해석으로부터 얻어진 지표면 자유장 및 구조물 최상단에서 계측된 수평방향 시간영역 가속도 이력을 나타낸 그래프이다. 따라서, 동적 원심모형 시험결과와 비교시, 현재 통상적으로 사용되고 있는 지반의 동적 비선형 거동모델 및 구조물 모델을 적용하고 이에 상응하는 해석 입력치를 정확히 산정하여 수치해석에 적용 시 시간영역 양해법을 사용하는 상용 수치해석 프로그램을 이용하여 매우 정확히 지진시 지반-얕은기초-구조물 상호작용을 재현 할 수 있음을 알 수 있다. 상기 검증과정에 대한 자세한 사항은 참고문헌에 상세히 언급되어 있다(추연욱 등, 2013, Lee et al, 2014).



(a) 지표면 자유장 가속도 시간이력 비교



(b) 구조물 상단 가속도 시간이력 비교

그림 150. 수치해석-동적 원심모형의 가속도 시간이력 비교

(2) 수치해석을 이용한 얇은 기초의 지진시 지지력 평가

본 연구에서는 3차년도 위탁연구 과제를 통하여 단자유도 얇은기초 구조물의 지진시 지지력 평가를 시행하였다. 지진시 지지력 평가는 앞서 설명된 바와 같이 검증된 수치해석 모델링 기법을 적용하였으며, 지진시 지지력 평가시 원심모형에서 측정이 어려운 기초 하면의 접지압과 침하량을 수치해석 결과를 통하여 추정하여 사용하였다.

① 평가 절차

정지토압상태의 수평지반은 지진 시 전단응력의 증가로 인한 축차응력 증가가 발생하게 된다. 이로 인하여, 얇은 기초 하부지반은 소성파괴상태에 도달할 수 있으며, 지난 수년간 많은 연구자들은 이러한 현상을 반영한 지진시 극한지지력 감소 현상에 대한 연구를 시행하였다(Richards et al, 1993; Paolucci et al, 1997; Kumar and Mohan, 2002). 이와는 별도로 지진시 상부구조물에 작용하는 관성력으로 야기되는 기초면 접지압 및 수평력의 증가 또한 지지력 평가시 고려되어야 할 중요사항이다. 즉, 지진시 얇은 기초의 지지력은 작용하중의 증가와 극한지지력의 감소를 동시에 받게 되나, 이와 같은 현상에 대한 검토는 아직까지 국내외 설계기준에 반영되지 않은 관계로 일선 토목기술자들에게는 매우 생소한 사항이다.

1997년 Paolucci 와 Pecker는 연직, 수평, 모멘트를 동시에 받는 얇은기초의 지지력을 평가할 수 있는 방안을 제안하였으며, 하부지반의 전단응력 증가 효과를 제외할 경우 지진시 동적지지력의 검토에도 적용할 수 있음을 제시하였다(Paolucci et al, 1997). 이러한 설계개념은 그리스 Rion Antirion교의 기초설계에 반영되었으며, 현재 Eurocode 8에 반영되어 있다. 상기 현상을 적극적으로 적용한 기초설계 방법은 Rocking Foundation이다. 이는 지진시 상부 구조물로부터 전달되는 과도한 전도모멘트를 흡수하기 위하여 얇은기초 하부지반의 소성파괴를 일부 허용하는 설계개념으로 현재 AASHTO설계기준에 소개되어 있다. Rocking Foundation의 개념은 매우 효율적인 설계방법이나, 하부지반의 소성파괴로 야기되는 영구변위(침하)의 발생 메카니즘을 규명하는 것은 현재까지 현실적으로 매우 어려운 사항이다.

본 연구에서는 수치해석을 통하여 얇은기초 단자유도 구조물의 지진시 극한지지력 및 침하에 대한 검토를 시행하였다. 이를 위하여 우선, 서로 다른 공진주기를 가지는 단자유도 구조물에 대하여 동적원심모형시험을 실시하였으며 그 결과를 바탕으로 수치해석 모델에 대한 검증을 실시하였다. 수치해석 모델의 검증은 프로토타입 구조물을 대상으로 시행되었으며, 검증된 수치해석 결과로부터 기초면 접지압과 침하량을 추출하여 검토를 시행하였다.

② 지진시 지지력(Seismic bearing capacity)

현재까지 지진시 지지력을 검토하기 위한 대표적인 제안식은 두 가지 이다. 먼저 Richard 등이 정적지지력 공식에 기반하여 제안한 지지력 공식으로 형태는 식 (16)과 같다(Richards et al, 1993). 기본적으로 정적지지력 공식과 동일하나, 지지력 계수는 설계지진 계수(k_h)가 증가함에 따라 감소하는 형태를 가지게 된다.

$$q_{ult,e} = cN_{cE}(Factors, c) + qN_{qE}(Factors, q) + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma E}(Factors, \gamma) \quad \text{식 (16)}$$

여기서, c : 점착력; γ : 지반의 단위중량; 점착력 관련 지지력 계수 $Factors, c = F_{cs} \times F_{cd} \times F_{ci}$; $Factors, q = F_{qs} \times F_{qd} \times F_{qi}$; $Factors, \gamma = F_{\gamma s} \times F_{\gamma d} \times F_{\gamma i}$; 기초 유효 저면적 $B' = B - 2e$, e = 편심거리 이다.

Terzaghi 및 Meyerhof에 의하여 제안된 지지력 계수를 적용할 경우, 식 (17)은 얇은 기초 하부지반의 전단응력 증가로 인한 지지력 감소현상은 고려 가능하나, 상부 구조물의 관성력 증가로 전달되는 기초하면의 접지압 증가 및 기초의 유효단면적 감소는 반영하지 못하는 단점을 가지고 있다. 따라서, 지진시 상부 구조물로부터 전달되는 하중의 변화를 반영하기 위해서는 다음과 같이 단자유도 구조물을 대상으로 하중경사계수를 반영할 수 있는 Vesic의 지지력 계수를 적용하여야 한다(Vesic, 1973).

$$H = m \cdot S_a, \quad V = m \cdot g, \quad M = V \cdot e = H \cdot h = m \cdot S_a \cdot h \quad \text{식 (17)}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{S_a}{g}, \quad B' = B - 2e = B \left(1 - 2 \frac{e}{B} \right) = B \left(1 - 2 \frac{S_a}{g} \frac{h}{B} \right)$$

여기서, H : 수평력; V : 연직력; M : 전도모멘트; m : 상부질량; S_a : 기초-상부질량간의 상대 가속도; h : 상부질량 높이; H/V : 하중 경사비; g : 중력가속도 이다.

Budhu와 Al-Karni는 정적지지력 계수를 이용하여 지진시 지지력 계수를 설계지진 계수(k_h)를 이용하여 도출 할 수 있도록 다음과 같이 제안하였다(Budhu and Al-Karni, 1993).

$$N_{cE} = N_{cs} \exp(-\beta_c), \quad N_{qE} = (1 - k_v) N_{qs} \exp(-\beta_q), \quad N_{\gamma E} = \left(1 - \frac{2}{3} k_v \right) N_{\gamma s} \exp(-\beta_\gamma) \quad \text{식 (18)}$$

$$\beta_c = 4.3 k_h^{1 + \frac{c}{\gamma z}}, \quad \beta_q = \frac{5.3 k_h^{1.2}}{1 - k_v}, \quad \beta_\gamma = \frac{9 k_h^{1.1}}{1 - k_v}$$

여기서, c : 점착력; γ : 지반의 단위중량; z : 깊이; k_h : 수평지진계수; k_v : 연직지진계수; $N_{cs}, N_{qs}, N_{\gamma s}$: 정적지지력계수(Hansen)

또 다른 지지력 공식은 Paolucci와 Pecker에 의해 제안된 지지력 공식이다(Paolucci and Pecker, 1997b). 이 공식은 복합하중(연직력, 수평력 및 모멘트)가 작용하는 기초의 지지력 산정을 위하여 유도 되었으며, 얇은기초에 작용하는 연직력, 수평력 및 모멘트의 합은 일정 크기를 넘지 못하도록 구성되어 있다. 한계평형이론을 통하여 유도되었으며, 1g 중력 상태에서 실험결과를 이용하여 유효성이 검증되었다. 복합하중에 대한 지지력의 한계값은 연직력, 수평력, 모멘트 공간상에서 그림 151 와 같이 항복면의 형태로 나타난다.

식 (19)는 복합하중에 대한 지지력 공식을 지진하중을 받는 지표면상의 강체 구조물에 대해서 유도된 식이다.

$$v = \frac{V_{dyn}}{V_{static}} = \left(1 - \frac{k_h}{0.85}\right)^3 \left(1 - \frac{k_h}{\tan\phi}\right)^{0.35} \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^{1.8} = v_h v_i v_e \quad \text{식 (19)}$$

여기서, V_{dyn} 과 V_{static} 은 각각 지진 및 정지시 극한 연직력을 나타내며, k_h 는 수평지진 계수, ϕ 는 지반의 내부마찰각이다. 상기식에서 각 항 v_h, v_i, v_e 는 각각 상부구조물에서 전달되는 수평력, 하부지반의 가속도 그리고 전도모멘트(편심)의 영향을 나타낸다.

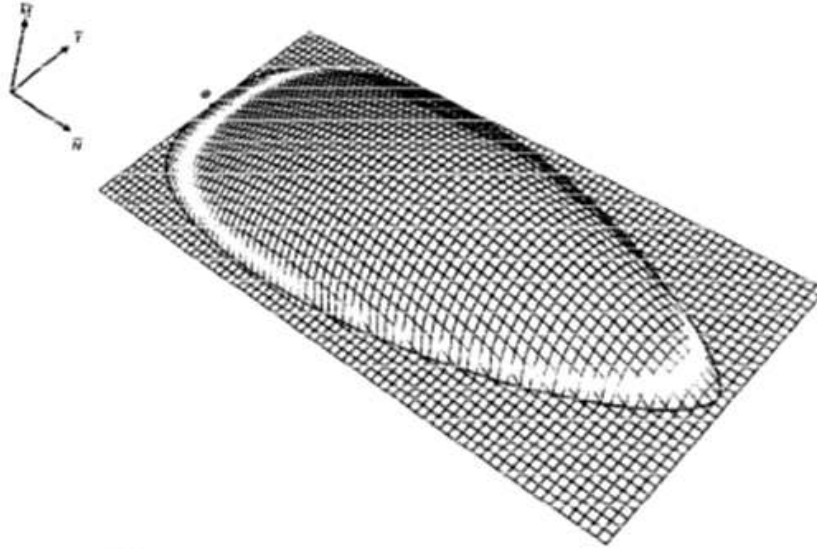


그림 151. Paolucci와 Pecker가 제안한 복합하중에 대한 지지력 한계면
(Paolucci and Pecker, 1997b)

식 (6)에서 지지력 파괴는 정적인 상태에서 정적 극한연직력 V_{static} 에 대한 작용 연직력 V^* 의 비 V^*/V_{static} 가 결정되면, 이로부터 정규화 연직작용력 v (normalized vertical action)을 결정할 수 있다.

기초가 저항할 수 있는 수평력과 모멘트의 크기는 정규화 연직작용력에 따라 결정되며, 얇은 기초가 지진하중을 받게 되는 경우 저항할 수 있는 수평력과 모멘트는 지진가속도의 향으로 식 (20)과 같이 표현 가능하다.

$$v = \left(1 - \frac{S_a}{0.85}\right)^3 \left(1 - \frac{k_h}{\tan\phi}\right)^{0.35} \left(1 - \frac{2S_a}{B}h\right)^{1.8} \quad \text{식 (20)}$$

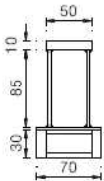
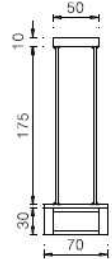
여기서, S_a : 기초-상부질량간의 상대 가속도

③ 지진시 지지력(Seismic bearing capacity) 검토

본 연구에서는 기초강성 및 지반조건에 따른 얇은 기초 구조물의 지진시 지지력 평가를 위하여, 기 시행된 동적원심모형실험결과 중 두 개의 서로 다른 구조물에 대한 실험결

과를 사용하였다. 사용된 구조물의 제원은 표 33 과 같다. 지지력 평가는 앞서 설명된 두 가지 지지력공식을 각각 적용하였다. 평가결과는 그림 152~153과 같다.

표 33. 지진시 지지력 평가에 사용된 구조물의 제원

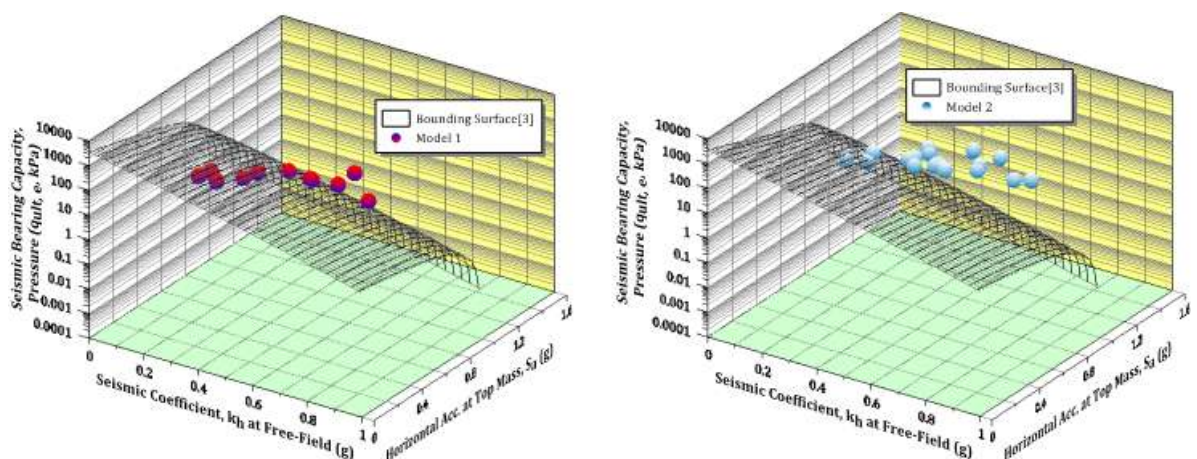
Structure models	Model 1	Model 2
Symmetric cross-sectional dimensions ⁽¹⁾ (mm)		
T_n in 20 gc ⁽²⁾ (s)	0.085	0.26
T_n in 40 gc ⁽³⁾ (s)	0.18	0.52
Damping ratio (ξ)	0.009	0.022

(1) Model dimensions, Prototype dimensions for 20 gc can be obtained by ($\times 20$), and 40 gc by ($\times 40$)

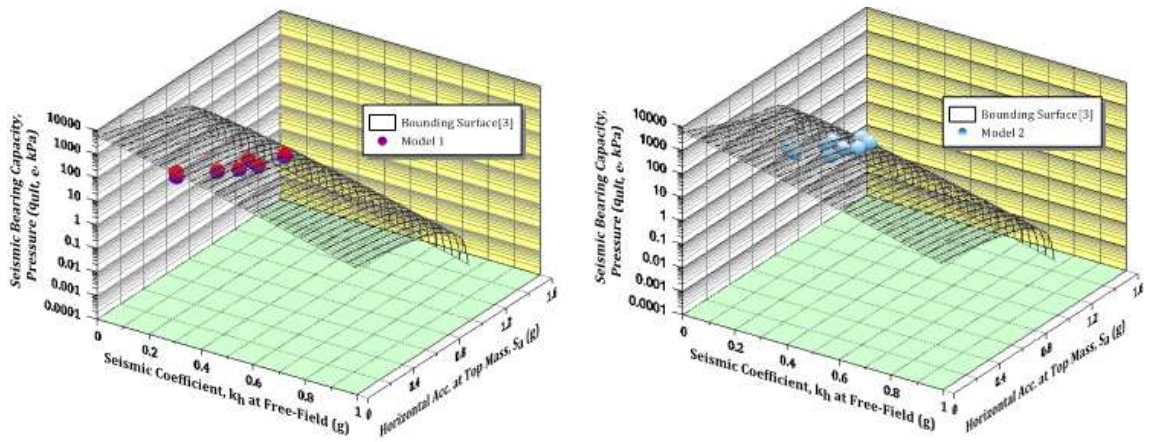
(2) T_n = natural period for prototype structure

(3) gc = centrifugal acceleration (g)

먼저, 그림 152는 Richard등이 제안한 지진시 지지력 공식을 사용한 결과이다. 정적 지지력 계수를 Vesic의 지지력 공식을 이용하여 Richard등의 지지력 공식을 확장하면, 지진시 극한지지력은 상부 구조물 수평가속도(S_a), 수평지진계수(k_h), 그리고 지진시지지력 공간상에 곡면(항복면)의 형태로 나타나게 된다. 따라서, 그림 152 에서 항복면 상단에 위치하는 실험결과는 지진시 지지력 파괴가 일어났음을 나타내며, 항복면 하단에 위치하는 실험결과는 지지력 파괴가 발생하지 않았음을 나타낸다.



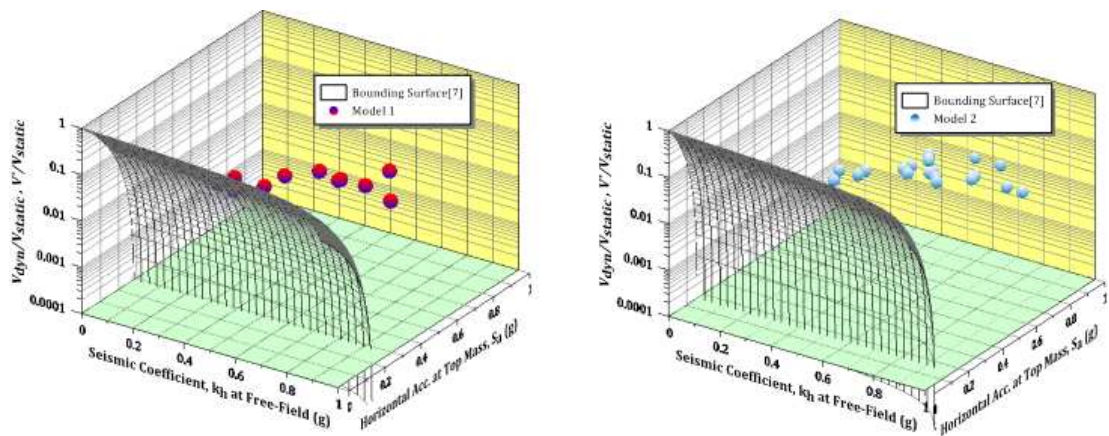
(a) 원심가속도 20gc



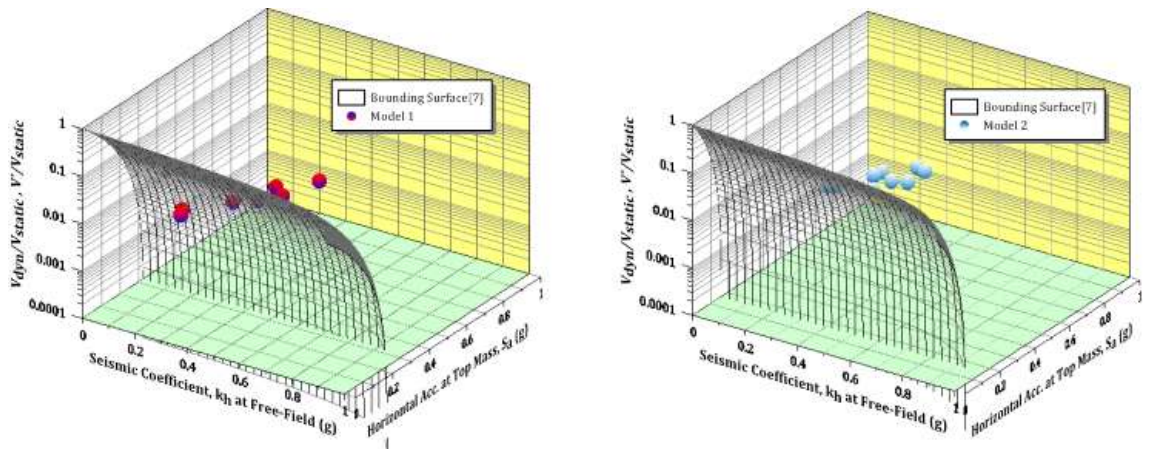
(b) 원심가속도 40gc

그림 152. Richard 등의 지진시 지지력 공식을 이용한 지진시 지지력 평가 결과

또한, 평가결과로부터 상대적으로 무게중심(상부질량의 높이)이 높은 Model2구조물이 지진시 지지력 파괴에 취약함을 알 수 있으며, 원심모형시험의 상사법칙을 고려시, 원심가속도 40gc에서 시행된 시험의 경우 상대적으로 기초크기가 확장되는 효과를 가지므로 파괴가 발생하는 결과가 현저히 감소함을 알 수 있다.



(a) 원심가속도 20gc



(b) 원심가속도 40gc

그림 153. Paolucci와 Pecker의 지진시 지지력 공식을 이용한 지진시 지지력 평가 결과

그림 153 은 Paolucci와 Pecker가 제안한 지진시 지지력 공식을 적용한 결과이다. 본 공식은 v_h, v_i, v_e 항이 모두 구조물 가속도 $0.85g$, 편심거리 $2/B$, 지표면 가속도 $\tan\phi$ 이하일 경우에만 유효한 단점을 가지고 있다. 따라서, 주어진 정규화 연직작용력 v (normalized vertical action)에 대해서 지진시 기초가 저항할 수 있는 최대 수평력과 모멘트의 크기는 식 (7)을 이용하여 가속도의 항으로 나타낼 경우 항복면의 형태로 그림 153 과 같이 가파른 형태를 보이게 된다. 본 공식을 적용한 결과, 거의 모든 실험의 경우에 대해서 지지력 파괴가 발생한 것을 알 수 있다. 이는 Richard등이 제안한 지진시 지지력 공식에 비하여 상대적으로 보수적인 결과를 나타낸다.

실제로, 상기 지진시 지지력 평가는 유사정적인 방법 즉, 지진시 지지력을 결정하게 되는 주요 인자인 구조물 가속도(S_d)와 지반의 가속도(k_h)가 동일 시점에서 최대값을 나타낸다는 가정하에 이루어진 평가이다. 따라서, 엄밀한 지진시 지지력 평가를 위해서는 지진작용 시간에 따른 접지압과 지진시 극한 지지력의 변화를 계측하여 평가하여야 한다. 또한, 지지력 파괴여부는 기초의 침하계측을 통하여 시행되어야 한다.

그러나, 현재 기술로 동적원심모형시험 중 상기 두 가지 계측항목(접지압 및 침하량)을 신뢰성 있게 계측하는 것은 매우 어려운일이다. 따라서, 본 연구에서는 검증된 수치해석 결과로부터 상기 두 가지 계측항목(접지압 및 침하량)을 도출하여 엄밀한 지진시 지지력 평가를 시행하였다.

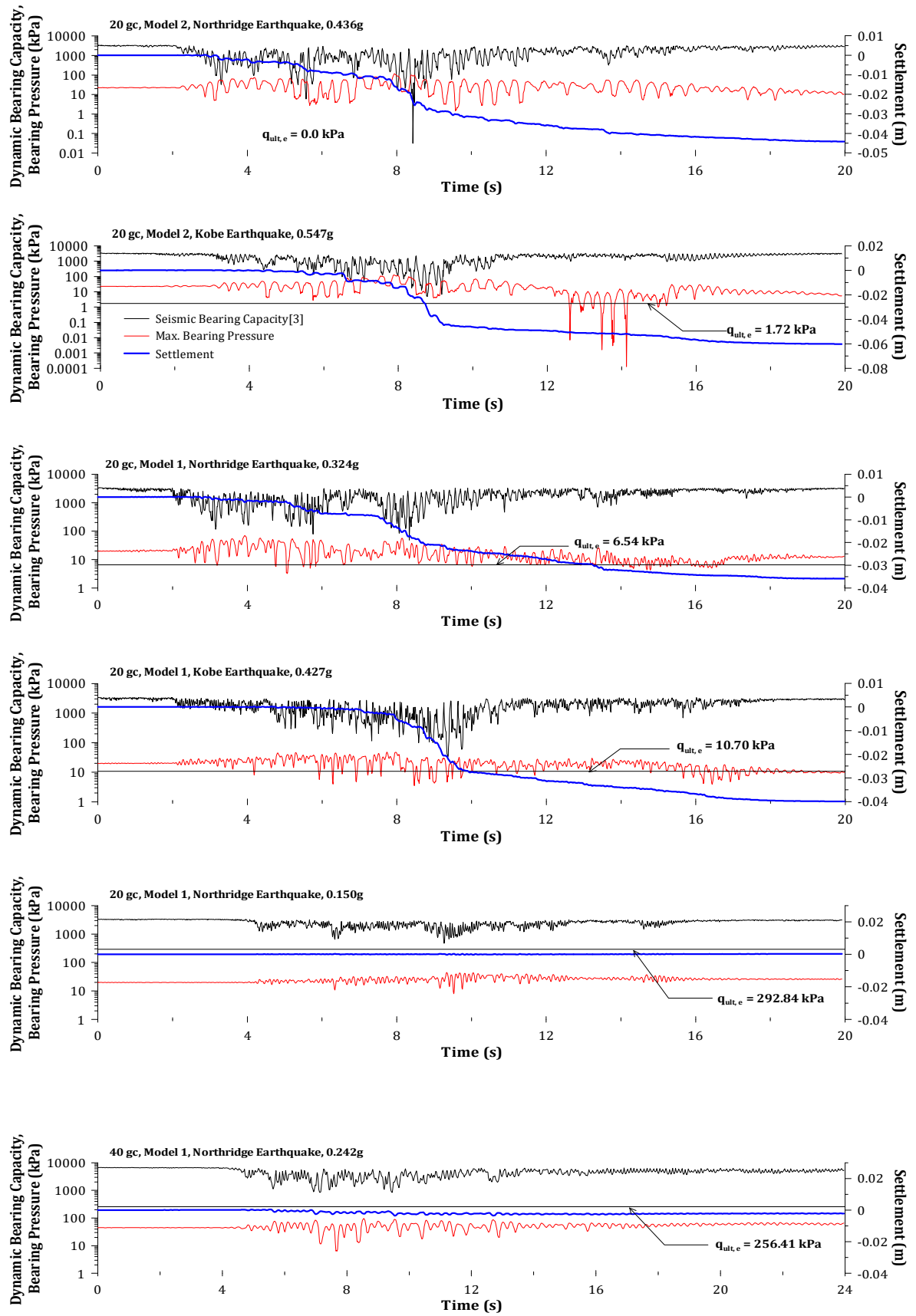
④ 지진시 지지력(Seismic bearing capacity) 및 영구 침하량 검토

앞 절에서 서술한 바와 같이 기초의 지지력 파괴에 대한 안정성 검토는 기초지반이 지지할 수 있는 극한 지지력과 얽은 기초에서 작용하는 접지압을 비교로 이루어진다. 그러나 지진시 지지력 검토는 정적인 지지력 안정성검토와는 달리 얽은기초가 지진하중을 받는 동안 상기 두 개의 항(지반의 지지력, 기초의 접지압)이 계속 변화하는 특성을 가지고 있다. 따라서, 식 (16)과 (20)로 표현되는 지지력 공식을 지진하중이 가해지는 동안 접지압의 변화를 고려하여 적용하여야 한다.

또한, 지지력 파괴여부를 판단하기 위하여 지지력 파괴로 인하여 유발되는 영구침하량의 발생여부도 살펴 볼 필요가 있다. 본 연구에서는 검증된 수치해석 결과로부터 지진하중을 받는 동안의 침하량과 접지압을 도출하여 지지력 파괴 여부를 검토 하였다. 식 (20)을 적용하기 위하여 기초에 작용하는 연직 합력의 편심거리의 변화는 식 (21)로부터 계산 가능하다. 여기서, 기초면 양단에 작용하는 최대(q_{max}), 최소 접지압(q_{min})은 검증된 수치해석 결과를 사용하였다.

$$q_{max} = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right), \quad e = \frac{B}{6} \left(q_{max} \frac{B}{V} - 1 \right) = \frac{B}{6} \left(\frac{q_{max}}{q_{static}} - 1 \right) \quad \text{식 (21)}$$

그림 154 는 Richard 등이 제안한 지지력 공식을 이용하여 시간에 따른 지지력 및 침하이력을 나타내고 있다.



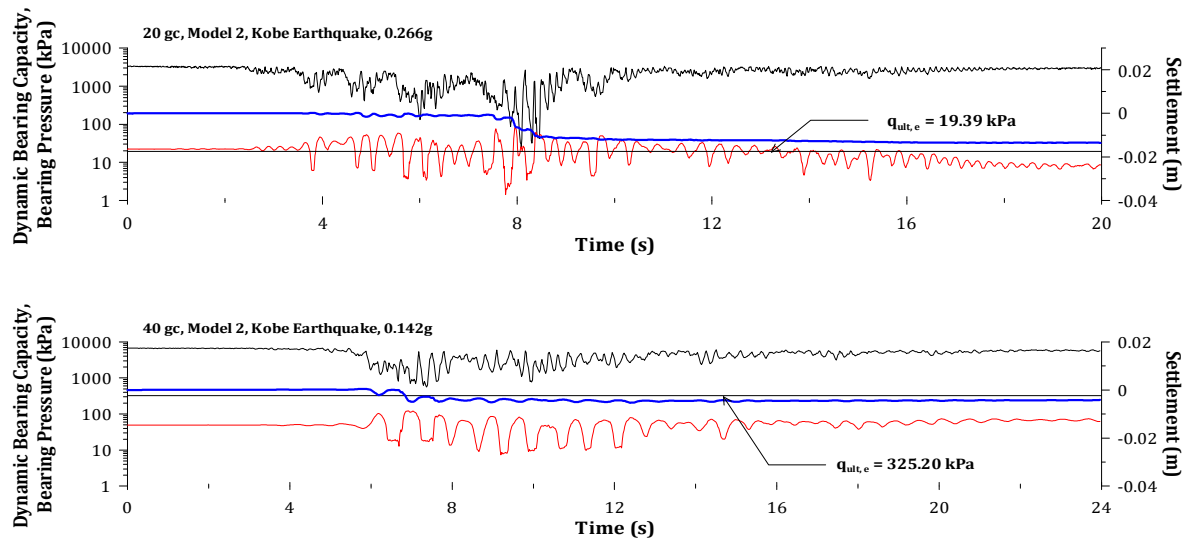
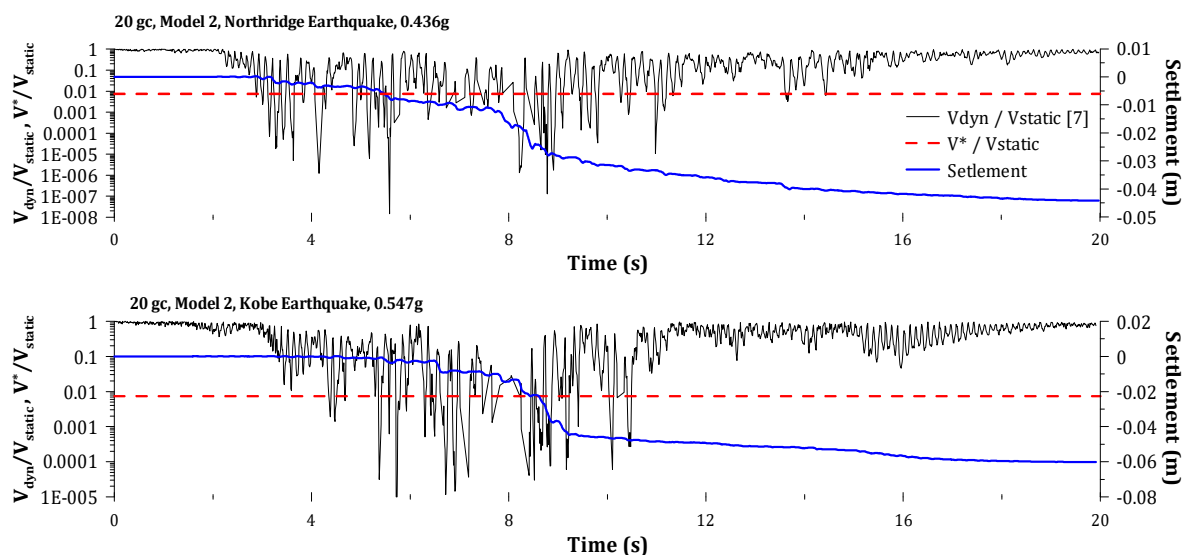


그림 154 Richard 등이 제안한 지진시 지지력 공식을 이용한 지진시 지지력 평가결과

평가결과, 전체 지진하중이 재하되는 시간동안 얇은기초의 지지력(검은색 실선)은 계속변화하며, 접지압(붉은색 실선) 또한 상부 질량에 작용하는 관성력으로 전달되는 모멘트로 인하여 변화됨을 알 수 있다. 또한, 지지력파괴가 발생될 것으로 판단되는 얇은 기초의 접지압이 지진시 지지력을 초과하는 시간은 전체 지진하중이 재하되는 기간 중 일부에 해당됨을 알 수 있다.

지지력 파괴로 유발되는 얇은기초의 영구 침하량(푸른색 실선) 또한 지지력 파괴가 시점에서 발생하여 지속적으로 누적됨을 알 수 있다.

그림 155 는 동일한 평가방법을 Paolucci와 Pecker가 제안한 지지력 공식을 이용하여 시간에 따른 지지력 및 침하이력을 나타내고 있다.



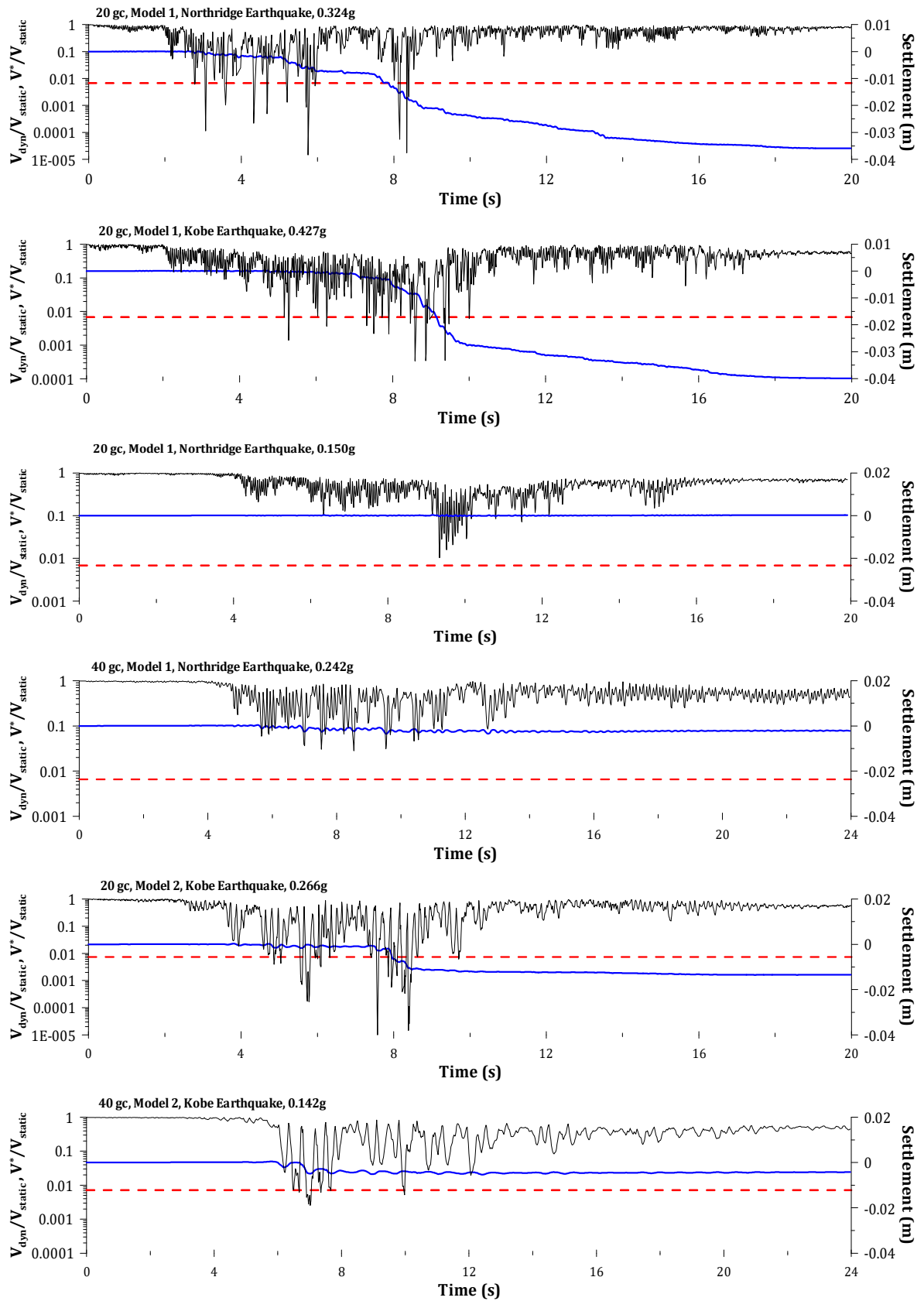


그림 155. Paolucci와 Pecker가 제안한 지진시 지지력 공식을 이용한 지진시 지지력 평가결과

전체 지진하중이 재하되는 시간동안 얇은기초의 최대 연직하중(접지압)은 상부 질량에 작용하는 관성력으로 전달되는 모멘트로 인하여 계속변하며, 이에 따른 지진시 접지압의 비(V_{dyn}/V_{static})또한 변화하게 된다. 반면, Paolucci와 Pecker의 정규화 연직작용력 v

(normalized vertical action, 붉은색 실선)은 기초가 정적인 상태에서 결정되는 값이므로 시간에 상관없이 일정한 값을 나타내게 된다. 따라서, 식 (20)에서 $v > (V_{dyn}/V_{static})$ 일 경우 기초는 지지력 파괴를 나타내게 된다.

또한, 지지력파괴가 발생될 것으로 판단되는 얇은 기초의 접지압이 지진시 지지력을 초과하는 시간은 전체 지진하중이 재하되는 기간 중 일부에 해당됨을 알 수 있다.

지지력 파괴로 유발되는 얇은기초의 영구 침하량(푸른색 실선) 또한 지지력 파괴가 시점에서 발생하여 지속적으로 누적됨을 알 수 있다.

따라서, 지진시 얇은기초의 지지력 파괴로 인한 영구 침하량은 기초에 작용하는 접지압이 지지력을 초과하는 기간에만 발생함을 알 수 있으며, 작용지진의 지속시간에 매우 큰 영향을 받을 수 있음을 알 수 있다.

또한, 유사정적 기법을 적용한 지진시 지지력 평가는 경우에 따라 얇은기초의 지진시 지지력을 매우 과소평가할 수 있음을 알 수 있다.

(3) 소결

본 연구에서는 얇은기초 단자유도 구조물의 지진시 기초-구조물 상호작용을 평가하기 위하여 연구 수행기간 동안에 다음 사항을 시행하였다.

① 수치해석 프로그램의 선정

양해법을 이용한 시간영역 직접 적분이 가능한 상용 수치해석 프로그램의 선정을 완료

② 수치해석 프로그램의 검증

동적 원심모형시험결과를 이용한 수치해석 모델링의 검증 실시

③ 지진시 지지력 평가

동적 원심모형시험결과 및 수치해석 결과를 사용한 지진시 지지력 및 영구 침하량 평가

다. 역 T형 옹벽 구조물의 수치해석 검증

(1) 동적원심모형 시험 결과를 이용한 수치해석의 검증

지진시 옹벽은 동적토압 및 옹벽 질량으로 야기되는 관성력으로 인하여 추가적인 하중을 받게 된다. 이 중 옹벽 질량으로 야기되는 관성력은 뉴턴의 운동법칙을 이용하여 손쉽게 산정 가능하다. 동적 토압의 경우 지난 수 십여 년간 Mononobe-Okabe공식(M-O공식)으로 널리 알려진 유사정적 기법을 이용하여 설계에 고려되어 왔다. 그러나, M-O공식의 경우 매우 오래전(90여년 전)에 제안된 기법으로 최근 들어 여러 연구자들에 의하여 M-O공식의 신뢰성에 대한 의문이 제기되고 있는 실정이다.

이에 따라, M-O공식을 보완하기 위하여 지난 수 십여 여간 지진시 옹벽과 지반의 상호작용을 설명하기 위한 여러 기법들이 제안되었다. 제안된 기법은 크게 한계상태 해석 기법, 엄밀 해석해, 수치해석 및 실험 기법으로 구분 가능하다.

이 중 M-O기법으로 대변될 수 있는 한계상태 해석기법은 지진시 옹벽에 작용하는 하중을 유사정적 하중으로 손쉽게 설계에 작용가능하다는 장점을 가지고 있다. 이를 위해

서는 옹벽과 뒷채움 토사간에 발생하는 복잡한 상호작용을 규명이 필요하며, 현시점에서 수치해석은 상기 거동을 설명할 수 있는 가장 적합한 기법이라 할 수 있다. 그러나, 수치해석 기법은 재료의 동적 구성모델, 모델링 절차 등 사용조건 및 제한사항을 명확히 숙지하여 사용하여야만 정확한 결과를 도출할 수 있다. 따라서, 수치해석프로그램을 이용한 옹벽의 거동해석을 위해서는 해석결과에 대한 검증이 반드시 필요하게 된다.

① 검증 절차

본 연구에서는 2차년도 위탁연구 과제를 통하여 지진시 역 T 형 옹벽구조물의 거동에 대한 수치해석 검증작업을 실시하였다. 검증 대상은 원심모형 실험의 프로토타입 구조물 제원에 대하여 수치해석 모델을 검증하였다(그림 157). 검증결과 해석대상의 기하학적 제원과 통상적인 실험방법으로 획득 가능한 지반 및 구조물의 재료특성을 이용한 수치해석 모델링만으로도 충분히 원심모형 실험결과와 매우 유사한 결과를 얻을 수 있음을 알 수 있었으며, 일부 경우를 제외하고 대부분의 검증 경우에 대해서 본 과업의 결과로 요구되는 구조물 상단 최대 가속도(입자속도) 오차범위 15%내의 결과를 도출하였다(그림 156). 수치해석 결과와 검증대상인 동적원심모형 계측결과와의 자세한 시간영역 비교 그래프는 “다. 수치해석 검증 결과”에 자세히 수록하였다.

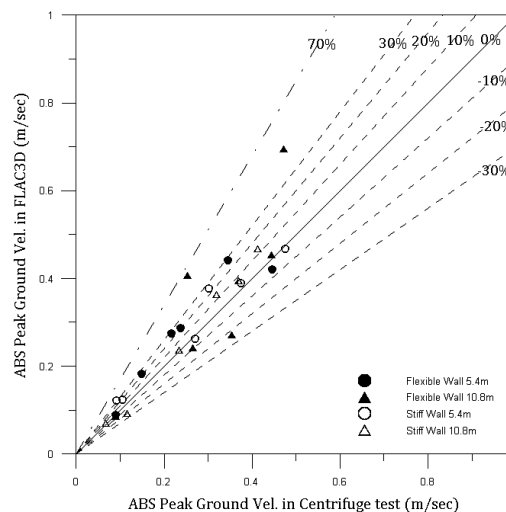


그림 156. 역 T형 옹벽-지반구조물 수치해석 검증결과 (옹벽 상단 최대속도 오차 그래프)

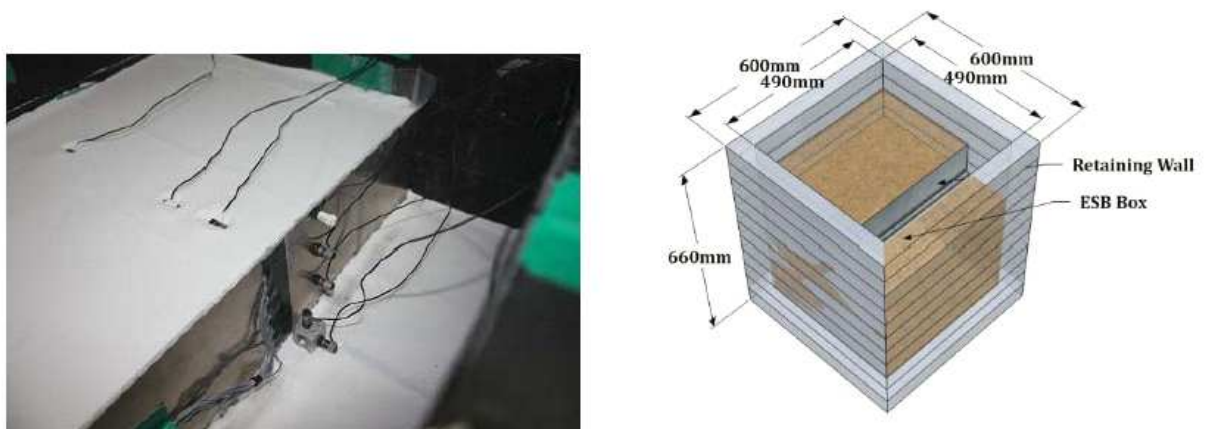


그림 157. 수치해석 검증에 사용된 동적원심모형 시험의 제원(Model scale)

2차년도 연구기간 중 실시한 검증절차를 요약하면 다음과 같다.

(i) 검증 대상 실험의 선정

- 지반/구조물 제원 변화 : 높이(5.4, 10.8m), 원심가속도 50gc
- 옹벽 강성 변화 : 강성/연성옹벽

(ii) 수치해석 입력 변수 결정

- 구조물 재료특성 : 문헌자료 및 실험결과 이용
 - ※ 금속 재료특성 : 문헌자료(탄성계수, 질량 등)
- 지반 재료특성 : 실험결과 이용
 - ※ 공진주/비틀전단시험, 벤더엘레먼트 실험, 토성실험(단위중량, 비중 등)

(iii) 입력지진 형태 및 경계조건 선정

- 입력지진특성 : 단층형태, 규모에 따른 주파수 특성 반영
 - ※ Ofunato/Hachinohe형 지진
- 경계조건 : 입력지진과 계측형태에 따른 입력지진 경계조건 선정
 - ※ 기반암 경계조건 : 반무한 탄성경계(Compliant Base)
 - ※ 입력지진 형태 : 기반암 입사파(암반노두/2)

(iv) 검증 기준선정

- 검증 대상 : 가속도 시간이력, 주파수대역 특성
- 검증 위치 : 지표면 자유장, 옹벽 구조물 최상단

② 수치해석 모델링

(i) 양해법(explicit method) 적용을 위한 최소 시간간격

본 연구에서는 지진시 지반의 비선형 거동을 포함한 얇은기초 구조물의 응답특성을 살펴보기 위하여, 동적 해석시 시간영역 양해법(explicit method)을 사용하는 유한차분해석프로그램인 FLAC-3D를 사용하였다. 해석에 사용된 컴퓨터는 Intel사의 Xeon X5690(3.47GHz) 2기를 탑재하도록 구성하였다. 지반은 육면체 솔리드 요소(solid element)로 한번의 최대크기(Δl)는 지진파의 파장(λ)를 고려하여 식 (22)와 같이 결정된다.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10}, \quad f \leq \frac{v_s}{10 \times \Delta l} \quad \text{식 (22)}$$

본 연구에서는 solid요소의 최대 모서리 길이를 80cm로 지반을 격자 모델링함에 따라, 19Hz의 이하의 지진파가 전파 가능도록 구성하였다. 이는 본 해석에 사용된 Hachinohe 및 Ofunato지진파의 에너지대역을 충분히 전달할 수 있는 주파수이다.

(ii) 수치해석 모델의 제원 및 지반 구성모델

해석에 사용된 솔리드 요소는 약 17,994개 이다. 해석에 소요되는 시간을 줄이기 위하여 동적원심모형시험이 평면변형을 조건하에 시행된 것을 감안하여 횡방향으로 40% 축소된 수치해석 모델을 사용하였다. 구성된 수치해석 모델은 그림 158, 159 과 같다.

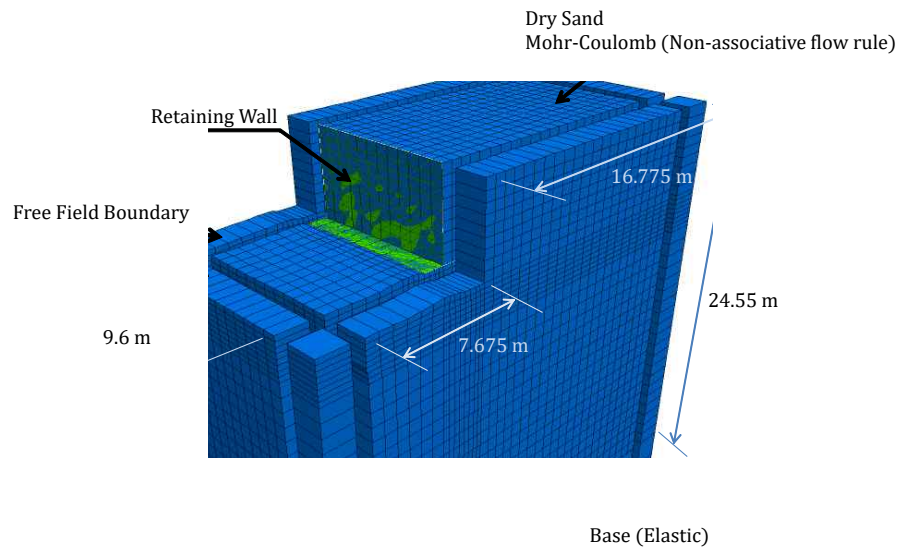


그림 158. 옹벽 구조물의 수치해석 모델 (5.4m)

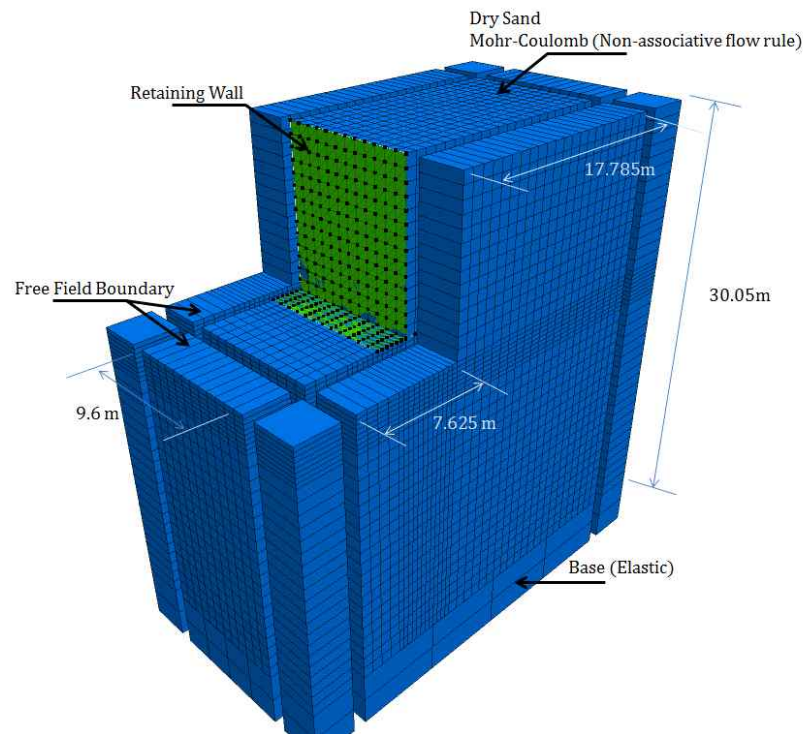


그림 159. 옹벽 구조물의 수치해석 모델 (10.8m)

지반 재료인 실리카 모래는 동적하중에 대한 이력감쇠(Hysteretic damping) 발생이 가능하도록 쌍곡선 함수를 적용하여 얇은 기초 구조물의 수치해석 모델링과 동일한 방법으로 모델링 하였다. 이때 지반의 전단강도 모델은 비연관 흐름법칙(Non-associative flow rule)을 따르는 소성모델인 Mohr-Coulomb모델을 적용하였다. 원심가속도 50 gc 하에서 지반 재료의 물성치 및 지반의 탁월 주기는 표 34 와 같다.

표 34. 지반재료의 동적 특성(원심가속도 50gc)

Table 2. Soil properties under centrifugal accelerations of 50 gc

Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Internal friction	Initial relative	Dilation angle (°)	Soil deposit properties	
		angle (°)	density (%)		V _s ^a (m/s)	T _c ^b (s)
14.23	0	41	60	20	168	0.45

^aMean shear wave velocity of whole layer.

^bFirst site period of whole layer.

(iii) 옹벽 구조물의 수치 모델링

옹벽 구조물은 지반면과의 마찰에 따른 거동을 묘사하기 위하여 지반과 접촉하는 경계면에서 coulomb-slider 거동이 가능한 쉘 요소인 라이너 요소(liner element)를 사용하였다. 라이너 요소는 플레이트 거동이 가능한 DKT-CST(discrete Kirchhoff triangle-constant strain triangle) 쉘로 구성되며, 인접 지반요소와 안정적인 상호거동을 위하여 중앙부 절점이 없도록 사선(diagonal)형태로 구성하였다. 또한, 뒷채움측 옹벽 저판의 경우 상/하면 서로 다른 지반과의 경계면 거동을 보여야 하므로 양측 경계요소(Two-sided)를 가지는 라이너 요소를 적용하였다. (그림 160, 161)

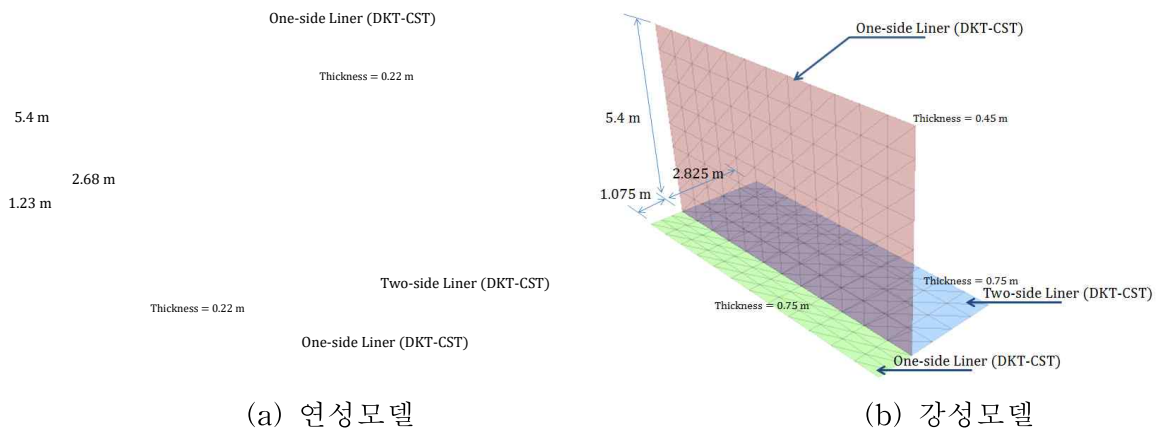


그림 160. 옹벽 구조물의 수치해석 모델 (5.4m)

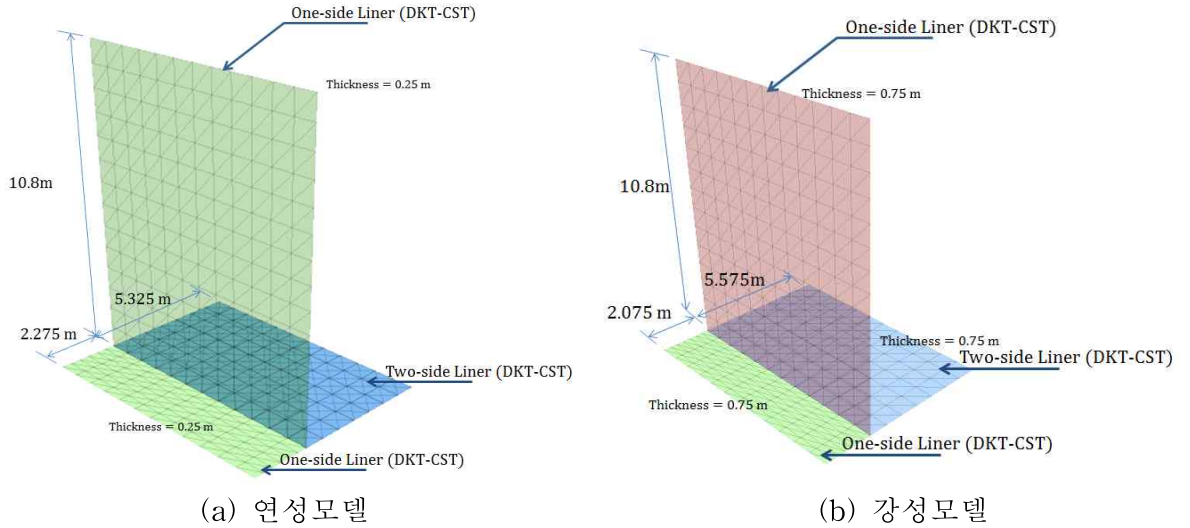


그림 161. 옹벽 구조물의 수치해석 모델 (10.8m)

본 연구에서 사용된 수치해석프로그램인 FLAC-3D는 구조요소의 감쇠로 Rayleigh 감쇠, local 감쇠, combined local 감쇠의 세가지를 제공하고 있다. Rayleigh감쇠의 경우, 구조물의 수치해석시 대각행렬의 구성이 용이하도록 정의된 고전적인 감쇠비로써, 구조물의 주파수에 따라 감쇠비의 크기가 달라지는 단점을 가지고 있다. 또한, 양해법을 이용한 시간영역 해석에서 Rayleigh감쇠를 강성에 비례하여 적용할 경우 안정된 수치적분을 위한 시간간격이 급격하게 감소하게 되는 단점이 발생한다(Belytschko, 1983). 따라서, 본 연구에서는 시간간격 감소로 인한 해석시간 지연을 방지하고 주파수에 따른 감쇠비 변화를 제거하기 위하여 구조요소에 대해서 combined local damping을 적용하였다. 옹벽 구조물의 감쇠비는 0.9%를 적용하였다.

라이너 요소의 경우, 인접 솔리드요소와의 경계면 거동을 정의하기 위하여 법선 및 접선방향 지반반력 계수, 그리고 벽마찰각이 정의되어야 한다. 지반반력 계수는 경계면에서의 수직방향으로의 과도한 변형을 방지하기 위하여 안전율 10을 적용하여, 식 (23)과 같이 계산가능하다(Itasca, 2011). 또한, 동적 거동시 대변형 거동을 묘사하기 위하여 라이너 요소의 절점의 위치를 해석단계별로 갱신 가능한 lagrangian 좌표계를 적용하여, 인접 경계면 거동을 정의하도록 하였다. 본 연구에서 적용된 경계요소의 응력-변위 거동특성은 그림 162 와 같다.

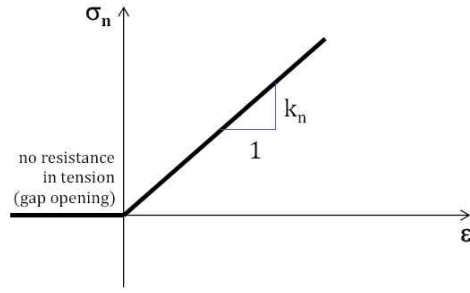
$$k_n = k_s = \max \left[\frac{\left(K + \frac{3}{4} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \times 10 \quad \text{식 (23)}$$

여기서, k_n, k_s : 각각 수직, 접선 방향 스프링 상수 (단위 : F/L3)

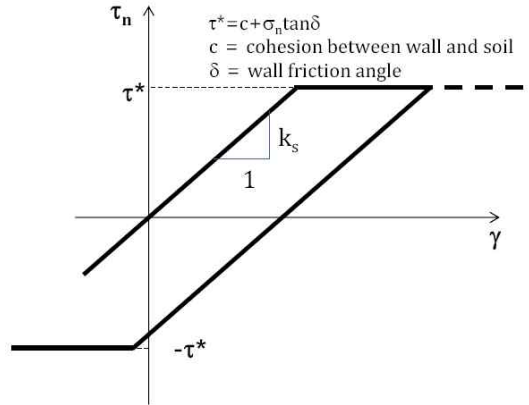
K : 솔리드 지반요소의 체적탄성계수

G : 솔리드 지반요소의 전단탄성계수

$\Delta z_{\min}$: 솔리드 지반요소의 최소 모서리 길이



(a) Interface behavior in normal direction



(b) Interface behavior in shear direction

그림 162. 옹벽-지반 경계요소의 응력-변위 거동특성

(iv) 최소 시간간격 및 해석시간의 결정

본 연구에 사용된 유한차분 해석프로그램인 FLAC-3D는 동적해석시 시간영역에서 양해법에 의한 시간적분을 실시하게 된다. 이로부터, 시간 이력에 따른 지반의 비선형성 및 구조물의 기하학적 비선형 거동에 대한 고려가 가능하다. 이러한 해석이 안정적으로 시행되기 위해서는 단계별 최소 시간간격을 매우 짧게 설정하여야 하며, 안전율 2.0을 적용시 식 (25)와 같이 계산가능하다(Itasca, 2011). 동적해석에 소요되는 전체 시간은 최소 시간간격에 좌우되며 식 (25)로 부터, 강성이 큰 재료를 매우 작은 크기의 요소로 모델링 하였을 경우 최소시간간격이 급격히 작아지게 되어 전체 해석시간이 지연되는 것을 알 수 있다.

$$\Delta t_{crit} = \min \left\{ \frac{V}{C_p A_{max}^f} \right\}, \quad \Delta t_d = \Delta t_{crit} / 2.0 \quad \text{식 (25)}$$

여기서, Δt_d : 시간영역 수치적분을 위한 시간간격 (안전율 2.0 적용시)

Δt_{crit} : 시간영역 수치적분을 위한 최소 시간간격

C_p : 압축파 속도

A_{max}^f : 유한차분 요소의 표면적

V : 유한차분 요소의 부피

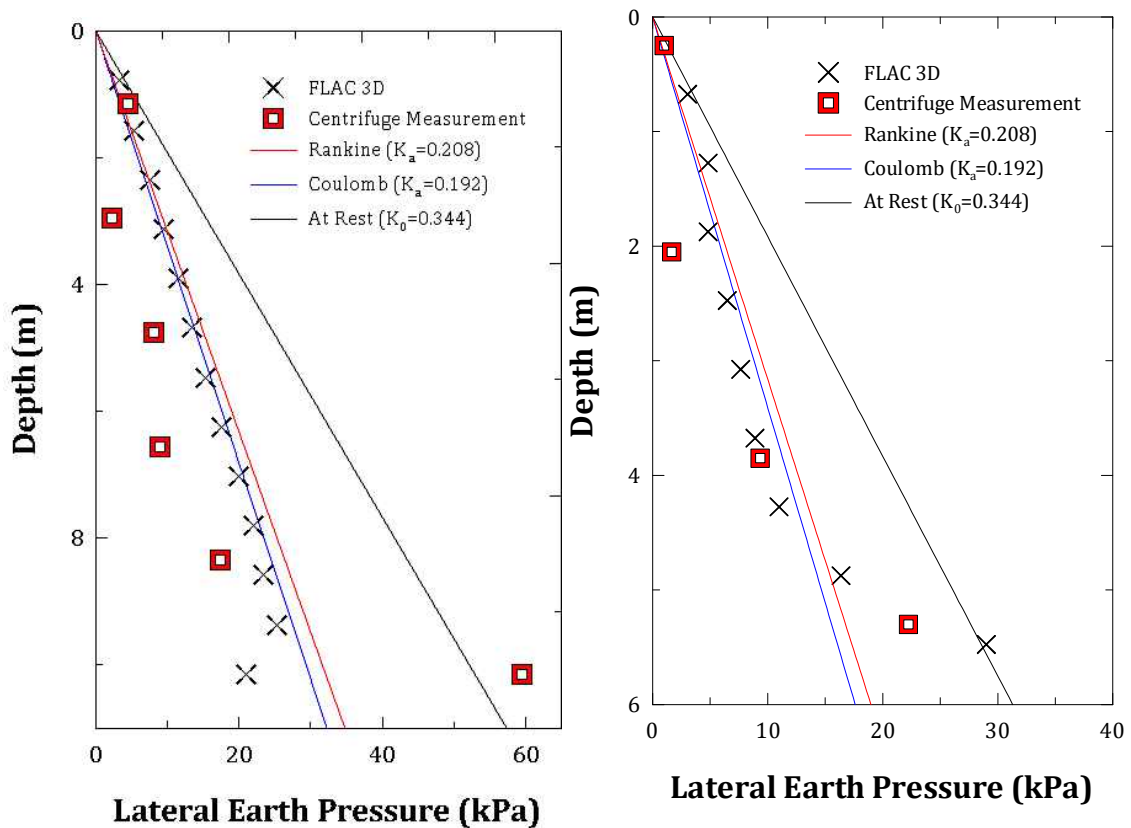
옹벽의 수치 해석시 적용된 최소 시간간격은 약 3.75×10^{-5} 초 이다. 총 해석에 소요된 시간은 약 3시간으로 이는 해석에 사용된 컴퓨터의 사양에 따라 좌우되는 수치이다. 본 수치해석 모델에서는 최소 시간간격은 강성(압축과 속도)이 크고, 개별 요소(Zone)의 크기가 작은 ESB 컨테이너 바닥판으로 모델링 되는 기반암의 유한차분 요소 크기에 의해 좌우된다. 동적해석단계에서는 지진하중에 의한 지반 및 구조물의 대변형 해석을 위해서 오일러 좌표계를 적용한 정적평형상태의 모델을 라그랑지안 좌표계로 변환하여 해석을 시행하였다.

② 수치해석 검증 결과

지진시 옹벽구조물의 거동해석을 위한 수치해석 모델의 검증은 크게 3가지 항목에 대해서 동적원심모형 시험결과와 직접 비교를 통하여 이루어 졌다. 첫째 정적인 상태에서 옹벽 구조물에 작용하는 토압을 검증하였으며, 두 번째로 변위와 관련된 항목(변위, 속도, 가속도)에 대한 상호 검증이 이루어 졌다. 마지막으로, 옹력(토압, 옹벽 구조물의 휨모멘트)과 관련된 항목에 대한 상호 검증을 실시하였다. 각각의 항목에 대한 검증결과는 다음과 같다.

(i) 정적 토압의 검증

정적인 상태에서 옹벽 구조물에 작용하는 횡방향 토압은 주동토압 이론해와 유사한 결과를 보여야 한다. 그림 163 은 수치해석, 동적원심모형 시험 그리고 Rankine, Coulomb토압 결과를 깊이별로 도시한 결과이다.



(a) 5.4 m

(b) 10.8 m

그림 163. 정적인 상태의 주동토압 비교 결과

비교결과 수치해석과 동적원심모형시험의 토압분포는 일치하는 양상을 나타낸다. 다만, 두 개의 방법이 옹벽 하단부에서 이론 토압크기에 비하여 큰 값을 나타내는 이유는 캔틸레버 형태로 구성되는 역 T 형 옹벽의 저판과의 접합부 근처에서 작용하는 휨모멘트의 영향으로 판단된다. 즉, 휨모멘트의 작용으로 뒷채움재 방향으로 작용하는 옹벽벽체의 수평력으로 인하여 주동토압상태(K_a)가 아닌 정지토압(K_0)에 가까운 응력 상태가 발생하는 영역이라 판단된다.

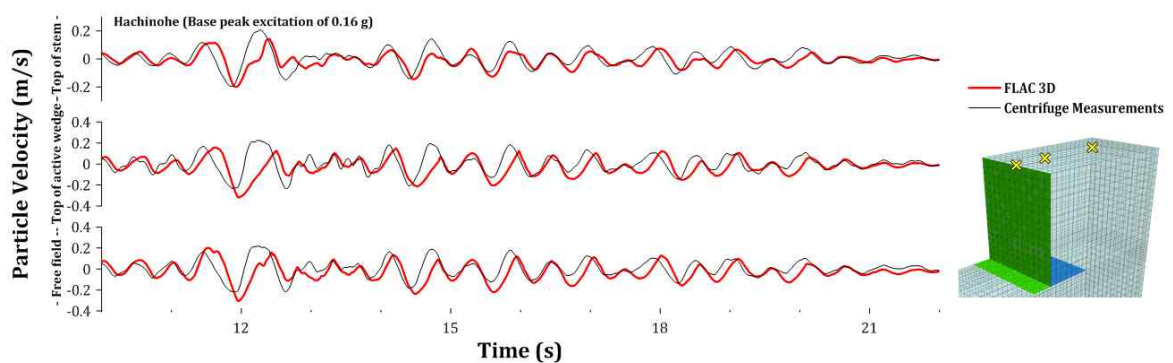
따라서, 본 연구에서 적용하고자 하는 수치해석 모델은 정적 상태에서 정상적으로 거동하는 결과를 나타낼 수 있다.

(ii) 변위 관련 항목의 검증

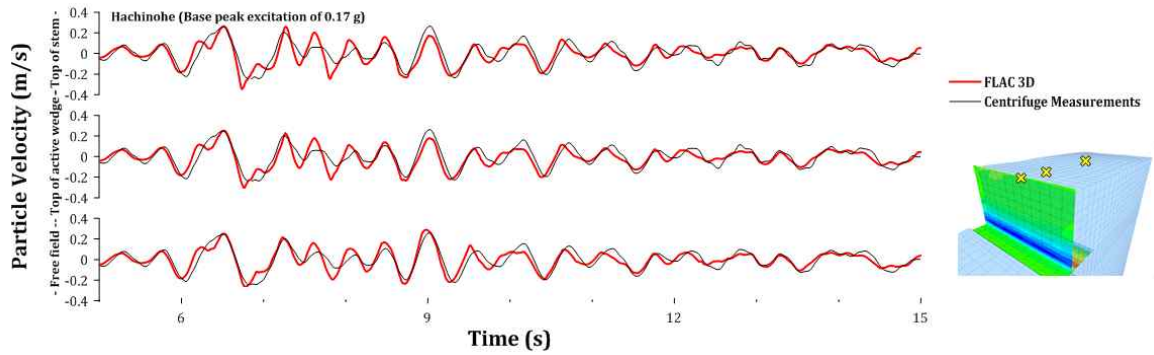
지진시 수치해석 모델 옹벽의 거동을 검증하기 위하여, 변위관련 항목 중 옹벽 최상단 수평 입자속도(Particle velocity) 및 뒷채움 지표면 입자속도에 대해서 동적원심모형시험 결과와 직접 비교를 실시하였다.

그림 164 는 대표적인 비교결과를 나타내고 있다. 비교를 위한 계측지점의 위치는 옹벽 최상단, 뒷채움 주동토압 파괴영역의 최상단, 그리고 주동토압 파괴영역을 벗어나 옹벽의 거동에 영향을 거의 받지 않는 지표면 자유장으로 그림 상에 표시되어 있다.

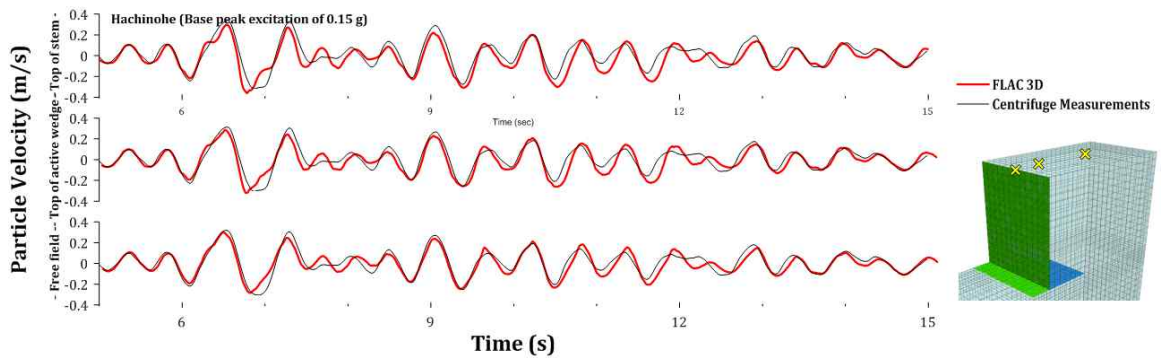
(a) 옹벽 높이 5.4m, Hachinohe형 지진, 기반암 최대 입력가속도 0.15g



(b) 연성옹벽 높이 10.8m, Hachinohe형 지진, 기반암 최대 입력가속도 0.16g



(c) 강성옹벽 높이 5.4m, Hachinohe형 지진, 기반암 최대 입력가속도 0.17g



(d) 강성옹벽 높이 10.8m, Hachinohe형 지진, 기반암 최대 입력가속도 0.15g

그림 164. 입자속도 비교결과(동적원심모형 시험-흑색/수치해석-적색)

입자속도의 비교결과는 대표결과 외에도 거의 모든 실험결과의 모든 계측위치에서 놀라울 정도로 일치하는 결과를 나타내고 있다. 따라서, 본 연구에서 적용하고자 하는 수치해석 모델은 변위관련 항목에 있어서 동적상태에서도 정상적으로 거동하는 결과를 보여줄 수 있다.

(iii) 응력관련 항목의 검증

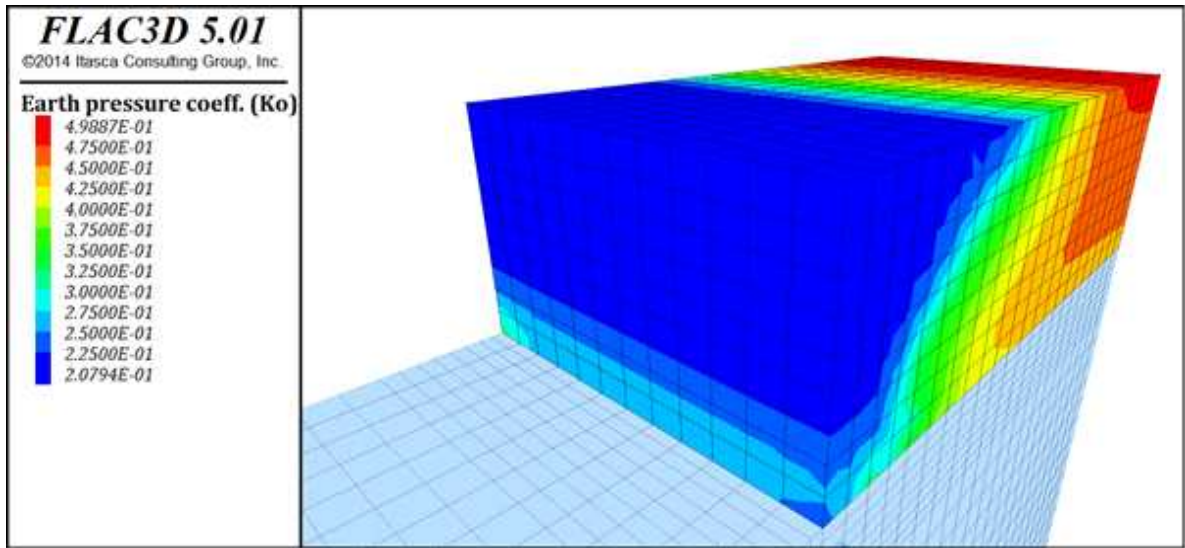
변위관련 항목의 동적원심모형 시험과 수치해석결과의 일치로 응력 관련항목(토압, 옹벽의 부재력)또한 일치하다고 단정할 수 는 없다. 그 이유는 지반-구조물 상호작용에 있어서 구조물의 응답은 구조물 자체의 동적거동특성(공진주파수, 감쇠비)과 지반과의 경계조건(경계면 강성)으로 결정되나, 구조물에 작용하는 토압은 동일한 경계면 강성을 가지고 있는 상태에서도 지반의 연직/수평응력상태에 의하여 변화되는 토압계수에 따라 변화하기 때문이다. 따라서, 응력관련 항목의 경우 별도의 계측결과를 바탕으로 검증이 시행되어야 한다.

그림 165, 166 은 응력관련 항목의 검증을 위해서 동적원심모형 시험과 수치해석결과로부터 지진시 옹벽에 작용하는 토압과 옹벽 벽체에 발생하는 휨모멘트를 도시한 그래프이다.

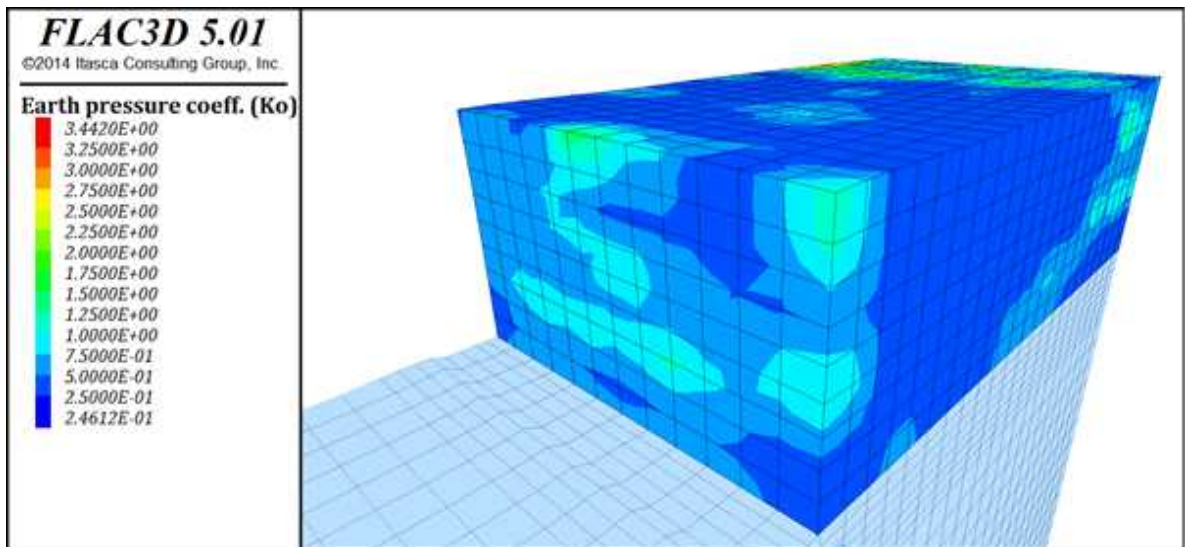
그림 165. 옹벽에 작용하는 토압의 시간이력 비교
(옹벽 높이 5.4m, Hachinohe형 지진, 기반암 최대 입력가속도 0.15g)

그림 166. 옹벽에 작용하는 모멘트 시간이력 비교
(옹벽 높이 5.4m, Hachinohe형 지진, 기반암 최대 입력가속도 0.15g)

토압과 모멘트 시간이력 비교 결과, 변위관련항목의 수치해석과 동적원심모형 시험결과와의 일치정도와는 다른 양상을 보이고 있다. 특히, 지진하중 가진 후의 잔류토압과 잔류 모멘트의 차이가 발생함을 알 수 있다. 이는 옹벽 벽체면에 분포하는 뒷채움토의 토압계수 분포로부터 발생하며, 수치해석으로부터 얻어진 지진하중 가진 전/후의 토압계수의 분포를 그림 167 에 나타내었다.



(a) 지진하중 가진 전 (정지상태)



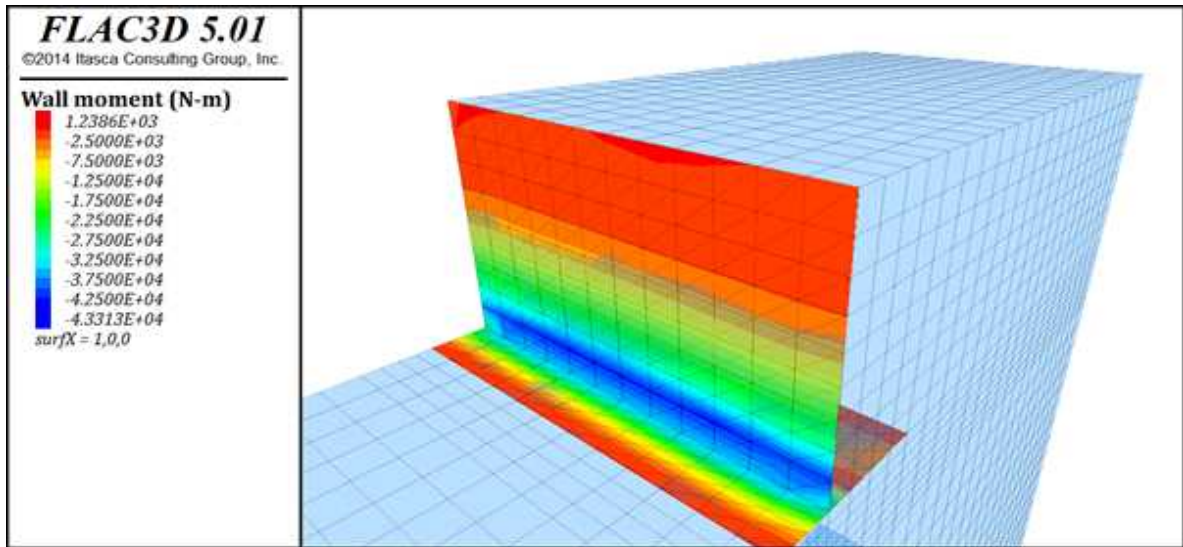
(b) 지진하중 가진 후 (정지상태)

그림 167. 지진하중 작용 전/후의 토압계수 분포 변화

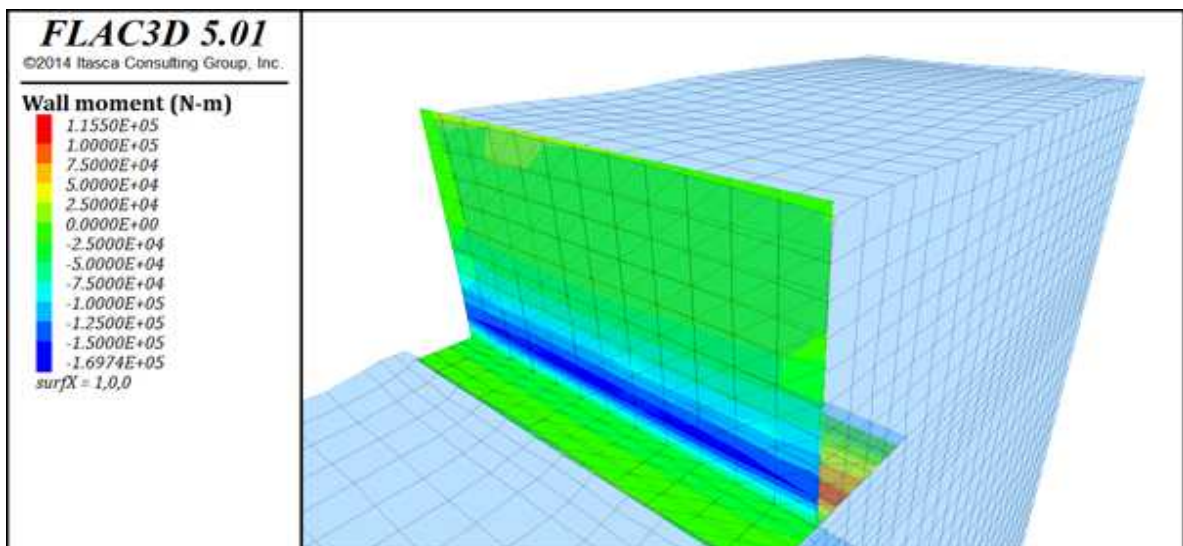
실제로 지진하중 가진 후의 토압계수 분포는 그림 168(b) 와 같이 공간적으로 균일한 분포를 나타내지 않으므로, 원심모형시험과 수치해석의 비교 분석이 쉽지 않다. 반면, 수치해석으로부터 얻어진 지진하중 가진 전/후의 벽체 휨모멘트의 분포는 그림 168 와 같이 동일 깊이에서 일정한 모멘트 분포를 보이므로, 본 연구에서는 옹벽벽체에 작용하는 휨모멘트 계측기록을 이용하여 원심모형시험과 수치해석의 비교 분석을 그림 166 과 같이 실시하였다.

동적 원심모형시험과 수치해석의 차이점은 시험 및 해석 진행방법에 차이점이 발생할 수 있다. 일반적으로 동적원심모형 시험은 1 g 상태에서 시험 모형 설치 후 계획 원심가속도를 작용시켜 프로토타입 구조물의 정적인 평형상태에 도달하게 된다. 그 후 점진적으로 지진가속도를 증가시키며 단계별 시험을 진행하게 되며, 입력지진파의 변경이 필요한 경우 다시 낮은 단계의 지진으로부터 시작하여 단계별 시험을 진행하게 된다.

수치해석의 경우 프로토타입 해석모델을 작성 후 1 g 상태의 정적평형상태 도달하기까지의 과정은 동적원심모형 시험과 동일하다. 그러나, 정적 평형상태 이후의 지진하중은 단계별 가진 또는 원하는 지진하중단계를 바로 작용할 수 있는 장점이 있다. 일반적으로 실제 현장에서 지진하중을 받게 되는 옹벽 구조물은 단계별로 가진 크기가 증가되지 않으므로, 일반적인 수치해석은 정적평형상태 도달 이후 목표하는 지진크기를 바로 가진시키는 해석방법이 일반적이다.



(a) 지진하중 가진 전 (정지상태)



(b) 지진하중 가진 후 (정지상태)

그림 168. 지진하중 작용 전/후의 벽체 휨모멘트 분포 변화

앞서 그림 168에서 나타난바와 같이, 단계별 시험 및 해석이 진행될 경우 최초 정적인 상태에서 주동토압상태였던 뒷채움토는 지진하중 재하 후 거의 정지토압에 가까운 상태로 변화하게 된다. 만약 단계별 시험이 시행된다면, 최초단계의 시험이 아닌 경우 정적 토압의 크기가 주동토압이 아닌 상태가 되어 지진하중 가진 후 잔류 토압의 양상이 최초 가진 시점과는 다른 양상을 보일 수 있게 된다.

그림 169 는 수치해석을 통하여 단계별 가진을 재현한 경우이다. 1, 2번째 단계 모두 입력지진의 크기는 동일하나 지진 재하전 정적상태의 토압분포 양상이 다르므로 지진하중이 가해지는 동안 서로 다른 벽체의 휨모멘트 변화 양상을 나타낼 수 있다.

그림 169. 단계별 시험에 따른 벽체의 휨모멘트 변화 양상 (수치해석)

따라서, 동적수치해석의 응력관련 항목의 검증은 지진하중 재하전 지반의 응력상태가 실험시의 상태와 일치하여야만 확인 가능함을 알 수 있다. 반면, 변위관련 항목은 단계별 시험과는 상관없이 일정한 응답을 나타낼 수 있었다. 이는 구조물-지반 상호작용에 영향을 미치는 지반-구조물 경계면 강성은 지반의 응력상태와 무관하게 일정한 값을 나타내기 때문이다.

(2) 수치해석을 이용한 역 T형 옹벽의 지진시 거동분석

동적 수치해석의 해석과정 중 모델의 거동을 시각적으로 표현 가능한 것은 수치해석이 가지고 있는 가장 큰 장점이라 할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 역 T 형 옹벽의 지진시 거동을 수치해석을 통하여 동영상화 하여 분석을 실시하였다.

동영상 파일 별도 제출 (제출 서류 CD 포함)

동영상 파일 상단부에는 동적원심모형 시험(푸른색) 및 수치해석(붉은색)에서 계측된 옹벽 최상단 속도 이력을 나타내고 있다. 옹벽 후면 지반은 최대 응력증가분에 대한 등치선(contour)이며, 벡터의 화살표는 변위를 나타낸다. 동영상에서 볼 수 있듯이 지진하중이 재하됨에 따라 지속적으로 주동토압 켜기는 그 영역이 넓어지며 옹벽의 벽체와 주동토압 파괴면 사이로 파고드는 거동을 보여준다. 따라서, 지진시 주동토압 켜기의 침하량과 옹벽벽체에 작용하는 휨모멘트는 서로 강한 상관관계를 나타내게 되며 그 양상은 그림 170 과 같다.

그림 170. 지진하중 재하에 따른 지표면 침하 및 옹벽 벽체 모멘트의 변화

검증된 수치해석으로 확인된 지진하중 재하시 역 T 형 옹벽의 동토압 발생과정을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 지진시 옹벽의 벽체와 주동토압 파괴면사이의 상대변위발생으로 인하여 뒷채움 췌기는 지속적으로 하향 이동함을 알 수 있다.
- (2) 지진시 하향 이동한 주동토압 췌기는 옹벽과 후면 지반 간 변위 위상차가 발생할 경우 수평응력의 증가를 유발하게 된다.
- (3) 주동토압 췌기의 수평응력 증가는 옹벽 벽체와 접하는 지반의 토압계수의 증가로 나타나게 되며, 정시상태의 주동토압 계수보다 큰 값을 나타내게 된다.
- (4) 결과적으로, 역 T 형 옹벽에서 지진시 동토압은 옹벽과 후면 지반 간 상대변위로 인한 주동토압 췌기의 침하로 인하여 유발 됨을 알 수 있다.

(3) 기존 동토압 이론과의 비교

현재 실무설계시 가장 널리 적용되는 지진시 동토압 이론 고려방법은 M-O공식을 이용한 유사정적 기법이다. 본 연구에서는 M-O공식으로 산출된 동토압 검증을 위하여 역 T 형 옹벽 벽체에 작용하는 휨모멘트를 기준으로 M-O공식과 수치해석 결과를 비교하였다. 그림 171 은 지진 전, 후 그리고 지진하중 재하기간 중 최대 모멘트 발생시점에서 깊이별 벽체의 휨 모멘트 분포를 M-O공식으로 유도된 휨모멘트와 함께 도시하였다. 여기서, 옹벽상단으로부터 깊이 0.6H지점 까지는 M-O공식을 적용시 비교적 유사한 모멘트 분포를 산출함을 알 수 있으나, 그 이상의 깊이에서는 M-O공식으로 산출된 휨모멘트보다 큰 모멘트가 발생함을 알 수 있다. 또한, 지진시 옹벽에 작용하는 토압을 삼각형 분포로 가정시, 최대 모멘트 지점을 기준으로 깊이별 휨모멘트 분포를 도시할 경우 수치해석 결과와 일치하지 않음을 알 수 있다.

따라서, 지진시 및 지진 후 역 T 형 옹벽에 작용하는 토압의 분포는 삼각형 분포가 아닌 형태가 아니며, 옹벽 하단에 토압이 집중되고 있음을 알 수 있다.

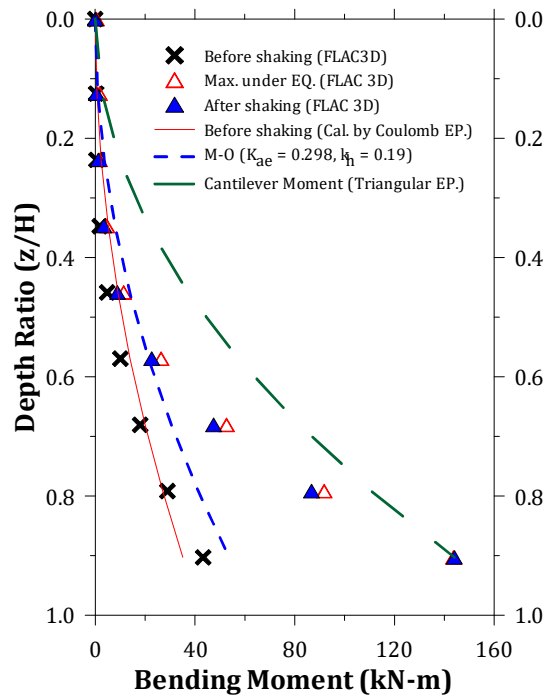


그림 171. 지진 전, 후 그리고 지진하중 재하기간 중 최대 모멘트 발생시점에서
깊이별 벽체의 휨 모멘트 분포

(4) 경계조건에 따른 매개변수 분석

기존 지진시 역 T 형 옹벽의 거동에 대한 연구를 살펴보면, 지진 전/후 옹벽 벽체에 작용하는 모멘트 크기에 있어서 서로 다른 결과를 도출하고 있다. 그 중 중요한 이유는 앞서 설명한 바와 같이 단계별 시험의 영향 및 옹벽과 저판 접합부의 상세, 그리고 옹벽의 활동경계면 조건이 될 수 있다. 이들 중, 본 연구에서는 검증된 수치해석 프로그램을 이용하여 옹벽의 활동경계면 조건에 따른 벽체 휨모멘트의 변화를 그림 172 와 같이 살펴 보았다.

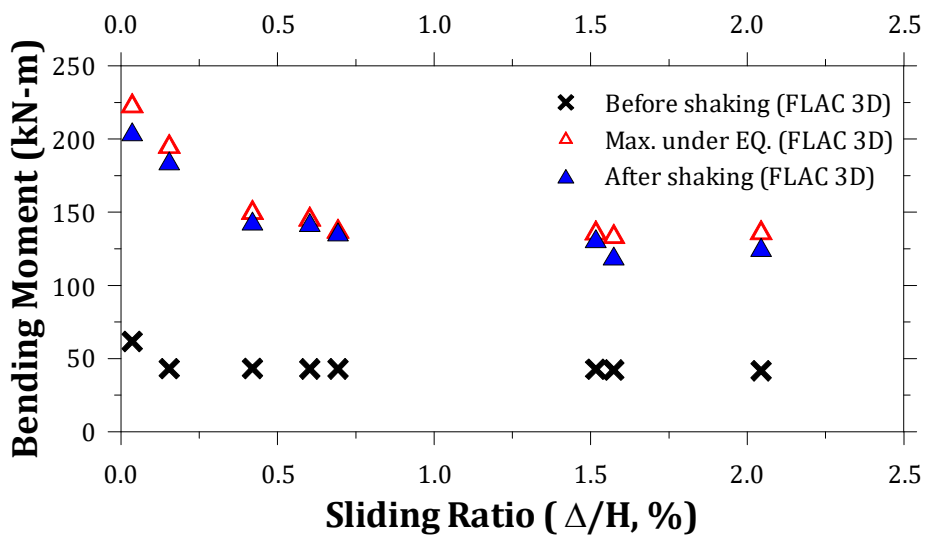


그림 172. 옹벽 수평변위에 따른 벽체 휨모멘트(최대, 잔류)의 변화
(Hachinohe, Base PGA: 0.15g, D: Max. translational displacement, H: Height of wall stem)

옹벽의 활동을 허용함에 따라 벽체에 작용하는 지진시 및 지진 후 잔류 휨모멘트의 크기가 감소함을 알 수 있으며, 일정 변위비(약 높이의 0.4%) 이상에서는 더 이상 감소하지 않음을 알 수 있다.

(5) 소결

본 연구에서는 역 T 형 옹벽의 지진시 거동 분석을 위하여 연구 수행기간 동안에 다음 사항을 시행하였다.

① 수치해석 프로그램의 선정

양해법을 이용한 시간영역 직접 적분이 가능한 상용 수치해석 프로그램의 선정을 완료

② 수치해석 프로그램의 검증

동적 원심모형시험결과를 이용한 수치해석 모델링의 검증 실시

③ 수치해석을 이용한 역T형 옹벽의 거동분석

동적 원심모형시험결과 및 수치해석 결과를 사용한 역 T 형 옹벽의 거동 분석 및 동토압 발생 메커니즘 분석

④ 기존 M-O 공식의 평가

기존 M-O공식을 이용한 동토압 계산결과와 비교 분석 실시

제3장 최종 연구성과 및 적용실적

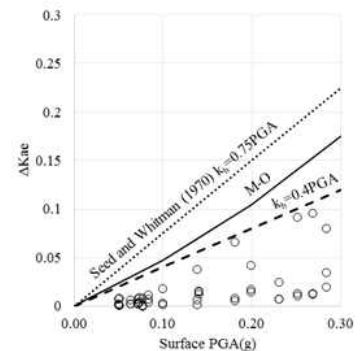
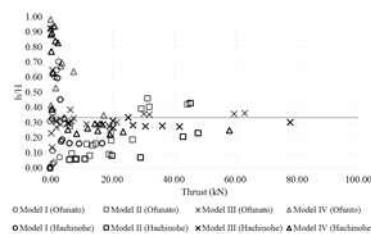
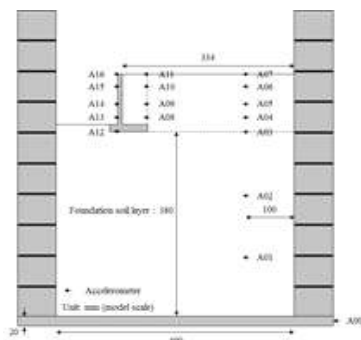
1절 최종 연구 성과

가. 국내외 내진 설계기준 및 연구동향 검토

- 해외 설계 기준과 국내 설계 기준 차이점 검토 및 국내 설계 기준 문제점 도출
- 세계 연구 그룹의 기술 수준 검토를 통한 연구 차별성 확보
- 옹벽의 내진설계 방법에서 개선이 필요한 방향과 연구 방향 설정
- 지반 구조물의 내진설계 방법에서 개선이 필요한 방향과 연구 방향 설정

나. 동적 원심모형실험을 이용한 옹벽의 지진시 거동 평가

- 벽체 유연도에 따른 지진 시 옹벽에 작용하는 동토압 변화
- 벽체를 바닥에 고정시켜 벽체 강성만을 변화시키며 동적 원심모형실험을 수행. 벽체 유연도가 증가할수록 동적 토압 발현이 미비하였으며 작용점 또한 H/3 보다 아래에 위치하여 현행 설계에서 사용하는 0.6H 의 작용점이 동적토압모멘트를 과다 평가함 확인
- M-O 와 S-W 방법의 역T형 옹벽에의 적용 적정성
- 역T형 옹벽에서의 Mononobe-Okabe (M-O) 방법 및 Seed and Whitman (S-W) 방법의 적용은 적절한 것으로 판단되나 중력식 옹벽과 달리 벽체의 유연도(Flexibility)를 갖는 옹벽에서는 동적 토압의 발현이 미비한 것으로 평가되었음
- 변위허용 및 높이에 따른 설계지진계수 (k_h)
- 활동 변위가 발생하는 경우 동적토압이 작게 발현되며 설계지진계수(k_h) 설정 위치는 뒤채움 지반의 지표면 가속도를 사용하되 증폭 특성을 고려하여 감쇄하여 사용할 것을 추천
- 명확한 동적토압 분포 및 작용점 제시
- 동적 토압의 분포는 현재 현업에서 사용하고 있는 역삼각형 형태가 아닌 삼각형 형태에 가까우며 작용점 또한 토압의 크기 및 옹벽의 높이와 상관 없이 H/3 에 작용하는 것으로 평가되었음



<역T형 옹벽 원심모형실험 모델> <동적토압 H/3 작용점 평가> <MO 방법의 동적토압 과다평가>

그림 173. 동적토압 분포 및 작용점 결과

다. 동적 원심모형실험을 이용한 지반-기초-구조물의 지진시 거동 평가

○ 동적 원심모형실험을 활용한 지반-기초-구조물 상호작용 평가

- 지진 시, 상부 구조물의 지진하중은 지반과 기초, 구조물의 특성에 따라서 상호작용을 하면 매우 복잡하게 나타남을 확인. 동적 원심모형실험을 통해서 대표적 기초 형태인 얇은 기초와 말뚝 기초가 놓일 때의 상호작용을 연구

○ 얇은 기초의 회전 운동 영향 평가

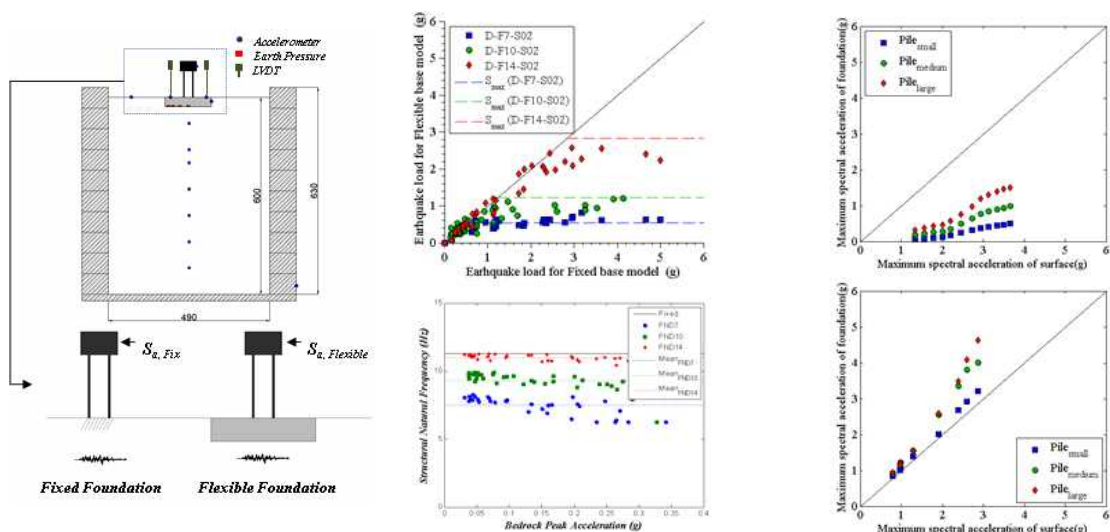
- 얇은기초의 회전 거동은 지반-얇은 기초-구조물 시스템의 지진 시 거동에 매우 큰 영향을 미치며, 강진 시 지진 하중을 현저히 줄여주는 현상을 확인하였음. 얇은기초의 너비와 질량이 감소할수록 상부 구조물의 최대 지진하중이 감소하고, 기초-지반 접촉면의 에너지 소산이 활발히 유발되어 이를 이용하면 경제적 기초 내진 설계가 가능할 것으로 판단됨

○ 얇은 기초 시스템의 등가 동특성 변화

- 지반-기초-구조물 상호작용에 의해서 유연한 기초 시스템은 등가 동적 물성을 가지는 고정단 기초 모델로 모사가 가능하다. 본 연구 결과 지진 시, 얇은 시스템의 등가 고유 주기는 증가(고유 주파수 감소)하는 현상이 발생하였으며, 기초의 너비가 증가할수록 고유 주기 증가량은 감소함을 평가하였음.

○ 지반-말뚝 기초-구조물 상호작용 반영

- 지반-말뚝 기초-구조물 상호작용은 말뚝 상부 질량이 지반에 근입되어 있는 정도에 따라서 상이하게 나타나며, 이로 인한 말뚝 기초 상부의 응답스펙트럼도 큰 영향을 받는 것을 관찰. 이를 통해서 지반 내에 말뚝 기초 상부가 근입된 경우의 동적 거동 평가 시 지반이 말뚝을 미는 운동학적 힘을 면밀히 반영할 필요성을 확인하였음.



<얇은 기초 원심모형시험 모델> <대표적 얇은 기초 실험 결과> <대표적 말뚝 기초 실험 결과>

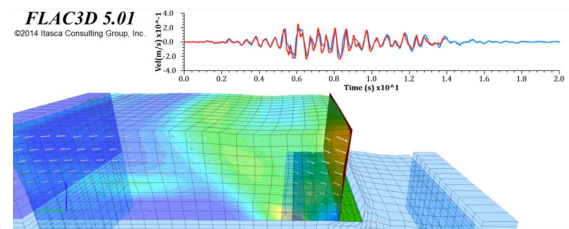
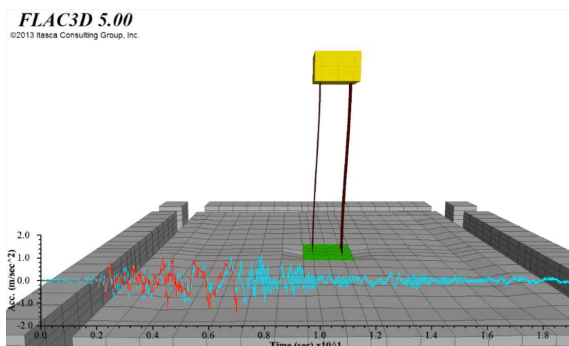
그림 174. 지반-말뚝 기초-구조물 상호작용 결과

라. 내진 설계 기준 개선(안) 도출

- 동적토압의 분포 및 작용점을 정량적으로 평가하여 추후 현업에서 사용할 수 있는 값을 제시하였음.
- 동적토압에 미치는 영향인자 도출 및 동적토압 평가 방법 정립
- 회전 거동, 등가 동특성 변화 등 지반-얕은기초-구조물 상호작용에 대한 내진 성능 평가 및 설계 기준(안) 제시.
- 지반-말뚝기초-구조물 시스템 지진 하중 산정 시, 운동학적 및 관성학적 상호작용 영향 반영의 중요성 제시
- 구조물 기초 설계 기준, 도로교 설계 기준 개선(안) 도출

마. 동적원심모형실험을 이용한 동적수치해석 기법의 적용방안연구

- 지진시 지반-구조물 상호작용을 신뢰성 있게 해석 가능한 동적 수치해석의 선정
- 선정된 수치해석 프로그램의 검증
 - KOCED동적 원심모형시험결과를 수치해석을 이용한 검증
 - 얕은기초 구조물, 역 T 형 옹벽 구조물
- 검증된 수치해석 프로그램을 이용한 지반-구조물 상호작용 검토
 - 얕은기초의 지진지 지지력 검토
 - 지지력 및 영구침하량 발생 메커니즘 분석
 - 역 T 형 옹벽의 동토압 발생 메커니즘 분석



<얕은기초 구조물의 지진시 수치시물레이션>

<옹벽 구조물의 지진시 수치시물레이션>

그림 175. 동적원심모형실험을 이용한 동적수치해석 기법의 적용

2절 주요 연구성과(학술적 성과 및 기술적 성과)

가. 학술적성과 - SCI 급

	구분	성과명	상태	발생(예상) 시점
1	주관 (KAIST)	“Seismic behavior of an inverted T-shape flexible retaining wall via dynamic centrifuge tests”, 2014, Vol.12(2), 961-980 <i>Bulletin of Earthquake Engineering</i>	Published	2014
2	주관 (KAIST)	“Evaluation of seismic behavior of soils under nuclear containment structures via dynamic centrifuge test”, 2014, Vol.277, 64-75 <i>Nuclear Engineering and Design</i>	Published	2014
3	주관 (KAIST)	“Evaluation of the seismic earth pressure for inverted T-shape stiff retaining wall in cohesionless soils via dynamic centrifuge” <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i>	<i>Under Review</i>	2014 ~2015
4	주관 (KAIST)	“Effect of wall flexibility on the seismic behaviour of cantilevered retaining wall” <i>Géotechnique</i>	<i>Under Review</i>	2014 ~2015
5	주관 (KAIST)	“Rocking response of SDOF structure on various size shallow foundation via centrifuge test” <i>Bulletin of Earthquake Engineering</i>	<i>Under Preparation</i>	2015
6	주관 (KAIST)	“Effect of kinematic interaction of pile foundation with pile cap embedding variation ” <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i>	<i>Under Preparation</i>	2015
7	위탁 (원광대학교)	“Seismic Bearing Capacity of Shallow Foundation Supporting Single-Degree-of-Freedom Structure” <i>Bulletin of Earthquake Engineering</i>	<i>Under Review</i>	2014 ~2015
8	위탁 (원광대학교)	“Numerical Analysis of Inverted T Type Wall under Seismic Loading” <i>Computers and Geotechnics</i>	<i>Under Review</i>	2014 ~2015

나. 학술적성과 - 비SCI 급

	구분	성과명	상태	발생(예상)시점
1	주관(KAIST)	“동적원심모형실험을 이용한 지진 시역T형 옹벽의 관성력 영향 분석 사례연구”, 한국지반공학회, 4월호	Published	2013
2	주관(KAIST)	“지반-기초-구조물 상호작용을 고려한 말뚝 기초 구조물에서의 지진 하중평가”, 한국지진공학회, 5월호	Published	2014
3	주관(KAIST)	“옹벽에 작용하는 동적토압 내진설계기준 개선방향에 대한 고찰”, 한국지진공학회	<i>Under Review</i>	2014
4	위탁 (원광대학교)	“비선형 수치해석을 통한 단자유도 얽은기초 구조물의 지진 응답특성 검증” 한국지반공학회, 3월호	Published	2013

다. 학술적성과 - 국내외 Conference

	구분	성과명	발생(예상)시점
1	주관(KAIST)	“SEISMIC BEHAVIOR OF FLEXIBLE INVERTED T-SHAPE RETAINING WALL VIA DYNAMIC CENTRIFUGE TESTING” 18th South East Asian Geotechnical Conference, Singapore, 2013.05.29.-31.	2013
2	주관(KAIST)	“비정형 군말뚝의 지진 시 거동 평가를 위한 동적 원심모형시험” 2013년 한국지진공학회 봄학술발표회 논문집, 서울대학교(서울), 2013.3.15	2013
3	주관(KAIST)	“Prospective of Ground Motion Evaluation in Korean Seismic Code: Site Classification, Response Spectrum and SFSI” The5th International Geotechnical Symposium Incheon, Korea, 2013.5.23	2013
4	주관(KAIST)	“동적 원심모형실험을 활용한 얇은 기초 시스템의 지진 하중 평가” 2014년 한국지진공학회 봄학술발표회 논문집, 서울대학교(서울), 2014.3.21	2014
5	주관(KAIST)	“ROKING BEHAVIORS OF SDOF STRUCTURES ON SHALLOW FOUNDATION VIA CENTRIFUGE TEST” 10th NCEE, Anchorage, Alaska, 2014.07.21.-25	2014
6	주관(KAIST)	“Seismic behavior of inverted T-shape flexible retaining walls via dynamic centrifuge” 8th ICPMG, Perth, Australia, 2014.01.14.-17.	2014
7	주관(KAIST)	“SEISMIC EARTH PRESSURES ON INVERTED T-SHAPE RETAINING STRUCTURES VIA DYNAMIC CENTRIFUGE TESTING” 10 th NCEE, Anchorage, Alaska, 2014.07.21.-25.	2014
8	주관(KAIST)	“Experiments on Dynamic Earth Pressure for inverted T-shape retaining wall” 6th IGS-Chennai 2015, IIT Madras, Chennai, India, 2015.01.21.-23.	2015(예정)
9	주관(KAIST)	“Some Remarks on Dynamic Earth Pressure for inverted T-shape retaining wall via Dynamic Centrifuge” 15th ARC, Fukuoka, Japan, 2015.11.09.-13.	2015(예정)

	구분	성 과 명	발 생 (예 상) 시 점
10	주 관(KAIST)	“Dynamic Earth Pressure for retaining wall via Dynamic Centrifuge” 6th ICEGE, Christchurch, New Zealand, 2015.09.13.-16.	2015(예 정)
11	주 관(KAIST)	“Evaluation of seismic loads on structures considering soil-foundation-structure interaction via centrifuge” 15th ARC, Fukuoka, Japan, 2015.11.09.-13.	2015(예 정)
12	주 관(KAIST)	“Parametric study of the seismic behavior of SODF on shallow and pile foundation via the centrifuge test” 6th ICEGE, Christchurch, New Zealand, 2015.11.13.-16.	2015(예 정)
13	주 관(KAIST)	“Centrifuge tests for the earthquake loading of SDOF structures on shallow foundation ” 16th ECSMGE, Edinburgh, Scotland, 2015.09.13.-17.	2015(예 정)
14	위탁 (원광대학교)	“Numerical seismic response of single-degree-of-freedom structure supported by shallow foundation” Proceedings of 3rd International FLAC/DEM Symposium, Itasca International, CSRME, Hangzhou, China, 2013.10.25	2013
15	위탁 (원광대학교)	“Soil-Foundation-Structure Interaction by an explicit time integration method” Proceedings of 11th World Congress on Computational Mechanics (WCCM XI), IACM and ECCOMAS, Barcellona, Spain, 2014.7.20	2014
16	위탁 (원광대학교)	“수치해석을 통한 지진시 단자유도 얽은기초 구조물의 동적 지지력 평가” 2014년 한국지진공학회 가을학술발표회 논문집, 한국지질자원연구원(대전), 2014.9.26	2014

3절 기술 실시 및 적용사례

구조물기초설계기준 (2014) 해설판 개정안 제출 및 심의 중

- 구조물기초설계기준 (지반공학회, 2014) 해설판 <10.8 기초 구조물의 내진해석>
- 구조물기초설계기준 (지반공학회, 2014) 해설판 <10.10 옹벽의 내진해석>
- 도로교 설계기준 한계상태설계법 “8장 내진설계”

： 구조물기초설계기준 (지반공학회, 2014) 해설판 개정 작업에 “10.8 기초 구조물의 내진해석”, “10.0 옹벽의 내진해석” 관련하여 연구결과를 이용하여 해설개정(안) 제출 및 심의중. 또한, 도로교 설계기준 한계상태설계법 “8장 내진설계” 개정작업에 수정(안)을 제안하였으며 해설이 채택될 경우 향후 설계기준 개정이 이루어 질 것으로 판단됨. 해설판 개정(안) 은 [부록] 첨부.

4절 기술개발 성과의 국내외 시장 전망

- 선진화된 내진 설계 기준 및 성능 평가 기술은 높은 수준의 전문 지식과 경험을 필요로 하며, 이로 인해 국내외에서 지반지진공학 전문과와 내진 설계 전문가에 대한 고용 창출 효과 기대
- 강도 설계에서 성능 기반 내진 설계로 설계 패러다임이 전환되고 있는 시점에서, 지반 토목 구조물 시스템(기초 및 옹벽)에 대한 지진 하중을 다각도로 평가하여 보다 빠르고 정확한 대응 및 세계적 리딩 그룹으로 도약 가능
- 건설기술혁신사업을 통해서 기초 및 옹벽 구조물의 복잡한 거동을 평가하고, 이에 대한 연구 결과를 바탕으로 창의적이고 도전적인 연구 분야로 확장 가능
- 국내 건설엔지니어링 산업 수치 해석 기술력 향상
 - 현업에 즉시 적용 가능한 프로그램과 실험기법을 적용
 - 국 · 내외 현업에서 널리 보급된 수치해석 프로그램의 선정
 - ※ FLAC3D (Itasca consulting group, 美)
 - 연구결과의 현업 전파를 위한 실용적인 수치해석 기법 정립
 - 신뢰성 있는 동적 수치해석 모델링 기법 검증 및 정립
 - 실무 및 연구단계에서 수치해석시 고려되어야 할 주요 사안에 대한 정립
 - 일선 기술자들이 마주치게 되는 해석상 불확실한 변수를 제어가능
 - 해외 건설시장에서 경쟁력 확보
 - 내진설계가 건설프로젝트 성공을 좌우할 수 있는 해외 건설시장에서 경쟁력 확보
- 복잡한 지반-구조물의 비선형거동을 동시에 수치 모델화하여 부지응답해석 및 지반-구조물 상호작용 검증을 정량적으로 실시
 - 국 · 내외적으로 극히 드문 검증 사례 제공

제4장 연구목표 달성 및 효과

1절 연구개발 최종목표 달성도

본 연구개발의 최종 목표는 “동적 원심모형실험을 이용한 지반-기초-구조물 상호작용을 고려한 지진하중 및 내진성능 평가” 로써 이를 위하여 아래와 같은 세부 및 세세부 목표를 설정하였음.

(가) 동적 원심모형실험을 이용한 지반-기초-구조물의 지진시 상호거동 평가

- 기초형식(얕은기초, 말뚝기초, 깊은 지하층)에 따른 주변 지반 및 상부구조물의 지진시 거동 특성 평가
- 자유장 응답을 바탕으로 상부구조물의 지진하중을 결정하는 현행 내진설계기준에 대한 개선방안 도출
- 동적원심모형시험 - 수치해석 모델의 상호 결과 검증

(나) 동적 원심모형실험을 이용한 지진시 교대 및 옹벽 구조물의 토압분포 규명 및 설계기준 검토

- 역T 형태의 옹벽에 대한 Mononobe-Okabe 적용 타당성 검증
- 교대의 변위를 허용 유무에 따른 지진시 지진력 산정 및 현행 내진설계기준의 합리성 검토
- Mononobe-Okabe 공식의 타당성 검증
- 동적원심모형시험 - 수치해석 모델의 상호 결과 검증

(다) 연구 결과의 현장 적용 및 내진성능평가 요령 개정에 반영

- 연구결과의 국내 내진설계 기준 및 평가요령 개정에 반영 추진
- 설계지진가속도 설정 및 지진하중 조합기법 연구

위와 관련한 차년도별 세부연구목표 달성도는 다음과 같다.

연구목표 달성도 (1차년도)

번호	세부연구목표	달성내용	달성도(%)
1	양적 지표 : 기술동향조사	기술동향 조사 보고서(1차년도)	100
2	양적 지표 : 인력 양성 배출	동적원심모형실험 전문가(석사학위 1명) 배출	100
3	양적 지표 : 국내외 학술회의 발표	국내외 학술회의 발표 2건	100
4	상사비를 고려한 동적 지반 모사	목표 진단파 속도 10% 이내 조성 성공 (9.54%)	100
5	상사비를 고려한 실험 모형 제작	기초-지반 시스템 및 옹벽구조물 모형모델 제작 완료 (2건)	100
6	기초-지반 시스템 지진하중 평가를 위한 동적원심모형 실험절차 수립	예비실험 1건, 실험절차(안) 수립 1건 보고서(1차년도) 작성 완료	100
7	옹벽 구조물 지진하중 평가를 위한 동적원심모형 실험절차 수립	예비실험 1건, 실험절차(안) 수립 1건 보고서(1차년도) 작성 완료	100

연구목표 달성도 (2차년도)

번호	세부연구목표	달성내용	달성도(%)
1	양적 지표 : 비 SCI급(3건)	비SCI 2건	67%
2	양적 지표 : SCI급(1건)	SCI 1건	100%
3	양적 지표 : 국내 기술연수 및 교육(1건)	지반공학회 학술대회에 참가하여 연구 동향 및 기술 교류에 참여 (총 7명)	100%
4	양적 지표 : 연구시설 활용 실적(1건)	KOCED 지오 센트리퓨지실험센터의 동적원심모형시험기 임차 활용	100%
5	양적 지표 : 인력양성 배출실적(1건)	동적원심모형실험 전문가(석사학위 1명) 배출	100%
6	양적 지표 : 학술회의 발표건수(2건)	학술회의 발표 3건	100%
7	기초 강성 및 지반 조건을 고려한 실험 (3회)	크기가 다른 3개의 얇은 기초와 주기가 다른 단자유도 구조물 4종류에 대한 시험 수행 (총 4회)	100%
8	실험 데이터 DB 구축	원본 계측 데이터의 신호 처리 지진하중평가 기록 정리 www.koced.net 업로드 완료	100%
9	기초강성 및 지반조건에 따른 지진하중 평가	얇은 기초 크기(강성)에 따른 상부 단자유도 구조물의 지진하중 평가	100%
10	변위 조건 및 지반 조건을 고려한 실험 (2회)	동적원심모형실험을 통한 옹벽 구조물의 동적 거동 평가 3회 수행	100%
11	양적 지표 : 수치해석 건수(5건)	수치해석 시행 (자유장조건38, 얇은기초12) (총 50회)	100%
12	양적 지표 : 기술 동향 조사 실적(국내/국외) (기술 동향 조사 실적(국내/국외), 5건)	수치해석 프로그램 조사/분석 (Abaqus, Plaxis, MIDAS GTS, OpenSees, FLAC)	100%
13	동적 원심모형 시험 및 국내 대표지반의 동적 비선형 거동 특성 평가(모델 검증)	자유장조건 수치해석 검증실시 (SHKE91 Benchmark), 총(38회)	100%
14	동적 원심모형 시험 결과를 이용한 수치 모델링 기법 검증 (얇은기초, 옹벽, 말뚝)	얇은기초 구조물 해석 검증 (총 12회)	70%
15	검증된 모델링 기법을 활용, 여러 설계조건에 따른 지반 구조물의 영향 평가	얇은기초 구조물의 고유주기별 해석 검증(총 12회)	100%

연구목표 달성도 (3차년도)

번호	세부연구목표	달성내용	달성도(%)
1	양적 지표 : 비SCI급 2건	비SCI급 1건+(1건 Submit)	100%
2	양적 지표 : SCI급 1건	SCI급 1건+(4건 Submit)	100%
3	양적 지표 : 특허출원 및 등록 건수 1건	특허 미출원	-
4	기초 강성 및 지반 조건을 고려한 실험 (총 6회 중 3회)	말뚝기초 상부질량 근입깊이에 따른 지진하중 평가 (총 4회), 풍화토 지반조건에서의 얇은기초 지진하중 평가 (1회)	100%
5	변위 조건(2회) 및 지반 조건 (2회)을 고려한 실험 (총 4회 중)	동적원심모형실험을 통한 옹벽 구조물의 동적 거동 평가 6회 수행 (강성변화 2회, 고정식 옹벽 3회, 풍화토 지반 1회)	100%
6	실험데이터 DB구축 (변위조건 및 지반조건 실험)	원본 계측 데이터의 신호 처리 파일 공개 www.koced.net 업로드 완료	100%
7	변위조건 및 지반조건에 따른 지진하중 평가	옹벽 강성 변화 및 지반 조건 (사질토, 풍화토)에 따른 동토압 및 지진하중 평가	100%
8	기초-지반 시스템 설계기준과의 비교	현행 기준 분석 및 실험 결과의 비교분석을 통한 개선방향 도출 완료 (보고서)	100%
9	옹벽구조물 설계기준과의 비교	현행 기준 분석 및 실험 결과의 비교분석을 통한 개선방향 도출 완료 (보고서)	100%
10	기초-지반 시스템 지진하중 결정 기준(안) 제안	개선된 기준안 제시 (부록)	100%
11	옹벽구조물 지진하중 결정 기준(안) 제안	개선된 기준안 제시 (부록)	100%
12	양적 지표 : 수치해석 건수(2건)	수치해석 시행 (얇은기초 : 123, 역 T 형옹벽 : 36) (총 159회)	100%
13	실험대비 시간영역 최대가속도 오차율	얇은 기초 : 15% 이내 역 T 형옹벽 : 15% 이내	100%
14	검증된 수치해석을 통한 영향인자 분석	얇은 기초 : 지진시지력, 침하 검토 역 T 형 옹벽 : 수평변위 영향 검토	100%
15	동적 원심모형 시험 결과를 이용한 수치 모델링 기법 검증	얇은 기초 : 검증 완료 역 T 형 옹벽 : 검증 완료	100%

2절 연구개발 성과의 기술적 효과분석

- 동적 원심모형실험을 통한 모형실험 기법을 개발 및 검증함으로써 지반지진공학 전반에 걸친 신기술 개발에 필요한 실험, Test bed 구축과 같은 고가의 실험 방법 대체할 수 있는 모형 실험 기술 역량 확보
- 동적 원심모형실험 기술 개발과 수행된 실험 결과를 바탕으로 지반의 비선형 거동을 반영하는 수치 모델링 기법을 개발 및 검증하여 신뢰성 있는 수치 해석 기법 확보
- 물리 모델링 및 수치해석을 통한 내진 설계 기술연구를 바탕으로 설계 지진하중 산정에 대한 수치 모델링, 물리적 모델링 전문 지식을 보유한 신진 고급 인력 배출
- 국내·외 건설업체의 수요에 대응함으로써 동적 원심모형시험 기술의 발전 및 내진 설계 기술 발전을 도모
- 동적원심모형을 통해서 기존의 수치해석을 통해서만 이루어지는 내진설계기준의 신뢰성 확보 및 개선 방향 제시

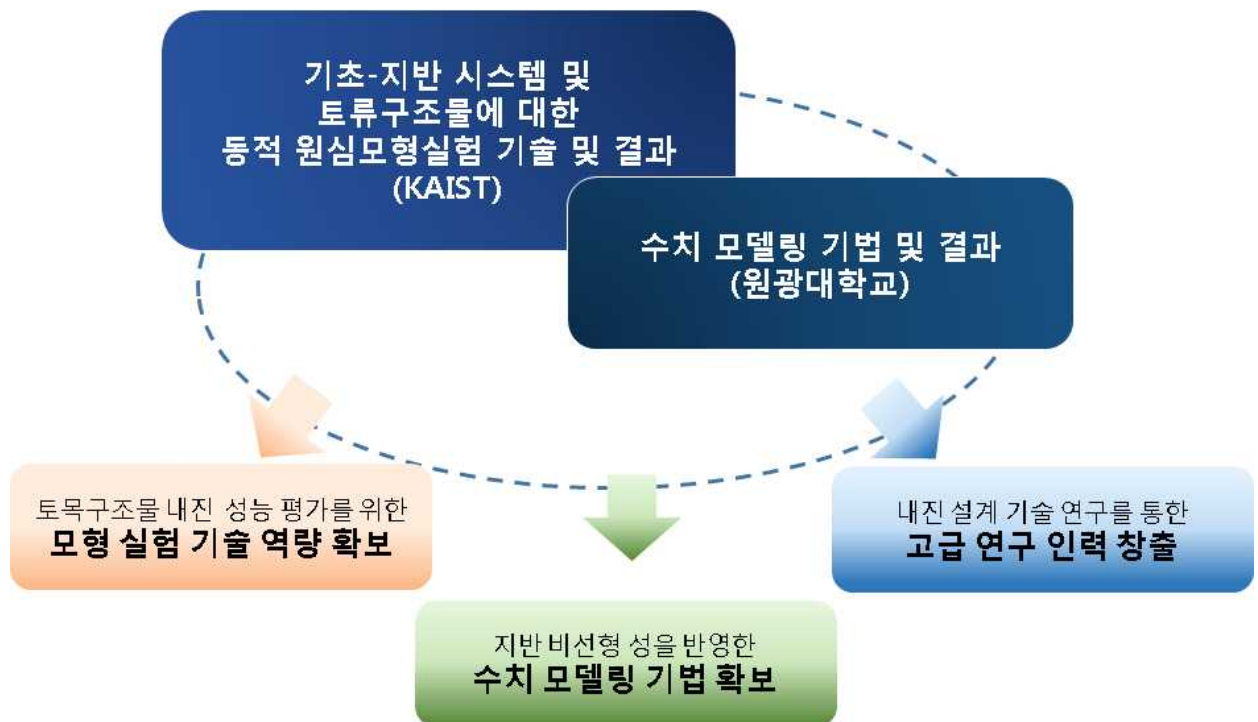


그림 176. 본 연구 과제의 기술적, 인력 양성 측면 기대성과 및 파급효과

3절 연구개발 성과의 경제적 효과분석(시장창출, 고용창출 등)

- 기존 국외 실험기관에 의뢰할 수밖에 없었던 동적 원심모형시험 기술 수요의 국산화를 통한 대체 효과
- 설계 기술의 발전으로 새롭고 정확한 설계기술력을 요하는 국제적 건설 수요에 대한 국내 건설업체의 시장점유율 증가
- 향후 아시아, 중동, 아프리카 등 신흥시장에 대한 국내 건설업체의 시장 점유율 확대에 본 연구 과제를 통해서 선진화된 내진 성능 평가 기술 활용
- 현행 내진 설계 기준의 문제점을 분석하고 이에 대한 개선(안)을 제시함으로써 보다 경제적이고 안전한 내진 설계 기술 확보
- 강도 설계에서 성능 기반 내진 설계로 설계 패러다임이 전환되고 있는 시점에서, 지반토목 구조물 시스템(기초 및 옹벽)에 대한 지진 하중을 다각도로 평가하여 보다 빠르고 정확한 대응 및 세계적 리딩 그룹으로 도약 가능
- 선진화된 내진 설계 기준 및 성능 평가 기술은 높은 수준의 전문 지식과 경험을 필요로 하며, 이로 인해 국내외에서 지반지진공학 전문과와 내진 설계 전문가에 대한 고용창출 효과 기대

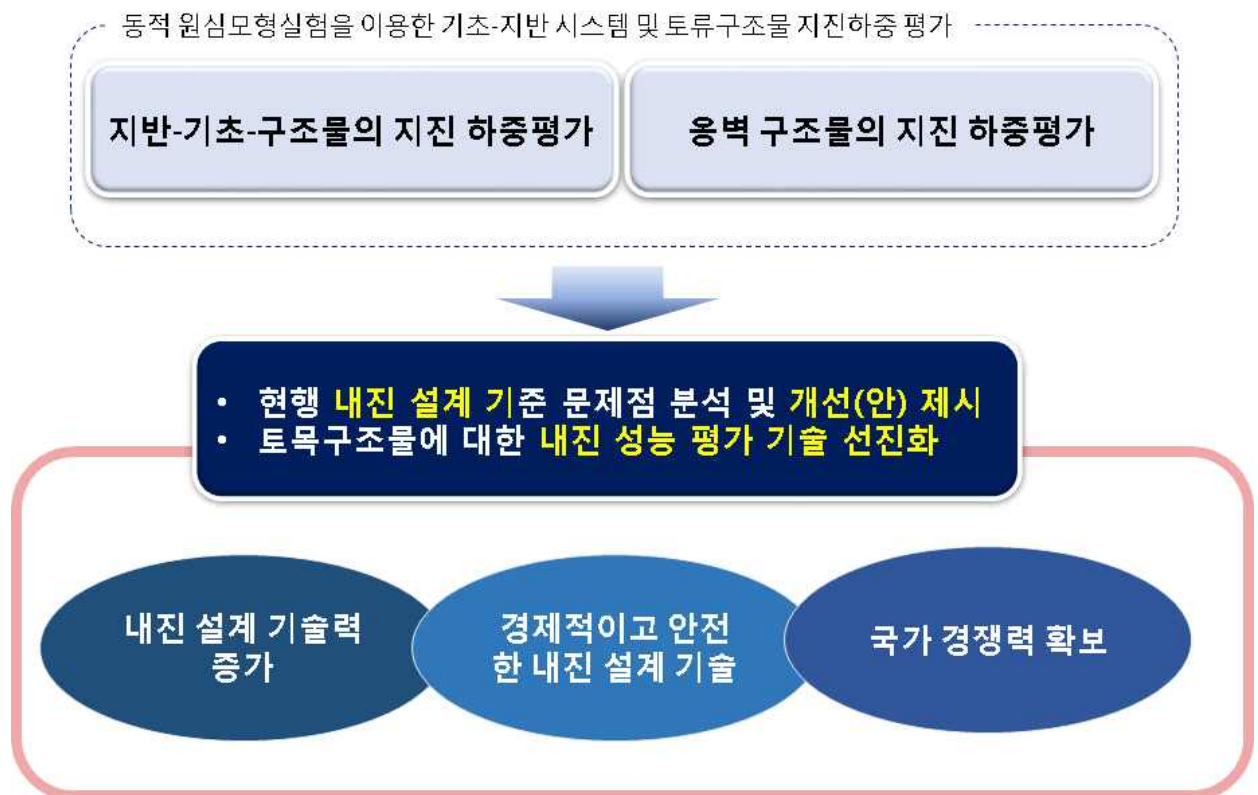


그림 177. 본 연구 과제의 경제적 효과분석

4절 연구개발 성과의 정책적 효과분석

- 국가적 차원의 내진설계 기술 체계 정비와 국가 사회의 지속적 성장 기반 확립 실현
- 현재까지 국제적 수준에서 미진했던 지반공학의 원심모형시험 관련 연구 활성화 및 우수 전문가 양성
- 건설 기술 혁신 사업을 통해서 우리 생활에 밀접한 지반 구조물 시스템에 대한 내진 성능 평가와 설계 기준 개선을 통해서 내진 안정성을 확보. 이를 바탕으로 국민들의 자연재해(지진)에 대한 안전 불감증 해소
- 다양한 현상을 고려하여 정확한 내진 성능 평가 및 설계를 바탕으로 국민의 안전한 삶 확보
- 선진화된 내진 설계 기술 및 평가 기술을 국가 정부의 지원을 바탕으로 국내에서 자체적으로 개발 및 적용하여 국가 경쟁력 확보가 가능하며, 국내 건설 업체들의 세계적 기술 경쟁력 확보
- 건설기술혁신사업을 통해서 지반 구조물의 지진하중평가 및 설계 기준 선진화 연구를 수행함으로써 국내 지진 공학 연구 기술 및 수준을 세계적 수준으로 도약
- 건설기술혁신사업을 통해서 기초 및 옹벽 구조물의 복잡한 거동을 평가하고, 이에 대한 연구 결과를 바탕으로 창의적이고 도전적인 연구 분야로 확장 가능

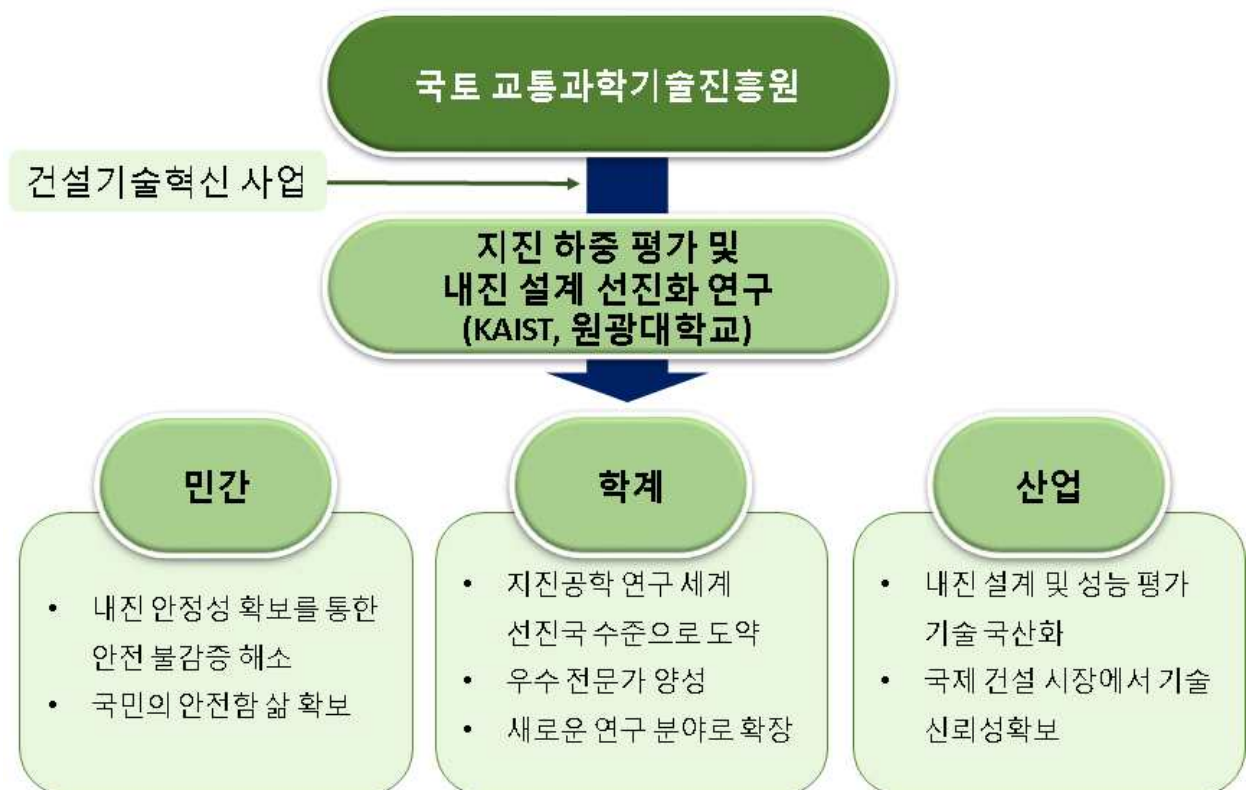


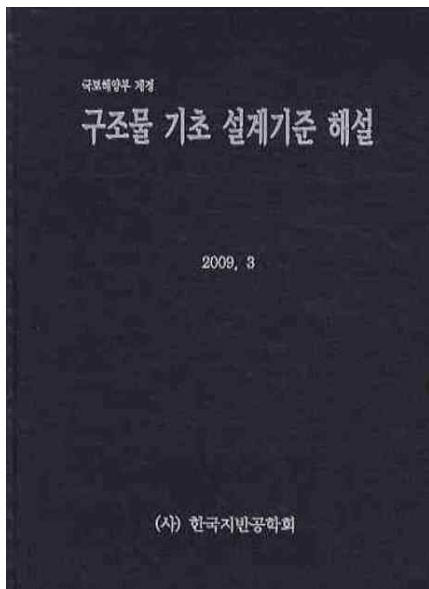
그림 178. 본 연구 과제의 정책적 효과분석

제5장 연구성과의 활용 및 추가연구 필요성

1절 연구성과 향후 활용방안

1. 정책반영 계획

현재 개정 작업이 진행중인 구조물 기초 설계기준(2014)의 해설편 “10.8 기초 구조물의 내진해석”, “10.0 옹벽의 내진해석”에 본 연구과제로부터 도출된 결과를 반영 및 심의중이며 추후 설계기준 개정에도 반영을 추진할 계획임. 또한 도로교 한계상태 설계법(2014)의 해설편에도 본 연구과제로부터 도출된 결론을 포함한 개정(안)을 제출하여 심의중임. 따라서 추후 경제적 설계기준 도출 및 개정에 추진력을 얻을 것으로 판단됨.



<구조물 기초 설계기준 해설>



<도로교 설계기준 한계상태설계법>

그림 179. 연구 결과 반영 설계기준

2. 성능기반설계법의 개발을 위한 기초연구자료 활용 가능

본 연구 과제 “옹벽의 지진 시 동적 토압 평가” 및 “기초-지반 시스템의 지진하중 산정 평가”에서 도출된 결과들은 현행 설계기준과 비교하여 동적 토압 및 지진하중 산정을 작게 평가하여 구조물의 설계를 좀 더 경제적으로 이끌고자 하는 것이 최종 목표임. 이는 해외 내진 선진국에서 보유하고 있는 LRFD 및 성능기반설계법(Performance-based design)이 추구하는 목표와 동일하며 추후 국내 내진설계 기준의 성능기반 설계법 도약을 위한 기초연구자료로 활용이 가능할 것으로 판단됨.

3. 동적원심모형실험 자료 공개 및 공유

본 연구과제에서 수행된 실험 자료는 추후 KOCED 건설연구인프라운영원 사이트에 공개되어 일반 산,학,연 관계자들간의 자료 공유를 통하여 기초연구자료 활용이 기대됨. 건설교통분야 최고 실험시설의 활용 결과를 공유함으로써 실험교육 및 전문인력 양성에 도움이 되며 이를 통하여 국가 R&D 효율을 극대화 할 것으로 기대됨. 또한 KOCED 지오센터리뷰지 실험센터의 홍보 자료로 활용할 수 있음.



그림 180. KOCED 건설연구인프라운영원 비전 및 미션

2절 추가연구 필요성 등

: 얇은 기초의 회전 운동에 대한 추가 연구 필요성(Rocking foundation)

현행 내진설계에서는 지진 시 기초지반에서의 파괴를 방지하기 위하여 안전율을 높게 설정하여 설계한다. 기초 구조물을 강하게 설계하게 되면 강진시 지진의 저항 능력이 감소하고 과도한 건설비용이 필요하다. 이와 같은 문제점을 해결하기 위하여, 얇은 기초의 항복 거동을 활용하여 설계하는 회전 기초(Rocking Foundation) 설계 개념이 제기되어 오고 있다. 본 연구 과제를 통해서도 얇은 기초의 회전 거동이 기초-지반 접촉면의 항복 거동에 의한 지진 에너지 감쇠 효과와 기초의 최대지지 모멘트에 의해서 상부 구조물의 지진 응답이 제한될 수 있음을 확인하여, 회전 기초 설계 개념의 가능성을 확인하였다. 그러나 회전 기초의 지진 시 거동은 비선형 거동으로 매우 복잡한 거동을 보이며, 기초의 영구 침하 및 수평 변위, 정적 하중에 대한 안정성 확보 기술 등의 문제점 때문에 본 연구 과제의 수행 결과만으로 실제 보편적인 설계 기법으로 활용하기에 어려움이 있다. 따라서 추후 연구를 통해서 기초지반의 항복 거동(yielding)을 이용한 신개념 기초 내진설계 기법을 제안하여 현행 내진설계의 패러다임(paradigm)을 전환을 시도할 필요가 있다. 이를 통해서 신개념 내진 설계 기법이 개발 될 경우에는 특허 출원을 통하여 좋은 지반 조건을 갖는 국내 지반에서 적극 활용 될 수 있을 것으로 판단된다.

참고문헌(보고서 작성시 인용된 모든 참고 문헌을 열거)

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Load and Resistance Factor Design Bridge Design Specifications. 6th Edition. c2012

AASHTO (2002) LRFD Highway Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., Second Edition. ASCE Standard(ASCE/SEI7-05); Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2005), American Society of Civil Engineers.

Aitken, G. H(1982), Seismic Response of Retaining Walls, MS Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Al Atik, L., & Sitar, N. (2010). Seismic earth pressures on cantilever retaining structures. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 136(10), 1324-1333.

Anderson, D.G., Martin, G.R., Lam, I.P. and Wang, J.N. (2008) “Seismic Design and Analysis of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments”, NCHRP Report 611. Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C.

Anastasopoulos, I., Kontoroupi, T. (2014). Simplified approximate method for analysis of rocking systems accounting for soil inelasticity and foundation uplifting. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 56, 28 - 43. doi:10.1016/j.soildyn.2013.10.001

Belytschko, T. (1983), “An Overview of Semidiscretization and Time Integration Procedures”, in Computational Methods for Transient Analysis, Ch. 1, Elsevier Science Publishers, New York, pp.1-65.

Bouckovalas, G., Chaloulos, Y. (2013). Kinematic interaction of piles in laterally spreading ground. Bulletin of Earthquake Engineering, 12(3), 1221 - 1237.

- Bolton M. D., and Steedman, R. S. 1985. The behavior of fixed cantilever walls subject to lateral loading. Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, Craig (ed.), Balkema, Rotterdam.
- Budhu, M., Al-Karni, A.A. (1993), "Seismic bearing capacity of soils.", *Geotechnique*, vol.43(1), pp.59-68.
- Comite Europeen de Normalisation (2008). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 5: Foundations, Retaining Structures. Geotechnical Aspects. CEN, Brussels. c1998.
- Coulomb, CA. (1776) "Essai sur une application des regies des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture," *Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants*, Vol. 7
- Deng, L., Kutter, B. B. L. (2012). Characterization of rocking shallow foundations using centrifuge model tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(5), 1043 - 1060. doi:10.1002/eqe
- Dewoolkar, M. M., Ko, H. Y., & Pak, R. Y. (2001). Seismic behavior of cantilever retaining walls with liquefiable backfills. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(5), 424-435.
- Jacobsen, L.S. 1939. Appendix D of "The Kentucky Project", Technical Report No. 13, Tennessee Valley Authority, 1951.
- FEMA 440 (2004). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC.
- FEMA (Federal Emergency Management Agency) BSSC (2009) NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 750), 2009 Edition, Part 1-Provisions. BSSC, Washington, DC, USA.
- Gajan, S., Hutchinson, T. C., Kutter, B. L., Raychodhury, P., Ugalde, J. A., and Stewart, J. P. (2008), "Numerical Models for Analysis and

Performance-Based Design of Shallow Foundations Subjected to Seismic Loading”, PEER Report 2007/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Gajan S, Kutter BL (2008). Capacity, Settlement, and Energy Dissipation of Shallow Footings Subjected to Rocking, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134(8):1129–1141.

Gazetas, G., et al. (2004) "Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24.7 (2004): 537–550.

Gelagoti, F., Kourkoulis, R., Anastasopoulos, I., & Gazetas, G. (2012). Rocking-isolated frame structures: Margins of safety against toppling collapse and simplified design approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 32(1), 87 - 102. doi:10.1016/j.soildyn.2011.08.008

Green, R. A., Olgun, C. G., & Cameron, W. I. (2008). Response and modeling of cantilever retaining walls subjected to seismic motions. *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 23(4), 309–322.

Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972), “Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation and Curves”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, Vol.98, No.7, pp.667–691.

Housner G.W. (1963). “The behaviour of inverted pendulum structures during earthquake.” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 403.17.

Ishii, T. Arai, M. Tsuchida, H. 1960. “Lateral Earth Pressures in an Earthquake”,
Proceedings, Second world conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.

IBC, ICC. "International Building Code." International Code Council, Inc.(formerly BOCA, ICBO and SBCCI) (2012)

Itasca (2011), *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 3D User's Manual*, Itasca Consulting Group, Minneapolis, MN.

- Kim, S and Stewart, J. P. (2003), "Kinematic Soil-structure Interaction from Strong Motion Recordings," *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 4, pp. 323-335.
- Kim, D. K., Park, H. G., Kim, D. S., and Lee, S. H. (2010), "Numerical Simulation of Soil-Structure Interaction in Centrifuge Shaking Table System", *Proceedings of Korean Geotechnical Society Fall National Conference*, September 10, Gyeonggi, Korea
- Kim, D.K., Lee, S.H., Kim, D.S., Choo, Y.W., & Park, H.G. (2014). Rocking Effect of a Mat Foundation on the Earthquake Response of Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 04014085. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001207
- Khosravi, M. H., Pipatpongsa, T., & Takemura, J. (2013). Experimental analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode. *Géotechnique*, 63(12), 1020-1028.
- Kuhlemeyer, R. L. and Lysmer, J. (1973), "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, Vol.99, No.5, pp.421-427.
- Kumar, J., Mohan, Rao V.M.K. (2002), "Seismic bearing capacity factors for spread foundations.", vol.125(1), pp.59-68.
- Lee, S. H., Kim, D. S., Choo, Y. W., Park, H. G., and Kim, D. K. (2010), "Dynamic Centrifuge Modelling for Evaluating Seismic Loads of Soil-Foundation-Structures", *Proceedings of Korean Geotechnical Society Fall National Conference*, September 10, Gyeonggi, Korea
- Lee, J. S., Kim, D. S., Ha, J. G., and Jo, S. B. (2014), "Soil-foundation-structure interaction by an explicit time integration method", *Proceedings of 11th World Congress on Computational Mechanics*, July 20-25, Barcelona, Spain
- Lew, M., Sitar, N., Al-Atik, L., Pourzanjani, M. and Hudson, M.B. (2010) "Seismic

Earth Pressures on Deep Building Basements.” Structural Engineers Association of California, Proceedings of the Annual Convention, 2010.

Liu, W., Hutchinson, T. C. T., Kutter, B. L. B., Hakhamaneshi, M., Aschheim, M., Kunnath, S. S. (2013). Demonstration of compatible yielding between soil–foundation and superstructure components. *Journal of Structural Engineering*, 139(Special issue), 1408 - 1420. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X. 0000637.

Marti, J., Cundall, P. (1982). Mixed discretization procedure for accurate modelling of plastic collapse. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 6(1), 129–139.

Matsuo, M. Ohara, S. 1960. Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes, Proceedings, Second world conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.

Mononobe, N., & Matsuo, H. (1929) On the determination of earth pressures during earthquakes. In *Proceedings, World Engineering Congress* (Vol. 9, pp. 179–187).

Nakamura, S. (2006). Reexamination of Mononobe–Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests. *Soils and foundations*, 46(2), 135–146.

Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, 12(1), 311.

Ortiz LA, Scott RF, Lee J. (1983) Dynamic centrifuge testing of a cantilever retaining wall, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 11. New York: Wiley, (p. 251–68).

Ostadan, F. (2005). Seismic soil pressure for building walls: An updated approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7), 785–793.

Paolucci, R., Pecker, A. (1997a), “Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils.”, *Engineering Structures*,

vol.119(8), pp.637-43

Paolucci, R., Pecker, A. (1997b), "Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils.", *Soils and Foundations*, vol.119(8), pp.637-43

Pecker, A. (2006). "Enhanced seismic design of shallow foundations: Example of the Rion Antirion bridge." 4th Athenian Lecture on Geotechnical Engineering, Hellenic Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, Greece.

Prakash, S. and Basavanna, B.M. (1969) "Earth Pressure Distribution behind Retaining Wall during Earthquakes," *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.

Rankine, W. (1857) "On the Stability of Loose Earth," *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147

Rayhani, M. H. T. and Naggar, M. H. EI. (2008), "Numerical Modeling of Seismic Response of Rigid Foundation on Soft Soil", *International Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol.8, No.6, pp. 336-346.

Richards R. Jr., Elms D.G., Bundhu M.(1993), "Seismic bearing capacity and settlements of foundations.", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.119(4), pp.662-74.

Schofield, A. N. (1980). *Cambridge geotechnical centrifuge operations*. *Geotechnique*, 30(3), 227-268.

Seed, H. B., & Whitman, R. V. (1970) Design of earth retaining structures for dynamic loads. In *Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures* (pp. 103-147). ASCE.

Sherif, M. A., Ishibashi, I., and Lee, C. D. (1982) Earth pressure against stiff retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 108: 679-695.

Sherif MA, Fang YS. (1984a) Dynamic earth pressures on rigid walls rotating about the base. In: *Proceedings of the of eighth world conference on earthquake engineering*, vol. 6. San Francisco, p. 993 - 1000.

- Sherif MA, Fang YS. (1984b) Dynamic earth pressure on walls rotating about top. *Soils Found*, 24(4):109 - 17.
- Sitar, N., Mikola, R. G., & Candia, G. (2012). Seismically induced lateral earth pressures on retaining structures and basement walls. *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice*, 335-358.
- Stadler A. T. (1996). Dynamic centrifuge testing of cantilever retaining walls. PhD Thesis, University of Colorado at Boulder.
- Steedman, R. S., and Zeng, X. 1991. Centrifuge modeling of the effects of earthquakes on free cantilever walls. *Centrifuge'91*, Ko (ed.), Balkema, Rotterdam.
- Stewart, J. P., Fenves, G. L., & Seed, R. B. (1999). Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. I: Analytical Methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 26 - 37. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(26)
- Stewart, J. P., Seed, R. B., & Fenves, G. L. (1999). Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 38 - 48. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(38)
- Taylor, R. E. (Ed.). (2003). *Geotechnical centrifuge technology*. CRC Press.
- US Army Corps of Engineer, Engineer Research and Development Center, Earthquake Engineering Research Program, "Seismic Analysis of Cantilever Retaining Walls, Phase I", Report No. ERDC/ITL TR-02-3
- Whitman, R. V. (1991). Seismic design of earth retaining structures. In *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* (1991: March 11-15; St. Louis, Missouri). Missouri S&T (formerly the University of Missouri - Rolla).
- Veletsos AS, Meek JW. Dynamic behavior of building-foundation system (1974), *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3: 121-138.

- Wolf, J. P. (1976). "Soil-structure interaction with separation of base mat from soil (lifting-off)." Nucl. Eng. Des., 38(2), 357-384.
- Vesic, A.S. (1973), "Analysis of ultimate loads of shallow foundations.", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol.99(1), pp.45-73
- Wood, JH. "Earthquake induced soil pressures on structures," PhD Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, CA, 1973.
- Yim, S. C. and Chopra, A. K. (1985) "Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift," Journal of Structural Engineering, ASCE 111(4), 906-930.
- Zeng, X. "Modeling Behavior of Quay Walls in Earthquakes," PhD Thesis, Cambridge University, Cambridge, England, 1990.
- Zeng, X., & Schofield, A. N. (1996). Design and performance of an equivalent-shear-beam container for earthquake centrifuge modelling. Geotechnique, 46(1), 83-102.
- 건설도서 (1999), 도로교의 내진설계계산예(토목구조물 설계계산 예 시리즈), 건설도서, 서울, pp.5-9.
- 건축구조기준 (2009), 대한건축학회
- 구조물기초설계기준(2008). Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs. Structure Foundation Design Code. Korea Geotechnical Society. c2008.
- 도로옹벽표준도(2008). Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs. Standard drawing of railroad retaining wall. c2008
- 도로교설계기준(2008). Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs. Korean Highway Bridge Design Code. Korean Society of Civil Engineers. c2010.

선창국, 정충기, 김동수 (2005), “국내 내륙의 설계 지반 운동 결정을 위한 지반 증폭계수 및 지반분류 체계 제안”, 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제6호, pp.101-115.

윤종구, 김동수, 방은석 (2006), “국내 지반특성에 적합한 지반분류 방법 및 설계 응답스펙트럼 개선에 대한 연구 (I) - 국내 내진설계기준의 문제점 분석”, 한국지진공학회 논문집, 제10권, 제2호, pp.39-50.

조양희, 장승필. (1990). 기초의 부분적 들림이 지반-구조물상호작용 시스템의 지진응답에 미치는 영향. 대한토목학회논문집, 10(1), 37-45.

추연옥, 이진선, 김동수. (2013). 논문: 비선형 수치해석을 통한 단자유도 얽은 기초 구조물의 지진 응답특성 검증. 한국지반공학회논문집, 29(3), 29-40.

주 의

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 건설교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.