발 간 등 록 번 호
11-B552016-000072-01

기존 시설물(기초및지반) 내진성능

평가요령

2020. 6.

국토교통부
Ministry of Land, Infrastructure and Transport
한국시설안전공단

국토교통부와 한국시설안전공단은 지진으로부터 국민의 안전을 확보하기 위하여 기존 시설물의 기초 및 지반의 내진성능평가 및 내진보강을 체계적으로 수행할 수 있도록 “기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가 및 향상 요령”을 2004년에 제정하고 2011년에 개정하여 운영 중에 있습니다.

이후, 행정안전부에서는 「국가지진위험지도(2013)」와 「내진설계기준 공통 적용사항(2017)」을 제정·공표하였으며, 국토교통부에서는 이를 반영하여 ‘KDS 17 10 00 내진설계 일반’과 ‘KDS 11 50 25 기초 내진 설계기준’을 제·개정하여 고시(2018)하였습니다.

이에 따라 기초 및 지반의 내진성능평가가 최신의 기준 및 연구결과, 기존 평가요령의 미비점에 대한 개선사항 등이 반영될 수 있도록 「기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령」을 개정하여 발간하였으니 실무에 많은 활용 바랍니다.

다만, 「기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령」은 내진성능 평가를 수행하는 실무자의 이해를 돕기 위한 참고도서로써 관계 법상 구속력이 없으므로, 관련 기준이나 지침의 내용과 상이한 경우는 발주처와 협의하여 결정된 사항을 따르시길 바랍니다.

목 차

제 1 장 총 칙

1.1 일반사항 ····· 1

1.2 요령의 구성 ····· 2

1.3 용어 정의 ····· 3

제 2 장 내진성능 평가기준지진과 평가절차

2.1 일반사항 ····· 8

2.2 설계지반운동 ····· 9

2.2.1 내진등급 ····· 9

2.2.2 평가기준지진 ····· 9

2.2.3 지반의 분류 ····· 10

2.2.4 설계지반운동의 특성표현 ····· 11

2.3 내진성능 평가방법 및 절차 ····· 16

2.3.1 내진성능 평가방법 ····· 16

2.3.2 내진성능 평가절차 ····· 16

제 3 장 지반 물성값 산정

3.1 일반사항 ····· 19

3.2 지반 조사 ····· 20

3.3 문헌자료 및 경험적 관계식 ····· 23

제 4 장 액상화 평가

4.1 일반사항 ····· 34

4.2 예비평가 ····· 37

4.3 본평가 ····· 40

제 5 장 기초의 내진성능 평가

5.1 일반사항 ····· 50
5.2 기초 모델링 방법 ····· 52
5.3 기초의 내진성능 평가 ····· 58
5.4 액상화를 고려한 기초의 내진성능 평가 ····· 62
5.5 케이슨 기초의 내진성능 평가 ····· 68
5.6 교대의 내진성능 평가 ····· 70
5.7 옹벽의 내진성능 평가 ····· 73

제 6 장 내진성능평가 보고서 구성

6.1 문장 및 보고서의 작성 ····· 75
6.1.1 문장 ····· 75
6.1.2 보고서 ····· 75
6.1.3 편집 ····· 75
6.2 현황보고서 형식 ····· 76
6.3 예비평가 보고서 ····· 76
6.4 상세평가 보고서 ····· 77

참고 문헌 ····· 78

부 록

A. 지반특성평가 및 설계지반운동 결정 예제 ····· A3
B. 액상화 평가예제 ····· A13
C. 기초의 내진성능 평가예제 ····· A23
D. 액상화를 고려한 기초 내진성능 평가예제 ····· A95
E. 옹벽의 내진성능 평가예제 ····· A111

<해설표 차례>

<해설표 2.2.1> 지진구역 ····· 10
<해설표 2.2.2> 지진구역계수 (평균재현주기 500년에 해당) ····· 10
<해설표 2.2.3> 재현주기에 따른 위험도계수 ····· 10
<해설표 2.2.4> 지반의 분류 ····· 11
<해설표 2.2.5> 가속도표준설계응답스펙트럼 전이주기 ····· 12
<해설표 2.2.6> 주기영역별 설계스펙트럼가속도(S_a) ····· 13
<해설표 2.2.7> 감쇠보정계수(C_D) ····· 13
<해설표 2.2.8> 지반증폭계수(F_a 및 F_v) ····· 14
<해설표 3.3.1> 소성지수계수 ····· 27
<해설표 4.3.1> 표준관입시험의 N값에 대한 보정계수 ····· 43
<해설표 5.2.1> 반무한 균질탄성지반 위에 놓인 강성기초의 강성 (Gazetas, 1991) ··· 53
<해설표 5.2.2> 반무한 균질탄성지반위에 놓인 강성기초 근입효과 계수(Gazetas, 1991) ···· 53

<그림 차례>

<그림 2.3.1> 내진성능평가 절차 ····· 17
<그림 4.1.1> 액상화 평가 흐름도 ····· 34
<그림 4.2.1> 입도 분포에 따른 액상화 예비 평가 ····· 38
<그림 4.3.1> 액상화 본평가 흐름도 ····· 40
<그림 5.1.1> 기초의 내진성능 평가절차 ····· 50

<해설그림 차례>

<해설그림 2.2.1> 가속도표준설계응답스펙트럼(암반지반, 5% 감쇠비) ····· 12
<해설그림 2.2.2> 가속도표준설계응답스펙트럼(토사지반, 5% 감쇠비) ····· 14
<해설그림 3.3.1> 표준관입시험 N값과 전단파속도의 경험적 상관식 비교 ····· 24
<해설그림 3.3.2> Vs와 fs의 관계식 (Mayne, 2009) ····· 25
<해설그림 3.3.3> Seed and Idriss (1970) ····· 28
<해설그림 3.3.4> Iwasaki 등 (1976) ····· 28
<해설그림 3.3.5> 사질토지반 – Stokoe et al. (2004) 및 Zhang et al, (2005) ····· 29
<해설그림 3.3.6> 비점성 실트 및 실트질모래 – 김동수와 추연욱 (2001) ····· 30
<해설그림 3.3.7> 깨끗한 모래 – 김동수와 추연욱 (2001) ····· 30
<해설그림 3.3.8> 점토 – Vucetic and Dobry (1991) 및 Kallioglou et al. (2008) ····· 31
<해설그림 3.3.9> 자갈 및 사력재 – 이세현 등 (2009) ····· 32
<해설그림 3.3.10> 풍화토 – 김동수와 추연욱 (2001) ····· 32
<해설그림 3.3.11> 국내 지반 대표 지층명 구분에 따른 비선형 동적 곡선 ····· 33
<해설그림 4.3.1> 환산 SPT-N값에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5) ·· 46
<해설그림 4.3.2> 상재하중에 대해 보정된 콘관입 저항값에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5) ····· 47
<해설그림 4.3.3> 수정 현장전단파속도에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5) ····· 48
<해설그림 5.2.1> 얕은기초의 등가강성행렬을 산정하는 좌표축의 정의 ····· 54
<해설그림 5.2.2> 할선 기울기를 이용한 연성값 산정 ····· 56
<해설그림 5.2.3> 기타 깊은기초의 모델링 ····· 56
<해설그림 5.3.1> 얕은기초의 내진성능평가 절차 ····· 59
<해설그림 5.3.2> 말뚝기초의 내진성능평가 절차 ····· 60
<해설그림 5.4.1> 액상화 지반변위를 고려한 말뚝 내진성능 평가절차 ····· 64
<해설그림 5.4.2> 완만한 경사지반과 사면의 구분 ····· 65
<해설그림 5.4.3> 깊이에 따른 액상화 지반변위 분포 ····· 66
<해설그림 5.4.4> 액상화 안전율과 상대밀도에 따른 γ_{max} 산정 (FS 상한=2.0) ····· 66
<해설그림 5.4.5> 자유면까지의 거리와 높이 ····· 66
<해설그림 5.5.1> 경사교대의 지진시 수평력 ····· 72

제 1 장 총 칙

1.1 일반사항

1. 본 요령에서는 간단한 평가식 또는 실험식 등을 이용하여 실무에 쉽게 적용할 수 있도록 한다.

2. 기초 및 지반의 내진성능 평가는 크게 지반물성값 산정, 액상화 평가와 기초의 내진성능 평가로 이루어진다. 지반의 액상화 평가는 예비평가와 본평가의 순서로 실시한다. 기초의 안전성 평가는 교량에 사용하는 대표적인 형식인 얕은기초, 말뚝기초, 케이슨 기초 그리고 교대 및 옹벽으로 구분하여 수행한다.

3. 본 요령의 내용은 기술수준이 향상되거나 내용을 추가 또는 보완할 필요가 있을 때에는 개정하여 시행하는 것을 원칙으로 한다.

4. 본 요령은 내진설계가 수행되지 않은 기존시설물의 기초 및 지반의 내진성능 평가와 관련된 최소한의 사항을 규정하고 있다. 그러므로, 내진성능 평가와 관련하여 본 요령에서 규정하고 있지 않은 사항에 대해서는 다음 기준을 적용할 수 있다.
   (1) 내진설계 일반(KDS 17 10 00) (국토교통부, 2018)
   (2) 기초 내진 설계기준(KDS 11 50 25) (국토교통부, 2018)
   (3) 구조물 기초설계기준 (국토교통부, 2016)
   (4) 도로교 설계기준 (국토교통부, 2016)

5. 내진성능 평가는 본 요령에서 제시하는 바와 다르더라도 역학적으로 타당한 절차와 방법에 의해서 실시될 수 있다.

1.2 요령의 구성

본 요령의 구성은 다음과 같다.

제1장 총칙
제2장 내진성능 평가기준지진과 평가절차
제3장 지반 물성값 산정
제4장 액상화 평가
제5장 기초의 내진성능 평가
제6장 내진성능평가 보고서 구성

부록 A. 지반특성평가 및 설계지반운동 결정 예제
B. 액상화 평가예제
C. 기초의 내진성능 평가예제
D. 액상화를 고려한 기초 내진성능 평가예제
E. 옹벽의 내진성능 평가예제

1.3 용어 정의

본 요령에 사용되는 용어의 정의는 「내진설계일반 KDS 17 10 00」, 「기초내진 설계기준 KDS 11 50 25」, 「구조물 기초설계기준], 「도로교 설계기준」 등의 관련 기준에 따르고 이에 정의되지 않은 용어는 아래의 정의를 따른다.

(1) 가속도 시간이력(Acceleration time history): 가속도의 시간에 따른 변동을 나타내는 함수

(2) 가속도표준설계응답스펙트럼(Design acceleration response spectrum): 구조물의 내진설계를 위한 지반의 가속도를 가속도응답스펙트럼 형태로 정의한 것임

(3) 감쇠비(Damping ratio): 임계 감쇠계수에 대한 구조물 또는 지반의 감쇠계수의 비율

(4) 고유주기(Natural period): 자유진동하는 구조물의 진동이 반복되는 시간간격

(5) 고유진동수(Natural frequency): 진동시스템의 질량과 강성으로부터 결정되는 일정한 진동수로서 외력의 진동수가 고유진동수와 일치할 때 공진이 발생

(6) 고정하중(Dead load): 구조물의 시공 중 또는 건설이 완료된 후 변동없이 지속적으로 구조물에 작용되는 하중

(7) 관성력(Inertia force): 구조물의 가속도에 의해 발생되는 힘으로서 그 크기는 질량과 절대가속도를 곱한 값이며 작용방향은 가속도와 반대방향임.

(8) 기능수행수준: 설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 경미하여 그 구조물이나 시설물의 기능이 유지될 수 있는 성능수준

(9) 기반암(Bed rock): 연암층, 퇴적층 또는 토층의 아래에 위치하는 전단파속도가 760m/s 이상인 단단한 암석층(보통암 등)

(10) 내진등급(Seismic classification): 시설물의 중요도에 따라 내진설계수준을 분류한 범주로서 내진 특등급, 내진Ⅰ등급, Ⅱ등급 구조물로 구분

(11) 내진성능 평가기준지진: 기존 시설물의 내진성능을 평가하는 경우, 지진하중을 산정하는데 기준이 되는 지진

(12) 노두(Outcrop): 지표면에 노출된 암반의 상단

(13) 동적전단탄성계수(Dynamic shear modulus): 동적변형이 작용될 때 재료의 전단탄성계수 값으로서 질량밀도와 전단파속도를 이용하여 구할 수 있음.

(14) 붕괴방지수준: 설계지진 작용 시 구조물이나 시설물에 매우 큰 손상이 발생할 수는 있지만 구조물이나 시설물의 붕괴로 인한 대규모 피해를 방지하고, 인명 피해를 최소화하는 성능수준

(15) 비선형거동(Nonlinear behavior): 변형률과 응력의 관계가 선형탄성이 아닌 거동

(16) 사용하중(Service load): 고정하중 및 활하중과 같이 이 기준에서 규정하는 각종 하중으로서 하중계수를 곱하지 않은 하중 (작용하중이라고도 함.)

(17) 상시하중(Ordinary load): 지진하중 이외의 고정, 활하중, 토압, 수압 및 부력 등

(18) 상세평가: 상세 동해석을 수행하여 지반 구조물 내진 보강여부를 결정하는 평가

(19) 설계지진(Design earthquake): 건설부지에서 설계시 이용되는 지반운동수준으로서, 그 지역의 지진주파수 와 강도특성, 구조물의 중요도와 수명 그리고 재산과 생명의 위험정도를 고려하여 선택한다.

(20) 설계지반운동: 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동

(21) 수평층상지반(Horizontally layered soil): 지층과 지층의 경계면이 수평인 지반

(22) 액상화(Liquefaction): 포화된 사질토 등에서 지진동, 발파하중 등과 같은 동하중에 의하여, 지반 내에 과잉간극수압이 발생하고, 지반의 전단강도가 상실되어 액체처럼 거동하는 현상

(23) 액상화 예비평가: 지반 조건을 고려하여 액상화평가 생략 여부를 결정하는 평가

(24) 액상화 본평가: 액상화를 유발시키는 진동저항전단응력비를 지진에 의해 발생되는 진동전단응력비로 나눈 안전율로 액상화 발생여부를 결정하는 평가

(25) 유효전단변형률(Effective shear strain): 최대전단변형율의 65% 값을 의미

(26) 유효지반가속도(Effective peak ground acceleration): 지진하중을 산정하기 위하여 국가지진위험지도나 행정구역을 기준으로 제시된 지반운동수준으로 유효수평지반가속도와 유효수직지반가속도로 구분

(27) 위험도계수(Risk factor): 평균재현주기가 500년인 지진을 기준으로 하여, 평균재현주기가 다른 지진의 유효수평지반가속도를 상대적 비율로 나타낸 계수

(28) 응답스펙트럼(Response spectrum): 지반운동에 대한 단자유도 시스템의 최대 응답을 고유주기 또는 고유진동수의 함수로 표현한 스펙트럼

(29) 응답이력해석법 (Response history analysis method) : 지진의 지속시간 동안 각 시간단계에서의 구조물의 동적응답을 구하는 방법

(30) 응력감소계수(Stress reduction coefficient): 액상화 평가시 이용되는 깊이별 전단응력을 산정하기 위하여 간편식으로 구한 지표부의 최대전단응력을 깊이에 따라 감소시키기 위한 계수

(31) 예비평가: 내진설계가 수행되지 않은 구조물을 대상으로 기존의 설계자료를 이용하여 내진성능평가를 수행할지 여부를 판단하는 평가

(32) 자유장지반(Free-field soil layer): 구조물 건설을 위하여 지반을 굴착하기 전의 지반상태

(33) 재현주기(Return period): 지진과 같은 자연재해가 특정한 크기 이상으로 발생할 주기를 확률적으로 계산한 값으로, 일년 동안에 특정한 크기 이상의 자연재해가 발생할 확률의 역수

(34) 전단력(Shear force): 단면에 접하는 방향의 단면력 성분

(35) 전단탄성계수(Elastic shear modulus): 재료의 전단응력-전단변형율 곡선에서 탄성영역의 기울기로서 재료의 전단변형에 대한 강성을 나타냄.

(36) 전단파(Shear wave): 파동 진행방향과 직각방향으로 진동하는 파로서 횡파, S파, 비틀림파라고도 함.

(37) 지반응답해석(Ground response analysis): 토층의 저면에 입사되는 지진하중이 지표면으로 진행될 때 토층의 동적거동에 대한 해석

(38) 지반진동(Ground vibration): 지진에 의한 자유장지반의 진동

(39) 지반종류(Soil profile type): 지진의 지진증폭특성을 나타내기 위해 분류하는 지반의 종류

(40) 지진지속시간(Earthquake duration): 지진에 의해 유발된 기반지반의 가속도가 존재하는 총 시간

(41) 지진구역계수(Seismic zone factor): 지진구역 I과 II의 기반암 상에서 평균재현주기 500년 지진의 유효수평지반가속도를 중력가속도 단위로 표현한 값

(42) 지진하중(Seismic load): 지진에 의해 추가적으로 구조물에 작용되는 설계하중으로서 지하구조물에서는 관성력, 지반변위, 주면전단력으로 구성됨.

(43) 진동저항전단응력비(Cyclic resistance ratio): 해당 깊이에서 지반의 전단저항응력과 유효상재압의 비

(44) 진동전단응력비(Cyclic stress ratio): 지진 시, 해당 깊이에서 지반에 발생하는 전단응력과 유효상재압의 비

(45) 최대지반가속도(Peak ground acceleration): 지진에 의해 발생되는 최대의 지반가속도로 가속도계수에 중력가속도를 곱한 값으로 정의

(46) 최대진폭(Peak amplitude): 지진에 의해 구조물(또는 지반)에 발생된 응답(변위, 속도, 가속도, 응력)의 절대값 중에서 가장 큰 값

(47) 축력(Axial force): 부재의 축방향으로 작용되는 힘으로 방향에 따라 인장력 또는 압축력으로 구분함.

(48) 탄성파(Elastic wave): 탄성체를 매체로 전달되는 파동으로서 기본적으로 P-파와 S-파로 구분되며, 지층의 형태에 따라 다양한 표면파(Rayleigh파, Love파 등)가 존재함.

(49) 전이주기(Control period): 가속도 설계응답스펙트럼을 정의하는데 사용하는 주기

(50) 평균재현주기(Mean return period): 어떤 크기나 특성을 가진 지진이 발생하는 평균 시간간격

(51) 표준관입시험(Standard penetration test): 시추공 내의 표준샘플러를 해머(무게 63.5kgf, 낙하고 76cm)로 타격한 관입량이 30cm가 될 때의 타격회수(N 치)를 측정하여 토층의 경연을 조사하는 원위치시험임.

(52) 표층지반(Top soil layers): 기반지반 위에 있는 수평층상지반

(53) 콘관입시험(Cone penetration test): 원추모양 콘을 지중에 관입하면서 지반의 연속된 관입저항력을 측정하는 시험법으로 점토 및 사질토 등 다양한 지반에서 사용함.

(54) 활하중(Live load): 구조물의 사용 및 점용에 의해 발생하는 하중으로서 가구, 창고저장물, 차량, 군중에 의한 하중 등이 포함됨. 일반적으로 차량의 충격효과도 활하중에 포함되나, 풍하중, 지진하중과 같은 환경하중이나 고정하중은 포함되지 않음.

(55) 휨모멘트(Bending moment): 부재를 휘게 하도록 작용하는 부재력

제 2 장 내진성능 평가기준지진과 평가절차

2.1 일반사항

1. 기초 및 지반의 내진성능 평가는 각 시설물별의 관련기준과 구조설계기준의 공통편에 따른다. 2. 기초구조물의 내진성능목표와 설계거동한계는 KDS 11 50 25의 기준을 적용하여 결정한다.

▌해설▐

기초 및 지반에 대한 내진성능 평가는 내진설계 일반(KDS 17 10 00: 2018), 기초 내진설계기준(KDS 11 50 25: 2018), 구조물 기초설계기준(국토교통부, 2016), 도로교 설계기준(국토교통부, 2016), 콘크리트 내진설계기준(KDS 14 20 80), 콘크리트 슬래브와 기초판 설계기준(KDS 14 20 70) 등을 바탕으로 기존시설물의 기초 및 지반이 목표성능을 확보하고 있는지 평가하도록 한다.

2.2 설계지반운동

2.2.1 내진등급

1. 시설물의 내진등급은 중요도에 따라서 내진특등급, 내진Ⅰ등급, 내진Ⅱ등급으로 분류하며, 시설물별 구체적인 분류기준은 해당 시설물의 내진성능 평가 규정을 따른다. 2. 기초 및 지반의 내진등급은 해당시설물(상부구조물)의 내진등급을 따른다.

2.2.2 평가기준지진

1. 내진성능 평가기준지진의 재현주기는 해당 시설물의 내진등급에 의거하여 결정한다. 2. 내진성능 평가기준지진의 유효수평지반가속도(S)는 지진구역계수(Z)와 평균재현주기의 위험도계수(I)를 곱하여 결정한다. 유효수평지반가속도(S)는 지반응답해석시, 암반노두 가속도로도 이용된다.

▌해설▐

1, 내진설계 일반(KDS 17 10 00: 2018)에서는 신설되는 구조물의 내진설계를 위한 기준지진의 재현주기를 내진특등급은 4,800년, 2,400년, 내진Ⅰ등급은 1,000년, 내진Ⅱ등급은 500년 재현주기로 규정하고 있다.

2. 지진의 발생빈도를 기준으로 해설표 2.2.1과 같이 우리나라를 크게 두 개의 지진구역으로 구분하였다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진에 해당하는 지역구역계수 Z는 해설표 2.2.2에 수록된 바와 같이 구역 Ⅰ에서는 0.11, 구역 Ⅱ에서는 0.07이다. 평균재현주기별 위험도계수는 해설표 2.2.3과 같다. 특정 부지에 대해 지진위험도(지진재해도)를 정밀하게 평가하고자 할 경우에는 국가지진위험지도를

내진설계에 활용할 수 있다. 다만, 국가지진위험지도를 이용하여 결정하는 경우, 행정구역에 따라 결정한 가속도의 80% 보다 작지 않아야 한다.

<해설표 2.2.1> 지진구역

지진구역	행정구역	
I	시	서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종
	도	경기, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남, 강원 남부[1]
II	도	강원 북부[2], 제주도

1 강원 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척, 강릉, 동해, 원주, 태백

2 강원 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천, 속초

<해설표 2.2.2> 지진구역계수 (평균재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
지진구역계수, Z	0.11	0.07

<해설표 2.2.3> 재현주기에 따른 위험도계수

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

2.2.3 지반의 분류

지진에 의한 지반운동은 국지적 지반의 특성에 따라 달라지므로 지반의 특성을 반영할 수 있도록 지반을 분류한다.

▌해설▐

지반의 분류는 KDS 17 10 00: 2018 (4.2.1.2 지반의 분류)에 따른다. 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 해설표 2.2.4와 같이 S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6의 6종으로 분류한다. 다만, 기반암은 전단파속도가 760 m/s 이상인 지층으로 정의한다.

<해설표 2.2.4> 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H (m)	토층평균전단파속도, $V_{s,soil}$ (m/s)
S_1	암반 지반	1 미만	-
S_2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S_3	얕고 연약한 지반		260 미만
S_4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S_5	깊고 연약한 지반		180 미만
S_6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

주 : 1) 토층의 평균전단파속도($V_{s,soil}$)는 탄성파시험 결과가 있을 경우 이를 우선적으로 적용한다. 이때, 탄성파시험은 시추조사를 바탕으로 가장 불리한 시추공에서 수행하는 것을 원칙으로 한다.

2) 기반암 깊이와 무관하게 토층평균전단파속도가 120 m/s 이하인 지반은 S_5지반으로 분류한다.

3) 지반종류 S_6은 부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반으로 다음과 같다.

① 액상화가 일어날 수 있는 흙, 예민비가 8 이상인 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반

② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반(지층의 두께 > 3 m)

③ 매우 높은 소성을 띤 점토지반(지층의 두께 > 7 m이고, 소성지수 > 75)

④ 층이 매우 두껍고 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토(지층의 두께 > 36 m)

⑤ 기반암이 깊이 50 m를 초과하여 존재하는 지반

2.2.4 설계지반운동의 특성표현

1. 설계지반운동의 세기 및 진동수성분은 기본적으로 응답스펙트럼으로 표현한다. 설계응답스펙트럼은 해당 시설물의 평가요령에서 규정하고 있는 방법을 사용한다. 만일, 명시된 규정이 없을 경우 KDS 17 10 00: 2018 (4.2.1.4 설계지반운동의 특성 표현)에서 규정하고 있는 작성 방법을 따를 수 있다.
2. 설계지반운동의 특성은 지반응답해석을 수행해서 결정할 수도 있다.

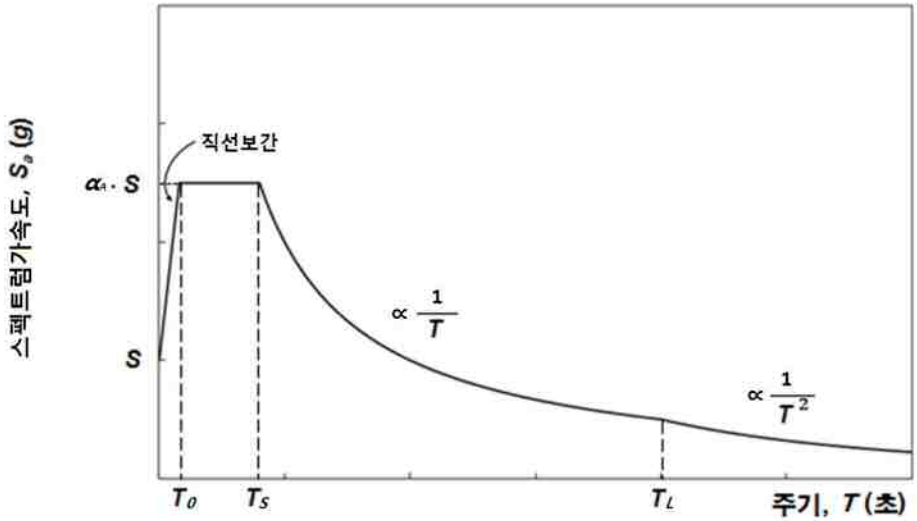
▌해설▐

1. 설계응답스펙트럼의 작성

(1) 기초 및 지반의 내진성능평가에 이용되는 설계응답스펙트럼은 해당 시설물에서 규정하고 있는 방법을 적용할 수 있다. 해당 시설물에 대한 규정이 없는 경우에는 아래와 같이 KDS 17 10 00: 2018 (4.2.1.4 설계지반운동의 특성 표현)에서 규정하고 있는 작성 방법을 따를 수 있다.

(2) 암반지반(S_1지반) 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

① 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 해설그림 2.2.1 및 해설표 2.2.5로 정의되며, 각 주기영역에 대한 설계스펙트럼가속도(S_a)는 해설표 2.2.6과 같다.



<해설그림 2.2.1> 가속도표준설계응답스펙트럼(암반지반, 5% 감쇠비)

<해설표 2.2.5> 가속도표준설계응답스펙트럼 전이주기

구분	α_A (단주기스펙트럼 증폭계수)	전이주기(sec)		
		T_o	T_S	T_L
수 평	2.8	0.06	0.3	3

<해설표 2.2.6> 주기영역별 설계스펙트럼가속도(S_a)

주기(T, sec)	$0 \le T \le T_0$	$T_0 \le T \le T_S$	$T_S \le T \le T_L$	$T_L \le T$
설계스펙트럼가속도 (S_a, g)	$(1+30T)\times S$	$2.8S$	$\frac{0.84}{T}\times S$	$\frac{2.52}{T^2}\times S$

② 5% 감쇠비에 대한 수직설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 ①에 있는 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼과 동일한 형상을 가지며, 최대 유효수평지반가속도에 대한 최대 유효수직지반가속도의 비는 0.77이다.

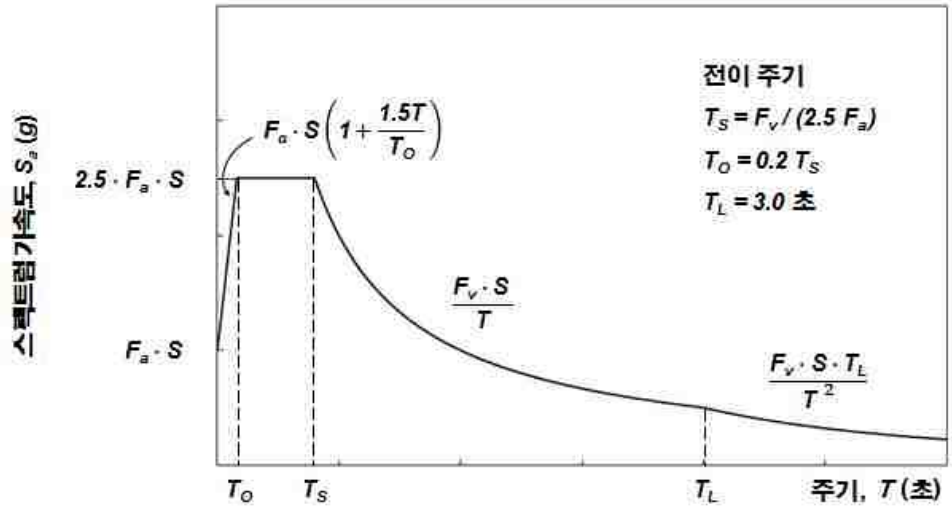
③ 수평 및 수직 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼의 감쇠비(ξ, %단위)에 따른 스펙트럼 형상은 해설표 2.2.7에 제시한 감쇠보정계수 C_D를 표준설계응답스펙트럼에 곱해서 구할 수 있다. 단, 감쇠비가 0.5%보다 작은 경우에는 적용하지 않으며 해당 구조물의 경우 응답이력해석(=시간이력해석)을 권장한다.

<해설표 2.2.7> 감쇠보정계수(C_D)

주기(T, sec)	$T=0$	$0 \le T \le T_o$	$T_0 \le T$
C_D	모든 감쇠비에 대해서 1.0	$T=0$일 때, 1.0 $T=T_o$일 때, $\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$ 그 사이는 직선보간	$\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$

(3) 토사지반($S_2 \sim S_5$지반) 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

① 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 해설그림 2.2.2로 정의한다.



<해설그림 2.2.2> 가속도표준설계응답스펙트럼(토사지반, 5% 감쇠비)

② 유효수평지반가속도(S)에 따른 단주기지반증폭계수(F_a)와 장주기지반증폭계수(F_v)는 해설표 2.2.8을 이용하여 결정한다. 유효수평지반가속도(S)의 값이 중간 값에 해당할 경우 직선보간하여 결정한다.

<해설표 2.2.8> 지반증폭계수(F_a 및 F_v)

지반종류	단주기지반증폭계수, F_a			장주기지반증폭계수, F_v		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S_2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S_3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S_4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S_5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

③ 감쇠비에 따른 스펙트럼 형상은 해당 토사지반에 적합한 가속도시간이력을 이용하여 공학적으로 적절한 분석과정을 통해 결정할 수 있다.

④ 5% 감쇠비에 대한 수직설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 ①에 있는 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼과 동일한 형상을 가지며, 최대 유효수평지반가속도에 대한 최대 유효수직지반가속도의 비는 공학적 판단으로 결정할 수 있다.

(4) 해설그림 2.2.1 및 해설그림 2.2.2에서 유효수평지반가속도(S)는 지진하중을 산정하기 위한 지반운동수준으로 국가지진위험지도 또는 행정구역에 따라 결정한다. 다만, 국가지진위험지도를 이용하여 결정하는 경우, 행정구역에 따라 결정한 값의 80% 보다 작지 않아야 한다.

(5) 행정구역에 의한 방법으로 평균재현주기에 따른 유효수평지반가속도(S)를 결정할 때는 해설식(2.1)과 같이 지진구역계수(Z)에 각 평균재현주기의 위험도계수(I)를 곱하여 결정한다.

$$S = Z \times I \qquad \text{해설식(2.1)}$$

(6) 시설물이 설치될 부지의 특성, 시설물의 구조특성과 설계법을 고려하여 작성된 설계응답스펙트럼이 있는 경우 전문가 그룹의 검증을 거쳐 사용할 수 있다.

2. 지반응답해석으로 지반의 비선형 응력-변형률 관계를 등가 선형으로 근사화 하여 주파수 영역에서 해석하는 1차원 등가선형해석방법과 지반의 비선형 거동특성을 시간영역에서 재현하는 1차원 비선형 해석방법을 적용할 수 있다. 지반응답해석에 사용되는 지반 입력변수는 지반의 층상구조와 각 층의 동적물성값이다. 지반응답해석을 수행하기 위하여 반드시 신뢰성 있는 지반조사와 지반입력 변수의 평가가 이루어져야 한다. 입력 지진파는 'KDS 17 10 00 내진설계 일반'의 기준에 따라 선정한다. 실지진 기록을 이용할 경우 국내여건이 반영된 유사한 실지진 기록을 이용하되, 지진기록의 응답스펙트럼을 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 보정하여 적용한다. 일반적으로, 3개의 지진파를 이용하여 지반응답해석을 수행하며 해석결과로부터 얻어진 응답값의 최대값을 적용한다. 지반응답해석을 수행하여 설계응답스펙트럼을 결정하는 경우 KDS 17 10 00: 2018의 기준에 따라 작성한 설계응답스펙트럼과 비교한 결과를 제시하고 전문가 그룹의 검증을 받는 것이 필요하다.

2.3 내진성능 평가방법 및 절차

2.3.1 내진성능 평가방법

1. 기존 시설물의 기초 및 지반에 대한 내진성능 평가는 지반 물성값 산정, 액상화 평가, 기초의 내진성능 평가로 구분하여 실시한다.

2. 내진성능 평가에 필요한 지반 물성값은 대상 시설물의 기존 설계 자료 또는 지반조사 자료 등을 이용하여 획득한다.

3. 지반 액상화에 대한 평가는 예비평가와 본평가의 2단계로 구분하여 단계적으로 수행한다.

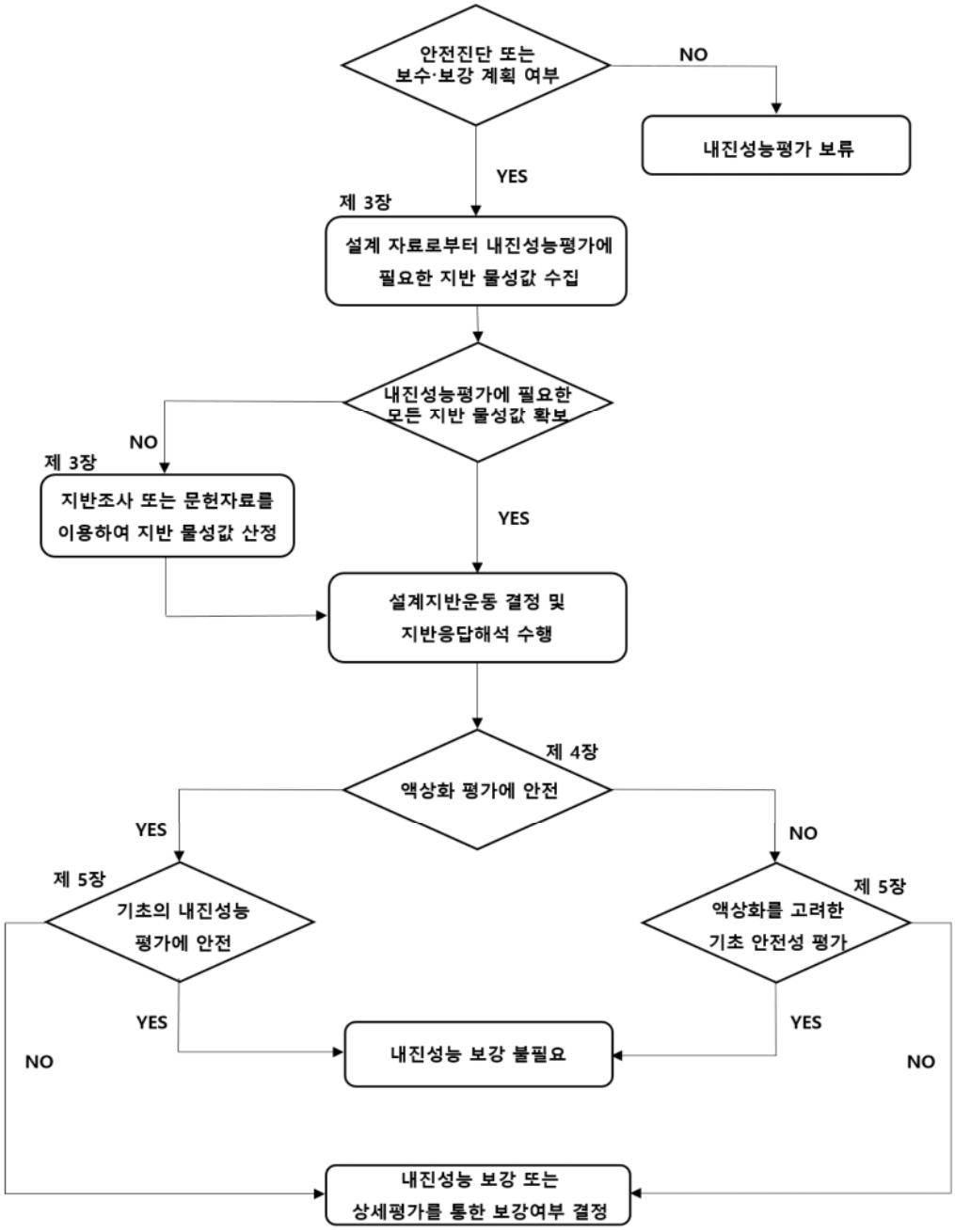
4. 지반 액상화가 발생한다고 판단되면 액상화 영향을 고려하여 기초구조물의 내진안정성을 평가한다.

▌해설▐

3. 지반 액상화 발생 가능성에 대한 검토는 예비평가, 본평가의 순으로 실시한다. 예비평가는 지반 조건을 고려하여 액상화 평가 생략여부를 결정하며, 액상화 예비평가 결과로부터 액상화 발생이 우려되는 경우에는 본평가를 실시한다.

2.3.2 내진성능 평가절차

<그림 2.3.1>은 내진성능평가의 전체적인 흐름도를 나타내고 있다. 내진성능평가는 지반 물성값 산정, 액상화 평가, 기초의 내진성능 평가의 3단계로 이루어진다.



<그림 2.3.1> 내진성능평가 절차

▌해설▐

(1) 지반 물성값 산정

일반적으로 내진성능 평가에 필요한 지반 물성값 산정은 해당 시설물의 기존 설계 자료 또는 기 수행된 내진성능 평가자료 등을 이용하여 획득한다. 단, 필요한 지반 물성값이 없는 경우나 기존 지반조사 자료의 신뢰성이 부족하다고 판단되는 경우에는 지반조사를

수행하여 지반 물성값을 획득하도록 한다.

(2) 액상화 평가

① 액상화 예비평가

지반에 대한 내진성능 평가 중 가장 먼저 실시하는 평가로 이전의 보유 자료와 현장조사 자료를 근거로 평가하는 방법이다. 예비평가 시에는 공사지, 기존 시설물 주변 지반에 대한 지질자료, 설계시 이용된 설계기준, 준공도, 기존 안정성 평가 자료 등을 수집하여 평가에 사용하는데, 이 자료는 액상화 본평가 수행시에도 사용한다.

지반의 액상화 예비평가시 기존 자료로부터 지반자료를 직접 얻을 수 없는 경우에는 구조물의 중요도에 따라서 시추 작업을 수행할 수 있다. 이 경우에 얻어진 지층구성은 액상화 본평가의 기초자료로 이용된다.

② 액상화 본평가

예비평가 실시 결과, 액상화가 의심되는 지반에 대해 본평가를 수행한다. 본평가에서 액상화 안전율이 1.0미만인 경우에는 액상화 보강 또는 액상화를 고려한 기초의 내진성능 평가를 수행하며, 안전율이 1.0이상인 경우에는 액상화에 대해 안전하다고 판단한다.

(3) 기초의 내진성능 평가

기초의 내진성능 평가시에는 공사지, 기존 시설물 주변 지반에 대한 지질 자료, 설계시 이용된 설계기준, 준공도, 기존 안정성 평가자료 등을 이용하여 평가 여부를 결정한다. 기초에 대한 평가는 기초 상태에 대한 육안 확인이 어렵기 때문에 상부구조물의 내진성능 예비평가 결과의 활용, 전문가의 자료 검토, 현장 조사 또는 필요시 추가시험을 통한 공학적 판단 등을 병행할 수 있다.

기초의 내진성능 평가는 상부구조물과 기초구조물의 상호작용에 의한 영향을 고려하기 위하여 기본적으로 상부구조물 모델링에서 기초구조물 강성을 고려한다.

지반 액상화 발생여부에 따라 액상화에 대해 안전하다고 판단한 경우 또는 액상화가 발생한다고 판단한 경우에 대하여 기초구조물의 내진안정성을 평가한다. 액상화 발생이 예상되면 지반 액상화가 기초의 내진안정성에 미치는 영향을 고려하여 내진성능을 평가한다. 기초의 내진성능평가는 등가정적해석법을 적용하여 수행하며, 상부구조물 해석에서 얻어진 설계하중에 대하여 내진설계요구사항의 만족여부를 평가한다. 내진성능요구사항을 만족시키지 못하면 내진성능을 보강하거나 응답이력해석법 등을 이용한 내진성능 상세평가를 수행하여 보강여부를 결정할 수 있다.

제 3 장 지반 물성값 산정

3.1 일반사항

1. 내진성능 평가에 필요한 지반 물성값은 해당 시설물의 기존 설계 자료 또는 기 수행된 내진성능 평가자료를 이용하여 획득한다. 단, 필요한 지반 물성값이 없거나 기존 지반조사 자료의 신뢰성이 부족하다고 판단될 경우에는 지반조사를 수행한다. 2. 지반응답해석을 위한 지반조사 자료는 현장 및 실내시험 또는 문헌자료를 이용할 수 있고, 지반물성값 산정을 위한 조합은 시설물의 중요도와 지반조사 비용 등을 고려하여 결정된다.

▌해설▐

1. 기존 시설물의 내진성능평가를 수행하기 위해 필요한 지반 물성값은 아래와 같으며, 이들 지반 물성값은 지반응답해석 및 액상화 평가 등에 이용된다.

- 시설물 하부 지반의 층상 구조 및 지하수위
- 기반암까지의 깊이 및 각 층의 밀도
- 기반암까지의 전단파속도 주상도
- 전단변형률에 따른 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선
- 액상화 본평가를 위한 깊이별 표준관입 저항값(SPT-N값) 및 해당 SPT 장비의 에너지 효율 (필요시)

2. 구조물 내진등급에 따른 지반물성값 산정 조합 예시

- 현장 및 실내시험 결과 이용 : 내진Ⅰ등급 이상의 중요 구조물
  - 전단파속도 주상도 : 3.2절의 시추공 또는 현장 탄성파 탐사를 수행
  - 비선형 동적곡선 : 3.2절의 공진주/비틂전단시험을 수행
- 현장시험 결과 이용 : 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한 등으로 현장시험만 가능한 경우
  - 전단파속도 주상도 : 3.2절의 시추공 또는 현장 탄성파 탐사를 수행

- 비선형 동적곡선 : 3.3절의 문헌 자료 또는 경험적 관계식 이용

• 문헌자료 또는 경험적 관계식 이용 : 내진Ⅱ등급 구조물

- 전단파속도 주상도 : 3.3절의 문헌자료 또는 경험적 관계식 이용
- 비선형 동적곡선 : 3.3절의 문헌자료 또는 경험적 관계식 이용

3.2 지반 조사

기초 및 지반의 내진성능평가에 필요한 현장 조사는 시추조사, 현장관입시험, 현장 탄성파 탐사 등이 있으며, 실내 시험은 공진주시험과 비틂전단시험 등이 있다.

1. 시추조사는 지층의 구성 및 설계지반운동 결정을 위한 기준면 확인, 실내시험용 시료 채취를 위해 시행한다.

2. 현장관입시험은 액상화 본평가를 위하여 표준관입시험(SPT) 또는 콘관입시험(CPT)을 실시한다.

3. 현장 탄성파 탐사를 통해 지반의 전단파속도 주상도를 획득하도록 한다. 내진Ⅰ등급 이상의 중요 구조물은 기반암까지의 대표 전단파속도 주상도를 결정하도록 한다.

4. 실내시험을 수행하여 전단변형률에 따른 정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 감쇠비(Damping ratio) 곡선 등 지반의 비선형 변형특성을 획득한다.

▌해설▐

1. 기존 지반조사 자료에 관련 정보가 없거나 신뢰성이 부족하다고 판단될 경우, 시추를 통하여 지층의 주상도와 지하수위 및 기반암의 위치를 파악한다. 정적하중에 대한 구조물의 설계 시에는 지지층의 위치를 확인하게 되고, 지진과 같은 동적하중에 대해서는 설계지반운동을 결정하기 위한 기반암의 위치를 확인하게 된다. KDS 17 10 00: 2018 (4.2.1.2 지반의 분류)에 의하면 기반암은 전단파속도가 760 m/s 이상인 지층으로

정의하므로 시추조사는 기반암 하부 2m 이상 깊이까지 수행되어야 한다. 그러나, 모든 시추를 기반암 깊이까지 수행할 필요는 없으며 설계지반운동 결정을 위한 대표적 시추 위치를 선정하고, 선정한 시추공에서는 기반암 깊이까지 표준관입시험, 탄성파시험, 실내시험용 시료 채취 등을 수행하도록 한다.

2. 액상화 본평가를 위해서는 표준관입시험(SPT)의 관입저항값(N값) 또는 콘관입시험의 관입저항값(q_c값)이 필요하다. 기존 조사 결과가 있는 경우에는 기존 값을 이용할 수 있지만, 그렇지 못한 경우에는 대상지반에서 표준관입시험 또는 콘관입시험을 실시한다. SPT-N값은 경험적 관계식으로부터 지반의 강도정수와 동적물성값을 획득하는데 이용할 수 있다. 각 시험방법에 대한 설명은 다음과 같다.

표준관입시험은 다양한 종류의 지반에 적용이 가능하며, 이 때, N값은 상재하중과 에너지 효율에 대한 보정이 필요한지 주의할 필요가 있다. 국내에서 사용되는 SPT 장비의 종류에 따라 에너지 효율(Er)이 다르므로 에너지 효율을 현장에서 직접 측정하거나, 장비특성을 고려하여 결정할 필요가 있다. 일반적으로 액상화 평가 시에는 상재하중 100kPa과 에너지 효율 60%에 대해서 보정된 $(N_1)_{60}$ 값이 자주 사용되며, 이를 결정하는 방법은 해설식(3.1)과 같다.

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}, \quad N_{60} = C_E \cdot C_R \cdot C_B \cdot C_S \cdot N_m \qquad \text{해설식(3.1)}$$

여기서, C_N은 유효상재하중에 대한 보정계수이며, C_E는 해머의 에너지 효율 60%에 대한 보정계수, C_B는 굴착홀 직경에 대한 보정계수, C_R은 롯드 길이에 대한 보정계수, C_S는 샘플링 방법에 따른 보정계수이고, N_m은 현장에서 측정된 타격횟수이다.

콘관입시험(CPT)은 콘을 지중에 관입하면서 지반의 연속된 관입저항력을 측정하는 시험법으로 점토 및 사질토 등 다양한 지반에서 사용한다. 근래에는, 선단저항(q_c), 주변마찰(f_s), 간극수압(u)의 연속적 측정이 가능한 피에조콘 장비의 활용이 빈번하다. 이들 측정값을 바탕으로 내진성능평가를 위한 지반분류, 지반계수의 추정 및 액상화 평가가 가능하지만 반드시 시추조사와 표준관입시험(SPT)을 병행하여 지층확인이 우선되어야 한다.

3. 현장 탄성파 탐사법의 종류는 다음과 같다.

- 크로스홀(Crosshole) 시험은 지반에 2개 이상의 검측공을 뚫어 한쪽은 가진원으로 나머지 공은 감지기로 구성하여, 가진원에서 유발되는 진동이 지반을 통과하여 감지기까지 도달되는 파의 전파속도를 깊이별로 측정하는 시험 기법이다.

- 다운홀(Downhole) 시험은 가진원을 지표면에 설치하고 감지기는 검측공 내의 계획된 깊이에 설치하여 파의 전파속도를 깊이별로 측정하는 시험 기법이다. 결과정리를 위하여 직접법과 간접법이 주로 이용되나, 신뢰성을 증가시키기 위하여 수정간접법, Snell's law 방법 등을 적용하는 것이 바람직하다.
- 부유식 음파 검층(Suspension PS Logging, SPS Logging)은 시추공 내에서 음원과 감지기가 장착된 probe를 이용하여 지반의 탄성파 속도를 측정하는 기법이다. 실험 방법의 용이성을 바탕으로 현장에서 많이 활용되고 있는 시험 기법이다.
- SPT 업홀 (SPT Uphole) 시험은 SPT 시험시 발생되는 지중 가진에 의해 지표면으로 전파되는 탄성파를 획득하여 지반의 탄성파 속도를 측정하는 시험 기법이다.
- SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) 시험은 대표적인 표면파 시험기법 중에 하나로서, 2개의 감지기를 지표면에 설치하고, 지표면에서 가진된 표면파의 분산특성을 이용하여 지반의 깊이별 전단파속도 분포를 획득하는 시험 기법이다.
- MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) 시험은 시험 수행 및 해석 절차의 용이성을 바탕으로 현장에서 널리 이용되고 있는 표면파 시험기법으로, 다중채널 수신기를 이용함으로써 패턴 분석과 정확한 분산곡선 산정이 가능하다는 장점이 있다.
- HWAW (Harmonic Wavelet Analysis of Waves) 시험은 2개의 지표면 감지기에서 획득한 신호에 대해 하모닉 웨이브릿 변환을 수행하여 획득한 시간-주파수 지도로부터 분산곡선을 결정하여 대상 지반의 속도 주상도를 획득하는 기법으로, 타 기법에 비해 짧은 감지기 간격을 사용하여 세밀한 지반 조사가 가능하며, 도심지와 같은 강한 배경잡음 조건하에서도 신뢰할 수 있는 전단파 속도 주상도 결정이 가능하다.

4. 전단변형률에 따른 전단탄성계수와 감쇠비의 변화를 얻기 위하여 공진주 또는 비틂전단시험을 수행한다. 공진주(Resonant Column, RC) 시험의 기본 원리는 원통형 시료가 1차모드에서 공진이 유발되도록 하고 탄성파 전달 이론을 바탕으로 시편의 동적물성값을 평가하는 시험 기법이다. 비틂전단(Torsional Shear, TS)시험은 비틂력을 10Hz 이하의 고정된 주파수로 시편의 윗단부에 반복 재하하고, 이때 발생하는 시편의 비틂각을 측정하여 응력-변형률 이력곡선을 획득하는 시험 기법이다. 이들 시험은 저변형률(γ<0.001%) 및 중간변형률(0.001%<γ<0.1%) 영역에서 지반의 비선형 동적 곡선을 신뢰성 있게 평가할 수 있는 시험 기법으로 현재까지 국내·외에서 널리 사용되고 있다. 현장에서 채취된 불교란 시료를 이용하여 수행하는 것이 원칙이지만, 불교란 시료 채취가 어려운 경우에는 현장 밀도를 고려하여 재성형된 시편을 이용할 수도 있다. 시험 시 변형률 크기가 크지 않은 경우, 시료에 가해지는 교란 정도가 미미하므로, 1개의 시료를

이용하여 여러 개의 구속압 단계의 시험을 실시하는 단계적 시험(staged-testing)이 가능하다. 이때 시료가 채취된 깊이에서의 구속압 효과를 고려하기 위하여, 최소 3가지 구속압 단계(현장 지반 평균 주응력의 1/2, 현장 지반의 평균주응력, 현장 지반 평균주응력의 2배)에서 시험을 실시하고 시공 후의 구속압 정도를 고려하여 선택 사용한다.

현장 여건상 부득이하게 시험을 수행하지 못하여 지반의 비선형 변형특성의 평가가 불가능할 경우에는, 전문가의 자문 등을 통해 현장조건에 적합한 문헌 자료를 활용할 수 있다.

3.3 문헌자료 및 경험적 관계식

지반응답해석에 필요한 지반의 동적물성값을 시험으로부터 획득할 수 없는 경우에는 문헌자료 또는 경험적 상관식을 이용하여 필요한 값을 추정하도록 한다.

▌해설▐

지반의 동적물성값은 신뢰성 있는 지반응답해석을 수행하기 위한 중요한 입력 요소이므로, 특등급 구조물과 I등급 구조물에 대해서는 3.2의 지반조사를 수행하여 지반의 동적물성값를 획득하도록 한다. 그러나 부득이하게 시험을 수행하지 못하는 경우에는 기존 문헌자료 또는 경험적 상관식을 이용하여 이를 추정하도록 한다. 지반의 전단파속도(V_S) 또는 최대전단탄성계수(G_{max}), 정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 감쇠비(D) 곡선 등 동적물성값을 추정하기 위해 아래와 같은 자료를 활용할 수 있다.

가. 전단파속도(V_S) 및 최대전단탄성계수(G_{max})

(1) 표준관입시험 N값과의 경험적 상관식

- Ohsaki and Iwasaki (1973)

$$\text{for all soils,}\ V_S = 81.4N^{0.39} \qquad \text{해설식(3.2)}$$

- Seed and Idriss (1981)

$$\text{for all soils,}\ V_S = 61.4N^{0.5} \qquad \text{해설식(3.3)}$$

- Hasancebi and Ulusay (2007)

$$\text{for all soils,}\ V_S = 90N^{0.309} \qquad \text{해설식(3.4)}$$

$$\text{for sand soils,}\ V_S = 90.82N^{0.319} \qquad \text{해설식(3.5)}$$

$$\text{for clay soils,}\ V_S = 97.89N^{0.269} \qquad \text{해설식(3.6)}$$

- Kirar et al. (2016)

for all soils, $V_S = 99.5N^{0.345}$ 해설식(3.7)

for sand soils, $V_S = 100.3N^{0.338}$ 해설식(3.8)

for clay soils, $V_S = 94.4N^{0.379}$ 해설식(3.9)

- Sun et al. (2013)

for all soils, $V_S = 65.64N^{0.407}$ 해설식(3.10)

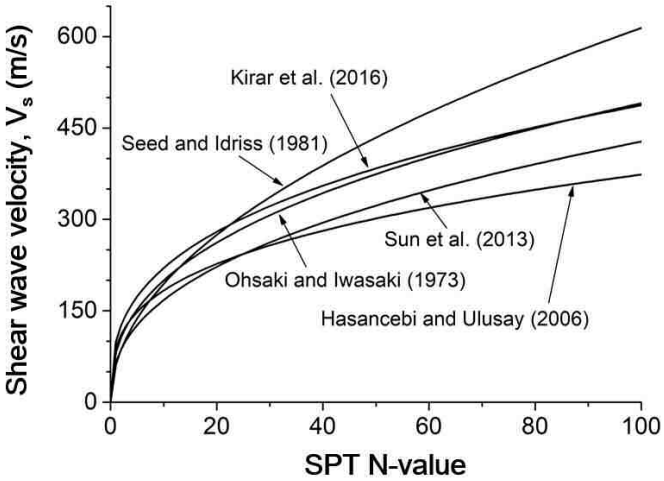
for sand soils (풍화잔류토), $V_S = 75.76N^{0.371}$ 해설식(3.11)

for sand soils (풍화암), $V_S = 107.94N^{0.418}$ 해설식(3.12)

for sand and silt soils (충적토), $V_S = 82.01N^{0.319}$ 해설식(3.13)

for Gravel (충적토), $V_S = 78.63N^{0.361}$ 해설식(3.14)

여기서, V_S는 지반의 전단파속도(m/s)이다. 50타수 이상의 N값은 선형적인 비례 관계를 토대로 30cm 두께 관입 시 N값으로 환산하여 사용하도록 한다. 즉, 50/10은 그대로 N=50으로 위에 관계식에 적용하는 것이 아니라, N=150으로 적용한다. 단, 본 관계식들은 N값이 최대 50/5(환산 N값=300)까지 적용이 가능하다. 이는 환산 N값이 300이상이 되면, 전단파속도 값이 비합리적으로 크게 산정되는 것을 방지하는 목적이다. 즉, 환산 N값이 300 이상(N값이 50/4에서 50/1)인 지층에 대해서는 일괄적으로 환산 N값을 300으로 적용하여 전단파속도 주상도를 추정하도록 한다. Sun et al.(2013)의 상관식은 국내 지반에 대한 실험결과를 바탕으로 도출된 결과이다. 위 상관식을 해설그림 3.3.1에 비교하였다.



<해설그림 3.3.1> 표준관입시험 N값과 전단파속도의 경험적 상관식 비교

(2) 콘관입시험 결과와의 경험적 상관식

- 선창국 등 (2006)

사질토 : $V_S = 6.406 q_t^{0.387}$ (m/s) 해설식(3.15)

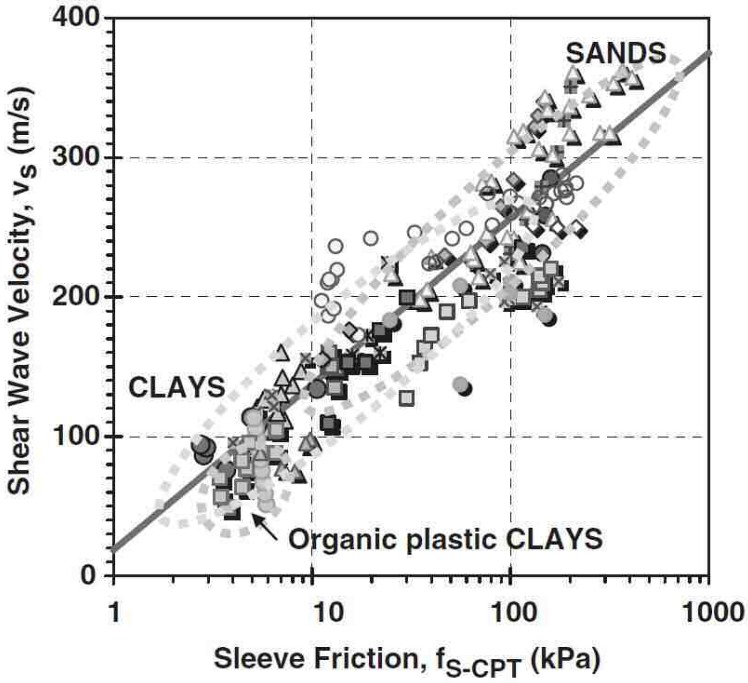
점성토 : $V_S = 24.289 q_t^{0.273}$ (m/s) 해설식(3.16)

여기서, q_t는 콘 관입시 발생하는 간극수압의 영향을 보정한 선단저항력 (kPa)이다. 본 식은 국내 부산 및 인천지역의 퇴적지반에서 수행된 122개의 SCPT 결과를 바탕으로 도출된 결과이다.

- Mayne (2006)

$V_S = 51.6 \ln f_s + 18.5$ (m/s) 해설식(3.17)

여기서, f_s는 콘의 주면마찰력으로 단위는 kPa이다. 본 식은 161개의 다양한 현장 측정결과를 바탕으로 V_S와 f_s의 상관관계를 고려한 결과이다(해설그림 3.3.2).



<해설그림 3.3.2> V_S와 f_s의 관계식 (Mayne, 2009)

- Robertson (2009, 2012)

본 식은 전 세계 현장에서 약 1,035개의 데이터를 기반으로 도출된 흙의 거동형태지수(I_c)를 이용한 전단파속도 예측식이다.

$$V_S = [\alpha_{vs}(q_t - \sigma_v)/P_a]^{0.5} \quad \text{(m/s)}$$ 해설식(3.18)

여기서, $\alpha_{vs} = 10^{0.55I_c + 1.68}$

P_a : 대기압 (σ_v와 동일한 단위)

(3) 암반 전단파속도 결정에 관한 제언

일반적으로 기반암에 해당하는 일부 풍화암 및 연암, 보통암, 경암의 경우, SPT 및 CPT 시험이 불가능하다. 하지만, 지반응답해석 및 설계지반운동 결정을 위해서는 암반의 전단파속도를 결정해야 한다.

암반의 전단파속도 측정자료가 존재하지 않는 경우, 연암은 760m/s, 보통암은 1,000m/s, 경암은 1,500m/s로 가정할 수 있다. 또한, 시추조사가 기반암까지 수행되지 않고, 풍화토 또는 풍화암에서 종료된 지층의 경우에는 더 이상 시추조사를 수행하기에 어려운 암반층이 나왔다고 가정하고, 부득이하게 시추종료 깊이를 기반암 깊이로 결정하여 확인되지 않은 하부 지반에 대해서 연암의 760m/s를 적용할 수 있다. 그 외 다양한 경우에 대해서는 전문가로부터 자문을 구하여 최종 결정하도록 한다. 상기 경험식 및 암반 전단파속도 결정 제언을 활용한 지반의 전단파속도 주상도 결정 예제를 부록 A에 작성하였다.

(4) 최대전단탄성계수(G_{max})의 경험식

- Hardin(1978)

$$G_{\max} = A \cdot F(e) \cdot OCR^K \cdot P_a^{1-n} \cdot \overline{\sigma_n^n}$$ 해설식(3.19)

여기서, $G_{\max}$: 최대전단탄성계수

$F(e) = \dfrac{1}{0.3 + 0.7e^2}$ (e : 간극비, $0.4 \le e \le 1.2$)

OCR : 과압밀비

$\overline{\sigma_n}$: 유효 평균주응력 = $\dfrac{\overline{\sigma_1} + \overline{\sigma_2} + \overline{\sigma_3}}{3} = \dfrac{1 + 2\overline{K_0}}{3}\overline{\sigma_v}$

P_a : 대기압 ($\overline{\sigma_n}$와 동일한 단위)

A : 무차원 계수 $\approx$ 625

n : 구속압 영향계수 $\approx$ 0.5

K : 소성지수의 함수인 계수 (해설표 3.3.1 참조)

그러나, 모든 지반 조건에 대해서 A=625, n=0.5를 동일하게 적용하는 것은 합리적이지 않을 수 있다. 단, 3가지 이상의 구속응력 단계에서 실내 공진주 또는 비틂전단시험을 수행한 결과가 있다면, 지반의 전단탄성계수는 구속응력의 n 승에 비례한다는 본 관계식의 기본개념을 활용할 수 있다. 즉, 시험이 수행된 3개 이상의 구속응력과 획득한 G_{max}에 대해 회귀분석(Regression analysis)을 수행하여 A, n 값을 결정할 수 있고, 이 값을 이용하여 G_{max}를 추정하는 방법을 추천한다.

<해설표 3.3.1> 소성지수계수

PI	*K*
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
> 100	0.50

- 김동수와 추연욱 (2001) : 국내 사질토지반

국내 퇴적토 지반 및 풍화토지반에서 채취된 자연시료와 입도분포 조정시료를 포함하여 60여개의 시료에 대하여 재성형하여 수행한 공진주 시험 결과를 바탕으로, 조립질 사질토, 실트 및 실트질 모래, 풍화토에 대한 최대전단탄성계수(단위 kPa)의 경험식을 제시하였다. 여기서 $\overline{\sigma_n}$의 단위는 kPa이다.

조립질사질토: $G_{\max} = 3521 \cdot \overline{\sigma_n}^{0.65}$ 해설식(3.20)

실트 및 실트질모래: $G_{\max} = 4680 \cdot \overline{\sigma_n}^{0.60}$ 해설식(3.21)

풍화토: $G_{\max} = 7933 \cdot \overline{\sigma_n}^{0.52}$ 해설식(3.22)

나. 비선형 동적 변형특성

비선형 동적 변형특성은 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ)과 감쇠비 곡선(D-logγ)으로 구성되어 있다. 지반의 공진주/비틂전단시험이 불가능할 경우 또는 내진Ⅱ등급 구조물의 평가에는, 전문가의 협조를 얻어 다음의 문헌자료를 적용하도록 한다. 그러나, 이들 상관관계는 분산된 데이터로부터 얻어진 식이므로 적용 시 주의가 필요하다.

(1) 사질토

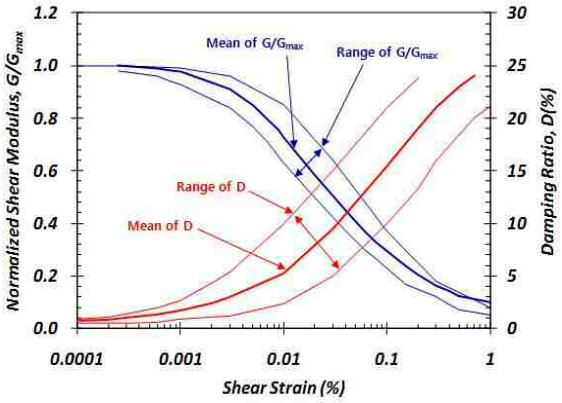
사질토의 경우 구속응력의 영향이 크게 나타나므로 구속응력에 따른 비선형 특성을 고려하는 것이 좋다.

- Seed and Idriss (1970) – <해설그림 3.3.3>

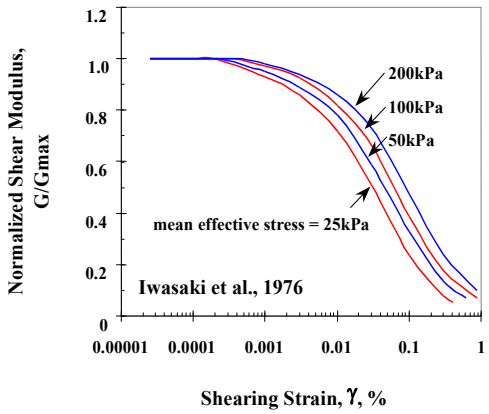
정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 감쇠비(D) 각각에 대해 Upper bound, Lower bound, Mean 곡선을 제시하고 있다.

- Iwasaki 등 (1976) – <해설그림 3.3.4>

구속응력(25, 50, 100, 200kPa)에 따른 정규화 전단탄성계수 감소곡선을 제시하고 있다.



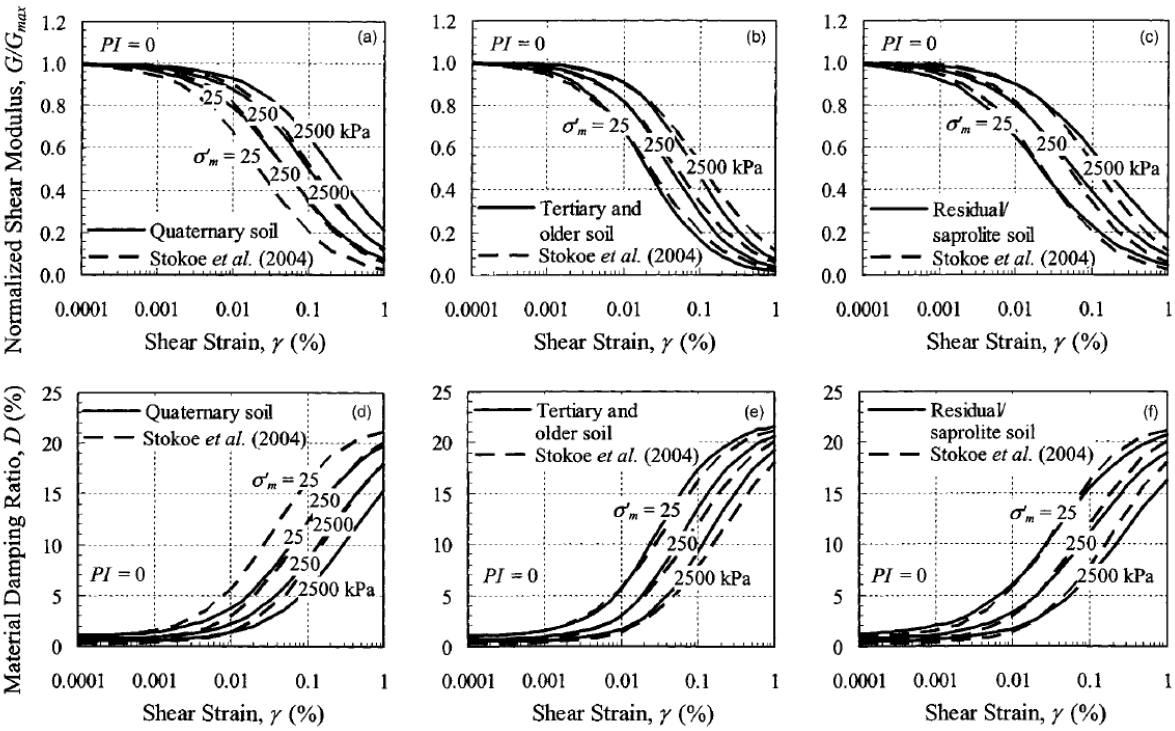
<해설그림 3.3.3> Seed and Idriss (1970)



<해설그림 3.3.4> Iwasaki 등 (1976)

- Stokoe et al. (2004)와 Zhang et al. (2005) – 해설그림 3.3.5

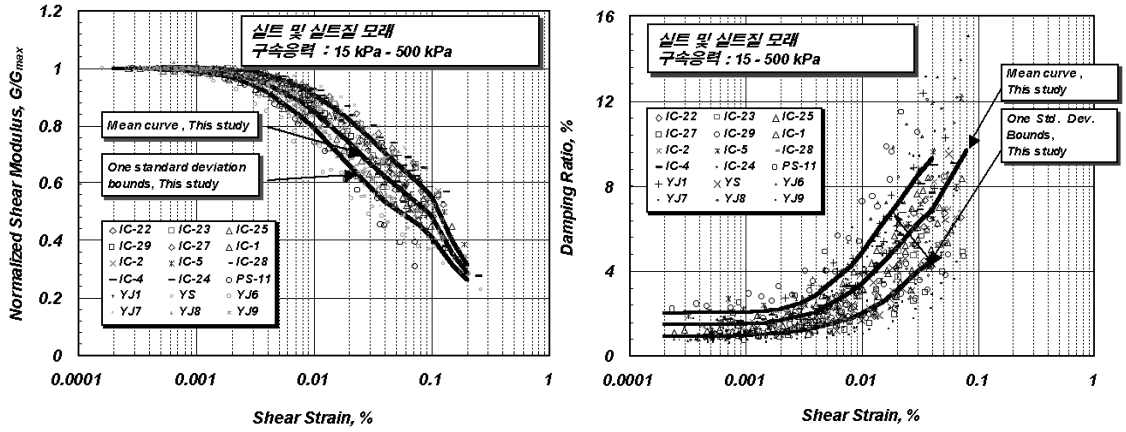
구속응력(25, 250, 2500kPa)에 따른 정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 감쇠비(D)에 대한 곡선을 제시하고 있다.



<해설그림 3.3.5> 사질토지반 – Stokoe et al. (2004) 및 Zhang et al. (2005)

- 김동수와 추연욱 (2001) : 국내비점성(NP) 실트 및 실트질모래

국내 인천, 전남, 경남 등지에서 비점성토(NP)이면서 실트 및 실트질모래로 분류되는 퇴적토에서 채취된 23개의 교란시료를 재성형하여 공진주 시험을 수행하였고, 비점성 실트 및 실트질모래의 경우 비선형 동적 변형특성을 해설그림 3.3.6과 같이 제시하였다.

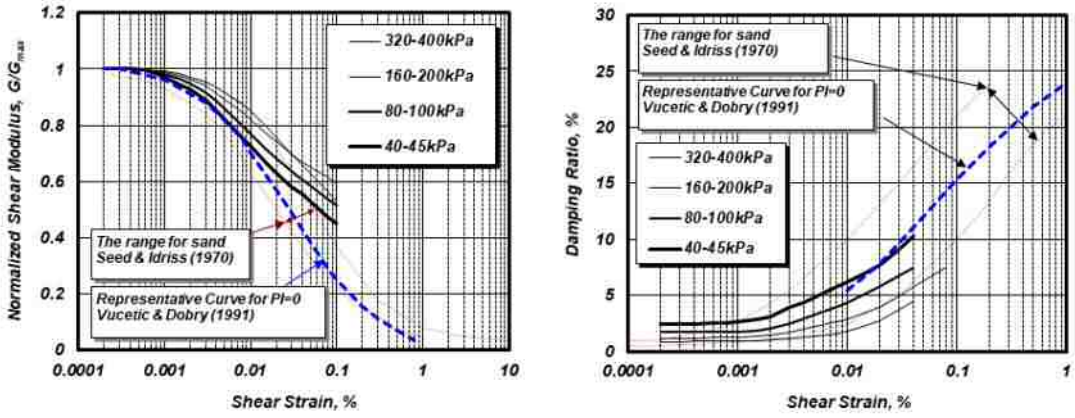


(a) G/G_{max}-logγ (b) D-logγ

<해설그림 3.3.6> 비점성 실트 및 실트질모래 - 김동수와 추연욱 (2001)

- 김동수와 추연욱 (2001) : 국내 깨끗한 조립질 사질토 (clean sand)

국내 자연 강모래와 강모래와 쇄석을 혼합한 깨끗한 모래를 재성형하여 공진주 시험을 수행하였고, 구속응력에 따른 비선형 동적 변형특성을 해설그림 3.3.7과 같이 제시하였다.

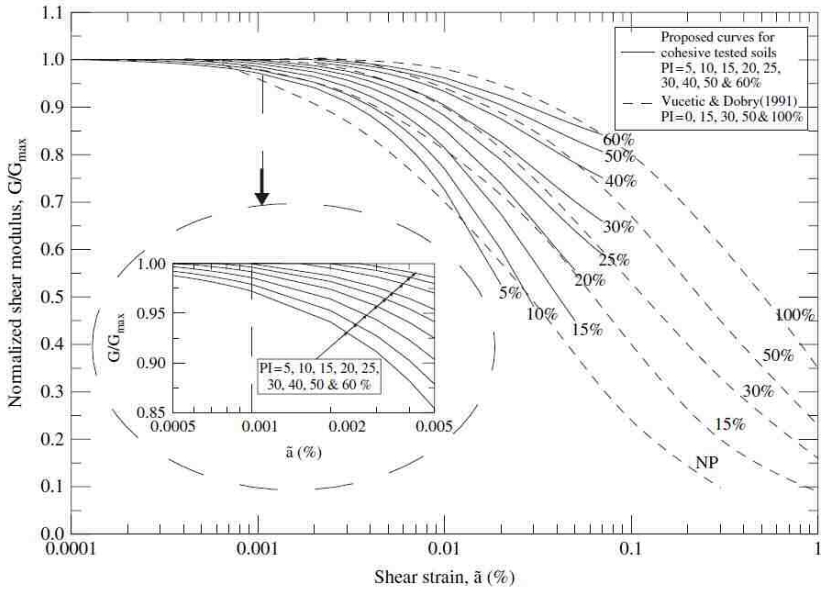


<해설그림 3.3.7> 깨끗한 모래 - 김동수와 추연욱 (2001)

(2) 점성토

- Vucetic and Dobry (1991)와 Kallioglou et al. (2008) – 해설그림 3.3.8

점성토 지반에서 수행된 시험결과의 문헌 연구를 바탕으로 소성지수 (PI)에 따른 비선형 동적 변형특성을 제시하였다.



<해설그림 3.3.8> 점토 –Vucetic and Dobry (1991) 및 Kallioglou et al. (2008)

Kallioglou et al.(2008)은 감쇠비 증가량을 정규화 전단탄성계수에 따라 선정할 수 있도록 해석식(3.23)를 제안하였다.

$$D - D_{\min} = 0.0741 - 8.3929 \ln\left(\frac{G}{G_{\max}}\right) \qquad \text{해설식(3.23)}$$

여기서, D : 감쇠비 (%)

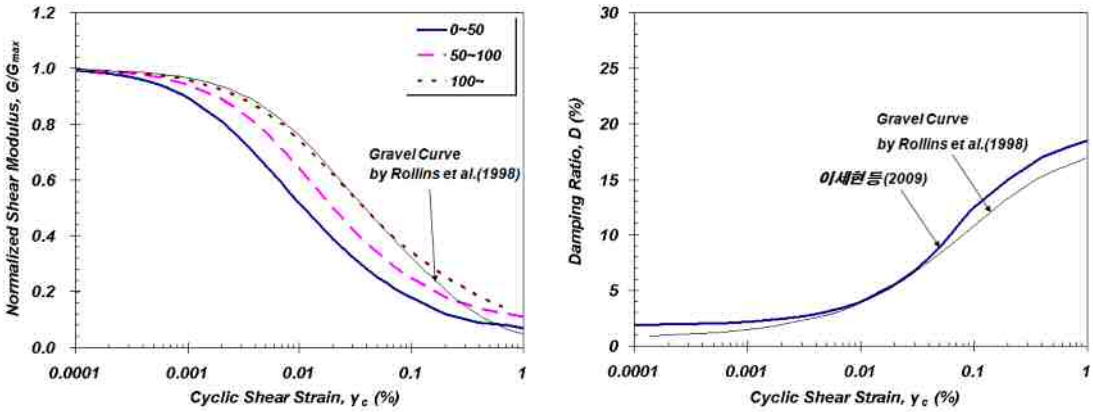
$D_{\min}$: 최소 감쇠비 (%)

Vucetic and Dobry (1991)는 대부분의 흙에 대한 $D_{\min}$의 범위는 0.5에서 5%라고 하였다.

(3) 자갈, 쇄석 및 댐 사력재료

- 이세현 등 (2009) – 해설그림 3.3.9

Rollins 등(1998) 및 일본 등에서 수행된 자갈 및 쇄석 재료에 대한 연구결과를 종합하여 사력댐 내진해석을 위한 사력재료의 비선형 동적 변형특성을 제시하였다.



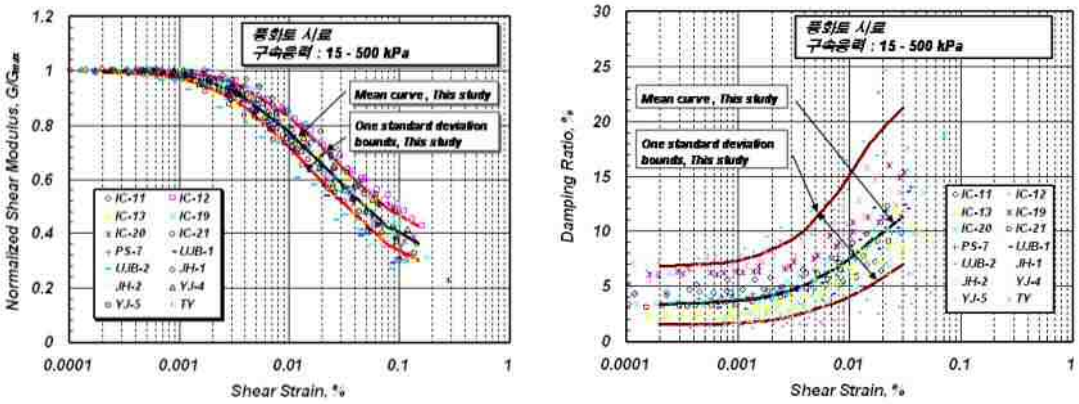
(a) G/G_{max}–log γ (b) D–log γ

<해설그림 3.3.9> 자갈 및 사력재 – 이세현 등 (2009)

(4) 풍화토에 대한 연구 결과

- 김동수와 추연욱 (2001)

국내 인천, 부산, 경남통영, 전남장흥 등지의 풍화토지반에서 채취된 14개의 교란시료를 재성형하여 공진주 시험을 수행하였고, 풍화토에 대한 비선형 동적 변형특성을 해설그림 3.3.10과 같이 제시하였다.

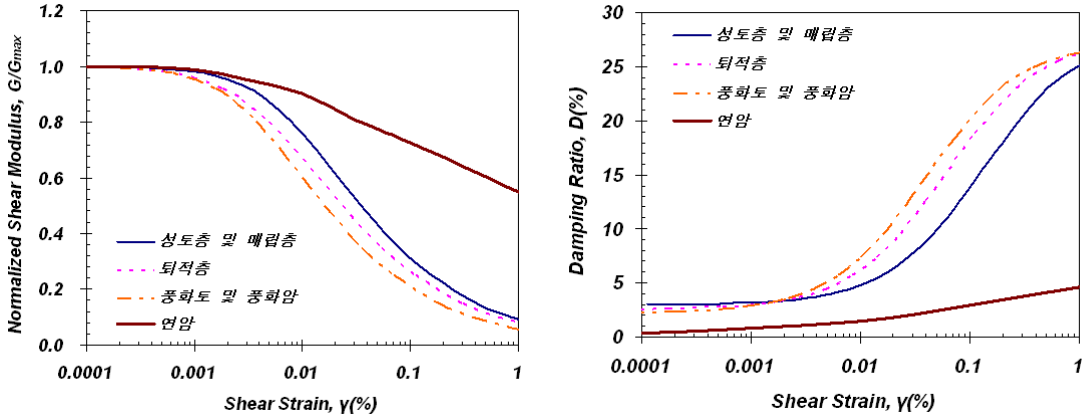


(a) G/G_{max}–log γ (b) D–log γ

<해설그림 3.3.10> 풍화토 – 김동수와 추연욱 (2001)

(5) 국내 대표 지층에 대한 비선형 동적 변형특성 – 한국지반공학회 (2010)

2010년 한국지반공학회에서 발간한 “상호검증(Round Robin Test)을 통한 지진 지반응답해석의 이해”에는 국내 대표 지층명에 따라 구분된 대표 비선형 동적 곡선을 제시하였다 (해설그림 3.3.11). 국내 지반 조건을 고려하여 지층명은 성토층 및 매립층, 퇴적층, 풍화토 및 풍화암층 그리고 연암층으로 구분하였다. 성토층 및 매립층은 주로 실트 성분을 함유하는 모래 계열의 지반(SM, SM-SW)이 대부분을 구성하였고, 퇴적층은 성토층 및 매립층 하부 낮은 구속압 조건에서의 모래 지반으로 구성되어 있다. 또한, 연암층에 대한 비선형 동적 곡선은 널리 사용되고 있는 Schnabel 등(1972)의 연구 결과를 그대로 제시하였다.



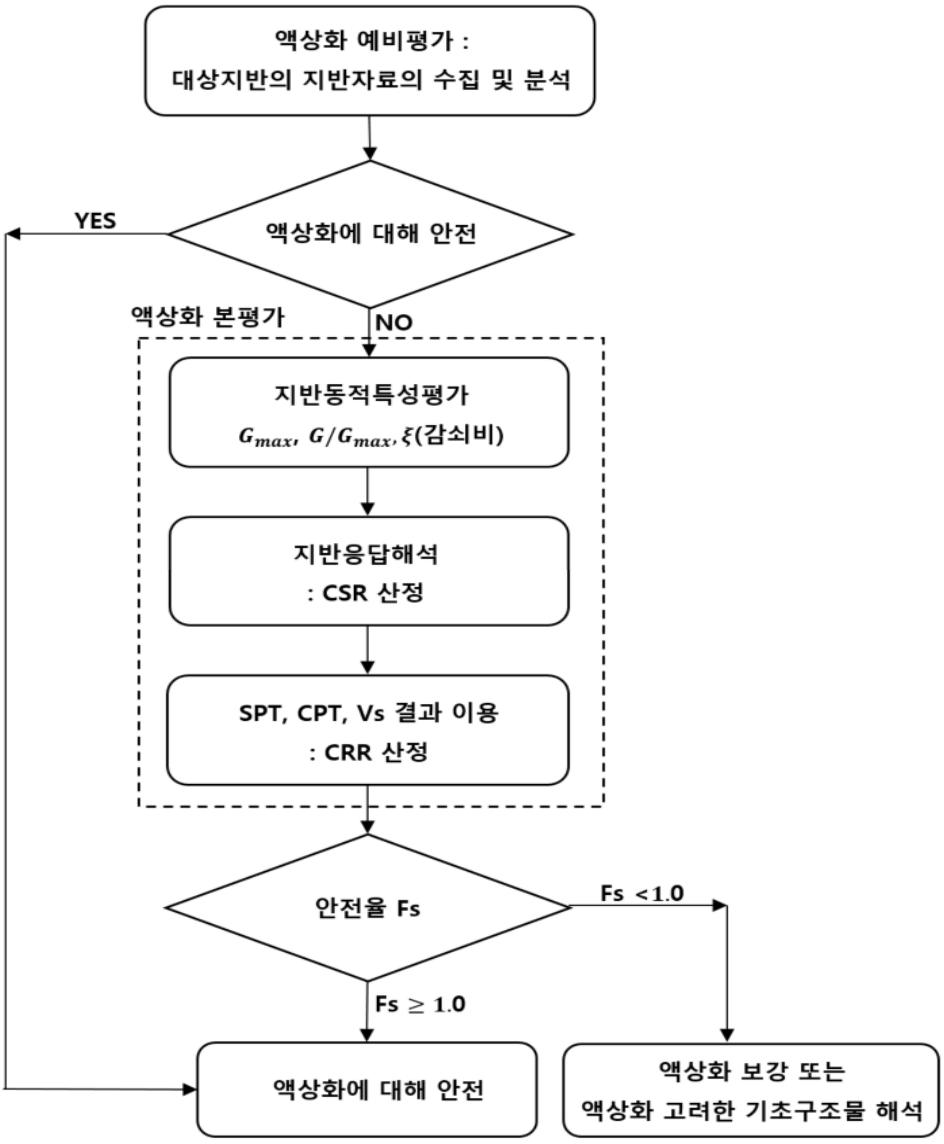
(a) G/G_{max}–log γ (b) D–log γ

<해설그림 3.3.11> 국내 지반 대표 지층명 구분에 따른 비선형 동적 곡선

제 4 장 액상화 평가

4.1 일반사항

1. 액상화 평가는 구조물 내진등급에 관계없이 예비평가와 본평가의 2단계로 구분하여 수행한다. 전반적인 액상화 평가의 흐름도는 다음의 <그림 4.1.1>과 같다.



<그림 4.1.1> 액상화 평가 흐름도

2. 액상화 예비평가는 보유자료와 현장조사 자료에 근거하여 액상화 본평가의 수행여부를 결정한다. 예비평가로부터 액상화 가능성이 거의 없을 경우에는 액상화 평가를 생략하며 가능성이 있는 것으로 평가된 경우, 액상화 본평가를 실시한다. 액상화 본평가에서 액상화에 대한 안전율은 1.0을 적용한다. 안전율이 1.0 미만인 경우 액상화 보강 또는 액상화 현상을 고려한 기초의 내진성능 평가를 수행하며, 안전율이 1.0 이상인 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 판단한다.

▌해설▐

1. 액상화 평가는 예비평가와 본평가의 2단계로 나누어 수행한다. 예비평가는 보유자료와 현장조사 자료에 근거하여 액상화 평가 생략 여부를 결정한다. 본평가는 지반응답해석과 지반조사결과(SPT N값, CPT q_c값, Vs 등)를 이용하여 깊이별 액상화 안전율을 산정한다. 액상화 본평가를 통해 지층 전체 깊이에서 안전율이 1.0이상이면 액상화에 대하여 안전한 것으로 판단하며, 일부 깊이에서 안전율이 1.0미만이면 액상화 보강 또는 액상화 현상을 고려한 기초의 내진성능평가를 수행하여 액상화 대책공법의 적용 여부를 결정한다.

이전의 기준에서는 진동삼축시험을 이용한 액상화 상세평가 절차를 제시하고 있다. 그러나, 국가건설기준의 내진설계 공통편인 KDS 17 10 00: 2018에서는 액상화 평가절차를 예비평가와 본평가의 2단계로 제시하고 있으며 진동삼축시험을 이용한 상세평가 내용은 제외되어 있다. 현장시험 결과들을 바탕으로 한 진동저항전단응력비 산정방법은 전 세계적으로 이용되고 있으나, 실내시험 결과들을 바탕으로 한 진동저항전단응력비의 산정은 일본 기준에서만 액상화 평가절차에 필수적으로 고려하고 있다. 실내실험을 이용한 진동저항전단응력비 산정을 위해서는 현장의 시료가 교란되지 않도록 정밀한 시료 채취가 요구되어 현업에서 활용하기에 많은 어려움을 겪어왔다. 그러므로, 본 요령은 KDS 17 10 00: 2018의 내용을 반영하여 액상화 평가절차를 제시하였다.

2. 액상화 발생으로 인한 시설물의 피해 여부와 피해 정도는 시설물의 종류, 액상화 발생 심도 및 두께 등에 따라 다르다. 액상화 본평가에서 안전율이 1.0보다 작은 구간이 존재하더라도 반드시 구조물의 피해를 유발하는 것은 아니므로 추가로 액상화에 따른 대상 시설물의 안정성 여부를 평가하는 것이 필요하다.

액상화에 따른 기초 및 지반 안정성 평가는 대상구조물의 유형, 기초의 형식, 지반의 특성을 고려한다. 액상화에 따른 대상 시설물의 안정성 평가기법으로는 다음과 같은 방법들을 적용할 수 있다.

① 실내반복실험 결과를 이용하는 방법
② 액상화 발생을 고려한 기초 지반 안정성 평가
③ 유효응력해석에 의한 응답이력해석 방법
④ 동적원심모형실험 및 1-g 진동대 모형시험을 이용하는 방법
⑤ 액상화 안정성 평가 지수 등에 의한 방법 (단, 평가지수는 구조물 특성을 고려할 수 있는 지수여야 함)
⑥ 위의 방법을 병행 시행하는 방법

액상화 대책공법을 설계할 경우, 대책공법의 종류와 대책공법의 시공범위(평면 및 단면)를 결정하여 구체적인 설계가 되도록 하여야 한다. 액상화 대책공법으로는 다음과 같은 방법을 적용할 수 있다.

① 과잉간극수압의 발생을 방지하는 방법: 다짐, 고결, 치환
② 과잉간극수압을 소산시키는 방법: 배수공법, 치환
③ ①, ② 방법을 병행 시행하는 방법

4.2 예비평가

액상화 예비평가는 지반 조건을 고려하여 액상화평가 생략 여부를 결정한다. 수집한 관련자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대해 개괄적으로 판단하고 액상화 가능성이 거의 없을 경우에는 액상화 평가를 생략하는 것으로 한다. 즉, 다음 각 항목에 해당하는 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 보고 액상화 평가를 생략한다.

① 지하수위 위에 위치한 지반

② 지반심도가 20 m 이상인 지반

(단, 20m 이상 깊이에 위치하더라도 액상화가 발생하는 경우에 구조물에 중대한 손상이 생긴다고 판단되거나, 평가 대상 지반이 20m 보다 상부에 위치한 지반과 연관이 있는 층이라고 판단되는 경우는 액상화 평가를 시행한다.)

③ 상대밀도가 80% 이상인 지반

④ 주상도 자료만 가지고 있는 경우,

주상도의 표준관입저항값에 기초하여 산정된 $N_{1,60}$이 25 이상인 지반

주상도의 콘관입저항값에 기초하여 산정된 q_{c1N}이 150 이상인 지반

주상도의 전단파 속도에 기초하여 산정된 V_{s1}가 200m/sec 이상인 지반

⑤ 세립토 함유량이 35% 이상이고 원위치시험 결과가 다음과 같은 지반

$N_{1,60}$이 20 이상

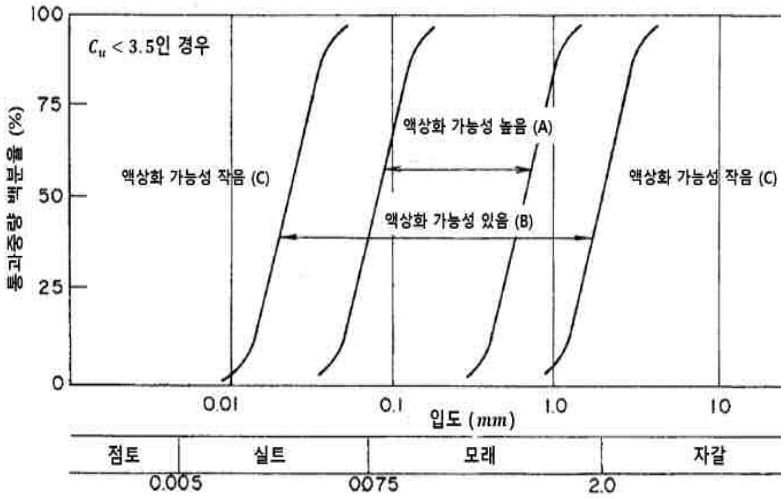
q_{c1N}이 100 이상

V_{s1}가 180 m/sec 이상

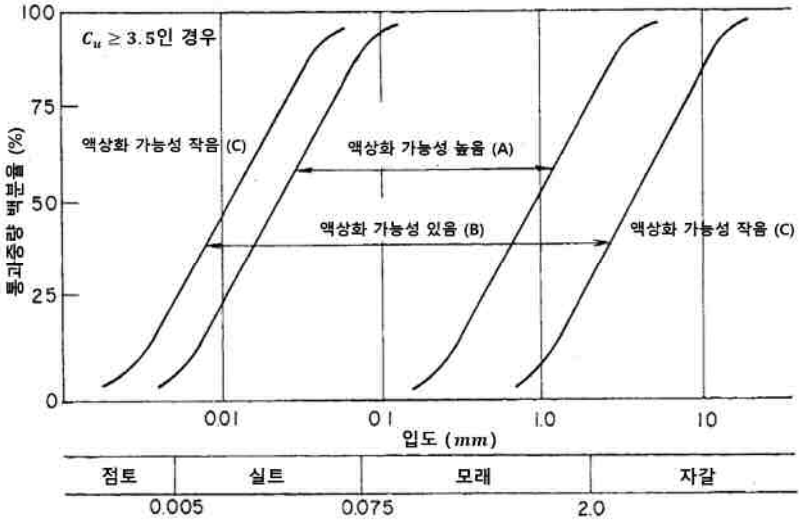
⑥ 입도분포가 액상화 가능성 작음 영역(C)에 위치하는 지반 (그림 4.2.1)

⑦ 지진구역 II에 위치한 내진Ⅱ등급 구조물

⑧ 기타, 경제성을 위하여 내진Ⅱ등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.



(a) 균등 계수 3.5 미만



(b) 균등 계수 3.5 이상

<그림 4.2.1> 입도 분포에 따른 액상화 예비 평가

▌해설▐

- 원위치시험법에 따른 액상화 평가 생략 지반

액상화 평가에서 사용되는 원위치시험 결과는 표준관입저항값, 콘관입저항값, 현장전단파속도이며 이에 대해 지진규모 7.5기준의 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선이 제안되어 사용하고 있다. 각각의 산정곡선을 살펴보면, 환산 N값, 수정 콘관입저항값, 수정 현장전단파속도의 액상화가 발생하지 않은 지반의 조건이 ($N_1)_{60}$이 30이상, q_{c1N}이 170 이상, V_{s1}이 220 m/sec 이상인 점을 알 수 있다. 이로부터 액상화 평가 시 설계지진규모 6.5를 고려하여 지진규모 보정계수를 적용할 경우, 상기와 같이 대치될 수 있다.

- 세립토 함유량에 대한 고려

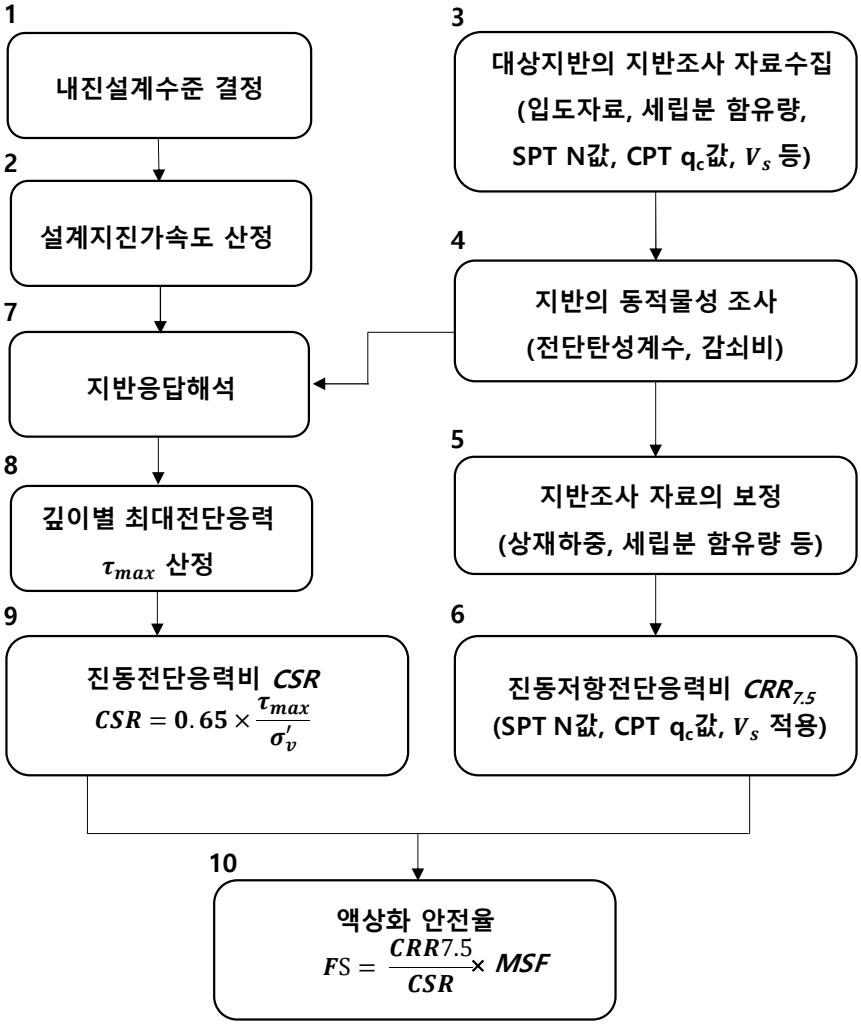
세립토 함유량에 관한 액상화 연구들을 살펴 보면, 대부분의 경우, 동일한 양의 모래에 대한 세립토의 양 또는 성분 (점토질, 실트질)의 변화에 따른 실내시험을 통해 지반저항응력이 감소 또는 증가된다는 상반된 결과들이 발표되고 있다. 그러나, 대부분의 연구결과에서 세립토가 일정부분(20%수준) 이상이 되는 경우, 세립토가 간극채움으로 입자간 마찰력이 증가하여 액상화 저항응력이 증가한다는 동일한 연구결과를 제시하고 있다. 특히, 세립토 함유량을 고려한 액상화 진동저항전단응력비 산정에 이용되고 있는 도표(Seed et al. 1985)는 실제 액상화가 발생한 미국 및 중국의 현장피해 조사자료에 기초한 것으로 이러한 실내시험결과와는 다른 맥락에서 이해하는 것이 필요하다. 이러한 점을 고려하여 세립토 함유량 35% 이상인 지반에 대한 기준을 제시하였다.

- 입도분포에 대한 고려

입도분포에 대한 액상화 예비평가 기준은 KDS 64 17 00: 2018 에 새로 추가된 항목이다. 대상지반의 입도분포가 액상화 가능성 작음 영역(C)에 위치하면 액상화 가능성이 낮은 것으로 판단하고 액상화 평가를 생략한다.

4.3 본평가

본평가에서 액상화 발생 가능성은 대상 현장에서 액상화를 유발시키는 진동저항전단응력비를 지진에 의해 발생되는 진동전단응력비로 나눈 안전율로 평가한다. 설계지진 규모는 지진구역 I, II 모두 규모 6.5를 적용한다. 액상화 본평가의 흐름도는 그림 4.3.1와 같다.



<그림 4.3.1> 액상화 본평가 흐름도

본평가의 각 절차에 대한 설명은 다음과 같다.

1. 기존 시설물 기초 및 지반의 내진설계 시 사용된 내진설계수준과

지반운동의 특징을 반영하기 위한 내진설계수준을 결정한다.

2. 지진재해도를 이용하는 방법과 지진구역계수와 위험도계수를 곱하여 결정하는 방법의 두 가지 방법 중 한 가지를 택하여 설계지진가속도를 결정한다.
3. 액상화 검토에 필요한 지질 및 지형자료, 입도분포, 밀도, 지하수위, SPT-N값, CPT-q_c값, 현장 전단파속도 V_S 등 지반자료를 수집・분석한다.
4. 지반의 동적 물성에 대해 보유하고 있는 자료가 없을 경우, 평가의 편이성을 위하여 3.3절의 경험식에 의해 추정된 변형률 수준별 정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 감쇠비(Damping)를 구한다.
5. 액상화 진동저항전단응력비의 산정에 이용되는 SPT-N값, CPT-q_c값, 현장 전단파속도 V_S에 대하여 상재하중과 세립분 함유량 등의 영향을 보정한다.
6. 진동저항전단응력비 *CRR*은 SPT-N값로부터 산정한 $(N_1)_{60cs}$, CPT로부터 산정한 수정 콘 관입저항값 q_{c1N}cs, 현장 전단파속도로부터 산정한 V_{s1}에 기초하여 산정한다.
7. 대상지반에 대한 지반응답해석을 수행한다. 입력 지진파는 'KDS 17 10 00 내진설계 일반'의 기준에 따라 선정한다.
8. 깊이별 최대전단응력 τ_{max}를 지반응답해석 결과로부터 구한다.
9. 진동전단응력비 *CSR*은 지반응답해석으로 산정한 평가대상지층의 깊이별 최대전단응력과 유효상재압을 적용하여 산정한다.
10. 액상화 안전율은 진동저항전단응력비 *CRR*을 진동전단응력비 *CSR*로 나누어 산정한다. 이 때, 국내 설계지진 규모인 6.5에 해당하는 지진규모 보정계수 *MSF*를 적용한다.

▌해설▐

액상화 본평가는 지반응답해석을 수행하여 지반의 각층별 최대전단응력을 산정함으로써, 지반계수와 응력감소계수를 사용하지 않고 지반의 동적특성을 반영한 깊이별 진동전단응력비를 필요한 깊이에서 직접 구하는 것이 특징이다.

5. 현장시험결과의 보정

가. 표준관입시험 (SPT)

(1) 상재하중에 대한 보정 (C_N)

해설식(4.1)은 Liao and Whitman(1986)이 제안한 것이고, 해설식(4.2)는 Kayen 등(1992)이 제안한 것이다.

$$C_N = (P_a/\sigma_{vo}')^{0.5} \qquad \text{해설식(4.1)}$$

$$C_N = \frac{2.2}{(1.2 + \sigma_{vo}'/P_a)} \qquad \text{해설식(4.2)}$$

여기서, $P_a = 1$ atm(100kPa), σ_{vo}' = 유효상재하중(kPa)

C_N의 최댓값은 1.7

유효상재하중 σ_{vo}'은 표준관입시험 당시의 값을 사용

유효상재하중이 200 kPa 이상일 경우 해설식(4.2)를 권장

유효상재하중이 200 kPa 미만일 경우 해설식(4.1) 및 해설식(4.2) 모두 적용

유효상재하중이 300 kPa 이상일 경우는 일반적으로 본평가 생략

(2) 해머의 에너지 효율에 대한 보정 (C_E)

$$C_E = \frac{ER}{60} \qquad \text{해설식(4.3)}$$

여기서, ER = 시험시 에너지 효율

(3) 롯드의 길이에 대한 보정 (C_R)

- 롯드의 길이가 3m 미만일 경우 0.75를 사용 (Robertson and Wride, 1998)
- 롯드의 길이가 3~10m의 경우, 기존의 SPT 결과를 이용한 액상화 본평가 방법 개발 시 이 깊이에 대한 C_R값을 고려하지 않았으므로 무시
- 그 밖의 경우 : 해설표 4.3.1

(4) 굴착홀 직경에 대한 보정 (C_B) 및 샘플링 방법에 따른 보정 (C_S)

- 표준관입시험의 N값에 대한 보정계수는 해설표 4.3.1를 참고할 수 있다.

<해설표 4.3.1> 표준관입시험의 N값에 대한 보정계수

계 수	이용 장치	항 목	수 정
상재압	-	C_N	$C_N = (P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
상재압	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
에너지 비	도우넛 햄머	C_E	0.5-1.0
에너지 비	안전 햄머	C_E	0.7-1.2
에너지 비	자동 선단 도우넛 햄머	C_E	0.8-1.3
관입 직경	65-115mm	C_B	1.0
관입 직경	150mm	C_B	1.05
관입 직경	200mm	C_B	1.15
롯드 길이	<3m	C_R	0.75
롯드 길이	3-4m	C_R	0.8
롯드 길이	4-6m	C_R	0.85
롯드 길이	6-10m	C_R	0.95
롯드 길이	10-30m	C_R	1.0
샘플링 방법	표준 샘플러	C_S	1.0
샘플링 방법	선 없는 샘플러	C_S	1.1-1.3

(5) (1)~(4)에서 구한 보정계수를 이용하여 환산 N값, $(N_1)_{60}$을 구하는 식

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \qquad \text{해설식(4.4)}$$

여기서, N_m은 표준관입시험 측정 N값

단, 대상 지반의 조건에 따라 현장 책임자와 상의 후 C_B, C_R 및 C_S에 대한 보정은 무시할 수 있다.

나. 콘관입시험 (CPT)

(1) 불균등 면적 보정 (q_t)

해설식(4.5)는 Campanella 등(1982)이 제안한 것이다.

$$q_t = q_c + (1 - a_r)u_2 \qquad \text{해설식(4.5)}$$

여기서, a_r은 콘 면적비, 일반적으로 0.65~0.85

u_2은 콘의 선단 뒤에서 측정된 간극수압

일반적으로 모래에 대한 보정 효과는 작음, $q_t \approx q_c$

(2) 상재하중에 대한 보정 (q_{c1N})

해설식(4.6)의 C_N은 Idriss and Boulanger(2003, 2008)가 제안한 것이다.

$$q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_t}{P_a}$$ 해설식(4.6)

여기서, $C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'}\right)^m$

$P_a = 1$ atm(100kPa), σ_{vo}' = 유효상재하중(kPa)

$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264}$

q_{c1Ncs}는 상재하중, 세립토 함유량이 보정된 콘관입 저항값

C_N의 최댓값은 1.7

m의 범위는 0.264~0.782

(3) 세립토 함유량에 대한 보정 (q_{c1Ncs})

해설식(4.7)의 Δq_{c1N}은 Boulanger and Idriss(2014)가 제안한 것이다. 상재하중 및 세립토 함유량에 대한 보정은 순환 참조를 포함하고 있어 반복계산을 통하여 산정할 수 있다.

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$ 해설식(4.7)

여기서, - $\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6}\right)\exp\left(1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2}\right)^2\right)$

- FC는 세립토 함유량(%), 200번체 통과율

다. 현장 전단파속도 (V_S)

해설식(4.8)은 Robertson 등(1992)이 제안한 것이다.

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}'}\right)^{0.25}$$ 해설식(4.8)

여기서, P_a : 대기압 100 kPa

V_{s1} : 보정후의 전단파 속도

라. 현장시험결과의 세립분 보정

(1) SPT 시험 결과의 보정

해설식(4.9)를 이용하여 세립토 함유량을 보정한 깨끗한 모래의 $(N_1)_{60CS}$를 산정한다 (Idriss and Boulanger, 2008)

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \qquad \text{해설식(4.9)}$$

여기서, - $\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right)$

- FC는 세립토 함유량(%), 200번체 통과율

(2) CPT 시험 결과의 보정

세립토 함유량의 영향은 액상화 진동저항전단응력비 산정 과정에 포함되어 있으므로 별도로 그 영향을 고려하지 않는다.

(3) 현장 전단파속도 V_S에 대한 보정

세립토 함유량의 영향은 액상화 진동저항전단응력비 산정 과정에 포함되어 있으므로 별도로 그 영향을 고려하지 않는다.

6. 진동저항전단응력비 CRR의 산정

가. SPT-N값를 이용한 액상화 진동저항전단응력비 산정

(1) 산정식 이용

해설식(4.10)은 Youd et al.(2001)이 제안한 이후 KDS 64 17 00: 2018 등 국내 내진설계기준에서 제시하고 있는 식으로 $(N_1)_{60cs}$에 대한 액상화 진동저항전단응력비를 산정할 수 있다. 이후 Idriss and Boulanger(2008)는 최신의 지진기록을 반영하여 해설식(4.11)을 제안하였다. 해설식(4.10)과 해설식(4.11)로 산정한 진동저항전단응력비는 유사하며 두 식 모두 진동저항전단응력비 산정에 적용할 수 있다.

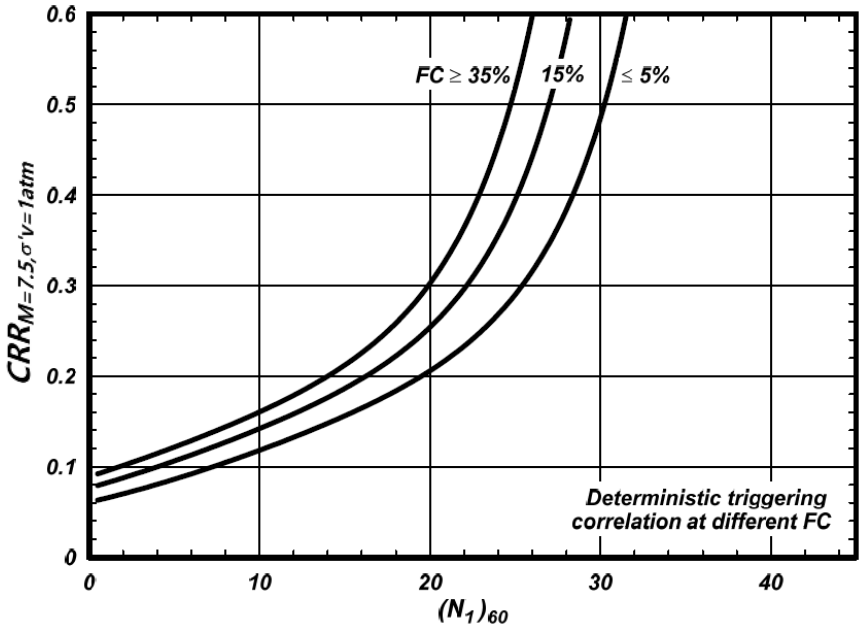
$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs}+45]^2} - \frac{1}{200} \qquad \text{해설식(4.10)}$$

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right) \qquad \text{해설식(4.11)}$$

이때 산정된 진동저항전단응력비는 지진규모 7.5, 대기압 1 atm에 대한 값이다.

(2) 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선 이용

해설식(4.4)를 이용하여 보정된 SPT-N값을 바탕으로 해설그림 4.3.1 (Boulanger and Idriss, 2014)을 이용하여 진동저항전단응력비를 구한다. 이 값은 지진규모 7.5에 해당한다.



<해설그림 4.3.1> 환산 SPT-N값에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5)

나. CPT q_c를 이용한 액상화 진동저항전단응력비

(1) 산정식 이용

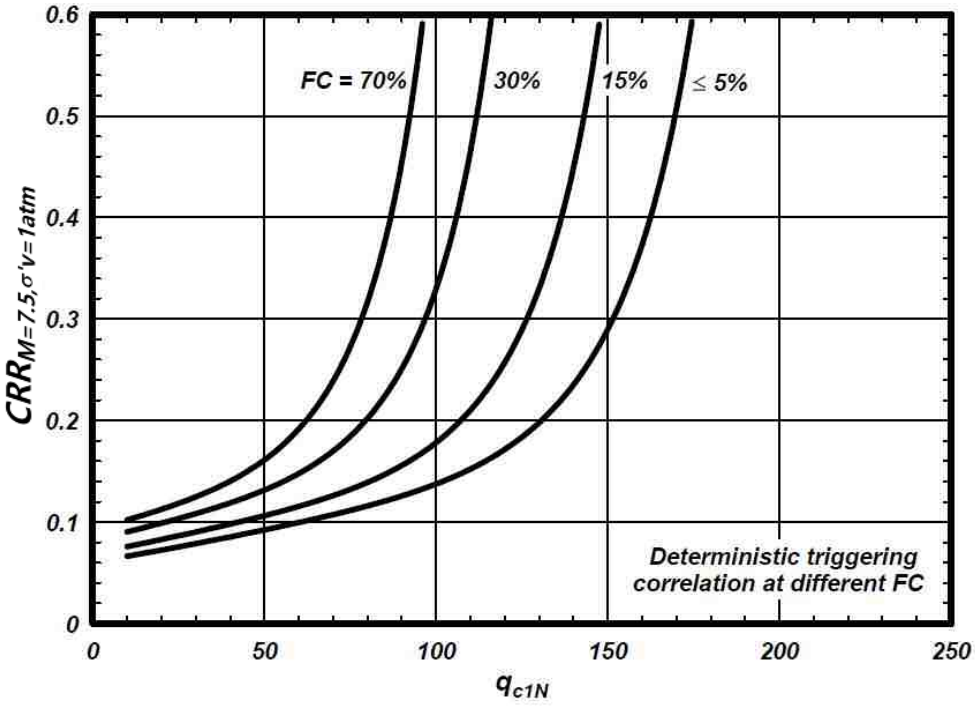
해설식(4.12)는 Boulanger and Idriss(2014)가 제안한 것이다.

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right) \qquad \text{해설식(4.12)}$$

이때 산정된 진동저항전단응력비는 지진규모 7.5, 대기압 1 atm에 대한 값이다.

(2) 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선 이용

CPT 시험결과와 세립토 함유량에 대한 자료가 있을 경우, 해설식(4.6)을 이용하여 산정한 수정 콘 관입저항값를 바탕으로 해설그림 4.3.2 (Boulanger and Idriss, 2014)를 이용하여 진동저항전단응력비를 구한다. 이때, 산정된 값은 지진규모 7.5에 해당하는 값이다.



<해설그림 4.3.2> 상재하중에 대해 보정된 콘관입 저항값에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5)

다. 현장 전단파속도를 이용한 액상화 진동저항전단응력비 산정

(1) 산정식 이용

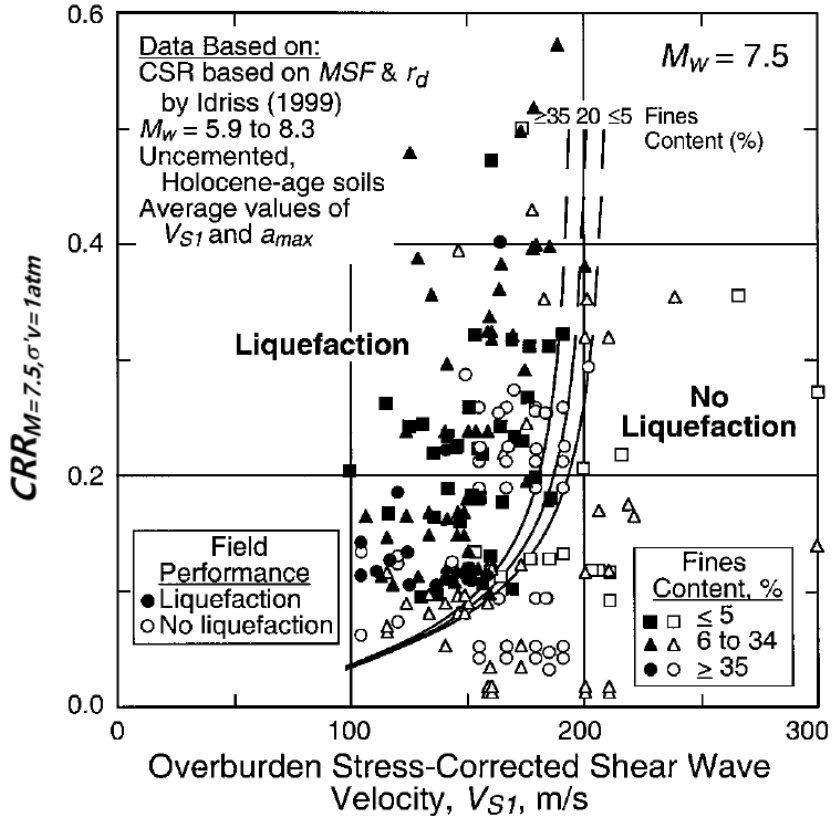
Kayen et al.(2013)에 의하여 제안된 전단파속도를 이용한 액상화 진동저항전단응력비 산정식은 다음과 같다.

$$CRR_{7.5} = \exp\left[\frac{(0.0073\,V_{s1})^{2.8011} - 2.6168\ln M - 0.0099\ln\sigma'_{v0} + 0.0028FC + 0.4984}{1.946}\right] \text{해설식(4.13)}$$

여기서, 지진규모 $M = 7.5$

(2) 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선 이용

현장전단파속도 측정자료가 있을 경우, 해설식(4.8)을 이용하여 산정한 수정 전단파속도값을 바탕으로 해설그림 4.3.3을 이용하여 진동저항전단응력비를 구한다. 이때, 산정된 값은 지진규모 7.5에 해당하는 값이다.



<해설그림 4.3.3> 수정 현장전단파속도에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5)

7. 지반응답해석 프로그램으로는 주파수 영역 및 시간영역에서의 등가선형해석 프로그램의 사용이 가능하다. 해석에 있어서 입력변수인 설계수평가속도는 암반

노두운동의 값을 입력하며 1차원 모델링시 지층두께는 1m로 적용할 수 있다. 일반적으로 입력 지진파는 'KDS 17 10 00 내진설계 일반'의 기준에 따라 선정한다. 실지진 기록을 이용할 경우 국내여건이 반영된 유사한 실지진 기록을 이용하되, 지진기록의 응답스펙트럼을 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 보정하여 적용한다. 일반적으로, 3개의 지진파를 이용하여 지반응답해석을 수행한다.

9. 아래의 해설식(4.14)를 적용하여 진동전단응력비 CSR을 산정한다.

$$CSR = 0.65 \times \frac{\tau_{\max,depth}}{\sigma'_{\mathrm{v}}} \qquad \text{해설식(4.14)}$$

여기서, $\tau_{\max,depth}$ = 지반응답해석에서 얻어진 각 깊이의 최대전단응력

σ'_v = 액상화를 평가하고자 하는 지점에서의 유효 상재압

10. 액상화 안전율의 결정

액상화 안전율은 해설식(4.15)와 같이 진동저항전단응력비를 진동전단응력비로 나누어 산정한다. 지진규모 보정계수의 경우, 미국과 일본에 비해 국내 강진의 횟수나 빈도가 현저히 적은 여건을 고려하여 설계지진 규모로 6.5를 적용하고 있으며 이에 해당하는 지진규모 보정계수 MSF= 1.5를 추천한다.

$$FS_{(M=6.5)} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times MSF \qquad \text{해설식(4.15)}$$

여기서, $CRR_{7.5}$ = 지진규모 7.5에 해당하는 액상화 진동저항전단응력비

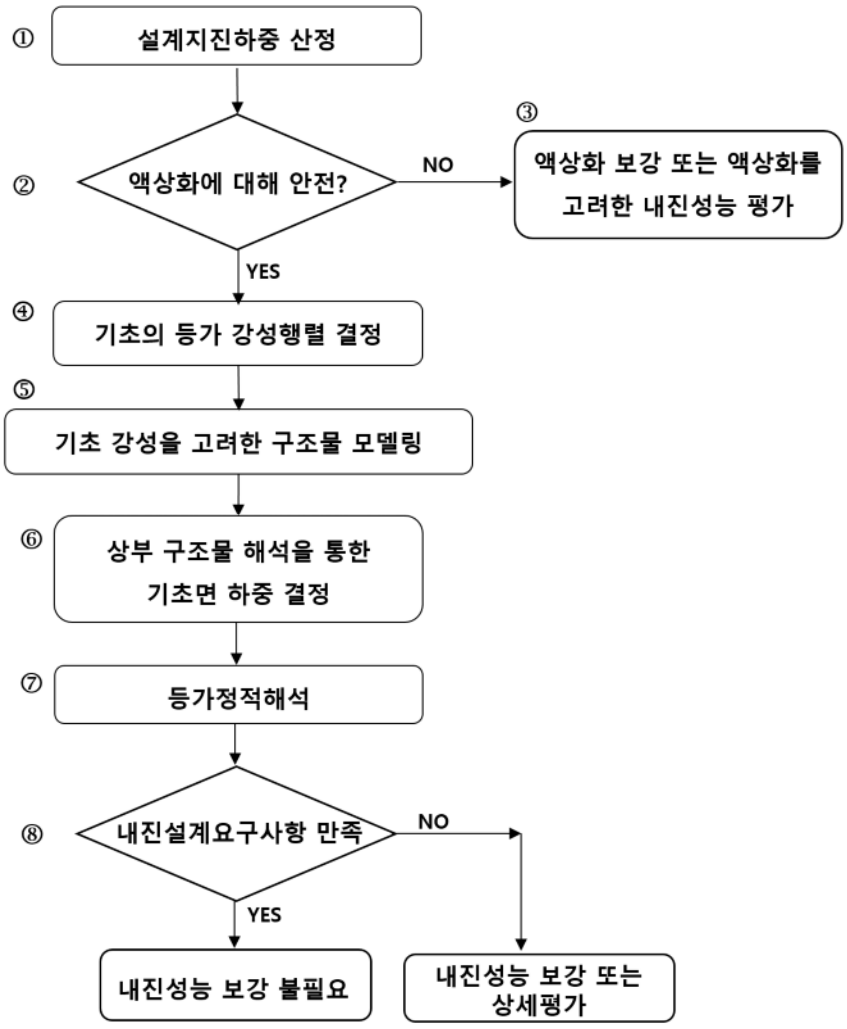
CSR = 진동전단응력비

MSF = 지진규모 보정계수 (국내 지진규모 보정계수=1.5)

제 5 장 기초의 내진성능 평가

5.1 일반사항

기초의 내진성능 평가는 기본적으로 등가정적 해석법을 적용하여 수행한다. 이 때, 상부 구조물의 동적거동을 정확하게 반영하기 위하여 기초와 지반의 상호작용을 고려할 수 있다. 기초의 내진성능 평가의 흐름도는 그림 5.1.1과 같다.



<그림 5.1.1> 기초의 내진성능 평가절차

그림 5.1.1은 기초의 내진성능 평가를 위한 흐름도를 나타낸 것으로 각 단계별 설명은 다음과 같다.

① 구조물의 내진등급(특등급, Ⅰ등급, Ⅱ등급), 지진구역(I구역, II구역), 그리고 기초 지반의 분류($S_1 \sim S_6$) 등을 고려하여 설계지진하중을 산정한다. 지반조사 및 입력지진파 자료가 있는 경우 지반응답해석을 수행하여 지진하중을 보다 엄밀하게 산정할 수 있다.

② 기초지반에 대한 액상화 평가를 4장에 제시한 절차에 따라 수행한다. 액상화에 대해 안전하면 상부구조물 해석과 기초구조물에 대한 등가정적해석을 수행한다.

③ 액상화에 대해 불안전하면 액상화 보강대책을 적용하거나 액상화를 고려한 기초구조물 해석을 수행한다. 액상화를 고려한 기초구조물 해석은 5.4절에 따라 수행한다. 다만, 액상화 발생이 예상되는 경우에도 비액상화 조건에 대한 기초의 내진성능은 만족하여야 한다.

④ 기초의 등가 강성행렬을 산정한다.

⑤ 지진 시 구조물의 동적거동을 보다 정확하게 반영하기 위하여 기초를 고정단이 아닌 스프링으로 치환하여 기초와 지반의 상호작용을 고려한다.

⑥ 상부 구조물에 대한 등가정적해석 또는 응답스펙트럼 해석을 수행하여 기초면에 작용하는 하중을 산정한다.

⑦ 기초에 대한 등가정적해석을 수행한다.

⑧ 내진설계요구사항을 만족하면 내진보강이 불필요하므로 내진성능평가를 종료하고, 불안전하면 내진성능을 보강하거나 응답이력해석법 등의 상세내진성능평가를 수행하여 내진성능 보강 여부를 결정할 수 있다.

5.2 기초 모델링 방법

구조물의 구조거동에 영향을 주는 기초 및 지반은 이로 인한 거동특성이 적절하게 반영될 수 있도록 모델화 한다.

▌해설▐

상부구조물 해석에서 기초의 영향을 무시하여 상부구조물 하단을 고정단으로 모델링하면 기초면에서의 회전과 변위 발생, 그리고 지반-기초구조물 동적상호작용의 영향을 고려하지 못한다. 이 경우, 일반적으로 설계력은 증가하며 구조물의 변위는 과소 평가된다. 그러므로, 지반-구조물 상호작용을 고려하기 위하여 기초구조물의 강성을 등가강성행렬로 모델링할 수 있다. 얕은기초와 말뚝기초의 스프링 강성 산정절차는 다음과 같다.

가. 얕은기초의 등가강성행렬은 Gazetas(1991)가 제안한 절차에 따라 해설표 5.2.1에서 구한 각 자유도별 강성(K_i')과 해설표 5.2.2에서 구한 기초 근입효과 계수(e_i)를 곱하여 산정할 수 있다. 지반의 전단탄성계수(G)는 지반의 비선형 특성을 고려하여 예상되는 변형률 수준에 해당하는 값을 적용한다. 지반응답해석에서 얻어지는 지반의 유효전단변형률(effective shear strain)을 예상 변형률 수준으로 결정할 수 있다. 우리나라는 중약진지역에 속하므로 토사지반의 전단탄성계수값 $G=0.5G_{max}$를 사용할 수 있으며, 최대전단탄성계수(G_{max})는 $G_{max} = (\gamma/g) \times V_s^2$의 관계식을 적용하여 산정한다.

<해설표 5.2.1> 반무한 균질탄성지반 위에 놓인 강성기초의 강성 (Gazetas, 1991)

구분	지표면에서의 기초 강성, K_i'
수평방향, K_X' (긴변을 향한 방향)	$\frac{GL}{2-\nu}\left[2+2.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right]-\frac{GL}{0.75-\nu}\left[0.1\left(1-\frac{B}{L}\right)\right]$
수평방향, K_Y' (짧은 변을 향한 방향)	$\frac{GL}{2-\nu}\left[2+2.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right]$
연직방향, K_Z'	$\frac{GL}{1-\nu}\left[0.73+1.54\left(\frac{B}{L}\right)^{0.75}\right]$
x축에 대한 회전, $K_{\theta X}'$ (긴 변에 대한 회전)	$\frac{G}{1-\nu}I_X^{0.75}\left(\frac{L}{B}\right)^{0.25}\left(2.4+0.5\frac{B}{L}\right)$
y축에 대한 회전, $K_{\theta Y}'$ (짧은 변에 대한 회전)	$\frac{G}{1-\nu}I_Y^{0.75}\left[3\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right]$
비틂에 의한 회전, $K_{\theta Z}'$	$G(I_X+I_Y)^{0.75}\left[4+11\left(1-\frac{B}{L}\right)^{10}\right]$

여기서, G=기초지반의 전단탄성계수; B, L=기초의 폭과 길이; v=기초지반 포아송비; I_X, I_Y = x축 및 y축에 대한 단면 2차 모멘트

<해설표 5.2.2> 반무한 균질탄성지반위에 놓인 강성기초 근입효과 계수(Gazetas, 1991)

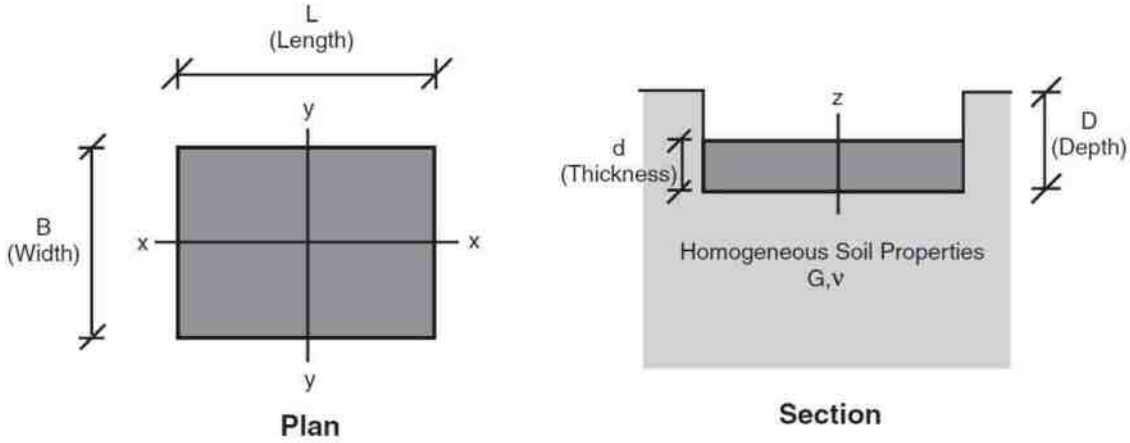
구분	근입계수, e_i
수평 방향, e_X (긴변을 향한 방향)	$\left[1+0.15\left(\frac{2D}{L}\right)^{0.5}\right]\left\{1+0.52\left[\frac{\left(D-\frac{d}{2}\right)16(L+B)d}{LB^2}\right]^{0.4}\right\}$
수평방향, e_Y (짧은 변을 향한 방향)	$\left[1+0.15\left(\frac{2D}{B}\right)^{0.5}\right]\left\{1+0.52\left[\frac{\left(D-\frac{d}{2}\right)16(L+B)d}{BL^2}\right]^{0.4}\right\}$
연직 방향, e_Z	$\left[1+0.095\frac{D}{B}\left(1+1.3\frac{B}{L}\right)\right]\left[1+0.2\left(\frac{(2L+2B)}{LB}d\right)^{0.67}\right]$
x축에 대한 회전, $e_{\theta X}$ (긴 변에 대한 회전)	$1+2.52\frac{d}{B}\left(1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.20}\left(\frac{B}{L}\right)^{0.50}\right)$
y축에 대한 회전, $e_{\theta Y}$ (짧은 변에 대한 회전)	$1+0.92\left(\frac{2d}{L}\right)^{0.60}\left(1.5+\left(\frac{2d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.60}\right)$
비틂에 의한 회전, $e_{\theta Z}$	$1+1.4\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{2d}{B}\right)^{0.9}$

여기서, D=기초의 근입깊이; d=기초측면과 지반의 접촉깊이(기초부가 지반에 완전히 근입된 경우 기초의 두께)

$$[K]=\begin{bmatrix} K_X' & & & & & \\ & K_Y' & & & & \\ & & K_Z' & & & \\ & & & K_{\theta X}' & & \\ & Symm. & & & K_{\theta Y}' & \\ & & & & & K_{\theta Z}' \end{bmatrix} \qquad \text{해설식(5.1)}$$

여기서, K_X', K_Y' : 횡방향 강성　　K_Z' : 연직방향 강성

$K_{\theta X}'$, $K_{\theta Y}'$: 회전강성　　$K_{\theta Z}'$: 비틂 강성



<해설그림 5.2.1> 얕은기초의 등가강성행렬을 산정하는 좌표축의 정의

나. 말뚝기초의 등가강성행렬 산정법에는 도표와 수식 등을 이용하는 방법과 무리말뚝 해석프로그램을 이용하는 방법이 있다.

(1) 말뚝기초의 등가강성행렬은 해설식(5.2)과 같이 자유도 6 (축방향 1, 횡방향 2, 회전 3)의 말뚝 강성행렬을 사용하여 기초를 모델링한다.

$$K=\begin{bmatrix} K_X' & & & & & \\ & K_Y' & & & & K_{Y\theta_Z}' \\ & & K_Z' & & K_{Z\theta_Y}' & \\ & & & K_{\theta X}' & & \\ & Symm. & & & K_{\theta Y}' & \\ & & & & & K_{\theta Z}' \end{bmatrix} \qquad \text{해설식(5.2)}$$

여기서, K_X' : 축방향 강성　　K_Y', K_Z' : 횡방향 강성

$K_{\theta X}'$: 비틂강성　　$K_{\theta Y}'$, $K_{\theta Z}'$: 회전강성

$K_{Y\theta_Z}'$, $K_{Z\theta_Y}'$: 전단력과 휨모멘트 간의 상호 간섭강성

(2) 말뚝기초의 강성은 도표와 수식 등을 이용하여 산정하거나 말뚝해석 프로그램을 이용하여 산정할 수 있다. 도표와 수식 등을 이용하여 말뚝기초의 스프링 강성을 산정하는 절차는 구조물 기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2018)을 참고할 수 있다. 이 방법은 단일말뚝의 축방향 및 횡방향 강성을 산정한 후 무리말뚝의 강성으로 합산한다.

(3) 해석프로그램을 이용하면 기초면(상부구조물 해석모델의 하단면)에서의 하중-변위 곡선을 이용하여 무리말뚝의 강성행렬을 산정할 수 있다. 해설식(5.3)은 2차원 기초 스프링 모델에 대한 기초강성행렬이다. 기초면 위치에서 수평력 또는 모멘트을 가하면 기초구조물의 수평변위 또는 회전이 발생한다. 그런데, 힘(F)을 가한 후 발생하는 변위(x)에 대한 관계는 기초 연성값(S=x/F)을 의미한다. 구조 모델링에 이용되는 강성값은 변위에 대한 힘의 관계(K=F/x)이다. 그러므로 기초 강성행렬(K)은 해설식(5.3)-(5.9)와 같이 연성행렬(S)을 구한 후 이의 역행렬을 취하여 산정한다.

하중-변위 관계가 해설그림 5.2.2와 같이 비선형 곡선으로 얻어지면, 연성값은 상부구조물 해석(기초면을 고정단으로 모델링한 해석)에서 얻어진 기초면 하중에 대한 할선기울기로 결정한다. 그리고, 기초강성을 모델링한 상부구조물 해석에서 산정된 기초면 하중크기가 처음에 가정한 하중크기와 차이가 크면 서로의 하중 차이가 수렴될 때까지 기초강성 산정절차를 반복할 수 있다.

$$K=\begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 \\ 0 & K_{22} & K_{23} \\ 0 & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix}=S^{-1} \qquad \text{해설식(5.3)}$$

$$S=\begin{bmatrix} S_{11} & 0 & 0 \\ 0 & S_{22} & S_{23} \\ 0 & S_{32} & S_{33} \end{bmatrix} \qquad \text{해설식(5.4)}$$

$$S_{11}=\frac{\Delta_z}{V_z}=\frac{\text{침하량 증분}}{\text{축하중 증분}} \qquad \text{해설식(5.5)}$$

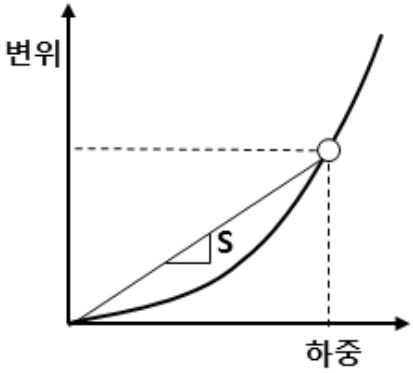
$$S_{22}=\frac{\Delta_x}{H_x}=\frac{\text{수평변위 증분}}{\text{수평하중 증분}} \qquad \text{해설식(5.6)}$$

$$S_{23}=\frac{\Delta_x}{M}=\frac{\text{수평변위 증분}}{\text{모멘트 증분}} \qquad \text{해설식(5.7)}$$

$$S_{32} = \frac{\theta}{H_x} = \frac{\text{회전 증분}}{\text{수평하중 증분}}$$ 해설식(5.8)

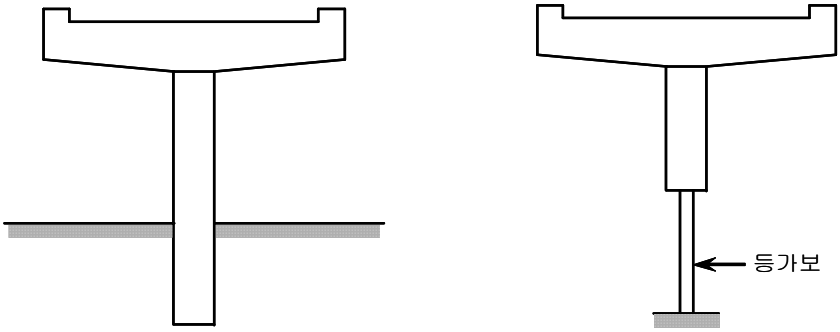
$$S_{33} = \frac{\theta}{M} = \frac{\text{회전 증분}}{\text{모멘트 증분}}$$ 해설식(5.9)

(4) 해석프로그램에서 말뚝기초를 모델링할 때 지반의 비선형 거동 특성(p-y, t-z, q-z 곡선 등의 비선형 지반강성 스프링 적용), 무리말뚝 배열에 의한 횡방향 지반반력의 감소(말뚝 중심간 간격이 좁을수록 지반반력이 감소하는 효과) 등을 고려하여야 한다. 그리고, 최근 기존의 정적하중 조건에서 제시된 p-y 곡선은 지반강성 및 강도를 과소평가하여 동적해석에 적합하지 않다는 연구결과들이 있으므로 필요시 전문가의 자문을 통해 대상지반에 적합한 비선형 스프링 곡선을 적용할 수 있다.



<해설그림 5.2.2> 할선 기울기를 이용한 연성값 산정

다. 말뚝기초 외에 대형 현장타설말뚝 기초와 같은 단일의 대형 깊은기초는 앞서 설명한 바와 같이 말뚝기초의 스프링 강성행렬 산정방법을 적용하거나 등가보 모델을 이용하여 모델링할 수 있다.



(a) 현장타설말뚝 (b) 등가보 모델

<해설그림 5.2.3> 기타 깊은기초의 모델링

(1) 스프링 강성행렬은 말뚝기초의 스프링 강성행렬 산정방법과 동일하게 해석프로그램을 이용하여 단일 말뚝으로 모델링한 후 산정할 수 있다. 또는, 해설식(5.10)을 적용하여 흙의 탄성계수와 기초 휨강성의 관계로부터 횡방향에 대한 2×2 강성행렬을 산정할 수 있다. 이 때, 횡방향 강성 행렬은 직교하는 횡하중 방향을 각각 독립적으로 고려하여 결정한다.

$$K = \begin{bmatrix} K_X & K_{X\theta y} \\ K_{X\theta y} & K_{\theta y} \end{bmatrix} = EI_p \begin{bmatrix} \frac{1.06}{\lambda^3} & \frac{0.98}{\lambda^2} \\ \frac{0.98}{\lambda^2} & \frac{1.48}{\lambda} \end{bmatrix}$$ 해설식(5.10)

여기서, λ : 기초 지반 시스템의 특성길이

$\lambda = \sqrt[5]{\frac{EI_p}{f}}$: Es가 깊이에 따라 선형증가하는 경우

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{EI_p}{E_s}}$: Es가 깊이와 관계없이 일정한 경우

f = 지반반력계수의 깊이에 따른 증가율

(2) 등가보 모델을 이용한 방법은 기초를 기초구조물과 주변 지반의 강성과 동등한 강성을 갖는 캔틸레버 보로 치환하는 방법이다. 캔틸레버 보의 길이 L_c, 휨강성 EI_c값의 산정식은 해설식 (5.11)과 같다.

$$L_c = 2.05\lambda \ , \ EI_c = 0.757\ EI_p$$ 해설식(5.11)

라. 직경이 큰 케이슨 기초의 기초강성은 기초저면의 전단저항력 및 회전저항력을 고려하는 것이 필요하다. 그러므로, 케이슨 상단 위치의 각 방향에 대한 하중-변위 관계를 도로교 표준시방서(국토교통부, 2016) 방법 또는 해석 프로그램을 적용하여 산정한 후 수평, 수직, 회전에 대한 강성값을 결정한다.

5.3 기초의 내진성능 평가

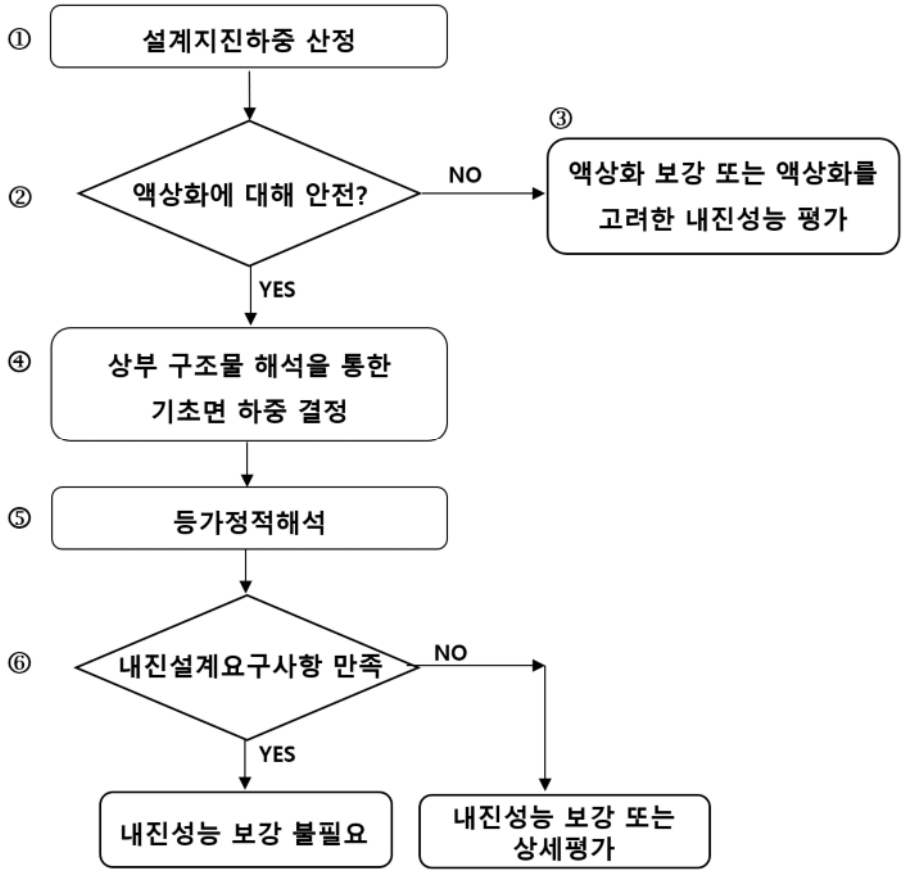
1. 기초구체의 휨 및 전단에 대한 안정성을 검토한다. 2. 기초구조물의 내진안전성은 등가정적 해석법을 적용하여 검토한다. 3. 얕은기초는 지지력, 전도, 활동에 대하여 안전하여야 하고, 변형 및 침하량이 허용값 이하이어야 한다. 4. 무리말뚝 기초는 해석을 통하여 각 단일말뚝에 작용하는 하중을 계산하고, 가장 큰 하중을 받는 단일말뚝에 대하여 내진 안정성을 평가한다.

▌해설▐

1. 기초구체의 휨 및 전단에 대한 재료 안정성 검토는 콘크리트구조기준 또는 관련 설계기준을 따른다.

2. 등가정적해석법은 지진하중을 등가의 정적하중으로 고려한 후 정적설계법과 동일한 방법을 적용하여 구조물의 내진안정성을 평가하는 방법이다. 기초구조물의 내진성능은 기본적으로 등가정적해석법을 적용하여 평가한다.

3. 얕은기초는 등가정적해석에서 얻어진 활동, 지지력 그리고 전도에 대한 안전율과 평가된 침하량이 허용값을 만족하여야 한다. 내진성능 평가에 이용되는 지지력 값은 설계도서에 명시된 지지력 값 또는 지반조사 결과를 이용하여 3가지 이상의 지지력 공식으로부터 얻어진 값의 최소값을 적용할 수 있다. 활동과 지지력에 대하여 적용되는 기준 안전율은 각각 1.2과 2.0이며, 전도에 대한 안정성은 편심거리가 중앙으로부터 기초폭의 1/3 이내이어야 한다. 허용변위기준은 상부구조물의 붕괴를 방지할 수 있는 변위기준이 적용된다. 해설그림 5.3.1은 얕은기초의 내진성능평가에 이용되는 흐름도로서 각 단계별 설명은 다음과 같다.



<해설그림 5.3.1> 얕은기초의 내진성능평가 절차

① 구조물의 내진등급(특등급, Ⅰ등급, Ⅱ등급), 지진구역(I구역, II구역), 그리고 기초지반의 분류($S_1 \sim S_6$)를 결정한 후 지표면에서의 최대가속도 크기 또는 표준설계응답스펙트럼을 구한다. 지반조사 및 입력지진파 자료가 있는 경우 등가선형해석 등의 지반응답해석을 수행하여 지진하중을 보다 엄밀하게 산정할 수 있다.

② 기초지반에 대한 액상화 평가를 4장에 제시한 절차에 따라 수행한다.

③ 액상화가 발생할 수 있는 기초지반은 적절한 액상화 대책공법을 적용하여 보강하거나 액상화를 고려한 상세 내진성능평가를 수행하여 액상화 보강여부를 결정한다. 얕은기초의 경우 상부구조물의 종류가 다양하며 액상화 영향을 고려하는 표준설계법이 없으므로 상세내진성능은 1-g 진동대 또는 동적 원심모형시험과 같은 Physical modeling, 그리고 액상화 모델을 적용한 응답이력해석법 등으로 평가할 수 있다. 다만, 액상화 발생이 예상되는 경우에도 비액상화 조건에 대한 기초의 내진성능은 만족하여야 한다.

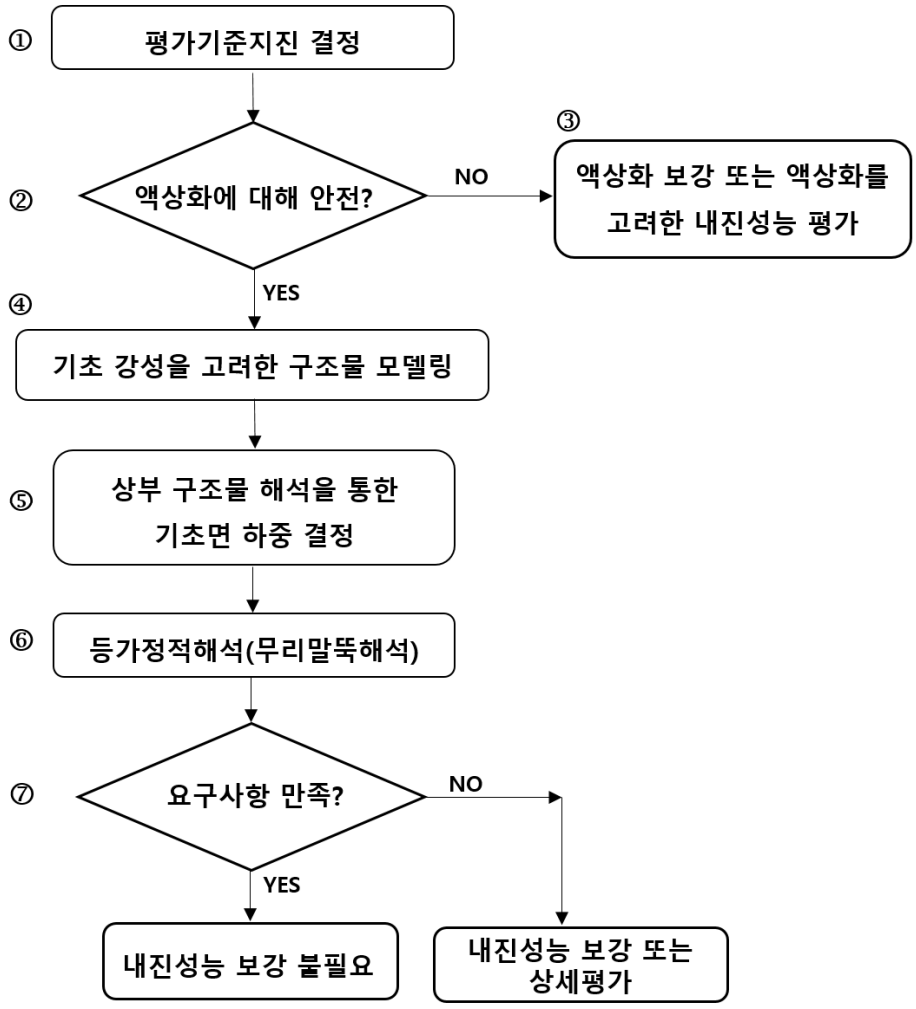
④ 지진 시 구조물의 동적거동을 보다 정확하게 반영하기 위하여 기초를 고정단이 아닌 스프링으로 치환하여 구조물을 모델링한다. 상부 구조물에 대한 등가정적해석 또는

응답스펙트럼 해석을 수행하여 기초면에 작용하는 하중을 산정한다.

⑤ 기초에 대한 등가정적해석을 수행한다.

⑥ 내진설계요구사항을 만족하면 내진보강이 불필요하므로 내진성능평가를 종료하고, 불안전하면 내진성능을 보강하거나 응답이력해석법 등의 상세내진성능평가를 수행하여 내진성능 보강 여부를 결정할 수 있다.

4. 말뚝기초는 등가정적해석에서 얻어진 연직지지력, 말뚝체 재료강도 그리고 말뚝두부에서의 횡변위와 침하량이 허용값을 만족하여야 한다. 말뚝기초의 연직지지력에 대한 기준 안전율은 2.0을 적용한다. 이 때, 말뚝기초의 내진성능 평가에 이용되는 지지력 값은 설계도서에 명시된 지지력 값 또는 지반조사 결과를 이용하여 지지력을 산정할 수 있다. 말뚝 푸팅부에서의 허용변위량은 상부구조물이 붕괴되지 않는 변위기준을 만족하면 된다. 해설그림 5.3.2는 말뚝기초의 내진성능평가를 위한 흐름도를 나타낸 것으로 각 단계별 설명은 다음과 같다.



<해설그림 5.3.2> 말뚝기초의 내진성능평가 절차

①, ② 얕은기초의 해석절차와 같다.

③ 액상화가 발생할 수 있는 기초지반은 적절한 액상화 대책공법을 적용하여 보강하거나 액상화를 고려한 상세 내진성능평가를 수행하여 액상화 보강여부를 결정한다. 액상화를 고려한 상세 내진성능평가는 5.4절의 절차를 적용할 수 있다. 다만, 액상화 발생이 예상되는 경우에도 비액상화 조건에 대한 기초의 내진성능은 만족하여야 한다.

④ 지진 시 구조물의 동적거동을 보다 정확하게 반영하기 위하여 기초를 고정단이 아닌 스프링으로 치환하여 구조물을 모델링한다.

⑤ 상부 구조물에 대한 등가정적해석 또는 응답스펙트럼 해석을 수행하여 기초면에 작용하는 하중을 산정한다.

⑥ 기초면에 작용하는 하중에 대하여 무리말뚝 해석을 수행한다. 무리말뚝 해석은 해석프로그램을 이용할 수 있으며, 횡방향 무리말뚝 효과에 의하여 지지력이 감소하는 효과를 고려할 수 있다. 만일, 단일말뚝으로 지지되는 구조물은 등가정적해석 단계를 바로 수행한다.

⑦ 무리말뚝 해석의 기초면에서의 변위가 허용변위 기준을 만족하여야 한다. 그리고, 가장 큰 하중을 받는 단일말뚝은 허용 연직지지력을 만족하고 재료강도에 대하여 안정하여야 한다. 기초구체의 허용응력은 강재의 경우 상시 허용재료강도의 1.5배 그리고 콘크리트의 경우 2배를 적용한다. 내진설계 요구사항을 만족시키면 내진성능 보강이 불필요하므로 평가를 종료하고 만족시키지 못하면 내진성능 보강을 실시하거나 상세평가를 수행하여 내진성능 보강여부를 결정한다.

5.4 액상화를 고려한 기초의 내진성능 평가

1. 액상화 평가를 통하여 기초구조물 주변지반에 액상화가 발생할 것으로 판단되는 경우 액상화에 의한 지반의 강성 및 강도 감소, 액상화에 의해 유발되는 지반변위 등의 영향을 고려하여 기초구조물의 모델링 및 내진성능평가를 수행한다. 2. 얕은기초 하부지반의 액상화 발생이 예상되면 액상화 대책공법을 적용하여 보강하거나 액상화 현상을 모사할 수 있는 진동대 모형시험 또는 응답이력해석 등을 수행하여 상세내진성능을 평가한 후 액상화 보강여부를 결정한다. 3. 말뚝기초는 액상화 지반의 물성 변화와 지진관성력을 고려한 내진성능평가와 경사지반의 지진 후 액상화 지반변위에 대한 내진성능평가를 각각 수행한다.

▌해설▐

1. 액상화가 기초구조물에 미치는 영향은 액상화에 의한 지반의 강성 및 강도 감소, 그리고 액상화가 유발하는 지반변위의 2가지가 있다. 이 2가지 영향은 독립적으로 발생한다고 고려하고 각각에 대한 영향을 고려하여 내진성능평가를 실시한다. 이와 같은 액상화에 의한 구조물의 거동은 1-g 진동대 또는 동적 원심모형시험과 같은 Physical Modeling, 그리고 액상화 모델을 적용한 수치해석 등을 수행하여 엄밀히 예측할 수 있다.

2. 액상화에 따른 기초 및 지반 안정성 평가는 대상구조물의 유형, 기초의 형식, 지반의 특성을 고려한다. 얕은기초 하부지반의 액상화에 따른 대상 시설물의 안정성 평가기법으로는 다음과 같은 방법들을 적용할 수 있다.

① 실내반복실험 결과를 이용하는 방법
② 액상화 발생을 고려한 기초 지반 안정성 평가
③ 유효응력해석에 의한 응답이력해석 방법
④ 동적원심모형실험 및 1-g 진동대 모형시험을 이용하는 방법

⑤ 액상화 안정성 평가 지수 등에 의한 방법 (단, 평가지수는 구조물 특성을 고려할 수 있는 지수여야 함)

⑥ 위의 방법을 병행 시행하는 방법

유효응력해석에 의한 응답이력해석을 수행하는 경우 액상화를 고려하는 동적수치해석은 관련 전문가의 자문 등을 통해 해석모델링과 해석결과의 신뢰성을 확보하여야 한다. 특히, 현장 지반의 액상화 거동을 적절히 모사할 수 있는 액상화 수치모델과 입력변수의 결정, 그리고 구조물의 하중, 형상, 그리고 동적거동(rocking 거동 등) 특성을 고려하는 구조물 모델링이 중요하다. 동적 수치모델링의 좌우 경계는 구조물의 거동에 영향을 미치지 않도록 충분히 넓어야 하며 하부 경계는 기반암까지 모델링하고 기반암에 지진파 시간이력을 가한다. 입력 지진파 시간이력은 국내여건과 유사한 실지진 기록을 이용하되, 지진기록의 응답스펙트럼을 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 보정하여 적용한다.

3. 작은 규모의 지진이 발생하면 구조물의 관성 응답이 먼저 나타나고 이후 액상화 지반의 강도 감소 및 변위가 발생할 가능성이 높다. 그러므로, 지진관성력과 액상화 지반 변위의 2가지 영향은 서로 독립적으로 발생한다고 고려하고 1) 액상화 지반의 물성 변화와 지진관성력을 고려한 내진성능평가와 2) 경사지반의 지진 후 액상화 지반변위에 대한 내진성능평가를 각각 수행한다.

1) 액상화 지반의 물성 변화와 지진관성력을 고려한 내진성능평가는 다음의 절차를 적용하여 수행할 수 있다.

① 액상화 평가를 수행하여 액상화가 예상되는 지층을 결정한다.

② 액상화 지층의 말뚝 횡방향 저항력 감소 효과는 p-y 곡선을 수정하여 고려할 수 있다. 액상화 지반의 p-y 곡선 산정방법은 p-승수= 0.1을 곱하여 저항력을 비액상화 층의 10%로 감소시키는 방법과 액상화 지반을 연약점토층으로 고려한 후 점토의 비배수 전단강도를 액상화 층의 잔류강도로 입력하는 방법이 있다.

③ 상부구조물 모델링에 적용하는 기초구조물의 등가강성행렬은 액상화 지층의 저항력 감소를 고려하여 산정한다.

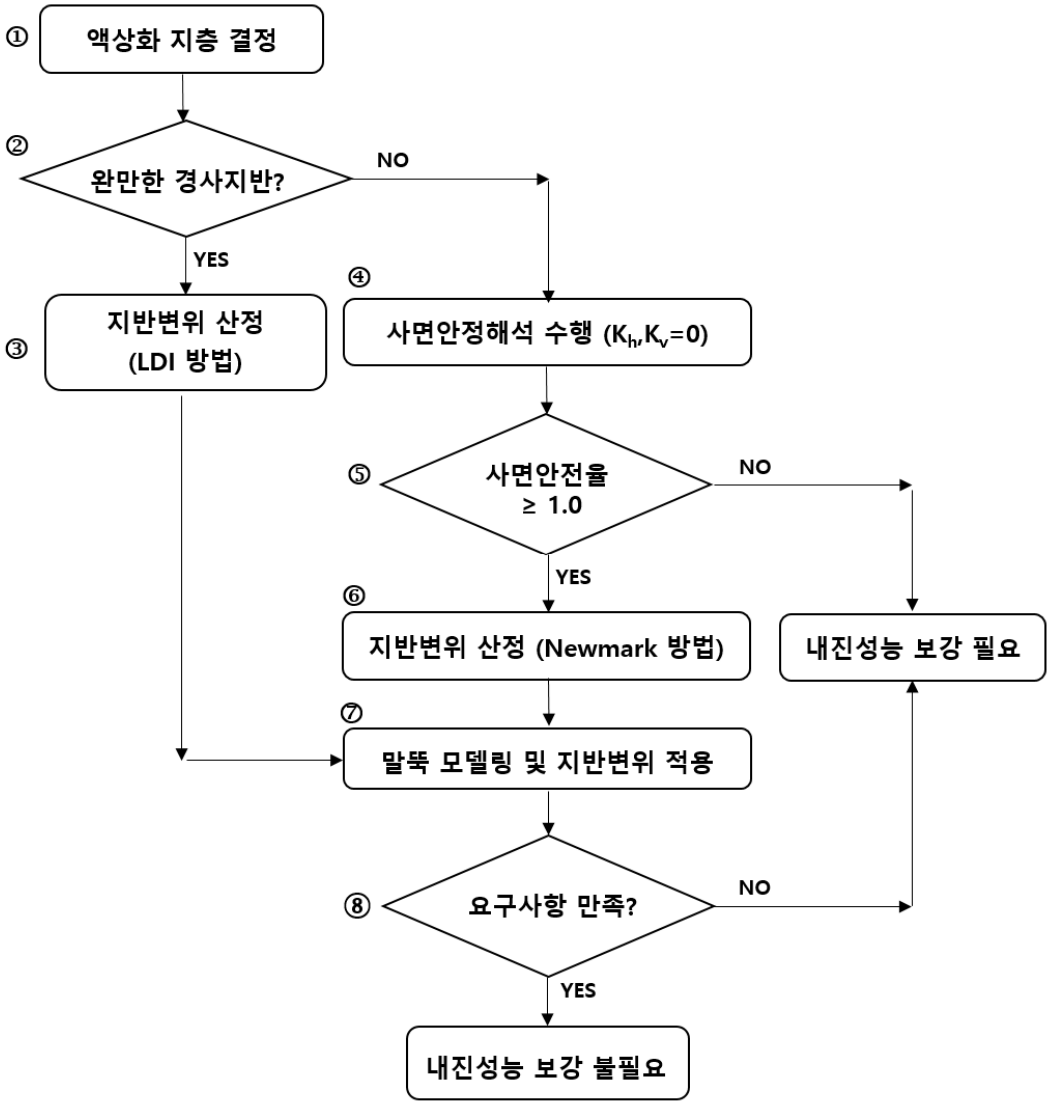
④ 일반적으로 지진파가 액상화 지반을 통과하면서 주기 1초 이하 성분은 감소되는 것으로 알려져 있다. 그러나, 보수적인 내진성능평가를 위하여 상부구조물 해석에 적용되는 설계응답스펙트럼은 비액상화 조건을 적용할 수 있다. 만일, 액상화 지반의 입력 응답스펙트럼을 엄밀하게 산정하려면 대상 지반의 비선형성과 유효응력을 고려한 지반응답해석을 통해 결정된 스펙트럼을 적용할 수 있으며, 이 경우에도

스펙트럼 가속도는 비액상화 조건의 설계응답스펙트럼의 2/3보다 크도록 적용한다.

⑤ 상부구조물 해석을 수행하여 기초면에 작용하는 하중을 계산한다.

⑥ 기초면 작용하중에 대하여 기초구조물의 내진안정성을 평가한다.

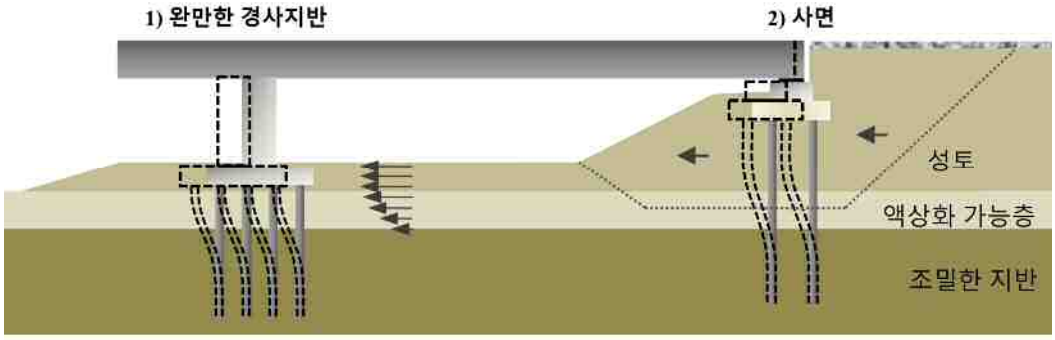
2) 경사지반의 지진 후 액상화 지반변위에 대한 내진성능평가는 다음의 절차를 적용하여 수행할 수 있다. 액상화 지반변위에 대한 기초안정성은 상부구조물의 진동이 끝난 후 관성하중이 없는 상태를 적용하여 평가한다. 액상화 지반변위를 고려한 기초안정성 평가절차는 다음과 같다 (해설그림 5.4.1).



<해설그림 5.4.1> 액상화 지반변위를 고려한 말뚝 내진성능 평가절차

① 액상화 평가를 수행하여 액상화가 예상되는 지층을 결정한다.

② 액상화 지반변위는 해설그림 5.4.2와 같이 완만한 경사지반 (지반경사 S<3.5%) 또는 사면의 2가지 경우로 나누어 산정한다.



<해설그림 5.4.2> 완만한 경사지반과 사면의 구분

③ 완만한 경사지반은 LDI 방법 (Zhang 등, 2004)을 적용하여 지반변위를 산정한다. 액상화에 의한 지반변위 분포는 해설그림 5.4.3과 같이 비액상화 층에서는 일정하며, 액상화 층에서 선형적으로 감소하는 것으로 가정한다. LDI 방법(Zhang 등, 2004)을 이용한 지반변위는 해설식(5.12)~(5.14)를 이용하여 자유면이 있는 경우와 없는 경우로 구분하여 산정한다.

$LD = (S + 0.2) \times LDI$ for 자유면이 없는 경우 $0.2\% < S < 3.5\%$ 해설식(5.12)

$LD = 6(L/H)^{-0.8} \times LDI$ for 자유면이 있는 경우 $4 < L/H < 40$ 해설식(5.13)

$LDI = \int_0^{Z_{max}} \gamma_{max} dz$ 해설식(5.14)

여기서, LD = 지반변위

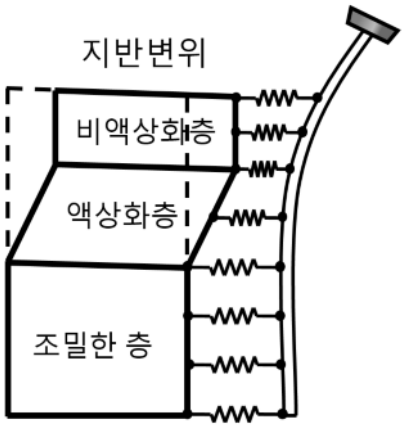
LDI = 액상화 변위 지수(Liquefaction Displacement Index)

L = 기초에서 자유면까지의 거리 (해설그림 5.4.5)

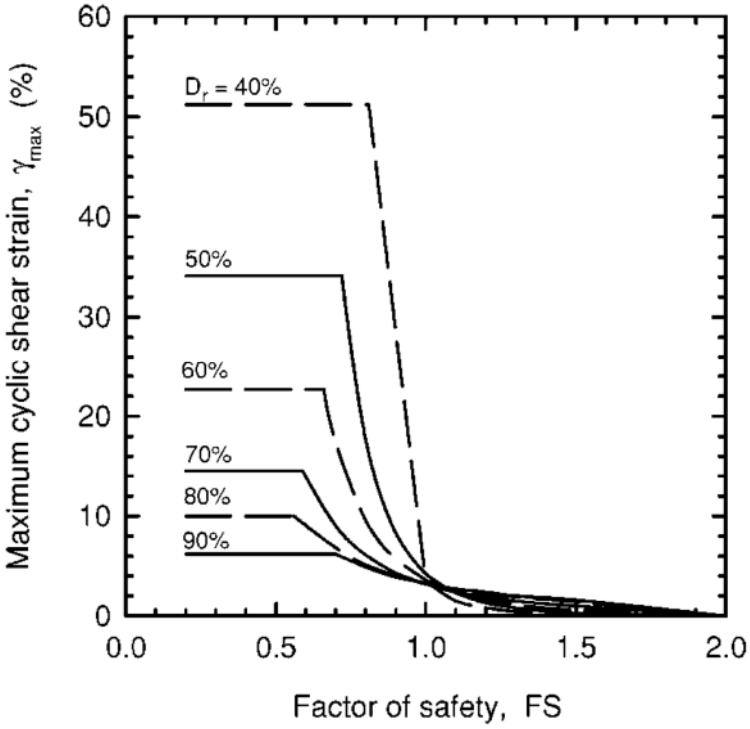
H = 자유면 높이 (해설그림 5.4.5)

γ_{max}= 변형률 발생 지수, 해설그림 5.4.4로 산정 (FS 상한=2.0)

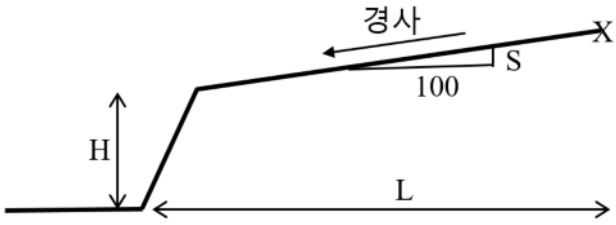
S = 경사(%)



<해설그림 5.4.3> 깊이에 따른 액상화 지반변위 분포



<해설그림 5.4.4> 액상화 안전율과 상대밀도에 따른 γ_{max} 산정 (FS 상한=2.0)



<해설그림 5.4.5> 자유면까지의 거리와 높이

④ 사면은 액상화 가능층에 액상화 지반의 잔류강도를 적용하여 사면안정해석을 수행한다. 이 때, 지진계수는 적용하지 않고 파괴토체의 자중에 대한 사면안전율을 산정한다. 액상화 지반의 잔류강도는 해설식(5.15)를 적용하여 산정할 수 있다.

$$\frac{s_r}{\sigma'_{vo}} = 0.03 + 0.0075\left[(N_1)_{60}\right] \qquad \text{해설식(5.15)}$$

여기서, s_r=액상화 지반의 잔류강도

$(N_1)_{60}$=상재압 및 에너지보정된 N값

σ'_{v0} = 액상화 층에서의 연직 유효응력

⑤ 사면안전율이 1.0미만이면 흐름파괴(flow failure)가 발생하고, 사면안전율이 1.0이상이면 측방퍼짐(lateral spreading)이 발생한다. 흐름파괴가 발생하면 사면이 급격히 붕괴되면서 지반변위가 크게 발생하므로 액상화 대책공법을 적용하여 사면 붕괴를 방지하여야 한다.

⑥ 사면안전율이 1.0이상인 경우 사면의 지반변위는 해설식(5.16)의 Newmark 방법(Bray and Travasarou, 2007)을 이용하여 산정할 수 있다. 액상화에 의한 지반변위 분포는 해설그림 5.4.3과 같이 비액상화 층에서는 일정하며, 액상화 층에서 선형적으로 감소하는 것으로 가정한다.

$$\begin{aligned}\ln LD(cm) = & -0.22 - 2.83\ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566\ln(k_y)\ln(PGA) \\ & + 3.04\ln(PGA) - 0.244\ln(PGA)^2 + 0.278(M_w - 7)\end{aligned} \qquad \text{해설식(5.16)}$$

여기서, k_y = 항복가속도(g), 사면안전율=1.0이 될 때의 지진가속도

PGA = 지표면 최대가속도(g), 지반응답해석으로 산정

M_w = 지진규모, 국내지진규모 = 6.5 적용

⑦ 말뚝의 횡방향 거동을 분석할 수 있는 해석프로그램을 적용하여 말뚝의 안정성을 분석한다. 이 때, 액상화 지반의 연약화를 고려하기 위해 액상화 층의 p-y 곡선 저항력을 p-승수=0.1을 곱하여 감소시킨다. 측방퍼짐 변위를 말뚝에 적용시킨다. 만일, 말뚝푸팅이 비액상화 지층에 위치하는 경우 말뚝푸팅의 전면 및 측면에 작용하는 토압도 함께 고려하여야 한다.

⑧ 기초구조물 변위 및 축력을 고려한 재료응력에 대하여 기초구조물 안정성을 분석하고 불안정하다고 판단되면 기초구조물 또는 기초구조물 주변지반을 보강하는 대책공법을 적용한다.

5.5 케이슨 기초의 내진성능 평가

케이슨 기초는 상부구조물의 지진력에 대해 등가정적해석법을 적용하여 안정성을 검토한다.

▌해설▐

케이슨 기초는 등가정적해석법을 적용하여 내진성능을 평가한다. 구조물에 대한 지진해석을 수행하여 얻어진 케이슨 상부의 지진력에 대하여 케이슨 기초의 내진성능을 아래와 같이 평가한다.

가. 케이슨에 작용하는 하중은 연직하중과 수평하중 및 전도모멘트가 있다. 연직하중은 고정하중과 활하중 및 양압력을 합한 것으로 하며, 수평하중은 상부구조로부터 전달되는 수평하중과 케이슨에 직접 작용하는 수압, 토압 및 파압 등을 합한 것으로 한다.

나. 연직하중에 대한 케이슨의 안정은 케이슨 저면의 최대지반반력이 지반의 허용지지력을 초과하지 않아야 한다. 지반조사 및 시험결과를 이용하여 정역학적 공식에 의해 구하거나, 시추조사 결과와 평판재하시험 결과를 반영하고 기초폭에 의한 크기효과도 고려하여 결정할 수 있다. 케이슨 기초지반의 지진시 허용연직지지력은 안전율 2.0을 적용하여 산정한다.

다. 케이슨 기초는 수평 작용력에 대하여 안정해야 한다. 케이슨기초 저면 지반의 허용수평지지력은 그 위치에 있어서 지반의 수동토압을 안전률 1.1로 나눈 값으로 한다. 지진시 수동토압은 평상시와는 달리 상재하중을 고려하지 않고 산정하며, 지진시의 수동토압계수를 사용한다.

라. 케이슨 기초 저면지반에 작용하는 전단력에 대하여 안정해야 한다. 이 때, 허용전단저항력은 기초 저면과 지반 사이에 작용하는 전단저항력을 안전률 1.2로 나눈 값으로 한다.

마. 케이슨 기초의 지진 변위량에 대한 안정성을 검토한다. 지반반력 및 변위량의 계산은 지반조사, 토질시험의 결과를 충분히 검토하고 필요에 따라 여러층으로 구분하여 실시한다. 지반반력 및 변위량은 원칙적으로 케이슨 본체를 강체로 하고, 기초저면의 연직방향 지반반력계수, 수평방향 전단지반반력계수 및 기초 전면의 수평방향 지반반력계수를 이용하여 계산한다.

5.6 교대의 내진성능 평가

교대의 후면에 작용하는 지진력에 대해 교대의 안전성을 등가정적해석법을 적용하여 검토한다.

▌해설▐

교대구조물은 등가정적해석법을 적용하여 내진성능을 평가한다. 교대에 지진하중이 작용하게 되면 평상시에 작용하지 않는 관성력이 작용하기 때문에 이를 고려하여 교대의 안정성을 판단해야 한다. 교대의 등가정적 해석방법은 다음과 같다.

가. 지진계수 산정

교대가 지진시 예상되는 변위를 허용하는 경우(25~50mm)의 지진계수는 지표면 최대가속도 값의 1/2 값을 적용한다. 타이백이나 경사말뚝에 의해 수평이동이 구속된 교대는 뒷채움 흙의 관성력으로 인한 수평토압이 Mononobe-Okabe공식에 의한 값보다 크므로 지진계수는 지표면 최대가속도를 적용할 수 있다.

나. 지진시 토압계수의 산정

지진시 토압계수의 산정은 Mononobe-Okabe의 토압공식을 사용한다. 지진시 토압의 경우 상시 토압의 분력은 교대 밑면으로부터 H/3에 작용하고 추가적인 동적 영향이 0.6H의 높이에 작용한다고 가정하여 토압의 분력 위치를 구하지만, 대부분의 경우에는 토압이 균등하게 분포되어 있고 그 높이는 H/2로 가정할 수 있다. 토압의 작용면은 뒷굽의 내민 길이가 0.2~0.3m 이하로 짧은 반중력식 또는 중력식 교대의 경우 구체 콘크리트 배면으로 한다. 역 T형과 부벽식 교대의 토압 작용면은 뒤쪽 연단에서 연직인 가상배면으로 한다. 또한, 경사교대에 있어서는 배면의 지형 상태가 일정하지 않은 경우가 많아서, 교대에 작용하는 토압은 교대폭 방향에 대하여 일정하지 않으나, 계산을 간략화하고 충분히 안전한 설계가 되도록 교대 배면에 작용하는 토압은 해설그림 5.5.1과 같이 교대 폭 방향으로 일정하게 작용하는 것으로 생각해도 좋다. 동적토압을 정밀하게 산정하고자 할 경우에는 전문가의 자문 하에 교대-배면지반의 동적상호작용을 고려할 수 있는 동적 수치해석을 수행하여, 교

대 관성력과 동적토압의 위상관계 등의 영향을 고려한 동적토압을 적용할 수 있다.

다. 상부구조의 반력 산정

교대의 경우 토압이 교대의 전체 폭에 걸쳐 균일하게 작용하므로 편의상 상부구조에 작용하는 반력을 고정하중과 활하중으로 구분하여 단위 폭으로 환산하여 작용시킨다.

라. 구체와 뒷채움 자중에 의한 관성력 산정

지진시 구체 및 뒷채움 자중에 의한 관성력은 각 자중과 지진계수를 곱하여 산정한다.

마. 고정단 및 가동단의 상부수평하중에 의한 관성력 산정

고정단 및 가동단의 상부수평하중에 의한 관성력은 교대 경사를 고려하여 산정한다. 경사각이 너무 크지 않고(일반적으로 30° 미만), 상부구조도 단순보와 같은 경우에는 간편하게 생각해서 경사교대의 배면직각방향에 상부구조로부터의 교축방향의 지진시 수평하중을 그대로 작용시켜도 좋다.

이 경우 수평력의 작용점은 지진력이 작용하는 방향이 교축방향과 일치하는 경우를 제외하고 보의 중심위치라는 것에 주의해야 한다.

(1) 고정단 하부구조에 작용하는 수평력

$$F_F = F_{F1} + F_{F2}$$ 해설식(5.17)

$$F_{F1} = F_{FT} k_h \cos(90-\theta)$$ 해설식(5.18)

$$F_{F2} = F_{FL} k_h \sin(90-\theta)$$ 해설식(5.19)

(2) 가동단 하부구조에 작용하는 수평력

$$F_M = F_{M1} + F_{M2}$$ 해설식(5.20)

$$F_{M1} = F_{MT} k_h \cos(90-\theta)$$ 해설식(5.21)

$$F_{M2} = \begin{Bmatrix} R k_h \sin^2(90-\theta)(k_h \sin(90-\theta) \le f_s \text{일 때}) \\ R f_s \sin(90-\theta)(k_h \sin(90-\theta) > f_s \text{일 때}) \end{Bmatrix}$$ 해설식(5.22)

여기서, F_F : 고정받침을 가지는 하부구조에 작용하는 관성력(kN)

F_M : 가동받침을 가지는 하부구조에 작용하는 관성력(kN)

F_{FT} : 상부구조의 중량에 상당하는 힘을 관성력 작용방향에 작용시킨 경우에 고정받침을 가지는 하부구조의 교축직각방향에 생기는 수평력(kN)

F_{FL} : 상부구조의 중량에 상당하는 힘을 관성력 작용방향에 작용시킨 경우에 고정받침을 가지는 하부구조의 교축방향에 생기는 수평력(kN)

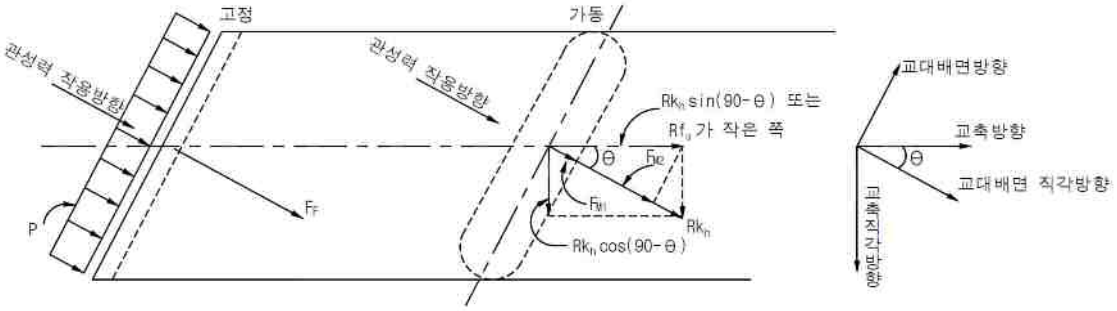
F_{MT} : 상부구조의 중량에 상당하는 힘을 관성력의 작용방향에 작용시킨 경우에 가동받침을 가지는 하부구조의 교축직각방향에 생기는 수평력(kN)

k_h : 설계 수평지진계수

R : 가동받침을 가지는 해당 하부구조에 작용하는 상부구조의 고정하중에 의한 연직반력(kN)

f_s : 가동받침의 마찰계수

θ : 경사각(°)



<해설그림 5.5.1> 경사교대의 지진시 수평력

바. 안정성 검토

등가정적해석에서 얻어진 활동, 지지력 그리고 전도에 대한 안전율이 허용값을 만족하여야 한다. 활동과 지지력에 대한 기준 안전율은 각각 1.2과 2.0이며, 전도에 대한 안정성은 편심거리가 (기초폭의 1/3) 이내이어야 한다.

5.7 옹벽의 내진성능 평가

1. 옹벽의 내진성능 평가법에는 등가정적 해석법, 벽체의 영구변위를 허용하는 영구변위 산정법과 수치해석 방법 등이 있다.
2. 등가정적해석에서 옹벽에 작용하는 동적토압은 Mononobe-Okabe 토압이론을 적용하여 산정한다.
3. 옹벽의 기초 및 기초지반은 미끄러짐 파괴, 지지력 파괴, 전도파괴, 전체 활동파괴 등에 대하여 안전하여야 한다.
4. 앵커시스템은 지진으로 인해 유발되는 토압 및 지반변형에 안전하게 견딜 수 있어야 한다.
5. 옹벽 배후 지반에 설치된 구조물의 변형은 설계거동 한계를 초과하지 않아야 한다.

▌해설▐

1. 옹벽의 내진성능 평가법에는 등가정적 해석법, 벽체의 영구변위를 허용하는 영구변위 산정법과 수치해석 방법 등이 있다.

(1) 등가정적 해석법 : 파괴쐐기의 중심에 등가수평가속도와 파괴쐐기의 무게의 곱인 등가횡방향지진력을 작용시켜 안정성을 평가한다. 이때 지진으로 인한 연직가속도는 옹벽의 안정성에 미치는 영향이 작으므로 일반적으로 설계에서는 무시한다. 수평지진계수(k_h)는 지표면 최대가속도 값을 기준으로 옹벽-지반 상호작용 및 옹벽의 허용변위에 따라 일정부분 감하여 사용할 수 있다. Eurocode 8(2008)에서는 50mm 이내의 변위허용 시에는 별도의 변위산정법을 요구하지 않으며 수평지진계수를 최대가속도의 50%로 적용한다. 중요도가 높은 구조물 혹은 높이 10m 이상의 옹벽구조물의 경우 지반응답해석을 통한 적절한 수평지진계수(k_h) 산정을 고려한다. AASHTO(2012)는 18m 이상의 옹벽에 대해서는 가속도 증폭 및 변화에 대하여 지반-구조물 상호작용을 고려한

응답이력해석(모형실험, 수치해석)을 수행할 것을 명시하고 있다.

(2) 벽체의 영구변위를 허용하는 영구변위 산정법(강성블록 해석법): 옹벽의 허용수평변위를 유발시킬 수 있는 수평가속도를 산정한 후 등가정적 해석법을 통하여 옹벽의 안정성을 평가하는 방법이다. 변위를 허용하는 방법이므로 보다 경제적인 설계가 가능한다.

(3) 응답이력해석법: 지진하중을 받는 옹벽의 거동을 알아보기 위해서 유한요소법, 유한차분법 등을 이용한 수치해석을 수행할 수 있다.

2. 등가정적해석에서 옹벽에 작용하는 동적토압은 Mononobe-Okabe 방법을 적용하여 산정한다. 정적 토압은 옹벽저판에서 높이 H/3 위치에 작용하며, 동적 토압은 높이 0.6H 위치에 작용한다고 가정하여 지진 토압의 작용 높이를 구하지만, 대부분의 경우에는 토압이 균등하게 분포되어 있다고 가정하고 전체 토압의 작용 높이를 H/2로 가정할 수 있다. 시설물에 따른 설계기준이 별도로 제시되어 있지 않은 경우 옹벽 변위(25~50mm)의 허용 여부에 따라 아래와 같이 수평지진계수(k_h)를 결정할 수 있다.

$$k_h = \frac{1}{2}\frac{a_{\max}}{g} \qquad \text{: 변위허용} \qquad \text{(해설식 5.23)}$$

$$k_h = \frac{a_{\max}}{g} \qquad \text{: 변위구속} \qquad \text{(해설식 5.24)}$$

여기서, $a_{\max}$ = 옹벽 기초면 최대가속도 (옹벽 높이 10m 미만)

= 옹벽 배면지반의 평균 수평가속도 (옹벽 높이 10m 이상)

3. 지진에 대한 옹벽의 안정성은 동적토압 및 옹벽 구조물 자중에 의한 관성력에 대하여 안전하여야 한다. 옹벽의 기초 및 기초지반은 미끄러짐 파괴, 지지력 파괴, 전도파괴, 전체 활동파괴 등에 대하여 안전하여야 한다.

제 6 장 내진성능평가 보고서 구성

6.1 문장 및 보고서의 작성

6.1.1 문장

보고서의 문장은 간결하여야 하며 앞 뒤 연결 관계가 명확하여야 한다.

6.1.2 보고서

객관적인 자료수집과 분석 그리고 결론으로 이루어져야 한다. 대상 기존 시설물에 대한 사항과 이론서 및 전문서, 연구보고서의 내용을 분명히 구별하여야 한다.

6.1.3 편집

편집순서는 다음을 따른다. 1. 표지 2. 속표지 3. 대상시설물 전경사진 4. 제출문 5. 참여기술진 6. 요약 7. 목차

8. 표목차
9. 그림목차
10. 본문
11. 참고문헌
12. 부록
13. 서지자료

6.2 현황보고서 형식

현황조사는 기초 및 지반에 대한 조사 및 작업을 필요로 하며 보고서 구성은 다음과 같아야 한다.

1. 개요
2. 조사범위
3. 지반 조사 결과
4. 구조물 요약
5. 도면 및 지질 주상도 분석결과
6. 지반 물성값 결정
7. 부록

6.3 예비평가 보고서

입력자료와 예비평가 분석 자료로 구성된다. 평가보고서의 구성은 다음을 참고하여 작성하도록 한다.

1. 개요
2. 기초-지반 구조물에 대한 일반사항

3. 기존 검토 자료 평가
4. 현장 평가
5. 환경 평가
6. 종합 평가

6.4 상세평가 보고서

상세평가 보고서는 지반의 액상화 또는 액상화와 기초 기조물에 대한 종합 보고서로 구성된다. 입력자료와 기초-지반에 대한 내진성능 평가자료로 구성된다. 보고서의 구성은 다음을 참고하여 작성하도록 한다.

1. 내진성능 예비평가결과 분석
2. 지진하중
3. 액상화 예비평가
4. 액상화 본평가
5. 기초구조물에 대한 내진성능 평가
6. 내진성능 향상 방안
7. 최종평가 및 결론

참고문헌

(1) 국토교통부 (2018), 내진설계 일반(KDS 17 10 00)

(2) 국토해양부 (2014), 구조물 기초설계기준

(3) 국토해양부 (2018), 기초 내진설계 기준(KDS 11 50 25)

(4) 국토해양부 (2012), 도로교 설계기준

(5) 김동수, 추연욱(2001), "공진주 시험을 이용한 국내 비점성토 지반의 동적 변형특성", 한국지반공학회논문집, 17(5):115-128.

(6) 대한토목학회 (1996), 도로교 표준시방서

(7) 선창국, 김홍종, 정종홍, 정경자 (2006), "국내 퇴적 지반의 전단파 속도 평가를 위한 탄성파 피에조콘 관입 시험의 종합적 활용", 지구물리와 물리탐사, 9(3): 207-228

(8) 이세현, 추연욱, 김동수(2009), "필댐 제체 재료의 동적 물성치 평가: Ⅱ. 비선형 동적 변형특성", 한국지반공학회논문집, 25(12): 87-105

(9) 한국지반공학회 (2018), 구조물 기초설계기준 해설

(10) 한국지반공학회 (2010), 상호검증시험(Round Robin Test)을 통한 지진 지반응답해석 이해

(11) AASHTO (2012), AASHTO LRFD bridge design specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC

(12) Boulanger, R. W., and I. M. Idriss (2014), "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures." Report No. UCD/CGM.-14 1

(13) Bray, Jonathan D., and Thaleia Travasarou (2007), "Simplified procedure for

estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(4): 381-392.

(14) Campanella, R.G., Gillespie, D.. and Robertson, P.K (1982), "Pore pressures during cone penetration testing", In Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESPOT II, Amsterdam, pp. 507-512

(15) CEN (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, EN 1998-5, Comité Européen de Normalisation

(16) Gazetas, G. (1991). "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations." Journal of Geotechnical Engineering, 117(9): 1363-1381

(17) Hardin, B. O. (1978), "The nature of stress-strain behavior for soils", Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21

(18) Hasancebi, N. and Ulusay, R. (2007), "Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments." Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 66(2): 203-213

(19) Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2003), "Relating Kα and Kσ blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential", Proceedings of the 2003 Dam Safety Conference, ASDSO, September 7 - 10, Minneapolis

(20) Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2008), Soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute

(21) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1976), "Dynamic shear deformation properties of sand for wide strain range", Report of Civil Engineering Institute 1085.

(22) Kallioglou, P., Tika, T. H. and Pitilakis, K. (2008), "Shear modulus and damping ratio of cohesive soils." Journal of Earthquake Engineering 12(6): 879-913

(23) Kayen, R. E. and Mitchell, J. K. (1992), "Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data", Proceeding of 4th Japan-US Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction. Vol. 1

(24) Kayen, R. E., Moss, R. E. S., Thompson, E. M., Seed, R. B., Cetin, K. O., Der Klureghian A., Tanaka, Y. and Tokimatsu, K. (2013), "Shear-wave velocity - based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(3): 407-419.

(25) Kirar, B. and Maheshwari, B. K. and Muley, P. (2016), "Correlation between shear wave velocity(vs) and SPT resistance(N) for Roorkee region", International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 2(1):1-11

(26) Liao, S. S. C. and Whitman, R. V. (1986), "Overburden correction factors for SPT in sand", Journal of Geotechnical Engineering, 112(3): 373-377

(27) Mayne, P. W. (2006), "The Second James K. Mitchell Lecture Undisturbed sand strength from seismic cone tests", Geomechanics and Geoengineering: An International Journal 1(4): 239-257

(28) Mayne P.W. (2009), Geoengineering Design Using the Cone Penetration Test, ConeTec, Inc., Richmond

(29) Ohsaki, Y. and Iwasaki, R. (1973), "On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits", Soils and Foundations, 13(4): 61-73

(30) Robertson, P. K. (2009), "Interpretation of cone penetration tests－a unified approach", Canadian Geotechnical Journal, 46(11): 1337-1355

(31) Robertson, P. K. (2012), "The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests - some insights", Proc. 4th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization - ISC'4. Taylor & Francis Group London

(32) Robertson, P. K. and Wride, C. E. (1998), "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Canadian Geotechnical Journal, 35(3): 442-459

(33) Robertson, P. K., Woeller, D. J. and Finn, W. D. L. (1992), "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading", Canadian Geotechnical Journal, 29: 686-695

(34) Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl N. B. and Daily W. D. (1998), "Shear modulus and damping relationships for gravels", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(5): 396-405

(35) Schnabel, P. B. and Seed, H. B. (1972), Accelerations in Rock for Earthquakes in the Western United States, Report No. EERC 72-2, University of California, Berkeley

(36) Seed, H. B. and Idriss, I. M.(1981), "Evaluation of liquefaction potential sand deposits based on observation of performance in previous earthquakes", ASCE national convention (MO)

(37) Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970, Soil moduli and damping factors for dynamic analysis. Report No. EERC 70-10." University of California, Berkeley

(38) Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, 111(12): 1425-1445

(39) Stokoe, K. H., Darendeli, M. B., Gilbert, R. B., Menq, F. Y. and Choi, W. K. (2004), "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves." International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response

(40) Sun, C. G., Cho, C. S., Son, M. and Shin, J. S. (2013), "Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results for Korean soil deposits", Pure and Applied Geophysics 170(3): 271-281

(41) Vucetic, M. and Dobry, R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", Journal of Geotechnical Engineering, 117(1): 89-107

(42) Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001), "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127(4), : 297-313

(43) Zhang, G., Robertson, P. K. and Brachman, R. W. I. (2004), "Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130(8): 861-871

(44) Zhang, J., Andrus, R. D. and Juang, C. H. (2005), "Normalized shear modulus and material damping ratio relationships", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131(4): 453-464

부 록

A. 지반특성평가 및 설계지반운동 결정 예제

B. 액상화 평가예제

C. 기초의 내진성능 평가예제

D. 액상화를 고려한 기초 내진성능 평가예제

E. 옹벽의 내진성능 평가예제

부록 A

지반특성평가 및 설계지반운동 결정 예제

○ **일반사항**

본 장에서는 기존 시설물의 중요도 및 내진성능평가 비용 등을 고려하여 전단파속도 주상도 및 비선형 동적 곡선 등 지반특성평가를 수행하고, 이를 바탕으로 가속도 표준설계응답스펙트럼을 작성하는 예제를 기술하였다.

예제 1. 대상 지역은 인천이며, 상부 구조물은 내진Ⅰ등급 교량이다.

1. 지반특성평가 (내진성능평가에 필요한 지반 물성값 수집)

본 내진Ⅰ등급 교량의 내진성능평가를 위해서는 3장에 의거하여 현장 및 실내시험 결과를 통해 (1) 시설물 하부 지반의 층상 구조 및 지하수위, (2) 기반암 깊이 및 각 층의 밀도, (3) 기반암까지의 전단파속도 주상도, (4) 전단변형률에 따른 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선, (5) 깊이별 표준관입 저항값 및 해당 SPT 장비의 에너지 효율을 획득해야 한다. 특히 내진Ⅰ등급 이상의 중요 구조물의 내진성능평가를 위해서는 지반응답해석을 위해 3.2절의 시추공 또는 현장 탄성파 탐사를 수행하여 전단파속도 주상도를 획득하고 공진주/비틂전단시험을 수행하여 비선형 동적곡선을 획득하여야 한다.

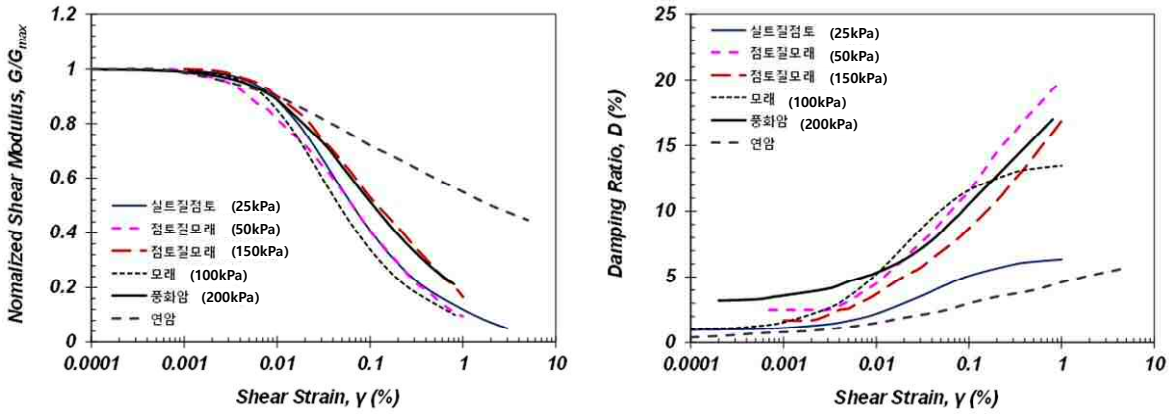
표 A.1과 같이 시추 조사, 현장 및 실내 시험 결과를 바탕으로 평가 대상 지반의 지층 구성, 단위 중량, 표준관입저항, 전단파 속도, 비선형 동적곡선을 확보하였고, 지하수위는 G.L-3m으로 확인하였다.

<표 A.1> 평가 대상 지반의 지층 구성 및 지반 물성값

심도 (m)	지층 구성	흙의 단위중량 (kN/m³)	유효 상재하중 σ'_v (kPa)	유효 구속압* σ'_m (kPa)	SPT-N** (blows/30cm)	전단파속도 V_S (m/s)	비선형 동적곡선 (그림 A.1)
1.5	실트질점토	17.64	26	17	2	100.2	실트질점토 (25 kPa)
3.0		17.64	53	35	4	128.9	
4.5	점토질 모래	18.62	66	43	8	157.5	점토질 모래 (50 kPa)
6.0		18.62	79	52	7	150.4	
7.5		18.62	92	61	6	143.2	
9.0		18.62	105	69	7	150.4	
10.5	모래	18.62	118	78	15	196.2	모래 (100 kPa)
12.0		18.62	131	86	16	200.4	
13.5		18.62	143	95	20	212.5	
15.0		18.62	156	103	28	236.3	
16.5	점토질 모래	19.60	171	113	10	171.8	점토질 모래 (150kPa)
18.0		19.60	185	122	12	179.0	
19.5		19.60	200	132	16	200.5	
21.0		19.60	214	141	15	193.3	
22.5		19.60	228	151	54	293.6	
24.0		19.60	243	160	137	394.0	
25.5		19.60	257	170	162	415.3	
27.0	풍화암	21.56	275	181	157	494.0	풍화암 (200 kPa)
28.5		21.56	292	193	145	479.7	
30.0		21.56	309	204	157	494.0	
31.5		21.56	327	216	189	529.4	
33.0		21.56	344	227	266	601.4	
34.5		21.56	361	238	300	631.2	
36.0	연암	23.52	381	252	-	760.0	Schnabel 곡선
37.5		23.52	402	265	-	760.0	

* 유효구속압 (σ'_m) = $\dfrac{\sigma'_v+\sigma'_{h1}+\sigma'_{h2}}{3}=\dfrac{(1+2K_0)}{3}\sigma'_v=\dfrac{2}{3}\sigma'_v$ (K_0=0.5로 가정)

** 50타 이상의 N값은 관입 깊이 30cm에 대하여 선형적인 비례관계로 증가(최대 300)



(a) 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (G/G_{max}) (b) 감쇠비 곡선 (D)

<그림 A.1> 공진주시험으로부터 획득한 비선형 동적 곡선

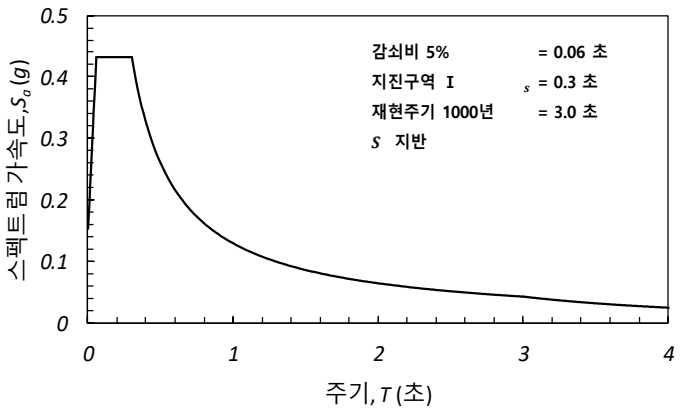
2. 설계지반운동 결정

내진설계 일반(KDS 17 10 00: 2018)에 따라 설계지반운동을 결정하였다. 설계지반운동은 5% 감쇠비에 대한 가속도 표준응답스펙트럼의 형태로 제시되며, 이를 작성하기 위해서는 지진구역계수(Z)와 위험도계수(I)에 의해 결정되는 유효수평지반가속도(S)와 지반분류에 따라 결정되는 지반증폭계수(F_a, F_v)가 필요하다.

본 교량은 인천에 위치하고 있어 해설표 2.2.1을 따라 지진구역 Ⅰ에 해당하며, 해설표 2.2.2에 따른 지진구역계수는 0.11이다. 또한, 내진Ⅰ등급 구조물이므로 재현주기는 1,000년에 해당하며 이에 따른 위험도계수는 해설표 2.2.3을 따라 1.4이다. 그러므로, 2.2.2절에 따라 유효수평지반가속도는 0.154g이다.

2.1 지반응답해석을 위한 암반지반(S_1지반) 가속도 표준설계응답스펙트럼

지반응답해석을 위해서는 암반 노두의 지반운동 시간이력이 필요하다. 내진설계 일반(KDS 17 10 00: 2018)에서는 지반운동 시간이력을 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 사용하도록 하고 있다. 그러므로, 지반응답해석을 위한 암반 노두의 지반운동 시간이력은 암반지반(S_1지반)의 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 수정 적용해야한다. 해설표 2.2.5와 2.2.6에 따라 암반지반의 표준설계응답스펙트럼을 그림 A.2과 같이 작성하였다.



<그림 A.2> 암반지반 표준설계응답스펙트럼 (S=0.154g)

2.2 지표면 가속도 표준설계응답스펙트럼

대상지반의 지표면 표준설계응답스펙트럼 작성을 위해서는 해설표 2.2.4를 따라 지반 분류를 수행해야 한다. 지반 분류는 기반암 깊이(H, m)와 토층평균전단파속도($V_{s,soil}$, m/s)에 따라 수행된다.

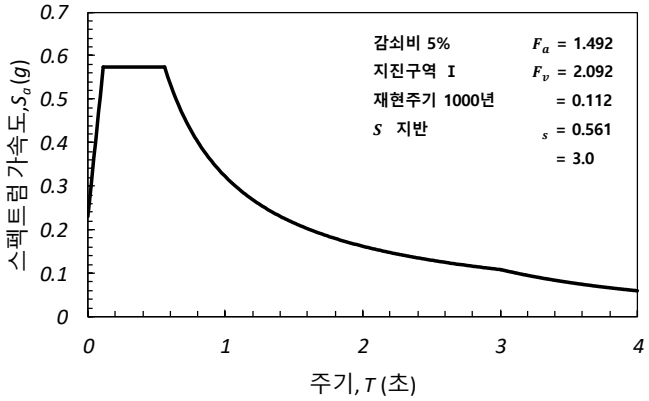
본 대상 지반은 전단파 속도 760 m/s 이상인 기반암이 G.L-36.0m로 나타났으며 토층 평균전단파속도는 217.5m/s로 나타났다. 이때 토층평균전단파속도는 토층 내 전단파속도 측정점들의 산술평균이 아니며 식 A.1과 같이 측점간 지층두께를 고려한 평균값이므로 주의해야 한다. 기반암 깊이와 토층 평균전단파속도를 바탕으로, 해설표 2.2.4에 의해 본 대상 지반을 S_4지반(깊고 단단한 지반)으로 분류하였다.

$$V_{s,soil} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{V_{s,i}}} \qquad \text{(식 A.1)}$$

여기서, d_i = i번째 토층의 두께 (m)

$V_{s,i}$ = i번째 토층의 전단파속도 (m/s)

S_4지반의 표준설계응답스펙트럼은 해설그림 2.2.2와 해설표 2.2.8을 참조하여 작성한다. 해설표 2.2.8에 따라 단주기 및 장주기 지반증폭계수(F_a, F_v)는 0.154g의 유효수평지반가속도를 고려하여 직선보간을 통해 각각 1.492(단주기), 2.092(장주기)로 결정하였다. 결정된 지반증폭계수로부터 전이주기(T_s, T_o, T_L)를 결정하고, 그림 A.3과 같이 S_4지반의 표준설계응답스펙트럼을 작성하였다.



<그림 A.3> S_4지반 표준설계응답스펙트럼 (S=0.154g)

예제 2. 대상 지역은 인천이며, 상부 구조물은 내진Ⅱ등급 교량이다.

1. 지반특성평가 (내진성능평가에 필요한 지반 물성값 수집)

본 내진Ⅱ등급 교량의 내진성능평가를 위해서는 3장에 의거하여 문헌자료 및 경험적 관계식을 이용하여 (1) 시설물 하부 지반의 층상 구조 및 지하수위, (2) 기반암까지 깊이 및 각 층의 밀도, (3) 기반암까지 전단파속도 주상도, (4) 전단변형률에 따른 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선, (5) 깊이별 표준관입 저항값 및 해당 SPT 장비의 에너지 효율을 획득할 수 있다.

3.3절에 제안된 문헌자료 및 경험적 관계식을 바탕으로 지반 물성값을 획득하였다. 주의할 사항은 3장에서 제시된 경험적 관계식 또는 비선형 동적곡선 들을 적용할 때 설계자가 해당지반의 공학적 특성을 적절히 반영할 수 있는 식 또는 곡선을 선정하여야 한다. 본 예제에서는 해설식(3.4)와 해설식(3.10)에 따라 표준관입 저항값을 전단파 속도로 환산하였으나, 이 식들은 단지 본 예제의 작성을 위해 선택한 식들이다.

표준관입 저항값과 전단파 속도 사이 상관식을 활용하는 경우, 제안자별로 상관식에 적용하는 표준관입 저항값에 대한 에너지, 유효상재하중 등에 대한 보정 여부가 다르니 활용에 주의가 필요하다. 본 평가에서 적용한 선창국 등(2013)과 Hasancebi & Ulusay (2007)의 상관식은 보정되지 않은 측정 표준관입 저항값을 활용한 것이다. 비선형 동적곡선은 3.3절을 참조하여 지반 종류에 적합한 비선형 동적곡선을 선택하거나 전문가로부터 자문을 구하여 최종적으로 결정할 수 있다.

만일, 시추 조사가 부득이하게 풍화토 또는 풍화암에서 종료되었을 경우, 3.3절에 따라 확인되지 않은 하부 지반을 기반암으로 간주하고 전단파 속도 760 m/s를 적용할 수 있다. 또한, 3.3절을 따라 암반의 전단파 속도는 연암의 경우 760 m/s, 보통암의 경우 1,000 m/s, 경암의 경우 1,500 m/s를 가정할 수 있다. 표 A.2와 같이 내진성능평가 대상 지반의 지반 물성값을 획득하였다. 지하수위는 G.L-3m로 확인하였다.

<표 A.2> 평가 대상 지반의 지층 구성 및 지반 물성값

심도 (m)	지층 구성	흙의 단위중량 (kN/m3)	유효 상재하중 σ'_v (kPa)	유효 구속압* σ′m (kPa)	SPT-N (blows /30cm)	전단파 속도** V_S (m/s)	전단파 속도*** V_S (m/s)	비선형 동적곡선
1.5	실트질 모래	17.5	26	18	6	136	157	김동수와 추연욱 (2001)
3.0			38	25	15	198	208	
4.5	점토질 실트	18.5	50	34	13	186	199	
6.0			63	42	15	198	208	
7.5			76	51	29	258	255	
9.0			89	59	32	269	263	
10.5	모래	19.5	103	69	35	279	270	
12.0			117	78	30	262	257	
13.5			131	88	30	262	257	
15.0			146	97	28	255	252	
16.5			160	107	41	298	284	
18.0			174	116	45	309	292	
19.5	풍화암	21.5	191	128	75	380	342	한국지반공학회 (2010)
21.0			209	139	300	669	524	
22.5			226	151	300	669	524	
24.0			243	162	300	669	524	
25.5			260	174	300	669	524	
27.0	연암	23.5	281	187	-	760	760	Schnabel 곡선
28.5			301	201	-	760	760	
30.0	보통암		321	214	-	1000	1000	
31.5			341	228	-	1000	1000	

* 유효구속압 (σ'_m) = $\dfrac{\sigma'_v+\sigma'_{h1}+\sigma'_{h2}}{3}=\dfrac{(1+2K_0)}{3}\sigma'_v=\dfrac{2}{3}\sigma'_v$ (K_0=0.5로 가정)

** $V_S=65.64N^{0.407}$ (선창국 등, 2013)을 이용하여 결정한 전단파 속도

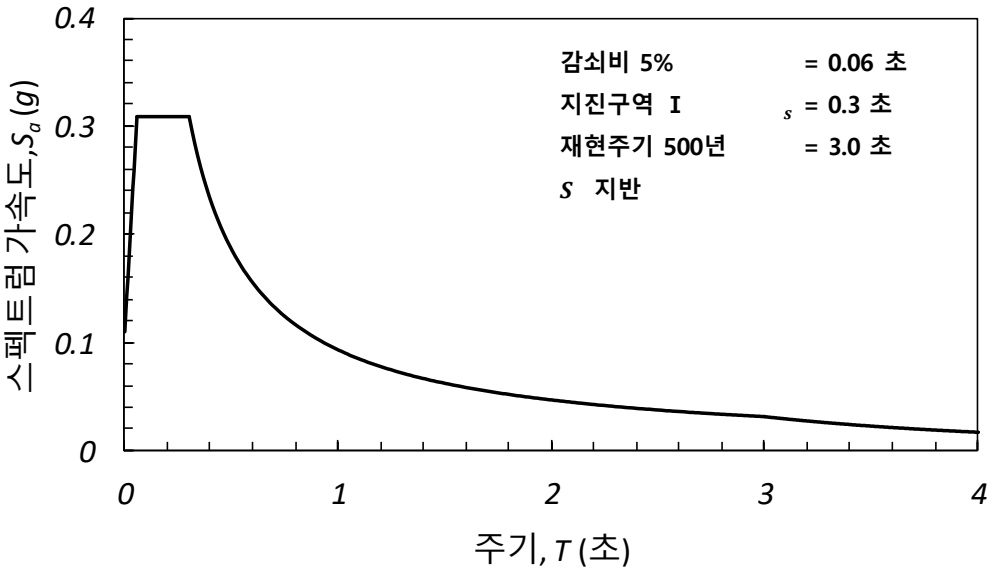
*** $V_S=90N^{0.309}$ (Hasancebi & Ulusay, 2007)을 이용하여 결정한 전단파 속도

2. 설계지반운동 결정

예제 1과 같은 과정을 통해 평가 대상 구조물의 위치와 등급에 따라 유효수평지반가속도를 결정하였다. 본 교량은 인천에 위치하고 있어 해설표 2.2.1을 따라 지진구역 Ⅰ에 해당하며, 해설표 2.2.2에 따른 지진구역계수는 0.11이다. 또한, 내진Ⅱ등급 구조물이므로 재현주기는 500년에 해당하며 이에 따른 위험도계수는 해설표 2.2.3을 따라 1.0이다. 그러므로, 2.2.2절에 따라 유효수평지반가속도는 0.11g이다.

2.1 지반응답해석을 위한 암반지반(S_1지반) 가속도 표준설계응답스펙트럼

예제 1과 같은 과정을 통해 지반응답해석을 위한 암반지반 표준설계응답스펙트럼을 결정하였다. 해설표 2.2.5와 2.2.6에 따라 유효수평지반가속도 0.11g에 맞는 암반지반의 표준설계응답스펙트럼을 그림 A.4와 같이 작성하였다.

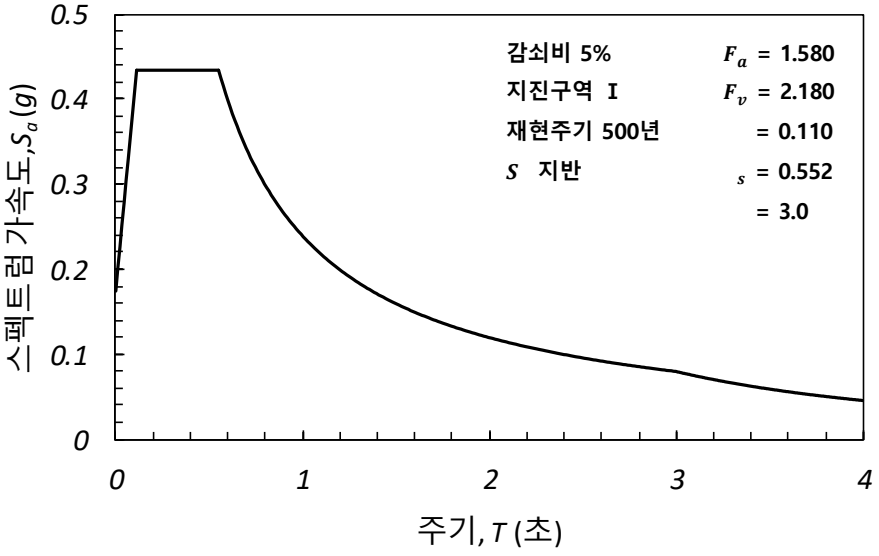


<그림 A.4> 암반지반 표준설계응답스펙트럼 (S=0.11g)

2.2 지표면 가속도 표준설계응답스펙트럼

예제 1과 같은 과정을 통해 대상지반의 지표면 표준설계응답스펙트럼을 작성하였다. 본 대상 지반은 전단파 속도 760 m/s 이상인 기반암이 G.L-27.0m로 나타났으며 토층평균전단파속도는 선창국 등(2013)의 상관식을 활용한 경우 276 m/s로 나타났으며, Hasancebi & Ulusay (2007)의 상관식을 활용한 경우 273 m/s로 나타났다. 그러므로, 대상 지반은 상관식에 관계없이 S_4지반으로 분류하였다.

해설그림 2.2.2와 해설표 2.2.8에 따라 그림 A.5와 같이 유효수평지반가속도 0.11g에 해당하는 S_4지반의 표준설계응답스펙트럼을 작성하였다.



<그림 A.5> S_4지반 표준설계응답스펙트럼 (S=0.11g)

부록 B

액상화 내진성능 평가 예제

○ 일반사항

본 장에서는 4장의 내용을 적용하여 액상화 평가를 수행하였다. 액상화 평가는 예비평가와 본평가의 2단계로 구분하며, 지반동적특성평가, 지반응답해석을 통한 CSR 산정, 현장 시험 결과를 통한 CRR 산정의 과정을 통해 수행된다. 평가 대상 구조물 및 지반 정보는 부록 A의 예제 1과 같다.

1. 예비평가

액상화 예비평가는 수집한 관련 자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대해 개괄적으로 판단하여 액상화 평가를 생략하는 절차이다. 액상화 예비평가 기준은 4.2절에 다음과 같이 제시되어 있다.

① 지하수위 위에 위치한 지반
② 지반심도가 20 m 이상인 지반 (공학적 판단 필요)
③ 상대밀도가 80% 이상인 지반
④ 주상도 자료에 근거한 원위치 시험 결과가 다음과 같은 지반
- $N_{1,60} \geq 25$ 또는 $q_{c1N} \geq 150$ 또는 $V_{s1} \geq 200m/s$
⑤ 세립토 함유량이 35% 이상이고, 원위치시험 결과가 다음과 같은 지반
- $N_{1,60} \geq 20$ 또는 $q_{c1N} \geq 100$ 또는 $V_{s1} \geq 180m/s$
⑥ 입도분포가 액상화 가능성 작음 영역에 위치하는 지반(그림 4.2.1)
⑦ 지진구역 II에 위치한 내진Ⅱ등급 구조물
⑧ 기타, 경제성을 위하여 내진Ⅱ등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

다음은 예비평가 기준 번호 ①~⑥에 따라 수행된 예비평가 내용을 설명한 것이다.

① 지하수위는 G.L-3m로 나타나 G.L-3m 이상에 위치한 실트질 점토층에 대한 액상화 본평가는 생략할 수 있다.

④ 해설표 4.3.1에 따라 표준관입시험의 N값에 대한 보정을 수행하였다. 표 B.1에 사용된 보정계수와 환산 N값을 나타내었다. G.L-22.5m 이하의 점토질 모래층과 풍화암층의 $(N_1)_{60}$은 25 이상으로 나타나 이에 대한 액상화 본평가는 생략할 수 있다.

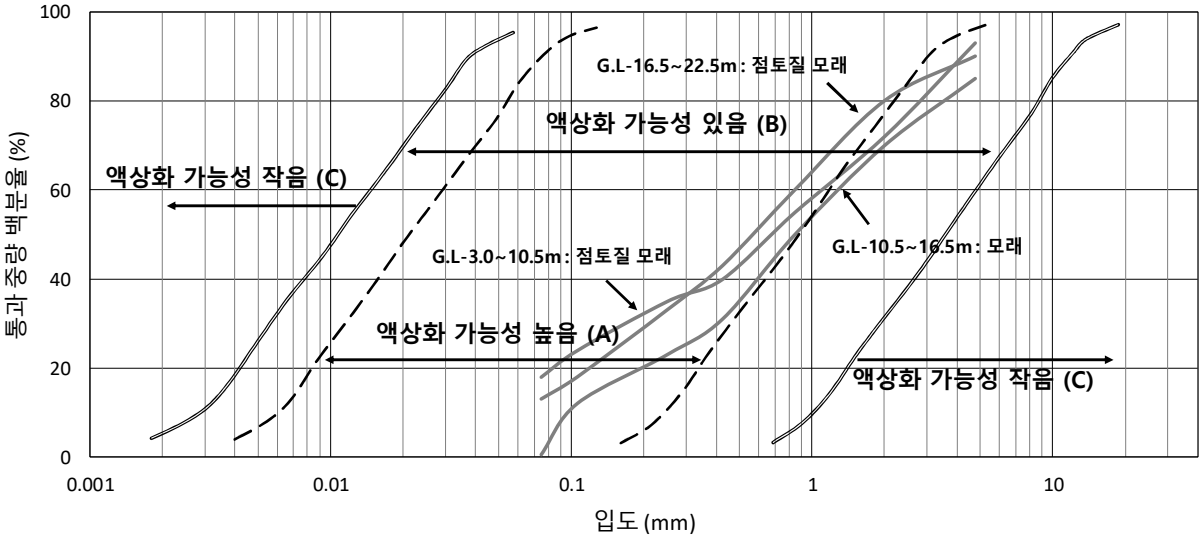
② G.L-20~22.5m에 위치한 점토질 모래층은 G.L-21.0m에서 $(N_1)_{60}$이 10으로 나타나, G.L-16.5m부터 시작되는 점토질 모래층과 연속적인 지층으로 판단하여 G.L-16.5~22.5m의 점토질 모래층을 액상화 본평가 대상에 포함하였다.

<표 B.1> 표준관입시험 N값에 대한 보정계수 및 환산 N값

심도 (m)	지층 구성	측정 N값	보정 계수					$(N_1)_{60}$	예비평가 결과
			C_N	C_E	C_B	C_R	C_S		
4.5	점토질 모래	8	1.23	1	1	0.85	1	8	본평가 대상
6.0		7	1.13	1	1	0.95	1	7	
7.5		6	1.04	1	1	0.95	1	6	
9.0		7	0.98	1	1	0.95	1	6	
10.5	모래	15	0.92	1	1	1	1	14	
12.0		16	0.87	1	1	1	1	14	
13.5		20	0.84	1	1	1	1	17	
15.0		28	0.80	1	1	1	1	22	
16.5	점토질 모래	10	0.76	1	1	1	1	8	
18.0		12	0.74	1	1	1	1	9	
19.5		16	0.71	1	1	1	1	11	
21.0		15	0.68	1	1	1	1	10	
22.5	점토질 모래	54	0.66	1	1	1	1	36	본평가 생략
24.0		137	0.64	1	1	1	1	88	
25.5		162	0.62	1	1	1	1	101	
27.0	풍화암	157	0.60	1	1	1	1	95	
28.5		145	0.59	1	1	1	1	85	
30.0		157	0.57	1	1	1	1	89	
31.5		189	0.55	1	1	1	1	105	
33.0		266	0.54	1	1	1	1	143	
34.5		303	0.53	1	1	1	1	159	

⑥ 입도 분포에 대한 고려를 위해 그림 B.1에 G.L-3.0~10.5m 점토질 모래층(상부 점토질 모래층), G.L-10.5~16.5m 모래층, G.L-16.5~22.5m 점토질 모래층(하부 점토질 모래층)의 입도 분포를 나타내었다. 또한, 상부 점토질 모래층, 모래층, 하부 점토질 모래층의 균등 계수는 각각 35, 14, 15로

나타나 균등 계수 3.5 이상의 입도 분포에 대한 예비평가 곡선을 그림 B.1에 함께 도시하였다. 모든 지층의 입도가 액상화 가능성이 있음(B) 구간 또는 액상화 가능성 높음(A) 구간에 포함되었다.



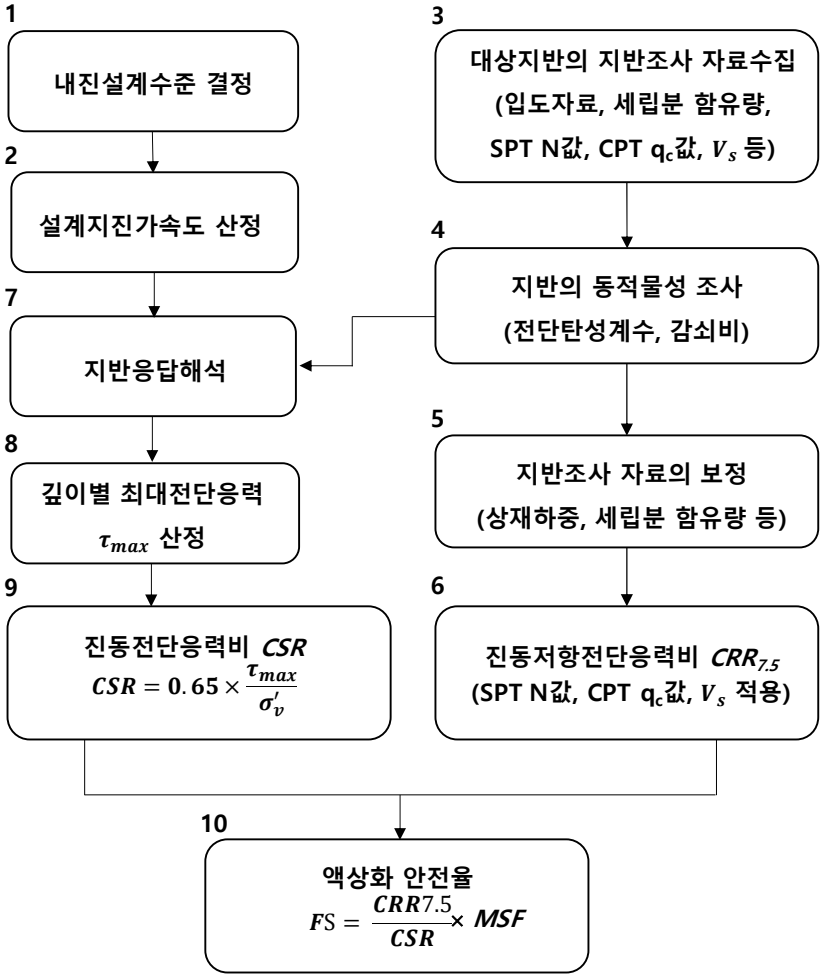
<그림 B.1> 지층에 따른 입도 분포 곡선 및 예비평가 기준 곡선(균등 계수 3.5 이상)

⑤ 입도 분석 결과 #200 통과량(세립토 함유량)은 상부 점토질 모래층 18%, 모래층 0.5%, 하부 점토질 모래층 13%로 기준 세립토 함량(35%)에 미치지 못하는 것으로 나타났다.

그러므로, 예비평가 결과 액상화 본평가 대상은 G.L-3.0～10.5m의 상부 점토질 모래층, G.L-10.5～16.5m의 모래층, G.L-16.5～22.5m의 하부 점토질 모래층으로 나타났다.

2. 본평가

액상화 본평가는 진동전단응력비(CSR)과 액상화 진동저항전단응력비(CRR)의 비를 이용하여 평가 대상층에 대한 액상화 안전율을 산정하는 절차이다. 산정된 안전율이 기준 안전율 1.0 미만으로 나타나는 경우, 액상화 보강 또는 액상화를 고려한 내진성능평가를 수행해야 한다. 이때, 진동전단응력비는 지반응답해석을 통해 결정하며, 액상화 진동저항전단응력비는 현장 시험 결과를 바탕으로 4.3절에 제시된 제안식을 통해 결정한다. 그림 B.2은 액상화 본평가 흐름도를 나타낸 것이다.



<그림 B.2> 액상화 본평가 흐름도 (그림 4.3.1)

다음은 그림 B.2의 본평가 흐름 번호에 따른 수행 내용을 설명한 것이다.

1, 2, 3, 4. 부록 A 및 부록 B 예비평가 과정에서 평가하였다.

5, 6, 10. 해설식(4.9)에 따라 환산 N값, $(N_1)_{60}$은 세립분 함량을 반영하여 $(N_1)_{60CS}$로 환산하였다. 산정된 $(N_1)_{60CS}$를 바탕으로 해설식(4.11)을 적용하여 산정된 액상화 진동저항전단응력비를 표 B.2에 정리하였다.
산정된 진동저항전단응력비는 규모 7.5에 대한 값이므로, 이를 국내 기준 규모 6.5에 맞게 보정하기 위해 MSF=1.5를 곱해 진동저항전단응력비를 증가시킨다. 표 B.2에 규모 보정된 진동저항전단응력비를 나타내었다.

<표 B.2> 표준관입시험 N값에 대한 보정계수 및 환산 N값

심도 (m)	지층 구성	$(N_1)_{60}$	FC (%)	$(N_1)_{60CS}$	$CRR_{7.5}$	$CRR_{6.5}$
4.5	점토질 모래	8	18	12.46	0.1359	0.2039
6.0		7		11.57	0.1293	0.1939
7.5		6		10.03	0.1183	0.1774
9.0		6		10.58	0.1221	0.1832
10.5	모래	15	0.5	13.81	0.1464	0.2196
12.0		16		13.98	0.1477	0.2216
13.5		20		16.72	0.1713	0.2570
15.0		22		22.42	0.2396	0.3594
16.5	점토질 모래	8	13	10.15	0.1191	0.1787
18.0		9		11.33	0.1275	0.1913
19.5		11		13.82	0.1465	0.2197
21.0		10		12.76	0.1382	0.2073

7. 지반응답해석은 1차원 파동 전달 방정식을 이용하여 지반의 응답을 구하는 해석법이다. 지반 입력변수는 지반의 층상구조와 각 층의 동적물성값이며, 기반암에 입력 지진파 시간이력을 가해 지반의 응답을 얻을 수 있다.

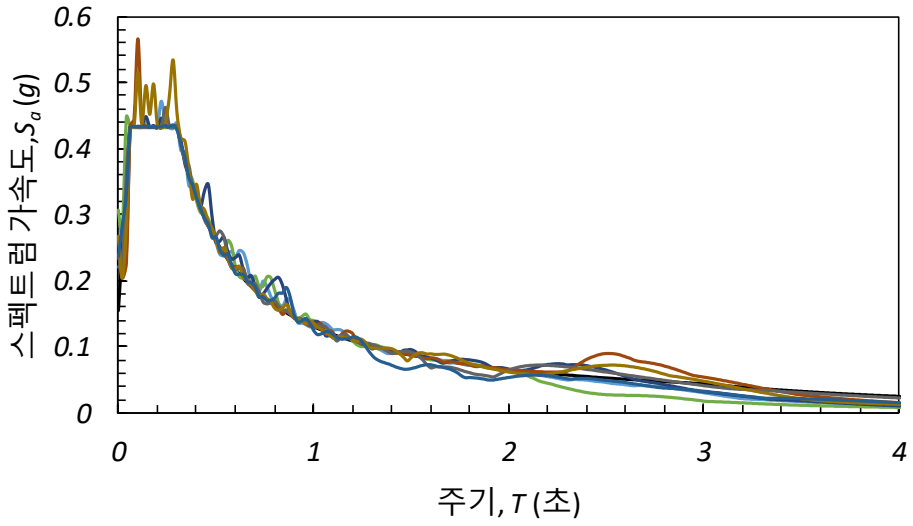
7-1. 입력 지진파 : 2.2절을 따라 지반응답해석을 위한 입력 지진파는 설계응답스펙트럼에 맞추어 보정해야 한다. 본 예제에서는 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 7개의 실지진파를 보정하였다. 지반응답해석은 이 중 3개 지진

파를 선택하여 수행하고 응답값의 최대값을 사용하여 액상화 평가를 수행하였다.

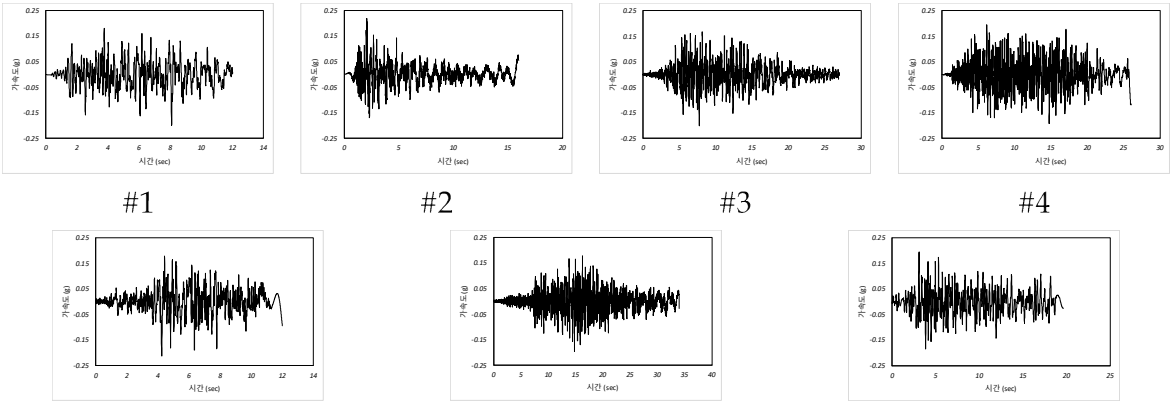
표 B.3에 사용된 실기록 지진파의 정보를 나타내었고, 그림 B.3에 보정된 지진파 스펙트럼과 표준설계응답스펙트럼을 나타내었다. 보정된 지진파는 시간이력의 형태로 지반응답해석에 활용된다. 보정된 지진파 시간이력을 그림 B.4에 나타내었다.

<표 B.3> 실기록 지진파 정보

번호	발생년도	규모	진앙거리 (km)	계측소 위치	국가
1	2003	6.5	1.0	Bam	Iran
2	1985	6.76	6.52	Nahanni	Canada
3	2005	6.4	19.66	Chatrood	Iran
4	2005	6.4	23.62	Qadrooni	Iran
5	1976	6.8	12.82	Gazil	USSR
6	1967	6.5	10.80	Koyna	India
7	1983	6.88	94.34	Borah	America



<그림 B.3> 보정된 3개 지진파와 표준설계응답스펙트럼



<그림 B.4> 보정된 7개 지진파의 시간이력

7-2. 지반 입력변수

지반응답해석에 활용되는 지반 입력변수는 전단파 속도 주상도와 비선형 동적곡선이 있다. 본 예제는 내진Ⅰ등급 이상의 중요 구조물에 대해 다루고 있어 부록 A에 수록된 바와 같이 현장 탄성파 탐사로 얻은 전단파 속도 주상도와 실내 시험을 통해 얻은 비선형 동적곡선을 활용하였다.

만약, 시험 장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한으로 현장 시험만 가능한 경우에는 3.1절에 따라 현장 탄성파 탐사로 얻은 전단파 속도 주상도와 비선형 동적곡선 문헌값을 활용할 수 있다. 또한, 내진Ⅱ등급 구조물의 경우, 3.3절의 문헌자료 또는 경험적 관계식을 이용하여 전단파 속도 주상도 및 비선형 동적곡선을 결정할 수 있다.

8, 9. 깊이별 최대전단응력 및 진동전단응력비

지반응답해석을 수행한 결과, 표 B.4와 같이 최대전단응력과 진동전단응력비를 산정하였다. 해설식(4.14)에 따라 진동전단응력비는 깊이별 최대전단응력과 유효 상재압으로부터 산정한다.

<표 B.4> 깊이별 최대전단응력 및 진동전단응력비

심도 (m)	평가대상 지층	최대전단응력* τ_{max} (kPa)	유효상재압 σ'_v (kPa)	진동전단응력비 CSR
4.5	점토질 모래	20.0532	66	0.1975
6.0		24.6358	79	0.2027
7.5		28.0074	92	0.1979
9.0		30.2188	105	0.1871
10.5	모래	31.9994	118	0.1763
12.0		33.3710	131	0.1656
13.5		34.8091	143	0.1582
15.0		36.6575	156	0.1527
16.5	점토질 모래	38.8056	171	0.1475
18.0		41.0423	185	0.1442
19.5		42.8113	200	0.1391
21.0		44.2967	214	0.1345

* 2.2.4절을 따라 3개 지진파에서 얻은 최대전단응력의 최대값을 사용하였다.

10. 액상화 안전율

깊이에 따른 액상화 안전율 평가 결과를 표 B.5에 나타내었다. 평가 결과 상부 점토질 모래층의 액상화 안전율이 1.0 미만으로 나타나 지반 보강 또는 액상화를 고려한 내진성능평가를 수행하여야 한다.

<표 B.5> 깊이별 액상화 안전율 평가 결과

심도 (m)	평가대상 지층	진동저항전단응력비 $CRR_{6.5}$	진동전단응력비 CSR	액상화 안전율 FS
4.5	점토질 모래	0.2039	0.1975	1.03
6.0		0.1939	0.2027	0.96
7.5		0.1774	0.1979	0.90
9.0		0.1832	0.1871	0.98
10.5	모래	0.2196	0.1763	1.25
12.0		0.2216	0.1656	1.34
13.5		0.2570	0.1582	1.62
15.0		0.3594	0.1527	2.35
16.5	점토질 모래	0.1787	0.1475	1.21
18.0		0.1913	0.1442	1.33
19.5		0.2197	0.1391	1.58
21.0		0.2073	0.1345	1.54

부록 C

기초의 내진성능 평가예제

○ 일반사항

본 장에서는 앞의 내진성능평가 요령에서 서술된 내용을 바탕으로 실무자들이 실제 업무시 응용할 수 있는 예제를 제시하였다. ‘1. 직접기초’와 ‘2. 말뚝기초’에서 상부구조물 해석을 위한 기초 강성 스프링계수 산정방법과 기초 내진성능평가 방법을 기술하였다.

1. 직접기초

가. 일반사항

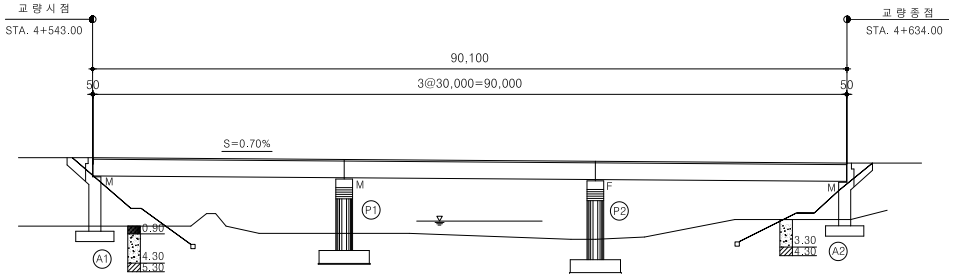
내진성능평가 대상구조물은 국내 지진구역Ⅰ(충북-○○)에 위치한 직접기초형식의 도로교로서 대상구조물의 제원 및 지반조건은 다음과 같다.

1) 교량의 제원

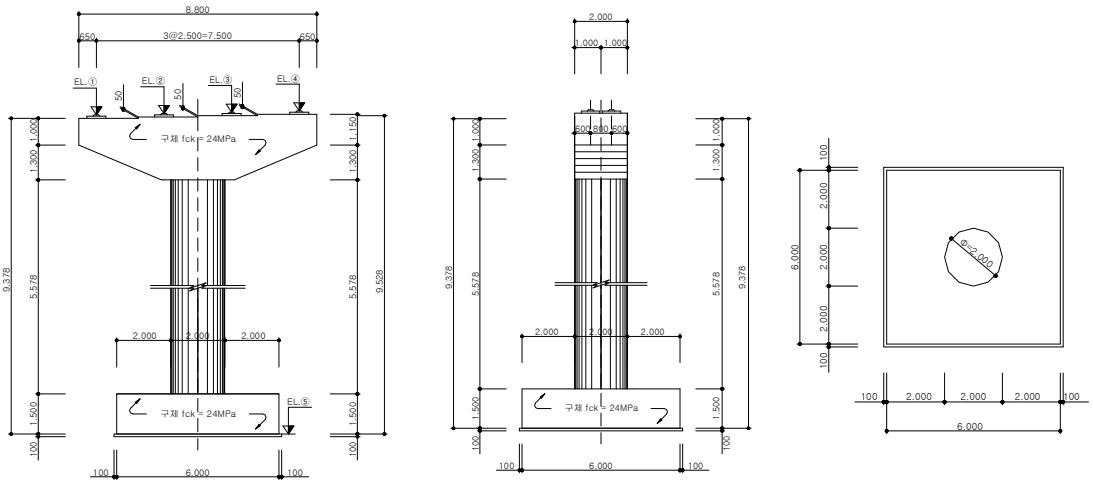
① 일반사항

구 분			단 위	내 용	비고
상부구조		형식	-	PSCI교	
		연장	m	3@30.0 = 90.0	
		폭원	m	9.745	
		사각/곡률반경	-	0° / -	
하부구조	교각	형식	-	T형	
		고정단	-	P2	
	기초	종류	-	직접기초	
		형상 및 제원	m	정방형 / B6.0×L6.0×H1.5	
		콘크리트 단위중량(γ_c)	kN/m^3	25.0	
		콘크리트 탄성계수(E_c)	MPa	26,986	
		콘크리트 압축강도(f_{ck})	MPa	24	
		철근 항복강도(f_y)	MPa	300	

② 종단면도

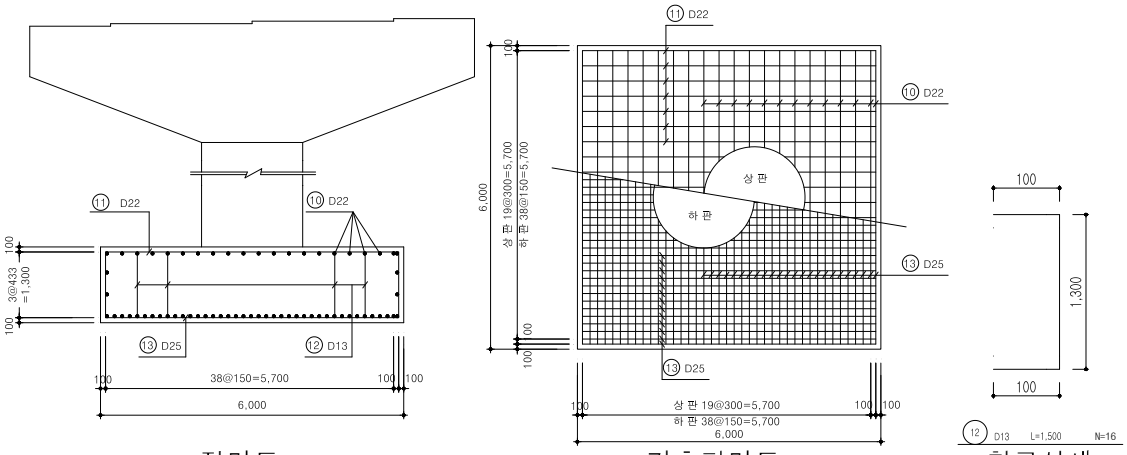


③ P2 일반도



정면도 측면도 기초 평면도

④ P2 기초 배근도 및 철근상세



정면도 기초평면도 철근상세

⑤ P2의 단면강도

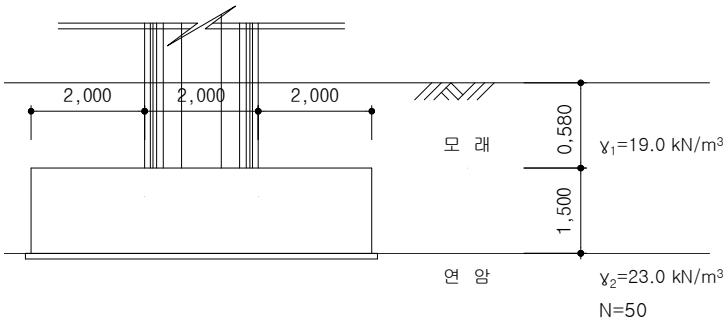
구 분	$F_y(kN)$	$F_u(kN)$	$M_y(kN{\cdot}m)$	$M_u(kN{\cdot}m)$	비 고
교축방향	1,823	1,898	14,360	14,951	$M-\phi$ 해석결과
교축직각방향	1,499	1,561	14,360	14,951	
※ 단면강도 산정방법은 “기존 시설물(교량) 내진성능평가 요령” 참조					

2) 지반조건

① P2 기초 지반조건

구 분		단 위	내 용	비고
기초저면 상부지반	기초의 근입깊이(D_f)	m	2.080	
	상재토 높이	m	0.580	
	단위중량(γ_1)	kN/m^3	19.0	
기초저면 하부지반 (연암)	단위중량(γ_2)	kN/m^3	23.0	
	N값	-	50	
	탄성파속도(V_s)	m/s	760	
	내부마찰각(ϕ)	°	35	
	점착력(c)	kN/m^2	0	
	포와송비(ν)	-	0.5	

② P2의 기초주변 지반상태



나. 등가강성행렬 산정

직접기초의 등가강성행렬은 Gazetas(1991)가 제안한 각 자유도별 강성 산정식에 근입계수(e_i)를 고려하는 방법을 적용하여 산정하였다.

① 자유도별 기초강성(K_i') 산정

구분	계산식 [Gazetas(1991)]	기초강성(K_i')
K_X'	$\frac{GL}{2-\nu}\left[2+2.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right]-\frac{GL}{0.75-\nu}\left[0.1\left(1-\frac{B}{L}\right)\right]$	$12,192,862\ kN/m$
K_Y'	$\frac{GL}{2-\nu}\left[2+2.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.85}\right]$	$12,192,862\ kN/m$
K_Z'	$\frac{GL}{1-\nu}\left[0.73+1.54\left(\frac{B}{L}\right)^{0.75}\right]$	$18,451,864\ kN/m$
$K_{\theta X}'$	$\frac{G}{1-\nu}I_X^{0.75}\left(\frac{L}{B}\right)^{0.25}\left(2.4+0.5\frac{B}{L}\right)$	$131,622,140\ kNm/rad$
$K_{\theta Y}'$	$\frac{G}{1-\nu}I_Y^{0.75}\left[3\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right]$	$136,160,834\ kNm/rad$
$K_{\theta Z}'$	$G(I_X+I_Y)^{0.75}\left[4+11\left(1-\frac{B}{L}\right)^{10}\right]$	$152,662,876\ kNm/rad$

※ $G_0=(\gamma/g)\times V_s^2=(23/9.806)\times 760^2=1,354,762\ kPa,\ \ G=0.5G_0=677,381\ kPa$

$I_X=I_Y=\frac{BL^3}{12}=\frac{B^3L}{12}=\frac{6\times 6^3}{12}=108\ m^4$

② 기초강성 근입계수(e_i) 산정

구분	계산식 [Gazetas(1991)]	근입계수(e_i)
e_X	$\left[1+0.15\left(\frac{2D}{L}\right)^{0.5}\right]\left\{1+0.52\left[\frac{\left(D-\frac{d}{2}\right)16(L+B)d}{LB^2}\right]^{0.4}\right\}$	1.860
e_Y	$\left[1+0.15\left(\frac{2D}{B}\right)^{0.5}\right]\left\{1+0.52\left[\frac{\left(D-\frac{d}{2}\right)16(L+B)d}{BL^2}\right]^{0.4}\right\}$	1.860
e_Z	$\left[1+0.095\frac{D}{B}\left(1+1.3\frac{B}{L}\right)\right]\left[1+0.2\left(\frac{(2L+2B)}{LB}d\right)^{0.67}\right]$	1.291
$e_{\theta X}$	$1+2.52\frac{d}{B}\left(1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.20}\left(\frac{B}{L}\right)^{0.50}\right)$	1.966
$e_{\theta Y}$	$1+0.92\left(\frac{2d}{L}\right)^{0.60}\left(1.5+\left(\frac{2d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.60}\right)$	2.108
$e_{\theta Z}$	$1+1.4\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{2d}{B}\right)^{0.9}$	2.500

※ $D=2.08\ m$ (기초의 근입깊이), $d=1.5\ m$ (기초측면과 지반의 접촉깊이)

③ 등가강성행렬(K) 산정

앞서 구한 근입계수(e_i)와 기초강성(K_i')의 곱으로 정의되며, 등가강성행렬(K)은 다음과 같다.

$$K = e_i \cdot K_i'$$

$$\begin{array}{c} \\ Hx \\ Hy \\ Pz \\ Mx \\ My \\ Mz \end{array} \begin{array}{c} \begin{array}{cccccc} \Delta x & \Delta y & \Delta z & \Theta x & \Theta y & \Theta z \end{array} \\ \begin{bmatrix} 22{,}684{,}646 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 22{,}684{,}646 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 23{,}819{,}437 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 258{,}806{,}381 & 0 & 0 \\ & Symm. & & & 287{,}073{,}034 & 0 \\ & & & & & 381{,}730{,}904 \end{bmatrix} \end{array}$$

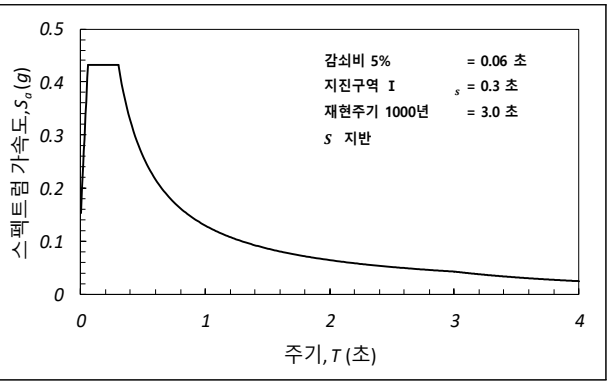
다. 구조물의 지진해석

구조물의 지진해석은 기초 고정단 모델과 기초 등가강성 모델에 대해 구조해석을 실시하고 그 결과를 비교하였다.

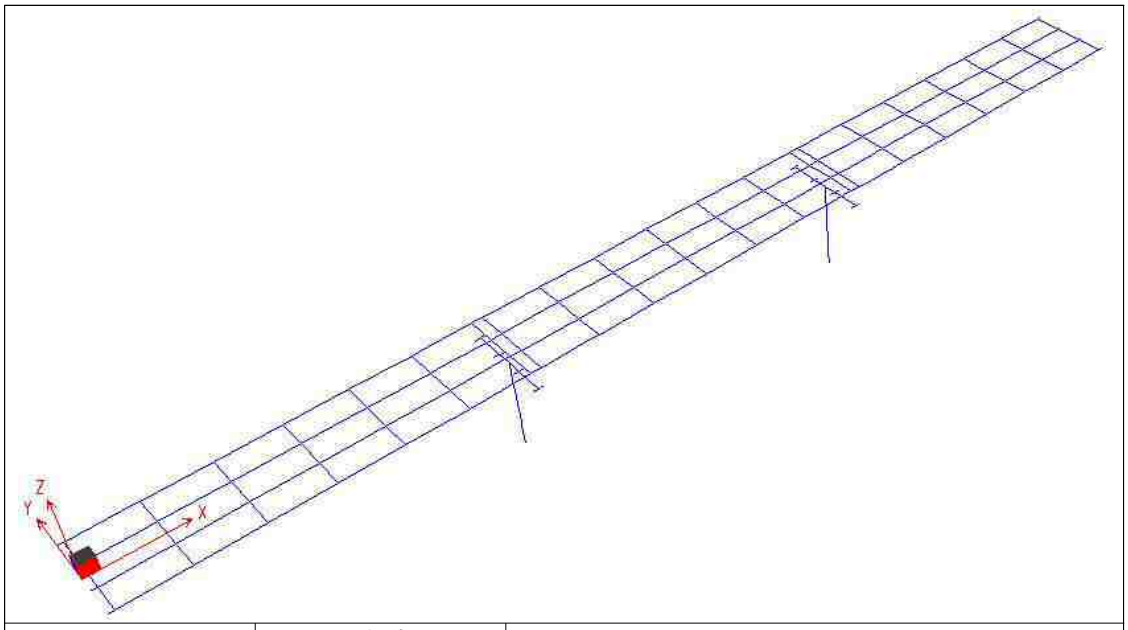
1) 해석 개요

① 지진해석 조건 및 입력 설계응답스펙트럼

구 분	내진해석 조건
내진등급	내진 I 등급교
지진구역계수	0.11 (지진구역 I)
위험도계수	$I=1.4$
가속도계수	$S=0.11\times1.4=0.154$
지반종류	S_1 지반
고유치해석방법	Ritz Vectors



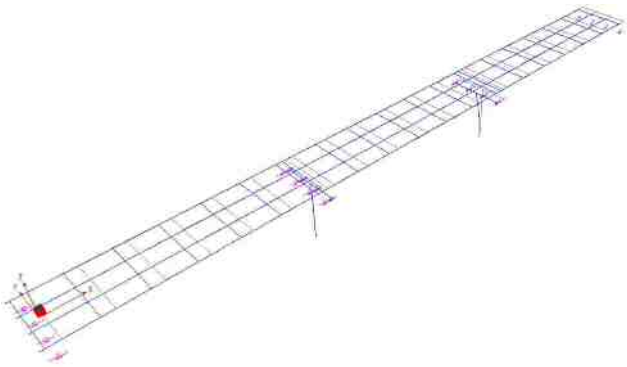
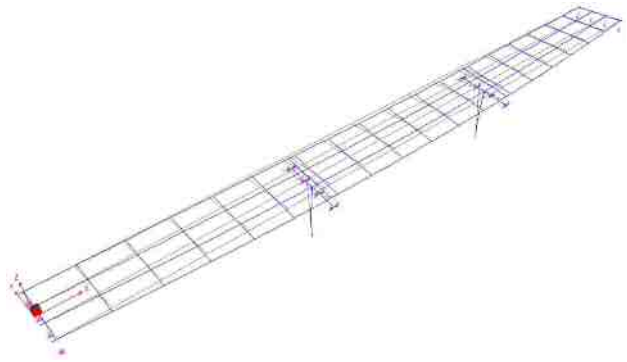
② 구조해석 모델



경계조건	받침	NL Link
	교각하단	Fix / Spring
사용프로그램		유한요소해석프로그램
해석방법		다중모드 스펙트럼 해석
특이사항		교각기둥의 강성은 유효강성(I_{eff}) 사용

2) 해석결과

① 고유치 해석결과

구분	모드형상	주기(sec) <질량참여율(%)>		주기 증가율
		고정단	등가강성	
교축 방향		1.075 <91.7>	1.083 <91.3>	1.0074
교축 직각 방향		0.525 <68.6>	0.526 <68.4>	1.0019

② P2 기둥하단의 복합모드 해석결과

구 분	부재력	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
고정단 모델(A)	축력(kN)	6,881			
	전단력(kN)	3,404	0	0	828
	모멘트($kN{\cdot}m$)	26,625	0	0	7,285
등가강성 모델(B)	축력(kN)	6,879			
	전단력(kN)	3,388	0	0	824
	모멘트($kN{\cdot}m$)	26,494	0	0	7,227
응답비(B/A)		0.995	-	-	0.992

※ $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향의 응답

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 교축직각방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향의 응답

3) 조합지진력 산정

고정단모델과 등가강성모델의 최대응답비는 1%미만이므로 고정단 모델을 적용하여 직접기초의 내진성능평가를 수행하여도 무방하나, 본 해석에서는 직접기초의 강성을 등가적으로 고려한 등가강성모델이 보다 정밀한 해석이므로 등가강성모델을 적용한 해석결과를 이용하여 조합지진력을 산정하였다.

① P2 기둥하단의 하중경우별 해석결과(30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1 ($com1$)		하중경우 2 ($com2$)	
	$[F_E^L]_{com1}$	$[F_E^T]_{com1}$	$[F_E^L]_{com2}$	$[F_E^T]_{com2}$
축력(kN)	6,879			
전단력(kN)	3,388	247	1,016	824
모멘트($kN{\cdot}m$)	26,494	2,168	7,948	7,227

※ $[F_E^L]_{com1} = 1.0 \times [F_E^L]_L + 0.3 \times [F_E^L]_T$, $[F_E^T]_{com1} = 1.0 \times [F_E^T]_L + 0.3 \times [F_E^T]_T$

$[F_E^L]_{com2} = 0.3 \times [F_E^L]_L + 1.0 \times [F_E^L]_T$, $[F_E^T]_{com2} = 0.3 \times [F_E^T]_L + 1.0 \times [F_E^T]_T$

② P2 기둥하단의 조합지진력

부재력	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$
축력, $P(kN)$	6,879	
전단력, $[V_E]_{comb}(kN)$	3,388	824
모멘트, $[M_E]_{comb}(kN{\cdot}m)$	26,494	7,227

※ 교축방향 조합지진력, $[F_E^L]_{comb} = Max\left[[F_E^L]_{com1}, [F_E^L]_{com2}\right]$

교축직각방향 조합지진력, $[F_E^T]_{comb} = Max\left[[F_E^T]_{com1}, [F_E^T]_{com2}\right]$

라. 하중 산정

1) 지진력 산정

(a) P2 기둥하단의 지진력

기초 평가시 기둥하단의 작용력은 교각의 단면강도와 교각하단부 조합지진력 중 작은 값으로 한다.

① 교축방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$N = 6{,}879 \times 1$(P2 기둥하단 축력×기둥 개수)	6,879 kN
수평력	$H = 1{,}898 \times 1$(P2 기둥하단 수평력×기둥 개수)	1,898 kN
모멘트	$M = 14{,}951 \times 1$(P2 기둥하단 모멘트×기둥 개수)	14,951 $kN{\cdot}m$
※ 기둥하단부 수평력(기둥당) : $Min\left[F_u^L,\ \left[V_E^L\right]_{comb}\right] = Min[1898,\ 3388] = 1{,}898\ kN$ 기둥하단부 모멘트(기둥당) : $Min\left[M_u^L,\ \left[M_E^L\right]_{comb}\right] = Min[14951,\ 26494] = 14{,}951\ kN{\cdot}m$		

② 교축직각방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$N = 6{,}879 \times 1$(P2 기둥하단 축력×기둥 개수)	6,879 kN
수평력	$H = 824 \times 1$(P2 기둥하단 수평력×기둥 개수)	824 kN
모멘트	$M = 7{,}227 \times 1$(P2 기둥하단 모멘트×기둥 개수)	7,227 $kN{\cdot}m$
※ 기둥하단부 수평력(기둥당) : $Min\left[F_u^T,\ \left[V_E^T\right]_{comb}\right] = Min[1561,\ 824] = 824\ kN$ 기둥하단부 모멘트(기둥당) : $Min\left[M_u^T,\ \left[M_E^T\right]_{comb}\right] = Min[14951,\ 7227] = 7{,}227 kN{\cdot}m$		

(b) P2 기초하단의 지진력(상재토와 기초 자중 고려)

① 교축방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$V = 6{,}879 + (6 \times 6 \times (19 \times 0.58 + 25 \times 1.50))$	8,626 kN
수평력	$H_L = 1{,}898$	1,898 kN
모멘트	$M_L = 14{,}951 + (1{,}898 \times 1.5)$	17,798 $kN{\cdot}m$

② 교축직각방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$V = 6{,}879 + (6 \times 6 \times (19 \times 0.58 + 25 \times 1.50))$	8,626 kN
수평력	$H_T = 824$	824 kN
모멘트	$M_T = 7{,}227 + (824 \times 1.5)$	8,463 $kN{\cdot}m$

마. 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

직접기초의 기초는 부재로서 필요한 두께를 만족함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 만족해야 한다. 기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력에 미치는 기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

① 기초의 강체 취급여부 결정

구 분	계산과정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	$0.239 \times 2.0 = 0.478 \leq 1.0$	강체 취급

※ $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} = \sqrt[4]{\dfrac{3 \times 98{,}688}{26{,}985{,}818 \times 1.5^3}} = 0.239 m^{-1}$

$$k = k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{\sqrt{A_V}}{0.3} \right)^{-3/4} = 933{,}333 \times \left(\frac{\sqrt{6 \times 6}}{0.3} \right)^{-3/4} = 98{,}688\ kN/m^3$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 140{,}000 = 933{,}333\ kN/m^3 \text{ (지진시 } \alpha = 2\text{)}$$

$E_0 = 2{,}800N = 140{,}000\ kN/m^2$ ($N = 50$: 기초저면(연암) 표준관입시험 N값)

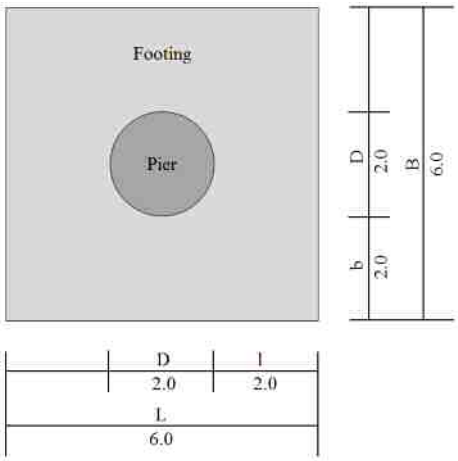
$$E = E_c = 8{,}500 \sqrt[3]{f_u} = 8{,}500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8{,}500 \sqrt[3]{24 + 8} = 26{,}985.818\ MPa$$

$h = 1.5\ m$ (h : 직접기초의 두께)

$\lambda = Max[l, b] = Max[2.0, 2.0]$

$= 2.0m$

λ : 직접기초 환산 돌출길이



2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계산과정	결 과
교축	$e_L = \frac{M_L}{V} = \frac{17,798}{8,626} = 2.063 > 2.0\left(= \frac{B}{3} = \frac{6}{3}\right)$	N.G
교직	$e_T = \frac{M_T}{V} = \frac{8,463}{8,626} = 0.981 < 2.0\left(= \frac{L}{3} = \frac{6}{3}\right)$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. ($e < B/3$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

  $B_f' = B_f - 2e_L = 6 - 2 \times 2.063 = 1.874\ m$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

  $L_f' = L_f - 2e_T = 6 - 2 \times 0.981 = 4.038\ m$

- 기초의 근입깊이, $D_f = 2.08\ m$
- 근입지반의 단위중량, $\gamma_1 = 19.0\ kN/m^3$
- 지지지반의 단위중량, $\gamma_2 = 23.0\ kN/m^3$
- 지지지반의 점착력, $c = 0$
- 지지지반의 내부마찰각, $\phi = 35^\circ$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계산과정	결 과
제안식	$q_u = \alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q$	-
교축	$q_u = 0 + 0.4 \times 23 \times 1.874 \times 42.5 + 19 \times 2.08 \times 41.4 = 2,369\ kN/m^2$	2.369 MPa
교직	$q_u = 0 + 0.4 \times 23 \times 4.038 \times 42.5 + 19 \times 2.08 \times 41.4 = 3,215\ kN/m^2$	3.215 MPa

※ 형상계수, $\alpha = 1.3$, $\beta = 0.4$ (정방형기초)
지지력계수, $N_c = 57.8$, $N_\gamma = 42.5$, $N_q = 41.4$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계산과정	결 과
제안식	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	-
교축	$q_u = 0 + 0.5 \times 23 \times 1.874 \times 37.1 \times 1.171 \times 1.213 \times 1 + 19 \times 2.08 \times 33.3 \times 1.171 \times 1.213 \times 1 = 3{,}006\ kN/m^2$	3.006 MPa
교직	$q_u = 0 + 0.5 \times 23 \times 4.038 \times 37.1 \times 1.795 \times 1.099 \times 1 + 19 \times 2.08 \times 33.3 \times 1.795 \times 1.099 \times 1 = 5{,}996\ kN/m^2$	5.996 MPa

※ 지지력계수, $N_c = 46.1$, $N_\gamma = 37.1$, $N_q = 33.3$

교축방향 형상계수

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B_f'}{L_f'} = 1.343,\ s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B_f'}{L_f'} = 1.171$$

교축직각방향 형상계수

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{L_f'}{B_f'} = 2.590,\ s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{L_f'}{B_f'} = 1.795$$

교축방향 깊이계수

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B_f'} \sqrt{K_p} = 1.426,\ d_\gamma = d_q = 1 + 0.1 \frac{D_f}{B_f'} \sqrt{K_p} = 1.213$$

교축직각방향 깊이계수

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{L_f'} \sqrt{K_p} = 1.198,\ d_\gamma = d_q = 1 + 0.1 \frac{D_f}{L_f'} \sqrt{K_p} = 1.099$$

경사계수(하중경사각, $\beta = 0$)

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2 = 1,\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = 1$$

여기서, $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 3.690$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계산과정	결 과
제안식	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	–
교축	$q_u = 0 + 0.5 \times 23 \times 1.874 \times 33.9 \times 0.814 \times 1 \times 1 \times 1 + 19 \times 2.08 \times 33.3 \times 1.325 \times 1.126 \times 1 \times 1 = 2{,}559\ kN/m^2$	2.559 MPa
교직	$q_u = 0 + 0.5 \times 23 \times 4.038 \times 33.9 \times 0.138 \times 1 \times 1 \times 1 + 19 \times 2.08 \times 33.3 \times 2.509 \times 1.450 \times 1 \times 1 = 5{,}005\ kN/m^2$	5.005 MPa

※ 여기서는 경사계수 미고려(기초가 수평지반에 놓여있으며, 형상계수와 경사계수는 같이 사용하지 않도록 규정)

지지력계수, $N_c = 46.1$, $N_\gamma = 33.9$, $N_q = 33.3$

교축방향 형상계수

$$s_c = 1 + \frac{B_f'}{L_f'} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1.335,\ s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B_f'}{L_f'} = 0.814,\ s_q = 1 + \frac{B_f'}{L_f'} \cdot \tan\phi = 1.325$$

교축직각방향 형상계수

$$s_c = 1 + \frac{L_f'}{B_f'} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 2.556,\ s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{L_f'}{B_f'} = 0.138,\ s_q = 1 + \frac{L_f'}{B_f'} \cdot \tan\phi = 2.509$$

교축방향 깊이계수($D_f > B_f'$)

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B_f'}\right) = 1.199,\ d_\gamma = 1,\ d_q = 1 + 2\tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B_f'}\right) = 1.126$$

교축직각방향 깊이계수($D_f > B_f'$)

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{L_f'}\right) = 1.707,\ d_\gamma = 1,\ d_q = 1 + 2\tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{L_f'}\right) = 1.450$$

지반계수(수평지반), $g_c = 1 - \psi^\circ / 147^\circ = 1$, $g_\gamma = g_q = (1 - 0.5\tan\psi^\circ)^5 = 1$

기초계수(수평지반), $g_c = 1 - \eta^\circ / 147^\circ = 1$, $b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi) = 1$, $b_q = \exp(-2\eta\tan\phi) = 1$

여기서, A_f' : 유효접촉면적, $A_f' = B_f' \cdot L_f'$

c_B : 기초저면과 지반의 부착력, $c_B = 0$

η, ψ : (+)방향으로 구한 각

⑤ 지반의 극한지지력(q_u) 산정결과

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	비 고
교축	2.369 MPa	3.006 MPa	2.559 MPa	최소값 : Terzaghi
교직	3.215 MPa	5.996 MPa	5.005 MPa	최소값 : Terzaghi

⑥ 지반반력 산정

구 분		계산과정	결 과
교축	반력 작용폭	$x_L = 3\times\left(\frac{B}{2}-e_L\right) = 3\times\left(\frac{6}{2}-2.063\right) = 2.811 \le 6.0$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{\max} = \frac{2V}{L\cdot x_L} = \frac{2\times 8{,}626}{6.0\times 2.811}$	$q_{\max} = 1.023\ MPa$ $q_{\min} = 0$
교직	반력 작용폭	$x_T = 3\times\left(\frac{L}{2}-e_T\right) = 3\times\left(\frac{6}{2}-0.981\right) = 6.057 > 6.0$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max,\min} = \frac{V}{LB} \pm \frac{6M_T}{LB^2} = \frac{8{,}626}{6\times 6} \pm \frac{6\times 8{,}463}{6\times 6^2}$	$q_{\max} = 0.475\ MPa$ $q_{\min} = 0.005\ MPa$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계산과정	결 과
교축	$\frac{q_u}{q_a} = \frac{2.369}{1.023} = 2.316 > 2.00$	O.K
교직	$\frac{q_u}{q_a} = \frac{3.215}{0.475} = 6.768 > 2.00$	O.K
※ 교축 : $q_a = q_{\max} = 1.023\ MPa$, 교직 : $q_a = q_{\max} = 0.475\ MPa$		

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계산과정	결 과
교축방향	$\frac{H_c}{H_L} = \frac{5{,}176}{1{,}898} = 2.727 \ge 1.20$	O.K
교직방향	$\frac{H_c}{H_T} = \frac{5{,}176}{824} = 6.282 \ge 1.20$	O.K
※ 전단 저항력, $H_c = c_B\cdot A' + V\cdot\tan\phi_B = 0 + 8{,}626\times 0.6 = 5{,}176\ kN$ 기초저면과 지반의 부착력, $c_B = 0$ 기초저면과 지반과의 마찰계수, $\tan\phi_B = 0.6$		

3) 단면 검토

(a) 교축방향

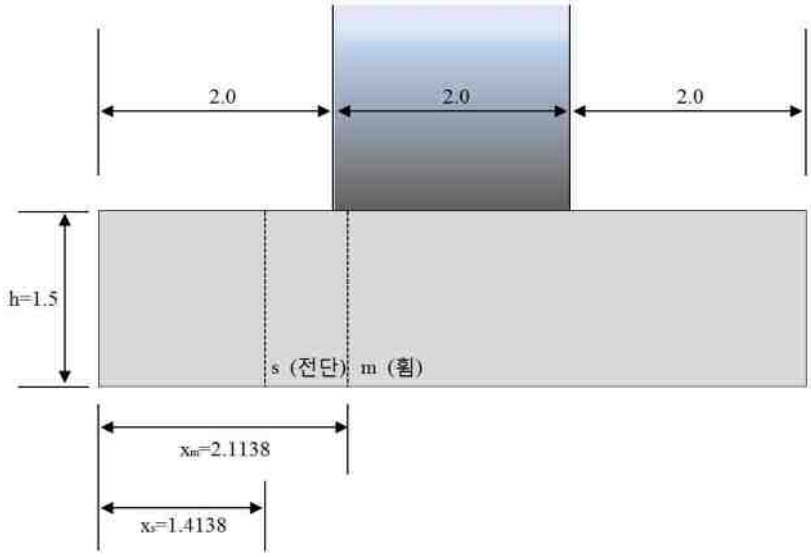
① 위험단면 산정

구 분	계산과정	결 과
휨	$x_m = 2.0 + \dfrac{2-1.7725}{2}$	$2.1138\ m$
전단	$x_s = x_m - \dfrac{d}{2} = 2.1138 - \dfrac{1.4}{2}$	$1.4138\ m$

※ 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 직접기초의 휨에 대한 위험단면은 단면적이 같은 등가정사각형 기둥단면으로 취급하여 결정한다. ($A_g = \dfrac{\pi D^2}{4} = \dfrac{\pi \cdot 2^2}{4} = B^2 \Rightarrow B = 1.7725\ m$)

2방향작용의 전단에 대한 위험단면은 집중하중이나 반력을 받는 구역에서 $d/2$ 거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정한다. (d : 유효깊이)

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계산과정	결 과
휨	$q_m = \left((q_{\max} - q_{\min}) \times \dfrac{(x_L - x_m)}{x_L} \right) + q_{\min}$ $= \left((1.023 - 0.0) \times \dfrac{2.811 - 2.1138}{2.811} \right) + 0.0$	$0.254\ MPa$
전단	$q_s = \left((q_{\max} - q_{\min}) \times \dfrac{(x_L - x_s)}{x_L} \right) + q_{\min}$ $= \left((1.023 - 0.0) \times \dfrac{2.811 - 1.4138}{2.811} \right) + 0.0$	$0.508\ MPa$

④ 단면력 산정

구 분	계산과정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times x_m \times L \times \gamma_c \times l = 1.5 \times 2.1138 \times 6 \times 25 \times 2.1138/2$	$503\ kN{\cdot}m$
	$V_{기초} = h \times x_s \times L \times \gamma_c = 1.5 \times 1.4138 \times 6 \times 25$	$318\ kN$
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times x_m \times L \times \gamma_t \times l = 0.58 \times 2.1138 \times 6 \times 19 \times 2.1138/2$	$148\ kN{\cdot}m$
	$V_{상재} = h' \times x_s \times L \times \gamma_t = 0.58 \times 1.4138 \times 6 \times 19$	$93\ kN$
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = \left(q_m \cdot \frac{x_m^2}{2} + \frac{q_{\max} - q_m}{2} \cdot \frac{2x_m^2}{3}\right) \cdot L$ $= \left(254 \times \frac{2.1138^2}{2} + \frac{1{,}023 - 254}{2} \times \frac{2 \times 2.1138^2}{3}\right) \times 6$	$10{,}277\ kN{\cdot}m$
	$V_{지반} = \left(q_s \cdot x_s + \frac{q_{\max} - q_s}{2} \cdot x_s\right) \cdot L$ $= \left(508 \times 1.4138 + \frac{1{,}023 - 508}{2} \times 1.4138\right) \times 6$	$6{,}494\ kN$
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재} = 10{,}277 - 503 - 148$	$9{,}626\ kN{\cdot}m$
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재} = 6{,}494 - 318 - 93$	$6{,}083\ kN$

⑤ 단면 검토

구 분	계산과정	결 과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0 \times 20{,}268 \times 300 \times \left(1{,}400 - \frac{50}{2}\right)$ $= 8{,}360{,}550{,}000\ N{\cdot}mm = 8{,}361\ kN{\cdot}m < 9{,}626(M_u)$	N.G
전단	$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 6{,}859 + 355 = 7{,}214\ kN > 6{,}083(V_u)$	O.K

※ D25-40EA ; $A_s = 20{,}268\ mm^2$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$f_{ck} = 24\ MPa$, $f_y = 300\ MPa$, $b = 6{,}000\ mm$, $d = 1{,}400\ mm$, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{20{,}268 \times 300}{0.85 \times 24 \times 6{,}000} = 50\ mm$

D13-4EA ; $A_v = 507\ mm^2$, $s = 600\ mm$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd = 1.0 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 6{,}000 \times 1{,}400 = 6{,}859\ kN$

$\phi V_s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{1.0 \times 507 \times 300 \times 1{,}400}{600} = 355\ kN$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

정방형 기초이므로 교축직각방향의 위험단면은 교축방향의 위험단면과 동일하다.

② 위험단면에서의 반력크기

구 분	계산과정	결 과
휨	$q_m = \left((q_{\max} - q_{\min}) \times \frac{(x_T - x_m)}{x_T}\right) + q_{\min}$ $= \left((0.475 - 0.005) \times \frac{6.057 - 2.1138}{6.057}\right) + 0.005$	$0.311\ MPa$
전단	$q_s = \left((q_{\max} - q_{\min}) \times \frac{(x_T - x_s)}{x_T}\right) + q_{\min}$ $= \left((0.475 - 0.005) \times \frac{6.057 - 1.4138}{6.057}\right) + 0.005$	$0.365\ MPa$

③ 단면력 산정

구 분	계산과정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times x_m \times B \times \gamma_c \times l = 1.5 \times 2.1138 \times 6 \times 25 \times 2.1138/2$	$503\ kN{\cdot}m$
	$V_{기초} = h \times x_s \times B \times \gamma_c = 1.5 \times 1.4138 \times 6 \times 25$	$318\ kN$
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times x_m \times B \times \gamma_t \times l = 0.58 \times 2.1138 \times 6 \times 19 \times 2.1138/2$	$148\ kN{\cdot}m$
	$V_{상재} = h' \times x_s \times B \times \gamma_t = 0.58 \times 1.4138 \times 6 \times 19$	$93\ kN$
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = \left(q_m \cdot \frac{x_m^2}{2} + \frac{q_{\max} - q_m}{2} \cdot \frac{2x_m^2}{3}\right) \cdot B$ $= \left(311 \times \frac{2.1138^2}{2} + \frac{475 - 311}{2} \times \frac{2 \times 2.1138^2}{3}\right) \times 6$	$5,634\ kN{\cdot}m$
	$V_{지반} = \left(q_s \cdot x_s + \frac{q_{\max} - q_s}{2} \cdot x_s\right) \cdot B$ $= \left(365 \times 1.4138 + \frac{475 - 365}{2} \times 1.4138\right) \times 6$	$3,563\ kN$
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재} = 5,634 - 503 - 148$	$4,983\ kN{\cdot}m$
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재} = 3,563 - 318 - 93$	$3,152\ kN$

④ 단면 검토

구 분	계산과정	결 과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0 \times 20{,}268 \times 300 \times \left(1{,}400 - \frac{50}{2}\right)$ $= 8{,}360{,}550{,}000\ N{\cdot}mm = 8{,}361\ kN{\cdot}m > 4{,}983(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 6{,}859 + 355 = 7{,}214\ kN > 3{,}152(V_u)$	O.K

※ D25-40EA ; $A_s = 20{,}268\ mm^2$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$f_{ck} = 24\ MPa$, $f_y = 300\ MPa$, $b = 6{,}000\ mm$, $d = 1{,}400\ mm$, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{20{,}268 \times 300}{0.85 \times 24 \times 6{,}000} = 50\ mm$

D13-4EA ; $A_v = 507\ mm^2$, $s = 600\ mm$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd = 1.0 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 6{,}000 \times 1{,}400 = 6{,}859\ kN$

$\phi V_s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{1.0 \times 380 \times 300 \times 1{,}400}{600} = 355\ kN$

2. 말뚝기초

가. 일반사항

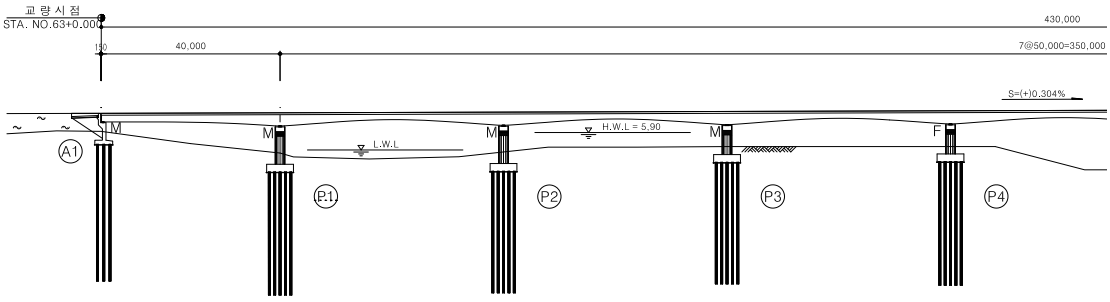
내진성능평가 대상구조물은 국내 지진구역Ⅰ(경남-○○)에 위치한 말뚝기초형식의 도로교로서 대상구조물의 제원 및 지반조건은 다음과 같다.

1) 교량의 제원

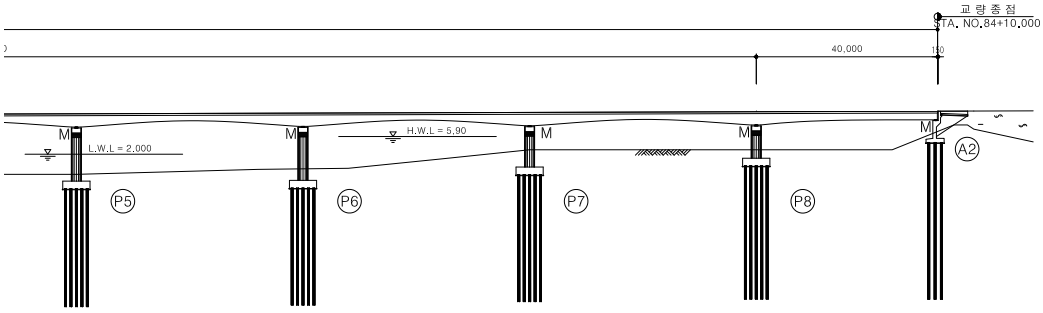
① 일반사항

구 분				단 위	내 용	비고
상부구조			형식	-	STB교	
			연장	m	40.0+7@50.0+40.0 = 430.0	
			폭원	m	11.5	
			사각/곡률반경	-	0° / -	
하부구조	교각		형식	-	T형	
			고정단	-	P4	
	기초		종류	-	강관말뚝기초	
		푸팅	형상 및 제원	m	정방형 / B6.0×L6.0×H1.8	
			콘크리트 단위중량(γ_c)	kN/m^3	25.0	
			콘크리트 탄성계수(E_c)	MPa	26,115	
			콘크리트 압축강도(f_{ck})	MPa	21	
			철근 항복강도(f_y)	MPa	300	
		말뚝	직경(ϕ)	mm	406.4	
			두께(t)	mm	10	
			길이(L)	m	27.6	
			단위중량(γ_p)	kN/m^3	78.5	
			탄성계수(E_p)	MPa	210,000	
			배열	EA	5 × 5	

② 종단면도

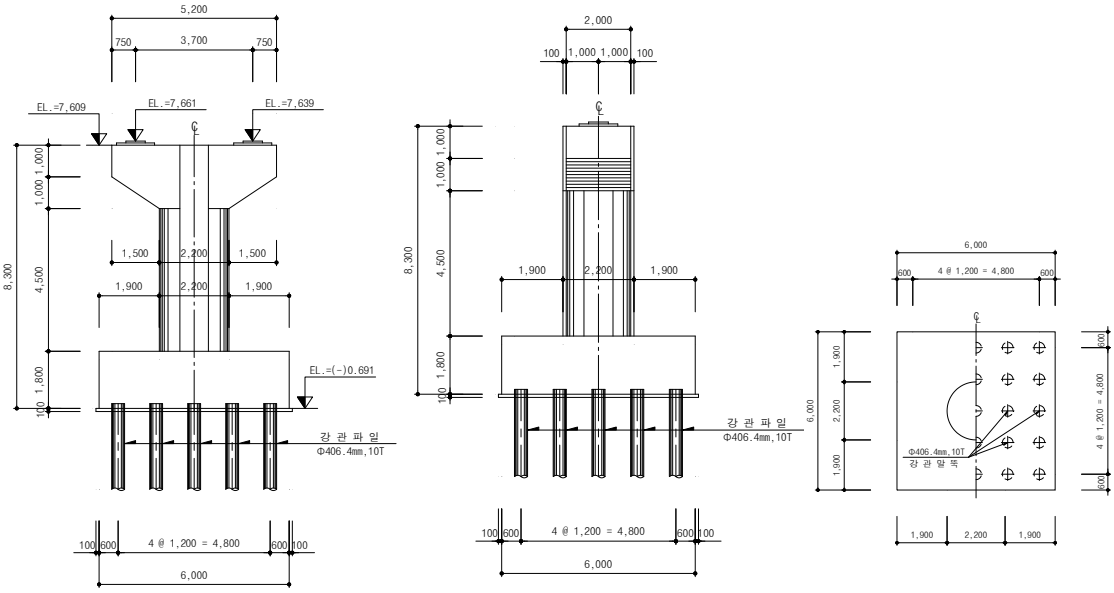


종단면도(A1-P4)



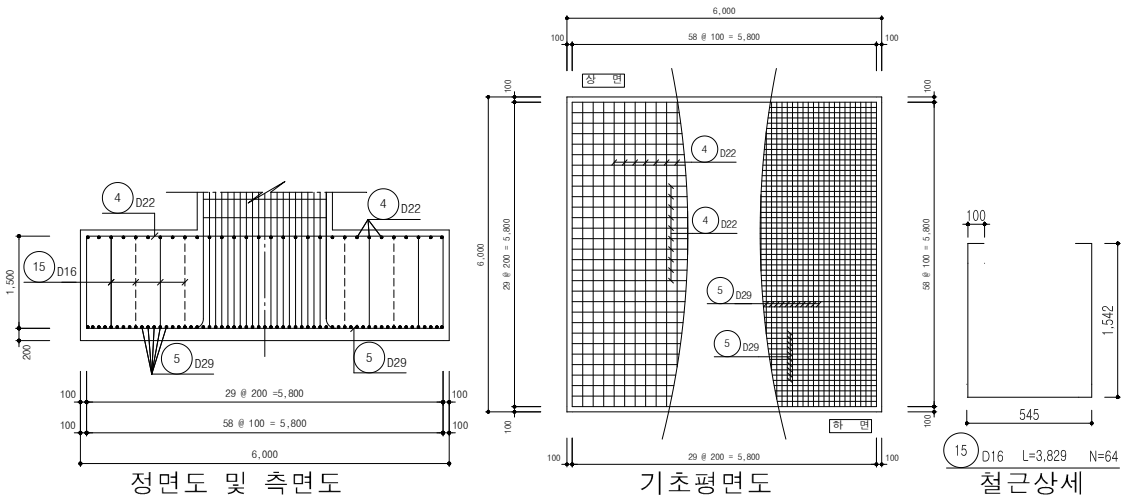
종단면도(P5-A2)

③ P4 일반도



정면도 측면도 기초 평면도

④ P4 기초 배근도 및 철근상세



⑤ P4의 단면강도

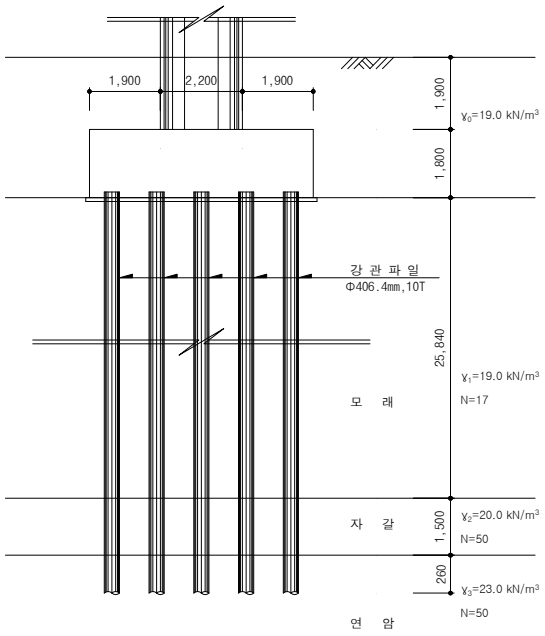
구 분	$F_y(kN)$	$F_u(kN)$	$M_y(kN{\cdot}m)$	$M_u(kN{\cdot}m)$	비 고
교축방향	2,455	2,532	15,960	16,460	$M-\phi$ 해석결과
교축직각방향	1,900	1,960	15,960	16,460	
※ 단면강도 산정방법은 “기존 시설물(교량) 내진성능평가 및 향상요령” 참조					

2) 지반조건

① P4 기초 지반조건

구 분			단 위	내 용	비고
기초 저면 상부 지반	기초의 근입깊이(D_f)		m	3.700	
	상재토 높이		m	1.900	
	단위중량(γ_0)		kN/m^3	19.0	
기초 저면 하부 지반	모 래	층두께	m	25.84	
		단위중량(γ_1)	kN/m^3	19.0	
		N값	–	17	
		내부마찰각(ϕ)	°	32	
		탄성계수(E_1)	kN/m^2	23,000	
	자 갈	층두께	m	1.5	
		단위중량(γ_2)	kN/m^3	20.0	
		N값	–	50	
		내부마찰각(ϕ)	°	35	
		탄성계수(E_2)	kN/m^2	70,000	
	연 암	단위중량(γ_3)	kN/m^3	23.0	
		N값	–	50	
		내부마찰각(ϕ)	°	35	
		탄성계수(E_3)	kN/m^2	870,000	

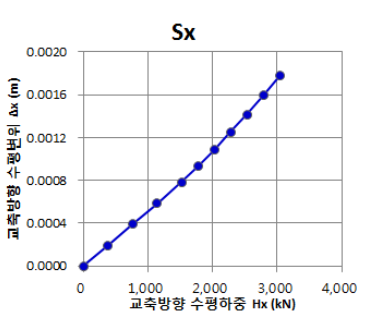
② P4의 기초주변 지반상태



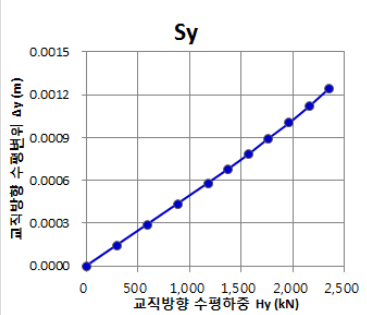
나. 등가강성행렬 산정

말뚝기초는 무리말뚝 해석프로그램을 사용하여 등가강성행렬을 산정하는 방법을 적용하였다. 이 방법은 연성행렬을 구한 후 이의 역행렬을 취해 등가강성행렬을 산정하므로 단일말뚝의 강성을 구한 후 무리말뚝의 강성으로 합산해주는 절차없이 직접 무리말뚝의 강성행렬을 산정할 수 있다.

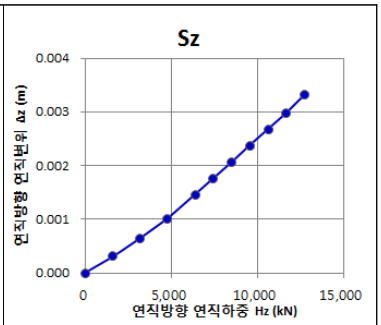
① 무리말뚝의 해석결과



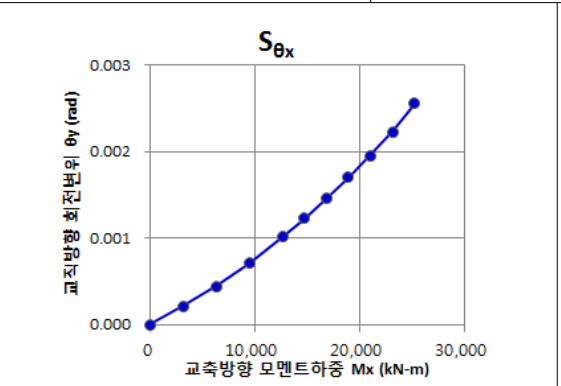
$$S_x = \frac{\Delta_x}{H_x} = \frac{1.4\times10^{-3}}{2,531} = 5.602\times10^{-7}\ m/kN$$



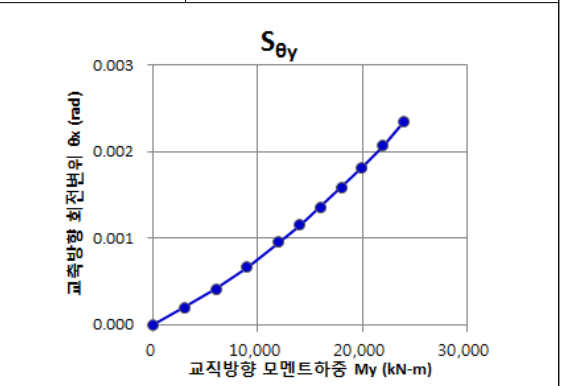
$$S_y = \frac{\Delta_y}{H_y} = \frac{1.0\times10^{-3}}{1,960} = 5.121\times10^{-7}\ m/kN$$



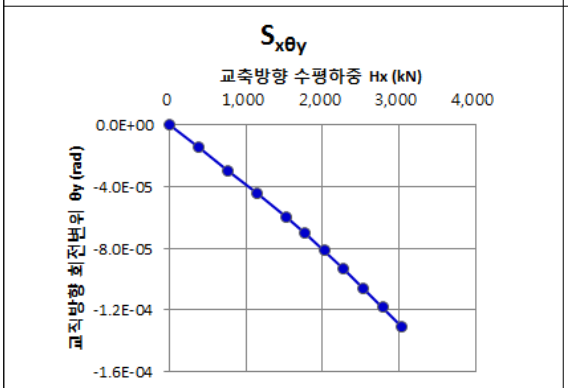
$$S_z = \frac{\Delta_z}{H_z} = \frac{2.7\times10^{-3}}{10,615} = 2.519\times10^{-7}\ m/kN$$



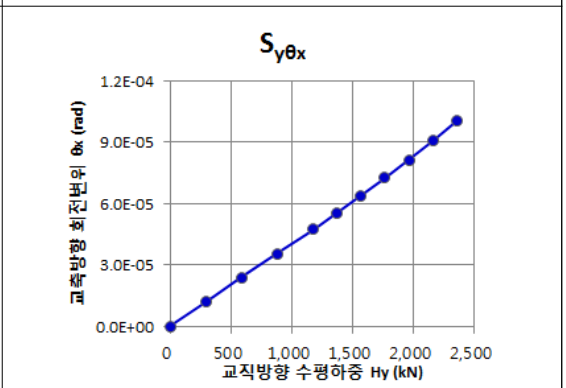
$$S_{\theta x} = \frac{\theta_x}{M_x} = \frac{2.0\times10^{-3}}{21,018} = 9.295\times10^{-8}\ rad/kNm$$



$$S_{\theta y} = \frac{\theta_y}{M_y} = \frac{1.8\times10^{-3}}{19,989} = 9.094\times10^{-8}\ rad/kNm$$



$$S_{x\theta y} = \frac{\theta_y}{H_x} = \frac{-1.1\times10^{-4}}{2,531} = -4.170\times10^{-8}\ rad/kN$$



$$S_{y\theta x} = \frac{\theta_x}{H_y} = \frac{8.2\times10^{-5}}{1,960} = 4.158\times10^{-8}\ rad/kN$$

② 무리말뚝의 연성행렬

$$\begin{bmatrix} S_x & 0 & 0 & 0 & -S_{x\theta_l} \\ & S_y & 0 & S_{y\theta x} & 0 \\ & & S_z & 0 & 0 \\ & Symm. & & S_{\theta x} & 0 \\ & & & & S_{\theta y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.602\times10^{-7} & 0 & 0 & 0 & -4.170\times10^{-8} \\ & 5.121\times10^{-7} & 0 & 4.158\times10^{-8} & 0 \\ & & 2.519\times10^{-7} & 0 & 0 \\ & Symm. & & 9.295\times10^{-8} & 0 \\ & & & & 9.094\times10^{-8} \end{bmatrix}$$

③ 무리말뚝의 등가강성행렬

연성행렬을 역행렬을 취하고 다음식으로 $K_{\theta z}$를 구하여 다음과 같이 무리말뚝의 등가강성행렬을 완성한다.

$$K = S^{-1}$$

$$K_{\theta z} = \sum(K_x/N)\times m\times X^2 + \sum(K_y/N)\times n\times Y^2$$

여기서, N : 전체 말뚝수

m : 교축방향 말뚝수

n : 교직방향 말뚝수

$$\begin{array}{c} \\ Hx \\ Hy \\ Pz \\ Mx \\ My \\ Mz \end{array} \begin{array}{c} \begin{array}{cccccc} \Delta x & \Delta y & \Delta z & \Theta x & \Theta y & \Theta z \end{array} \\ \begin{bmatrix} 1{,}848{,}261 & 0 & 0 & 0 & 847{,}437 & 0 \\ & 2{,}026{,}269 & 0 & -906{,}555 & 0 & 0 \\ & & 3{,}970{,}466 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 11{,}164{,}410 & 0 & 0 \\ & Symm. & & & 11{,}384{,}994 & 0 \\ & & & & & 11{,}158{,}647 \end{bmatrix} \end{array}$$

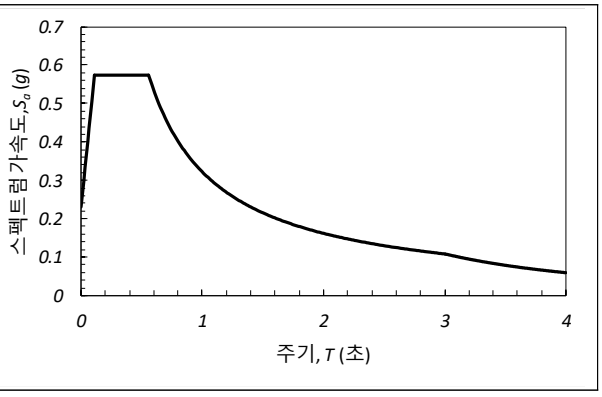
다. 구조물의 지진해석

구조물의 지진해석은 기초 고정단 모델과 기초 등가강성 모델에 대해 구조해석을 실시하고 그 결과를 비교하였다.

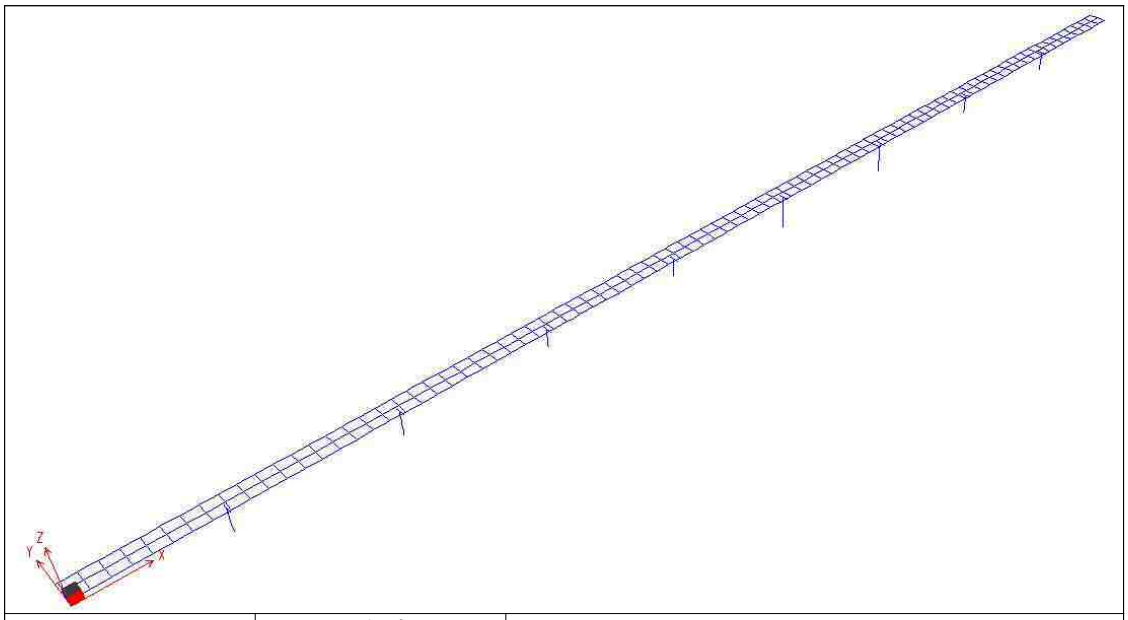
1) 해석 개요

① 입력 설계응답스펙트럼

구 분	내진해석 조건
내진등급	내진 I 등급교
지진구역계수	0.11 (지진구역 I)
위험도계수	$I=1.4$
가속도계수	$S=0.11\times1.4=0.154$
지반종류	S_4 지반
고유치해석방법	Ritz Vectors



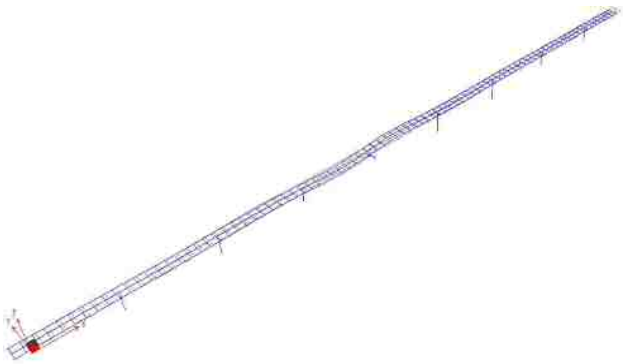
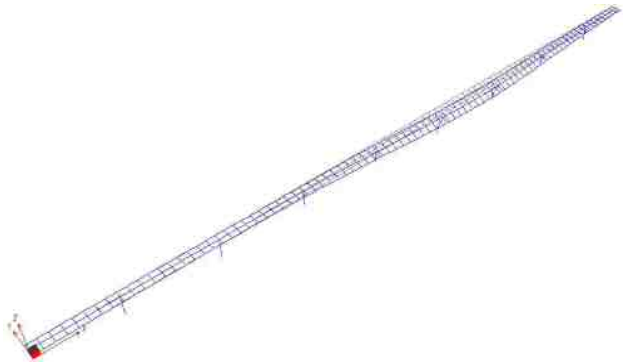
② 구조해석 모델



경계조건	받침	NL Link
	교각하단	Fix / Spring
사용프로그램		유한요소해석프로그램
해석방법		다중모드 스펙트럼 해석
특이사항		교각기둥의 강성은 유효강성(I_{eff}) 사용

2) 해석결과

① 고유치 해석결과

구분	모드형상	주기(sec) <질량참여율(%)>		주기 증가율
		고정단	등가강성	
교축 방향		1.487 <88.4>	1.770 <88.3>	1.1903
교축 직각 방향		1.114 <41.5>	1.234 <46.2>	1.1077

② P4 기둥하단의 복합모드 해석결과

구 분	부재력	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
고정단 모델(A)	축력(kN)	7,764			
	전단력(kN)	10,088	0	0	2,046
	모멘트($kN{\cdot}m$)	65,489	6	4	18,161
등가강성 모델(B)	축력(kN)	7,765			
	전단력(kN)	9,048	0	0	2,017
	모멘트($kN{\cdot}m$)	58,720	5	2	17,469
응답비(B/A)		0.897	-	-	0.962

※ $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향의 응답

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 교축직각방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향의 응답

3) 조합지진력 산정

직접기초의 강성을 등가적으로 고려한 등가강성모델이 보다 정밀한 해석이므로 등가강성모델을 적용한 해석결과를 이용하여 조합지진력 산정

① P4 기둥하단의 하중경우별 해석결과(30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1 ($com1$)		하중경우 2 ($com2$)	
	$[F_E^L]_{com1}$	$[F_E^T]_{com1}$	$[F_E^L]_{com2}$	$[F_E^T]_{com2}$
축력(kN)	7,765			
전단력(kN)	9,048	605	2,714	2,017
모멘트($kN{\cdot}m$)	58,720	5,241	17,616	17,469

※ $[F_E^L]_{com1} = 1.0 \times [F_E^L]_L + 0.3 \times [F_E^L]_T$, $[F_E^T]_{com1} = 1.0 \times [F_E^T]_L + 0.3 \times [F_E^T]_T$

$[F_E^L]_{com2} = 0.3 \times [F_E^L]_L + 1.0 \times [F_E^L]_T$, $[F_E^T]_{com2} = 0.3 \times [F_E^T]_L + 1.0 \times [F_E^T]_T$

② P4 기둥하단의 조합지진력

부재력	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$
축력, $P(kN)$	7,765	
전단력, $[V_E]_{comb}(kN)$	9,048	2,017
모멘트, $[M_E]_{comb}(kN{\cdot}m)$	58,720	17,469

※ 교축방향 조합지진력, $[F_E^L]_{comb} = Max\left[[F_E^L]_{com1}, [F_E^L]_{com2}\right]$

교축직각방향 조합지진력, $[F_E^T]_{comb} = Max\left[[F_E^T]_{com1}, [F_E^T]_{com2}\right]$

라. 하중 산정

1) 지진력 산정

(a) P4 기둥하단의 지진력

기초 평가시 기둥하단의 작용력은 교각의 단면강도와 교각하단부 조합지진력 중 작은 값으로 한다.

① 교축방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$N = 7{,}765 \times 1$(P4 기둥하단 축력×기둥 개수)	7,765 kN
수평력	$H = 2{,}532 \times 1$(P4 기둥하단 수평력×기둥 개수)	2,532 kN
모멘트	$M = 16{,}460 \times 1$(P4 기둥하단 모멘트×기둥 개수)	16,460 $kN{\cdot}m$
※ 기둥하단부 수평력(기둥당) : $Min\left[F_u^L,\ \left[V_E^L\right]_{comb}\right] = Min[2532,\ 9048] = 2{,}532\ kN$ 기둥하단부 모멘트(기둥당) : $Min\left[M_u^L,\ \left[M_E^L\right]_{comb}\right] = Min[16460,\ 58720] = 16{,}460\ kN{\cdot}m$		

② 교축직각방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$N = 7{,}765 \times 1$(P4 기둥하단 축력×기둥 개수)	7,765 kN
수평력	$H = 1{,}960 \times 1$(P4 기둥하단 수평력×기둥 개수)	1,960 kN
모멘트	$M = 16{,}460$(P4 기둥하단 모멘트×기둥 개수)	16,460 $kN{\cdot}m$
※ 기둥하단부 수평력(기둥당) : $Min\left[F_u^T,\ \left[V_E^T\right]_{comb}\right] = Min[1960,\ 2017] = 1960\ kN$ 기둥하단부 모멘트(기둥당) : $Min\left[M_u^T,\ \left[M_E^T\right]_{comb}\right] = Min[16460,\ 17469] = 16{,}460\ kN{\cdot}m$		

(b) P4 기초하단의 지진력(상재토와 기초 자중 고려)

① 교축방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$V = 7{,}765 + (6 \times 6 \times (19 \times 1.90 + 25 \times 1.80))$	10,685 kN
수평력	$H_L = 2{,}532$	2,532 kN
모멘트	$M_L = 16{,}460 + (2{,}532 \times 1.8)$	21,018 $kN{\cdot}m$

② 교축직각방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$V = 7{,}765 + (6 \times 6 \times (19 \times 1.90 + 25 \times 1.80))$	10,685 kN
수평력	$H_T = 1{,}960$	1,960 kN
모멘트	$M_T = 16{,}460 + (1{,}960 \times 1.8)$	19,987 $kN{\cdot}m$

마. 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(R_a)

구 분	계산과정	결 과
R_a	$= \frac{\gamma}{n} R_u = \frac{1.0}{2} \times 5,863.47$	2,932 kN

※ R_a : 말뚝의 허용연직압축지지력, n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; $n=2$)

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 (지지력추정식 ; $\gamma=1.0$)

R_u : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력, $R_u = q_d + U \cdot \sum l_i \cdot f_i = 5,863.47\ kN$

q_d : 말뚝 선단 지반의 극한지지력, 연암 ; $q_d = \alpha \cdot q_u \cdot A = 4,550\ kN$ ($\alpha = 0.35$)

q_u : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도, $q_u = 100,000\ kN/m^2$

A : 말뚝의 선단면적, $A = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} \times 0.4064^2 = 0.130\ m^2$

U : 말뚝의 둘레길이, $U = \pi D = \pi \times 0.4064 = 1.277\ m$

l_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께

f_i : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력 (타입말뚝, 사질토 ; $f_i = 2N \leq 100$)

지 층	층두께, $l_i(m)$	N	$f_i(kN/m^2)$	$l_i \cdot f_i(kN/m)$
모래	25.84	17	34	878.56
자갈	1.50	50	100	150.00
연암	0.26	50	-	-
			$\sum l_i \cdot f_i =$	1,028.56

② 말뚝의 허용연직인발지지력(P_a)

구 분	계산과정	결 과
P_a	$= \frac{1}{n} P_u + W = \frac{1}{3} \times 1,313.47$	438 kN

※ P_a : 말뚝의 허용연직인발지지력, n : 안전율 (지진시 ; $n=3$)

P_u : 말뚝의 극한인발력, $P_u = U \cdot \sum l_i \cdot f_i = 1.277 \times 1,028.56 = 1,313.47\ kN$

W : 말뚝의 유효중량 (강관말뚝의 경우 고려하지 않는다.)

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(K_V)

구 분	계산과정	결 과
K_V	$= a \cdot \dfrac{A_p \cdot E_p}{L} = 1.68 \times \dfrac{9{,}912 \times 210{,}000}{27{,}600}$	$126{,}724\ kN/m$

※ $a = 0.014 \times \dfrac{L}{d_o} + 0.72 = 0.014 \times \dfrac{27{,}600}{402.4} + 0.72 = 1.68$ (타입말뚝)

d_o : 강관의 부식(2 mm)을 고려한 지름, $d_o = 406.4 - 2 \times 2 = 402.4\ mm$

A_p : 말뚝의 순단면적, $A_p = \dfrac{\pi(d_o^2 - d_i^2)}{4} = \dfrac{\pi(402.4^2 - 386.4^2)}{4} = 9{,}912\ mm^2$

E_p : 말뚝의 탄성계수, $E_p = 210{,}000\ N/mm^2$

L : 말뚝 길이, $L = 27{,}600\ mm$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수(K_H : K_1, K_2, K_3, K_4)

구 분	계산과정	결 과
K_1	$= 4EI\beta^3 = 4 \times 210{,}000{,}000 \times 0.000193 \times 0.7892^3$	$79{,}614\ kN/m$
K_2	$= 2EI\beta^2 = 2 \times 210{,}000{,}000 \times 0.000193 \times 0.7892^2$	$50{,}439\ kN/rad$
K_3	$= 2EI\beta^2 = 2 \times 210{,}000{,}000 \times 0.000193 \times 0.7892^2$	$50{,}439\ kN \cdot m/m$
K_4	$= 2EI\beta = 2 \times 210{,}000{,}000 \times 0.000193 \times 0.7892$	$63{,}911\ kN \cdot m/rad$

※ $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{k_h \cdot D}{4E_pI_p}} = \sqrt[4]{\dfrac{154{,}601 \times 0.4064}{4 \times 210{,}000{,}000 \times 0.0001928143}} = 0.7892\ m^{-1}$

$k_h = k_{h0}\left(\dfrac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = 317{,}333 \times \left(\dfrac{0.7826}{0.3}\right)^{-3/4} = 154{,}601\ kN/m^3$

$k_{h0} = \dfrac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = \dfrac{1}{0.3} \times 2 \times 47{,}600 = 317{,}333\ kN/m^3$ (지진시, $\alpha = 2$)

$E_0 = 2{,}800N = 2{,}800 \times 17 = 47{,}600\ kN/m^2$ ($1/\beta$깊이에서의 $N = 17$)

$B_H = \sqrt{\dfrac{D}{\beta}} = \sqrt{\dfrac{0.4064}{0.6636}} = 0.7826\ m$ ($\beta_{상시}$ 적용)

$\beta_{상시} = \sqrt[29]{\dfrac{(\alpha \cdot E_0)^8 \cdot D^5}{0.3^2 \cdot 2^{16} \cdot (E_pI_p)^8}}$

$= \sqrt[29]{\dfrac{(1 \times 47{,}600)^8 \times 0.4064^5}{0.3^2 \times 2^{16} \times (210{,}000{,}000 \times 0.000193)^8}} = 0.6636\ m^{-1}$

말뚝의 탄성계수, $E_p = 210{,}000{,}000\ kN/m^2$

말뚝의 단면 2차모멘트, $I_p = \dfrac{\pi(d_o^4 - d_i^4)}{64} = \dfrac{\pi(0.4024^4 - 0.3864^4)}{64} = 0.000193\ m^4$

$d_i = D - 2t = 0.4064 - 2 \times 0.01 = 0.3864\ m$

(c) 기초의 두께 검토

말뚝기초의 기초는 부재로서 필요한 두께를 만족함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 만족해야한다. 기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

① 기초의 강체 취급여부 결정

구 분	계산과정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	$0.204 \times 1.9 = 0.387 \leq 1.0$	강체 취급

※ $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} = \sqrt[4]{\dfrac{3 \times 88{,}003}{26{,}114{,}693 \times 1.8^3}} = 0.204\ m^{-1}$

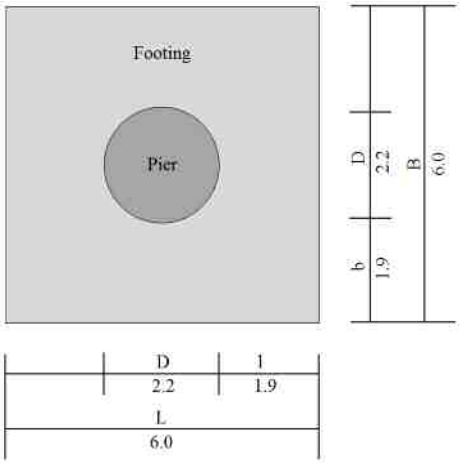
$k = k_p = K_V \cdot \dfrac{m \cdot n}{B \cdot L} = 126{,}724 \times \dfrac{5 \times 5}{6 \times 6} = 88{,}003\ kN/m^3$ (m, n : 교축, 교직방향 말뚝수)

$E = E_c = 8{,}500\sqrt[3]{f_u} = 8{,}500\sqrt[3]{f_{ck}+8} = 8{,}500\sqrt[3]{21+8} = 26{,}114.693\ MPa = 26{,}114{,}693\ kN/m^2$

$h = 1.8\ m$ (h : 직접기초의 두께)

$\lambda = \mathrm{Max}[\mathrm{l}, \mathrm{b}] = \mathrm{Max}[1.9, 1.9]$
$= 1.9\ m$

λ : 직접기초 환산 돌출길이



(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량(δ_x, δ_y, α) 산정

구 분	계산과정	결 과
교축	$A_{xx}\,\delta_x + A_{xy}\,\delta_y - A_{x\alpha}\,\alpha = \ V = 10{,}685$ $A_{yx}\,\delta_x + A_{yy}\,\delta_y + A_{y\alpha}\,\alpha = \ H_B = 2{,}532$ $A_{\alpha x}\,\delta_x + A_{\alpha y}\,\delta_y + A_{\alpha\alpha}\,\alpha = \ M_B = 21{,}018$	$\delta_x = 0.002717\ m$ $\delta_y = 0.003372\ m$ $\alpha = 0.130623\ ^\circ = 0.002280\ rad$
교직	$A_{xx}\,\delta_x + A_{xy}\,\delta_y - A_{x\alpha}\,\alpha = \ V = 10{,}685$ $A_{yx}\,\delta_x + A_{yy}\,\delta_y + A_{y\alpha}\,\alpha = \ H_L = 1{,}960$ $A_{\alpha x}\,\delta_x + A_{\alpha y}\,\delta_y + A_{\alpha\alpha}\,\alpha = \ M_L = 19{,}987$	$\delta_x = 0.002340\ m$ $\delta_y = 0.003372\ m$ $\alpha = 0.122577\ ^\circ = 0.002139\ rad$

※ 3원 연립방정식의 각 계수는 다음 식을 따른다.

$$A_{xx} = \sum\left(K_1\cos^2\theta_i + K_V\sin^2\theta_i\right)$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \sum\left(K_V - K_1\right)\sin\theta_i\cos\theta_i$$

$$A_{x\alpha} = A_{\alpha x} = \sum\left[\left(K_V - K_1\right)x_i\sin\theta_i\cos\theta_i - K_2\cos\theta_i\right]$$

$$A_{yy} = \sum\left(K_V\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)$$

$$A_{y\alpha} = A_{\alpha y} = \sum\left[\left(K_V\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right]$$

$$A_{\alpha\alpha} = \sum\left[\left(K_V\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right]$$

구 분	1열	2열	3열	4열	5열	$\sum$
n	5	5	5	5	5	25
θ			0			-
x_i	-2.4	-1.2	0	1.2	2.4	-
A_{xx}	398,068	398,068	398,068	398,068	398,068	1,990,340
A_{xy}, A_{yx}	0	0	0	0	0	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	-252,196	-252,196	-252,196	-252,196	-252,196	-1,260,980
A_{yy}	633,620	633,620	633,620	633,620	633,620	3,168,100
$A_{y\alpha}$	-1,520,688	-760,344	0	760,344	1,520,688	0
$A_{\alpha\alpha}$	3,969,206	1,231,968	319,555	1,231,968	3,969,206	10,721,903

② 말뚝머리의 변위량 산정

구 분		1열	2열	3열	4열	5열
교축	$\delta_{xi}(m)$	0.002717				
	$\delta_{yi}(m)$	-0.002099	0.000637	0.003372	0.006108	0.008844
교직	$\delta_{xi}(m)$	0.002340				
	$\delta_{yi}(m)$	-0.001762	0.000805	0.003372	0.005940	0.008507

※ $\delta_{xi} = \delta_x\cos\theta_i - \left(\delta_y + \alpha x_i\right)\sin\theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_x\sin\theta_i + \left(\delta_y + \alpha x_i\right)\cos\theta_i$

③ 말뚝머리의 반력 산정

구 분		1열	2열	3열	4열	5열
교축	$P_{Ni}(kN)$	-266	81	427	774	1,121
	$P_{Hi}(kN)$	101				
	$M_{ti}(kN{\cdot}m)$	9				
교직	$P_{Ni}(kN)$	-223	102	427	753	1,078
	$P_{Hi}(kN)$	78				
	$M_{ti}(kN{\cdot}m)$	19				

※ $P_{Ni} = K_V \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \delta_{xi} - K_2 \alpha$

$M_{ti} = -K_3 \delta_{xi} + K_4 \alpha$

④ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		계산값		허용값	비 고
교축	수평변위	2.717 mm	<	15 mm	O.K
	연직압축지지력	1,121 kN	<	2,932 kN	O.K
	연직인발지지력	266 kN	<	438 kN	O.K
교직	수평변위	2.340 mm	<	15 mm	O.K
	연직압축지지력	1,078 kN	<	2,932 kN	O.K
	연직인발지지력	223 kN	<	438 kN	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량(δ_a)은 $0.01D$로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500 mm이하인 경우에는 $\delta_a = 15\ mm$를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝 5열의 변위 및 부재력

구분	깊이, $x(m)$	변위, $y(mm)$	모멘트, $M(kN{\cdot}m)$		전단력, $S(kN)$
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.0(0.0L)	2.372526	8.68	0.00	-101.29
2	2.8(0.1L)	-0.137344	-11.69	-11.93	14.69
3	5.5(0.2L)	-0.012672	1.40	1.54	-0.60
4	8.3(0.3L)	0.003399	-0.03	-0.05	-0.11
5	11.0(0.4L)	-0.000277	-0.01	-0.01	0.02
6	13.8(0.5L)	-0.000008	0.00	0.00	0.00
7	16.6(0.6L)	0.000005	0.00	0.00	0.00
8	19.3(0.7L)	0.000000	0.00	0.00	0.00
9	22.1(0.8L)	0.000000	0.00	0.00	0.00
10	24.8(0.9L)	0.000000	0.00	0.00	0.00
11	27.6(1.0L)	0.000000	0.00	0.00	0.00

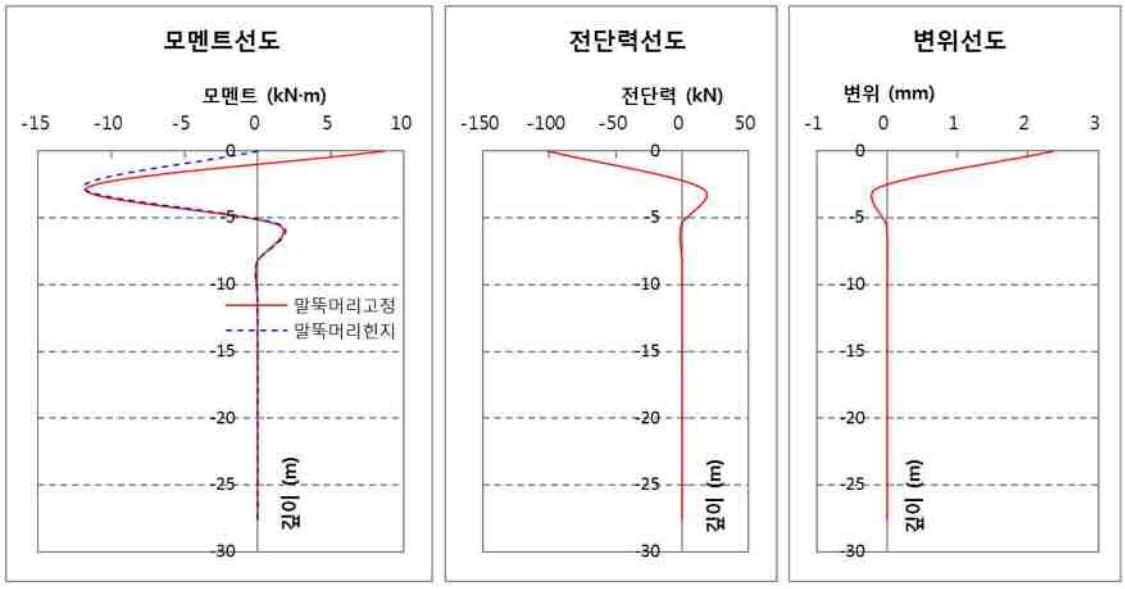
※ $y = \dfrac{P_{H,i}}{2EI\beta^3} e^{-\beta x}\left[(1+\beta h_0)\cos\beta x - \beta h_0 \sin\beta x\right]$

$M_{고정} = -\dfrac{P_{H,i}}{\beta} e^{-\beta x}\left[\beta h_0 \cdot \cos\beta x + (1+\beta h_0)\sin\beta x\right]$, $M_{힌지} = -\dfrac{P_{H,i}}{\beta} e^{-\beta x} \cdot \sin\beta x$

$S = -P_{H,i} e^{-\beta x}\left[\cos\beta x - (1+2\beta h_0)\sin\beta x\right]$

$P_{H,5열} = 101\ kN,\ \beta = 0.7892\ m^{-1},\ h_0 = \dfrac{M_{t,5열}}{P_{H,5열}} = \dfrac{-9}{101} = -89\ mm$

② 말뚝 5열의 변위 및 부재력 선도



③ 말뚝 5열의 응력 검토

구 분	계산과정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = \frac{1}{\beta} tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}$	1,087 mm
	$M_{mf} = -\frac{P_{H,5열}}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1} \cdot e^{-\beta l_{mf}}$	-35.98 $kN{\cdot}m$
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \frac{\pi}{4\beta}$	995 mm
	$M_{mh} = -0.3224\frac{P_{H,5열}}{\beta}$	-41.38 $kN{\cdot}m$
응력검토를 위한 말뚝머리 최대 부재력	$M_{\max} = \max[\lvert M_{고정}\rvert, \lvert M_{힌지}\rvert, \lvert M_{mf}\rvert, \lvert M_{mh}\rvert]$	41.38 $kN{\cdot}m$
	$S_{\max} = \lvert S \rvert$	101.29 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = \frac{P_{N,5열}}{A_p} - M_{\max}\left(\frac{D}{2I}\right) < 0 \Rightarrow 0 < 210$	O.K
	$f_c = \frac{P_{N,5열}}{A_p} + M_{\max}\left(\frac{D}{2I}\right) = 156.67 < 210$	O.K
	$f_s = \frac{S_{\max}}{A_p} = 10.22 < 120$	O.K

※ l_{mf}, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이
M_{mf}, M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기
f_t : 말뚝의 최대 인장응력, f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력, $f_{ta} = 210$ MPa
f_c : 말뚝의 최대 압축응력, f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력, $f_{ca} = 210$ MPa
f_s : 말뚝의 최대 전단응력, f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력, $f_{sa} = 120$ MPa

ii) 교축직각방향

① 말뚝 5열의 변위 및 부재력

구분	깊이, $x(m)$	변위, $y(mm)$	모멘트, $M(kN{\cdot}m)$		전단력, $S(kN)$
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.0(0.0L)	1.598397	18.70	0.00	-78.39
2	2.8(0.1L)	-0.068830	-8.71	-9.24	9.61
3	5.5(0.2L)	-0.011601	0.89	1.19	-0.24
4	8.3(0.3L)	0.002382	0.00	-0.04	-0.09
5	11.0(0.4L)	-0.000159	-0.01	-0.01	0.02
6	13.8(0.5L)	-0.000010	0.00	0.00	0.00
7	16.6(0.6L)	0.000003	0.00	0.00	0.00
8	19.3(0.7L)	0.000000	0.00	0.00	0.00
9	22.1(0.8L)	0.000000	0.00	0.00	0.00
10	24.8(0.9L)	0.000000	0.00	0.00	0.00
11	27.6(1.0L)	0.000000	0.00	0.00	0.00

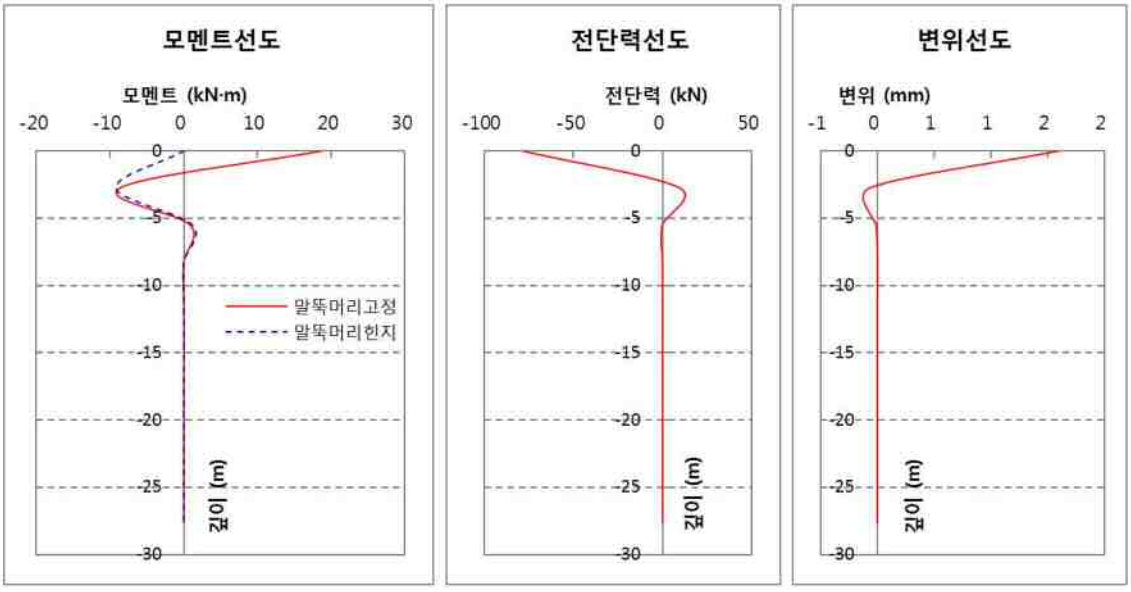
※ $y=\dfrac{P_{Hi}}{2EI\beta^3}e^{-\beta x}\left[(1+\beta h_0)\cos\beta x-\beta h_0\sin\beta x\right]$

$M_{고정}=-\dfrac{P_{Hi}}{\beta}e^{-\beta x}\left[\beta h_0\cdot\cos\beta x+(1+\beta h_0)\sin\beta x\right],\ M_{힌지}=-\dfrac{P_{Hi}}{\beta}e^{-\beta x}\cdot\sin\beta x$

$S=-P_{Hi}e^{-\beta x}\left[\cos\beta x-(1+2\beta h_0)\sin\beta x\right]$

$P_{H,5열}=78\ kN,\ \beta=0.7892\ m^{-1},\ h_0=\dfrac{M_{t,5열}}{P_{H,5열}}=\dfrac{-19}{78}=-239\ mm$

② 말뚝 5열의 변위 및 부재력 선도



③ 말뚝 5열의 응력 검토

구 분	계산과정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = \frac{1}{\beta} tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}$	1,284 mm
	$M_{mf} = -\frac{P_{H,5열}}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1} \cdot e^{-\beta l_{mf}}$	-21.24 $kN{\cdot}m$
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \frac{\pi}{4\beta}$	995 mm
	$M_{mh} = -0.3224\frac{P_{H,5열}}{\beta}$	-32.02 $kN{\cdot}m$
응력검토를 위한 말뚝머리 최대 부재력	$M_{\max} = \max[\lvert M_{고정}\rvert, \lvert M_{힌지}\rvert, \lvert M_{mf}\rvert, \lvert M_{mh}\rvert]$	32.02 $kN{\cdot}m$
	$S_{\max} = \lvert S \rvert$	78.39 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = \frac{P_{H,5열}}{A_p} - M_{\max}\left(\frac{D}{2I}\right) < 0 \Rightarrow 0 \ < 210$	O.K
	$f_c = \frac{P_{H,5열}}{A_p} + M_{\max}\left(\frac{D}{2I}\right) = 142.50 < 210$	O.K
	$f_s = \frac{S_{\max}}{A_p} = 7.91 < 120$	O.K

※ l_{mf}, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf}, M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력, f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력, $f_{ta} = 210$ MPa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력, f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력, $f_{ca} = 210$ MPa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력, f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력, $f_{sa} = 120$ MPa

2) 단면 평가

(a) 교축방향

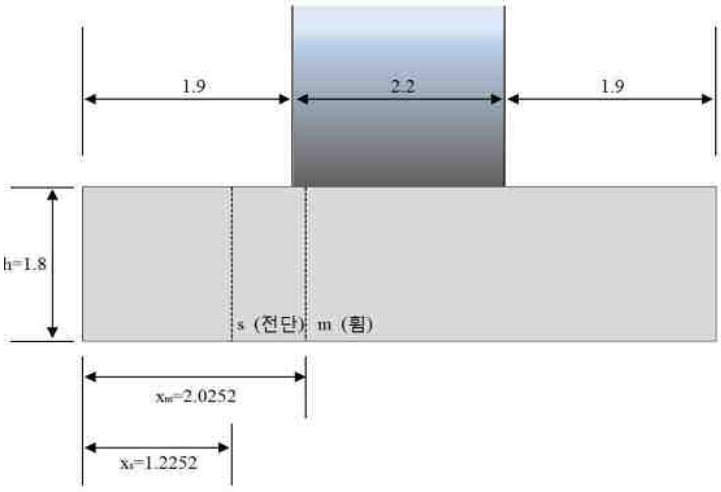
① 위험단면 결정

구 분	계산과정	결 과
휨	$x_m = 1.9 + \frac{2-1.9497}{2}$	$2.0252\ m$
전단	$x_s = x_m - \frac{d}{2} = 2.0252 - \frac{1.6}{2}$	$1.2252\ m$

※ 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 직접기초의 휨에 대한 위험단면은 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급하여 결정한다. ($A_g = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 2.2^2}{4} = B^2 \Rightarrow B = 1.9497\ m$)

2방향작용의 전단에 대한 위험단면은 집중하중이나 반력을 받는 구역에서 $d/2$ 거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정한다. (d : 유효깊이)

② 기초의 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계산과정			결 과
	P_{Ni}		n	
$R_{①}$	-266	×	5	$-1,330\ kN$
$R_{②}$	81	×	5	$403\ kN$
$R_{③}$	427	×	5	$2,137\ kN$
$R_{④}$	774	×	5	$3,870\ kN$
$R_{⑤}$	1,121	×	5	$5,604\ kN$

④ 단면력 산정

구 분	계산과정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{b,\,기초} = h \cdot x_m \cdot B \cdot \gamma_c \cdot \dfrac{x_m}{2} = 1.8 \times 2.0252 \times 6 \times 25 \times \dfrac{2.0252}{2}$	$554\ kN \cdot m$
	$V_{b,\,기초} = h \cdot x_s \cdot B \cdot \gamma_c = 1.8 \times 1.225 \times 6 \times 25$	$331\ kN$
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{b,\,말뚝} = R_{⑤} \cdot x_{⑤} + R_{④} \cdot x_{④}$ $= 5{,}604 \times (2.0252 - 0.6) + 3{,}870 \times (2.0252 - 0.6 - 1.2)$	$8{,}857\ kN \cdot m$
	$V_{b,\,말뚝} = R_{⑤}$	$5{,}604\ kN$
기초의 단면력	$M_u = M_{b,\,말뚝} - M_{b,\,기초} = 8{,}857 - 554$	$8{,}303\ kN \cdot m$
	$V_u = V_{b,\,말뚝} - V_{b,\,기초} = 5{,}604 - 331$	$5{,}273\ kN$

⑤ 단면력 검토

구 분	계산과정	결 과
휨	$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \dfrac{a}{2}\right) = 1.0 \times 37{,}902 \times 300 \times \left(1{,}600 - \dfrac{107}{2}\right)$ $= 17{,}584{,}632{,}900\ N \cdot mm = 17{,}585\ kN \cdot m > 8{,}304(M_u)$	O.K
전단	$\phi \cdot V_n = \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s = 7{,}332 + 1{,}440 = 8{,}772 > 5{,}273(V_u)$	O.K

※ D29-59EA ; $A_s = 642.4 \times 59 = 37{,}902\ mm^2$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$f_{ck} = 21\ MPa$, $f_y = 300\ MPa$, $b = 6{,}000\ mm$, $d = 1{,}600\ mm$, $a = \dfrac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \dfrac{37{,}902 \times 300}{0.85 \times 21 \times 6{,}000} = 107\ mm$

D16-12EA ; $A_v = 2{,}400\ mm^2$, $s = 800\ mm$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \dfrac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1.0 \times \dfrac{1}{6} \times \sqrt{21} \times 6{,}000 \times 1{,}600 = 7{,}332\ kN$

$\phi \cdot V_s = \dfrac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \dfrac{1.0 \times 2{,}400 \times 300 \times 1{,}600}{800} = 1{,}440\ kN$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 결정

정방형 기초이므로 교축직각방향의 위험단면은 교축방향의 위험단면과 동일하다.

② 말뚝의 반력

구 분	계산과정			결 과
	P_{Ni}		n	
$R_{①}$	-223	$\times$	5	$-1{,}117\ kN$
$R_{②}$	102	$\times$	5	$510\ kN$
$R_{③}$	427	$\times$	5	$2{,}137\ kN$
$R_{④}$	753	$\times$	5	$3{,}763\ kN$
$R_{⑤}$	1,078	$\times$	5	$5{,}390\ kN$

③ 단면력 산정

구 분	계산과정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{b,\,기초} = h \cdot x_m \cdot B \cdot \gamma_c \cdot \frac{x_m}{2} = 1.8 \times 2.0252 \times 6 \times 25 \times \frac{2.0252}{2}$	$554\ kN \cdot m$
	$V_{b,\,기초} = h \cdot x_s \cdot B \cdot \gamma_c = 1.8 \times 1.225 \times 6 \times 25$	$331\ kN$
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{b,\,말뚝} = R_{⑤} \cdot x_{⑤} + R_{④} \cdot x_{④}$ $= 5{,}390 \times (2.0252 - 0.6) + 3{,}763 \times (2.0252 - 0.6 - 1.2)$	$8{,}529\ kN \cdot m$
	$V_{b,\,말뚝} = R_{⑤}$	$5{,}390\ kN$
기초의 단면력	$M_u = V_{b,\,말뚝} - V_{b,\,기초} = 5{,}390 - 331$	$5{,}059\ kN$
	$V_u = M_{b,\,말뚝} - M_{b,\,기초} = 8{,}529 - 554$	$7{,}975\ kN \cdot m$

④ 단면력 검토

구 분	계산과정	결 과
휨	$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0 \times 37,902 \times 300 \times \left(1,600 - \frac{107}{2}\right)$ $= 17,584,632,900\ N \cdot mm = 17,585\ kN \cdot m > 5,059(M_u)$	O.K
전단	$\phi \cdot V_n = \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s = 7,332 + 1,440 = 8,772 > 7,975(V_u)$	O.K

※ D29-59EA ; $A_s = 642.4 \times 59 = 37,902\ mm^2$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$f_{ck} = 21\ MPa$, $f_y = 300\ MPa$, $b = 6,000\ mm$, $d = 1,600\ mm$, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{37,902 \times 300}{0.85 \times 21 \times 6,000} = 107\ mm$

D16-12EA ; $A_v = 2,400\ mm^2$, $s = 800\ mm$, $\phi = 1.0$ (지진시)

$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1.0 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{21} \times 6,000 \times 1,600 = 7,332\ kN$

$\phi \cdot V_s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{1.0 \times 2,400 \times 300 \times 1,600}{800} = 1,440\ kN$

3. 케이슨기초

가. 일반사항

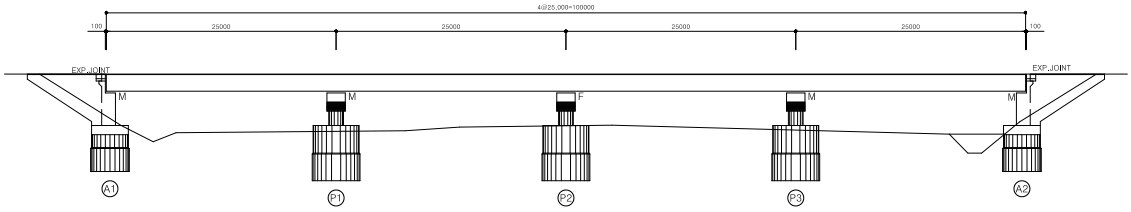
내진성능평가 대상구조물은 국내 지진구역 I (경북-○○)에 위치한 도로교로서 대상구조물의 제원 및 지반조건은 다음과 같다.

1) 교량의 제원

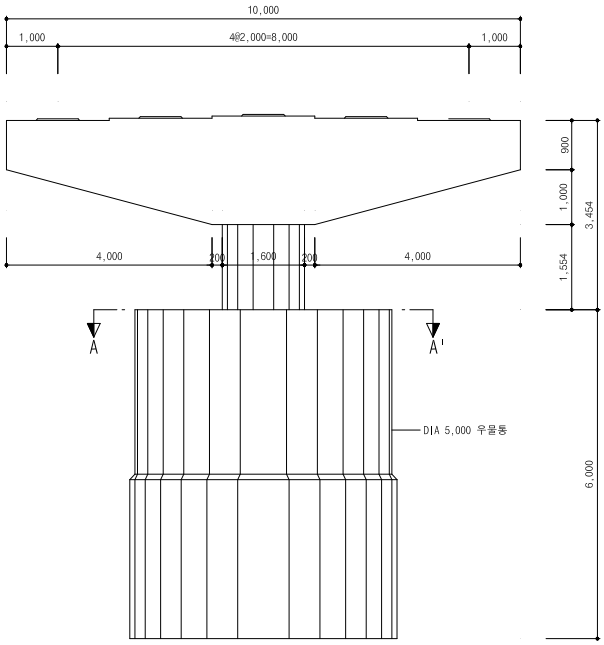
① 일반사항

구 분				단 위	내 용	비고
상부구조		형식		-	PSCI교	
		연장		m	4@25.0 = 100.0	
		폭원		m	10.0	
		사각/곡률반경		-	0° / -	
하부구조	교각	형식		-	T형	
		고정단		-	P2	
	기초	종류		-	케이슨기초	
		형상 및 제원		m	원형 / ϕ5.0×H6.0	
		단위중량 (γ_c)	덮개콘크리트	kN/m^3	25.0	
			구체콘크리트		25.0	
			충진콘크리트		23.5	
			수중콘크리트		23.5	
		콘크리트 탄성계수(E_c)		MPa	26,115	
		콘크리트 압축강도(f_{ck})		MPa	21	
		철근 항복강도(f_y)		MPa	300	

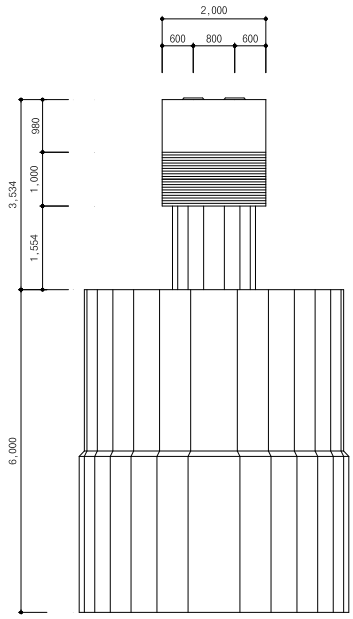
② 종단면도



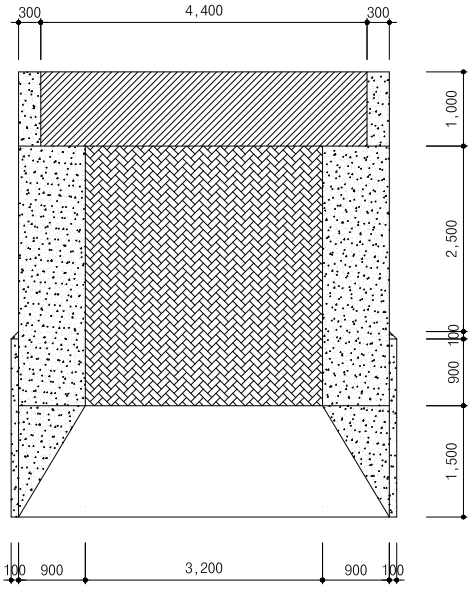
③ P2 일반도



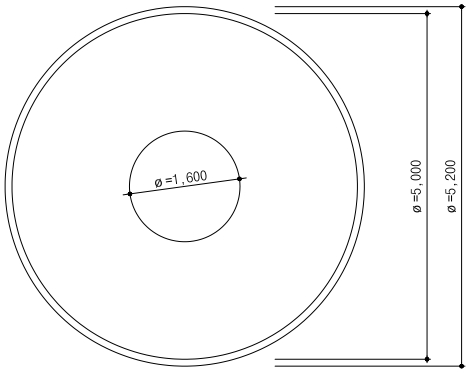
정면도



측면도



케이슨 A-A′ 단면도



케이슨 평면도

④ P2의 단면강도

구 분	$F_y(kN)$	$F_u(kN)$	$M_y(kN{\cdot}m)$	$M_u(kN{\cdot}m)$	비 고
교축방향	2,285	2,327	7,894	8,039	$M-\phi$ 해석결과
교축직각방향	1,610	1,639	7,894	8,040	

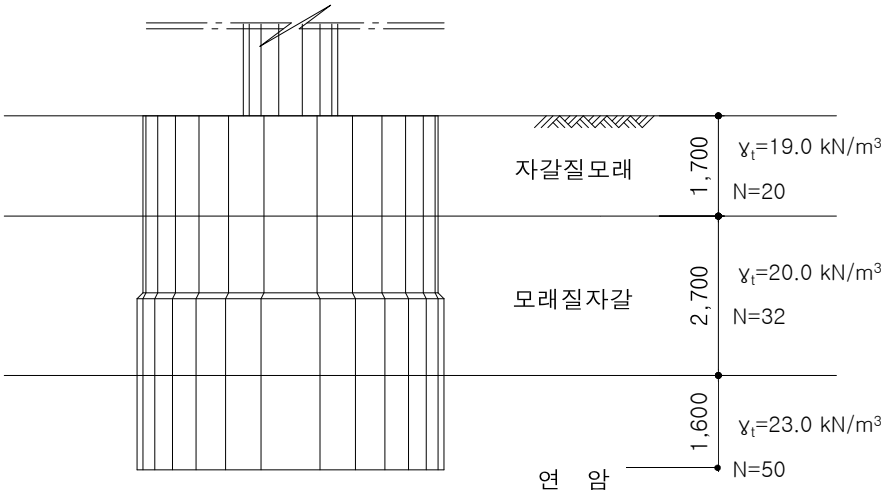
※ 단면강도 산정방법은 “기존 시설물(교량) 내진성능평가 및 향상요령” 참조

2) 지반조건

① P2 기초 지반조건

구 분		단 위	내 용	비고
기초의 근입깊이(D_f)		m	6.0	
상재토 높이		m	0	
자갈질모래	층두께	m	1.7	
	단위중량(γ_1)	kN/m^3	19.0	
	N값	-	20	
모래질자갈	층두께	m	2.7	
	단위중량(γ_2)	kN/m^3	20.0	
	N값	-	32	
연 암	단위중량(γ_3)	kN/m^3	23.0	
	N값	-	50	
	점착력(c)	kN/m^2	0	

② P2의 기초주변 지반상태

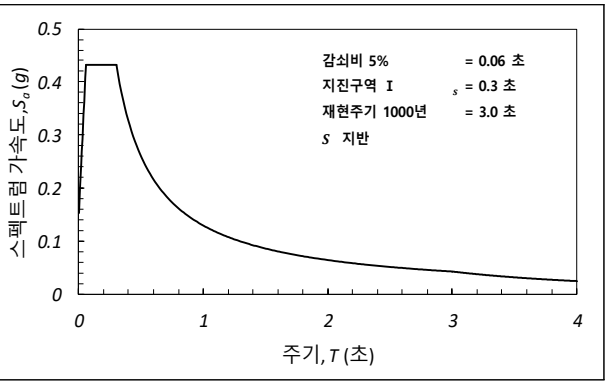


나. 구조물의 지진해석

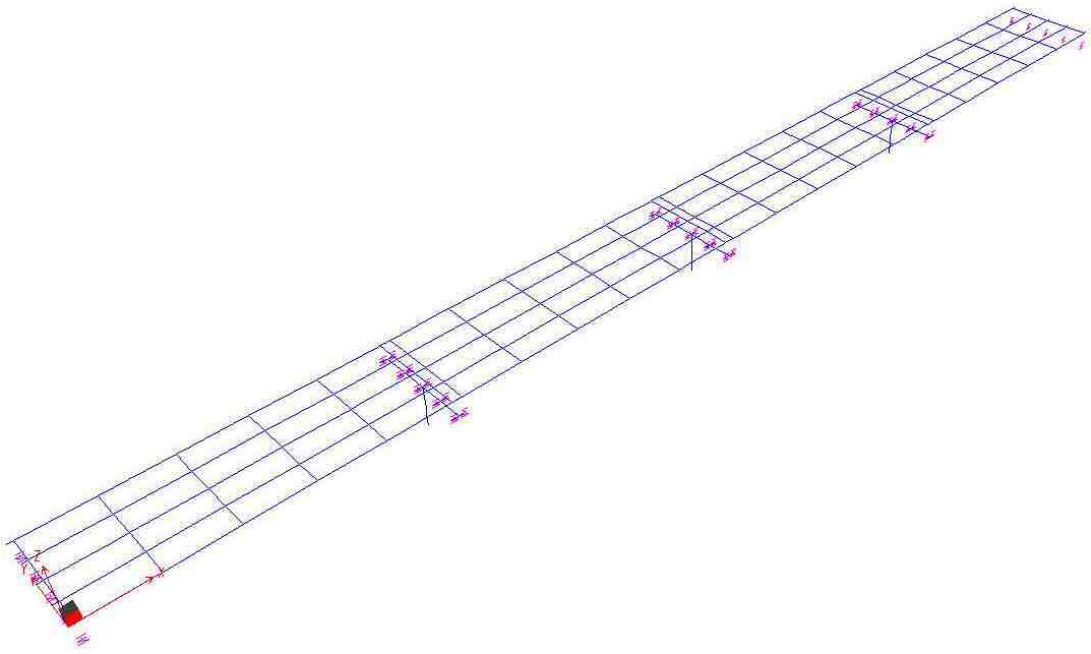
1) 해석 개요

① 지진해석 조건 및 입력 설계응답스펙트럼

구 분	내진해석 조건
내진등급	내진 I 등급교
지진구역계수	0.11 (지진구역 I)
위험도계수	$I = 1.4$
가속도계수	$S = 0.11 \times 1.4 = 0.154$
지반종류	S_1 지반
고유치해석방법	Ritz Vectors



② 구조해석 모델



경계조건	받침	NL Link
	교각하단	Fix
사용프로그램		유한요소해석프로그램
해석방법		다중모드 스펙트럼 해석

2) 해석결과

① P2 기둥하단의 복합모드 해석결과

부재력	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
축력(kN)	4,809			
전단력(kN)	5,981	0	0	1,334
모멘트($kN{\cdot}m$)	20,535	0	0	6,747

※ $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향의 응답
$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 교축직각방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향의 응답

3) 조합지진력 산정

① P2 기둥하단의 하중경우별 해석결과(30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1 ($com1$)		하중경우 2 ($com2$)	
	$[F_E^L]_{com1}$	$[F_E^T]_{com1}$	$[F_E^L]_{com2}$	$[F_E^T]_{com2}$
축력(kN)	4,809			
전단력(kN)	5,981	400	1,794	1,334
모멘트($kN{\cdot}m$)	20,535	2,024	6,160	6,747

※ $[F_E^L]_{com1} = 1.0 \times [F_E^L]_L + 0.3 \times [F_E^L]_T$, $[F_E^T]_{com1} = 1.0 \times [F_E^T]_L + 0.3 \times [F_E^T]_T$
$[F_E^L]_{com2} = 0.3 \times [F_E^L]_L + 1.0 \times [F_E^L]_T$, $[F_E^T]_{com2} = 0.3 \times [F_E^T]_L + 1.0 \times [F_E^T]_T$

② P2 기둥하단의 조합지진력

부재력	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$
축력, $P(kN)$	4,809	
전단력, $[V_E]_{comb}(kN)$	5,981	1,334
모멘트, $[M_E]_{comb}(kN{\cdot}m)$	20,535	6,747

※ 교축방향 조합지진력, $[F_E^L]_{comb} = Max\left[[F_E^L]_{com1}, [F_E^L]_{com2}\right]$
교축직각방향 조합지진력, $[F_E^T]_{comb} = Max\left[[F_E^T]_{com1}, [F_E^T]_{com2}\right]$

다. 하중 산정

1) P2 기둥하단의 지진력 산정

기초 평가시 기둥하단의 작용력은 교각의 단면강도와 교각하단부 조합지진력 중 작은값으로 한다.

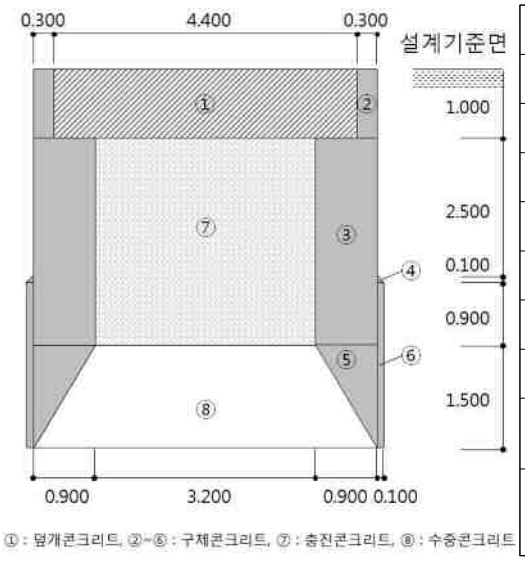
① 교축방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$N = 4{,}809 \times 1$(P2 기둥하단 축력×기둥 개수)	4,809 kN
수평력	$H = 2{,}327 \times 1$(P2 기둥하단 수평력×기둥 개수)	2,327 kN
모멘트	$M = 8{,}039 \times 1$(P2 기둥하단 모멘트×기둥 개수)	8,039 $kN{\cdot}m$
※ 기둥하단부 수평력(기둥당) : $Min\left[F_u^L,\ \left[V_E^L\right]_{comb}\right] = Min[2327,\ 5981] = 2{,}327\ kN$ 기둥하단부 모멘트(기둥당) : $Min\left[M_u^L,\ \left[M_E^L\right]_{comb}\right] = Min[8039,\ 20535] = 8{,}039\ kN{\cdot}m$		

② 교축직각방향

구 분	계산과정	결 과
연직력	$N = 4{,}809 \times 1$(P2 기둥하단 축력×기둥 개수)	4,809 kN
수평력	$H = 1{,}334 \times 1$(P2 기둥하단 수평력×기둥 개수)	1,334 kN
모멘트	$M = 6{,}747 \times 1$(P2 기둥하단 모멘트×기둥 개수)	6,747 $kN{\cdot}m$
※ 기둥하단부 수평력(기둥당) : $Min\left[F_u^T,\ \left[V_E^T\right]_{comb}\right] = Min[1639,\ 1334] = 1{,}334\ kN$ 기둥하단부 모멘트(기둥당) : $Min\left[M_u^T,\ \left[M_E^T\right]_{comb}\right] = Min[8040,\ 6747] = 6{,}747 kN{\cdot}m$		

2) 케이슨의 자중(부력 고려) 계산



구분	계산과정	결 과
①	$\pi/4 \times 4.4^2 \times 1.0 \times 15$	228.080 kN
②	$\pi/4 \times (5.0^2 - 4.4^2) \times 1.0 \times 15$	66.445 kN
③	$\pi/4 \times (5.0^2 - 3.2^2) \times 3.5 \times 15$	608.605 kN
④	$(\pi/4 \times (5.2^2 - 5.0^2) \times 0.1 \times 15) \times 1/2$	1.202 kN
⑤	$(\pi/4 \times (5.0^2 - 3.2^2) \times 1.5 \times 15) \times 1/2$	130.415 kN
⑥	$\pi/4 \times (5.2^2 - 5.0^2) \times 2.4 \times 15$	57.680 kN
⑦	$\pi/4 \times 3.2^2 \times 3.5 \times 13.5$	380.007 kN
⑧	$(\pi/4 \times 5.0^2 \times 1.5 \times 13.5) - (\pi/4 \times (5.0^2 - 3.2^2) \times 1.5 \times 13.5) \times 1/2$	280.234 kN
자중		1,753 kN

라. 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 지반반력계수 산정

① 연직방향 지반반력계수(k_V)

구 분	계산과정	결 과
k_V	$= k_{V0}\left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-3/4} = 933,333 \times \left(\frac{5}{0.3}\right)^{-3/4}$	$113,149\ kN/m^3$

※ $k_{V0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 140,000 = 933,333\ kN/m^3$ (지진시 $\alpha = 2$)

$E_0 = 2,800N = 2,800 \times 50 = 140,000\ kN/m^2$ ($N = 50$: 케이슨 저면의 표준관입시험 N값)

기초의 환산재하폭, $B_V = 5.0\ m$ (저면형상이 원형인 경우 지름으로 한다.)

② 수평방향 지반반력계수(k_H)

구 분	계산과정	결 과
k_H	$= k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = 672,000 \times \left(\frac{5.477}{0.3}\right)^{-3/4}$	$76,086\ kN/m^3$
k_s	$= \lambda k_V = \frac{1}{3} \times 113,149$	$37,716\ kN/m^3$

※ $k_{H0} = \frac{1.2}{0.3}\alpha E_0 = \frac{1.2}{0.3} \times 2 \times 84,000 = 672,000\ kN/m^3$ (지진시 $\alpha = 2$)

$E_0 = 2,800N = 2,800 \times 30 = 84,000\ kN/m^2$ ($N = 30$: 케이슨 옆면의 평균 N값)

$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{5.0 \times 6.0} = 5.477\ m$

k_s : 수평방향 전단지반반력계수

λ : 수직방향 지반반력계수에 대한 수평방향 전단 지반반력계수의 비 (1/3 ~ 1/4의 값 사용)

③ 기초의 강체 취급여부 결정

구 분	계산과정	결 과
$\beta \cdot l$	$0.10438 \times 6.0 = 0.626 \le 1.0$	강체 취급

※ 기초를 강체로 취급할 경우 탄성체로서의 수평변위량은 조사하지 않는다.

$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{76,086 \times 5.0}{4 \times 26,115,000 \times 30.680}} = 0.10438\ m^{-1}$

$E = 8,500\sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \times \sqrt[3]{21+8} = 26,115MPa = 26,115,000\ kN/m^2$

$I = \frac{\pi}{64}D^4 = \frac{\pi}{64} \times 5.0^4 = 30.680\ m^4$

(b) 케이슨 저면의 연직지반반력 산정

① 케이슨 저면의 교축방향 연직지반반력 산정

구 분	계산과정	결 과
교축	$q_{\max} = k_V \cdot \theta \cdot d = 113,149 \times 0.00248293 \times 3.545$(삼각형 분포)	$q = 0.996\ MPa$

※ 케이슨의 회전각, $\theta = \dfrac{MK_1 + HK_2}{K_1K_3 - K_2^2} = \dfrac{8,039 \times 1,702,710 + 2,327 \times 7,933,691}{1,702,710 \times 44,571,160 - 7,933,691^2} = 0.00248293\ rad$

케이슨의 회전중심 깊이, $h = \dfrac{MK_2 + HK_3}{MK_1 + HK_2} = \dfrac{8,039 \times 7,933,691 + 2,327 \times 44,571,160}{8,039 \times 1,702,710 + 2,327 \times 7,933,710} = 5.210\ m$

$K_1 = 2b\left[\frac{1}{2}k_H l\right] + k_s \cdot A' = 5 \times \left[\frac{1}{2} \times 76,086 \times 6.0\right] + 37,716 \times 14.886 = 1,702,710\ kN/m$

$K_2 = 2b\left[\frac{1}{3}k_H l^2\right] + k_s \cdot A' \cdot l = 5 \times \left[\frac{1}{3} \times 76,086 \times 6.0^2\right] + 37,716 \times 14.886 \times 6.0 = 7,933,691\ kN$

$K_3 = 2b\left[\frac{1}{4}k_H l^3\right] + k_s \cdot A' \cdot l^2 + \frac{4}{3}k_V \cdot a^4 \cdot \nu_2$

$= 5 \times \left[\frac{1}{4} \times 76,086 \times 6.0^3\right] + 37,716 \times 14.886 \times 6.0^2 + \frac{4}{3} \times 113,149 \times 2.5^4 \times 0.648 = 44,571,160\ kN \cdot m$

기초 측면폭, $2a = 5\ m$, 기초 저면폭, $2b = 5\ m$

$\nu_2 = \frac{2}{3}sin^3\beta \cdot \cos\beta + \frac{1}{4}(\pi - \beta) + \frac{1}{16}sin4\beta = 0.648$

β : $V + w \cdot l - U = k_V \cdot a^3 \cdot \theta \cdot \nu_1$를 만족하도록 결정한다. $\beta = 1.140\ rad$

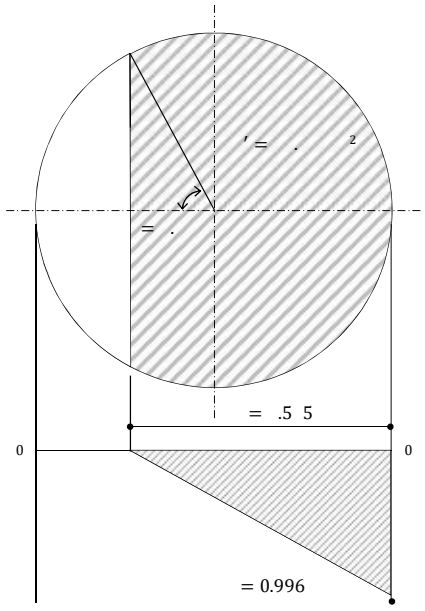
$wl - U = 1,753\ kN$ (부력을 고려한 케이슨의 자중)

$\nu_1 = \frac{2}{3}sin^3\beta + \sin\beta \cdot \cos^2\beta + (\pi - \beta)\cos\beta = 1.495$

부상을 일으키지 않는 케이슨의 유효저면의 면적, $A' = a^2(\pi - \beta + \sin\beta \cdot \cos\beta) = 14.886\ m^2$

부상을 일으키지 않는 케이슨의 저면반력폭, $d = a(1 + \cos\beta) = 3.545\ m$

② 케이슨의 교축방향 유효저면적 및 연직지반반력 분포도



③ 케이슨 저면의 교축직각방향 연직지반반력 산정

구 분	계산과정	결 과
교직	$q_{\max} = k_V \cdot \theta \cdot d = 113,149 \times 0.00153059 \times 4.408$(삼각형 분포)	$q = 0.766\ MPa$

※ 케이슨의 회전각, $\theta = \dfrac{MK_1 + HK_2}{K_1K_3 - K_2^2} = \dfrac{6,747 \times 1,832,487 + 1,334 \times 8,712,352}{1,832,487 \times 49,948,654 - 8,712,352^2} = 0.00153509\ rad$

케이슨의 회전중심 깊이, $h = \dfrac{MK_2 + HK_3}{MK_1 + HK_2} = \dfrac{6,747 \times 8,712,487 + 1,334 \times 49,948,654}{6,747 \times 1,832,487 + 1,334 \times 8,712,487} = 5.229\ m$

$K_1 = 2b\left[\dfrac{1}{2}k_H l\right] + k_s \cdot A' = 5 \times \left[\dfrac{1}{2} \times 76,086 \times 6.0\right] + 37,716 \times 18.326 = 1,832,487\ kN/m$

$K_2 = 2b\left[\dfrac{1}{3}k_H l^2\right] + k_s \cdot A' \cdot l = 5 \times \left[\dfrac{1}{3} \times 76,086 \times 6.0^2\right] + 37,716 \times 18.326 \times 6.0 = 8,712,352\ kN$

$K_3 = 2b\left[\dfrac{1}{4}k_H l^3\right] + k_s \cdot A' \cdot l^2 + \dfrac{4}{3}k_V \cdot a^4 \cdot \nu_2$

$= 5 \times \left[\dfrac{1}{4} \times 76,086 \times 6.0^3\right] + 37,716 \times 18.326 \times 6.0^2 + \dfrac{4}{3} \times 113,149 \times 2.5^4 \times 0.767 = 49,948,654\ kN{\cdot}m$

기초 측면폭, $2a = 5\ m$, 기초 저면폭, $2b = 5\ m$

$\nu_2 = \dfrac{2}{3}sin^3\beta \cdot \cos\beta + \dfrac{1}{4}(\pi - \beta) + \dfrac{1}{16}sin4\beta = 0.767$

β : $V + w \cdot l - U = k_V \cdot a^3 \cdot \theta \cdot \nu_1$를 만족하도록 결정한다. $\beta = 0.703\ rad$

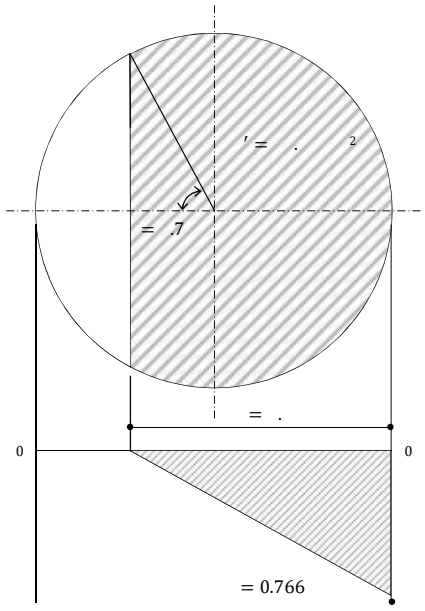
$wl - U = 1,753\ kN$ (부력을 고려한 케이슨의 자중)

$\nu_1 = \dfrac{2}{3}sin^3\beta + \sin\beta \cdot \cos^2\beta + (\pi - \beta)\cos\beta = 2.418$

부상을 일으키지 않는 케이슨의 유효저면의 면적, $A' = a^2(\pi - \beta + \sin\beta \cdot \cos\beta) = 18.326\ m^2$

부상을 일으키지 않는 케이슨의 저면반력폭, $d = a(1 + \cos\beta) = 4.408\ m$

④ 케이슨의 교축직각방향 유효저면적 및 연직지반반력 분포도



(c) 연직지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력(q_d) 산정

구 분	계산과정	결 과
q_d	$= \alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2}\beta \cdot \gamma_1 \cdot B_c \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$ $= \frac{1}{2} \times 0.6 \times 13 \times 5 \times 105 + 10 \times 6 \times 82$	6.968 MPa

※ 케이슨 저면의 형상계수, $\alpha = 1.3$, $\beta = 0.6$ (저면의 형상이 원형일 경우)
케이슨 저면 하부지반(연암)의 점착력, $c = 0$
케이슨 저면 하부지반(연암)의 수중단위중량, $\gamma_1 = 23 - 10 = 13\ kN/m^3$
케이슨 저면 상부지반의 평균 수중단위중량, $\gamma_2 = 20 - 10 = 10\ kN/m^3$
케이슨 저면 상부지반의 평균 단위중량, $\gamma_{avg} = 20.4 \fallingdotseq 20\ kN/m^3$
케이슨의 폭, $B_c = 5\ m$, 케이슨의 유효근입깊이, $D_f = 6\ m$
$\phi = 50^\circ$; $N_c = 94$, $N_q = 82$, $N_\gamma = 105$

② 허용지지력(q_a) 산정

구 분	계산과정	결 과
q_a	$\leq \frac{1}{n} q_d = \frac{1}{2} q_d = \frac{1}{2} \times 6.968$	3.484 MPa

※ $n = 2$ (지진시 안전율)

③ 연직지지력에 대한 안정성 검토

구 분	검토과정	결 과
교축	$q = 0.996\ MPa \quad < \quad q_a = 3.484\ MPa$	O.K
교직	$q = 0.766\ MPa \quad < \quad q_a = 3.484\ MPa$	O.K

(d) 활동에 대한 안정성 검토

① 케이슨 저면의 전단저항력 산정

구 분	계산과정	결 과
H_u	$= c_B \cdot A' + V_B \cdot \tan\phi_B = (4{,}809 + 1{,}753) \times 0.6$	3,937 kN
H_a	$= H_u / n = 3{,}937/1.2$	3,281 kN

※ H_u : 케이슨 저면의 전단저항력

마찰각, $\tan\phi_B = 0.6$, 부착력, $c_B = 0$ (케이슨 저면의 지반이 암일 경우)

$V_B = V + w \cdot l - U$: 케이슨 바닥에 작용하는 연직하중으로 부력을 뺀 값

H_a : 케이슨 저면의 허용전단저항력

$n = 1.2$ (지진시 안전율)

② 케이슨 저면의 전단지반반력 산정

구 분	계산과정	결 과
교축	$R_L = k_s(h-l)\theta A' = 37{,}716 \times (5.210 - 6) \times 0.00248293 \times 14.886$	$-1{,}101$ kN
교직	$R_T = k_s(h-l)\theta A' = 37{,}716 \times (5.229 - 6) \times 0.00153509 \times 18.326$	-818 kN

③ 활동에 대한 안정성 검토

구 분	검토과정	결 과
교축	$\lvert R_L \rvert = 1{,}101$ kN $<$ $H_a = 3{,}281$ kN	O.K
교직	$\lvert R_T \rvert = 818$ kN $<$ $H_a = 3{,}281$ kN	O.K

(e) 케이슨 전면의 수평지지력에 대한 안정성 검토

① 케이슨 전면의 지진시 수동토압계수(K_{PE}) 산정

구 분	계산과정	결 과
K_{PE}	$= \dfrac{\cos^2\phi}{\cos\delta_E\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta_E)\cdot\sin(\phi+\alpha)}{\cos\delta_E\cdot\cos\alpha}}\right]^2}$ $= \dfrac{\cos^2 36.21}{\cos(-6.04)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(36.21-(-6.04))\cdot\sin 36.21}{\cos(-6.04)}}\right]^2}$	4.834

※ $\phi = 15+\sqrt{15N} = 15+\sqrt{15\times 30} = 36.21^\circ$ ($N=30$: 케이슨 옆면의 평균 N값)
지진시 케이슨 벽면과 흙의 마찰각, $\delta_E = -\phi/6 = -36.21/6 = -6.04^\circ$
지표면과 수평면이 이루는 각, $\alpha = 0$

② 케이슨 전면의 허용수평지지력 산정

구 분		계산과정	결 과
교축	$y=h/2$	$p_p = 4.834\times(20-10)\times 5.210/2 = 0.126\ MPa$ $p_a = 0.126/1.1$	0.114 MPa
	$y=l$	$p_p = 4.834\times(20-10)\times 6 = 0.290\ MPa$ $p_a = 0.290/1.1$	0.264 MPa
교직	$y=h/2$	$p_p = 4.834\times(20-10)\times 5.229/2 = 0.126\ MPa$ $p_a = 0.126/1.1$	0.115 MPa
	$y=l$	$p_p = 4.834\times(20-10)\times 6 = 0.290\ MPa$ $p_a = 0.290/1.1$	0.264 MPa

※ 케이슨 전면의 수동토압, $p_p = K_{PE}\cdot\gamma\cdot y + 2c\sqrt{K_{PE}}$
케이슨 전면의 허용수평지지력, $p_a = p_p/n = p_p/1.1$, $n=1.1$ (지진시 안전율)

③ 케이슨 전면의 최대지반반력 산정

구 분		계산과정	결 과
교축	$y=h/2$	$p_1=\dfrac{k_H \cdot h^2}{4l}\theta=\dfrac{76,086\times5.210^2}{4\times6}\times0.00248293\times0.8$	$0.171\ MPa$
	$y=l$	$p_2=k_H(h-l)\theta=76,086\times(5.210-6)\times0.00248293\times0.8$	$-0.119\ MPa$
교직	$y=h/2$	$p_1=\dfrac{k_H \cdot h^2}{4l}\theta=\dfrac{76,086\times5.229^2}{4\times6}\times0.00153509\times0.8$	$0.106\ MPa$
	$y=l$	$p_2=k_H(h-l)\theta=76,086\times(5.229-6)\times0.00153509\times0.8$	$-0.072\ MPa$

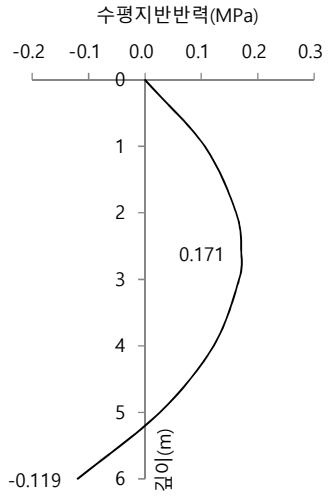
※ 케이슨 전면의 수평지반반력, $p_y=k_H\dfrac{y}{l}(h-y)\theta$

측면 전단지반반력 분담분 고려(20% 감소)

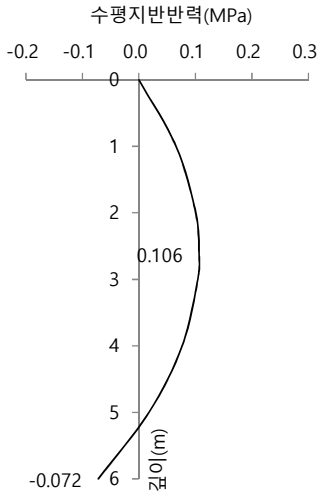
④ 케이슨 전면의 수평지지력에 대한 안정성 검토

구 분		계산과정	결 과
교축	$y=h/2$	$p_1=0.171 \quad > \quad p_a=0.114$	N.G
	$y=l$	$\lvert p_2\rvert=0.119 \quad < \quad p_a=0.264$	O.K
교직	$y=h/2$	$p_1=0.106 \quad < \quad p_a=0.115$	O.K
	$y=l$	$\lvert p_2\rvert=0.072 \quad < \quad p_a=0.264$	O.K

⑤ 케이슨 전면의 수평지반반력 분포도



교축방향



교축직각방향

4. 교대

가. 일반사항

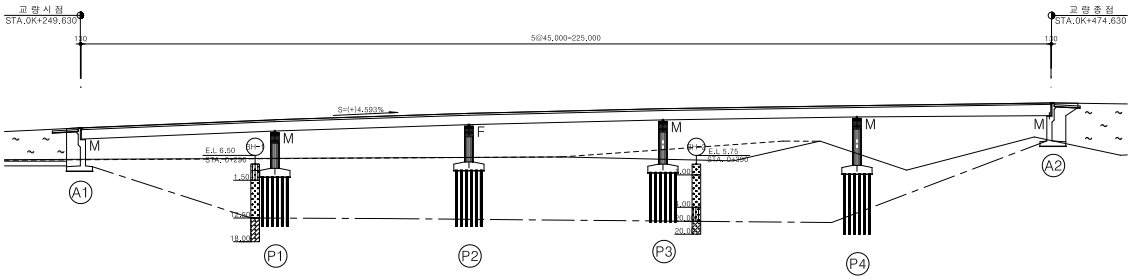
내진성능평가 대상구조물은 국내 지진구역 I (충남-○○)에 위치한 도로교로서 대상구조물의 제원 및 지반조건은 다음과 같다.

1) 교량의 제원

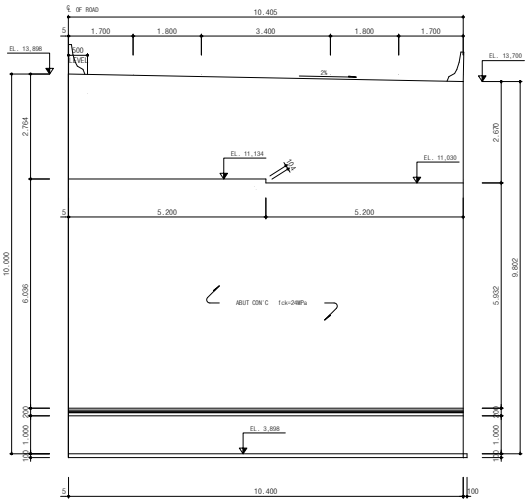
① 일반사항

구 분			단 위	내 용	비고
상부구조		형식	-	STB교	
		연장	m	5@45.0 = 225.0	
		폭원	m	10.400	
		사각/곡률반경	-	0° / -	
하부구조	교각	형식	-	T형	
		고정단	-	P2	
		기초 종류	-	강관말뚝기초	
	교대	형식	-	역T형	
		폭	m	10.4	
		높이	m	10.0	
		단위중량(γ_c)	kN/m^3	25.0	
		탄성계수(E_c)	MPa	26,986	
		콘크리트 압축강도(f_{ck})	MPa	24	
		탄성계수(E_s)	MPa	200,000	
		철근 항복강도(f_y)	MPa	300	
		받침 종류	-	포트받침 / 일방향(교축) 가동단	
		받침 개수	EA	4	
	교대기초	종류	-	직접기초	
		형상 및 제원	m	장방형 / B10.4×L6.0×H1.2	

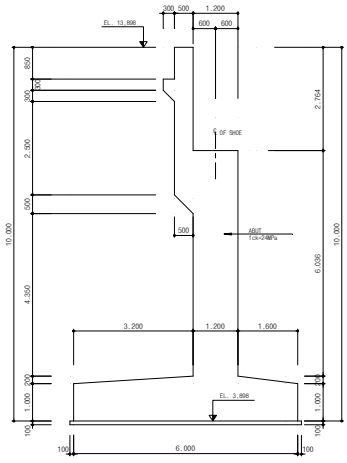
② 종단면도



③ A1 일반도

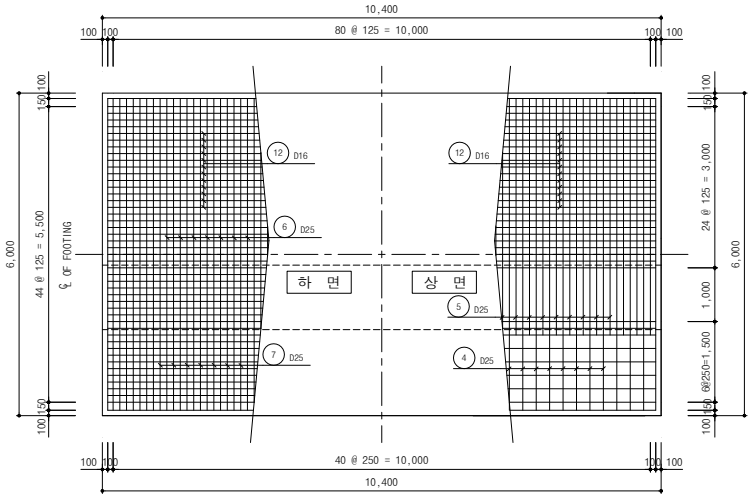


정면도

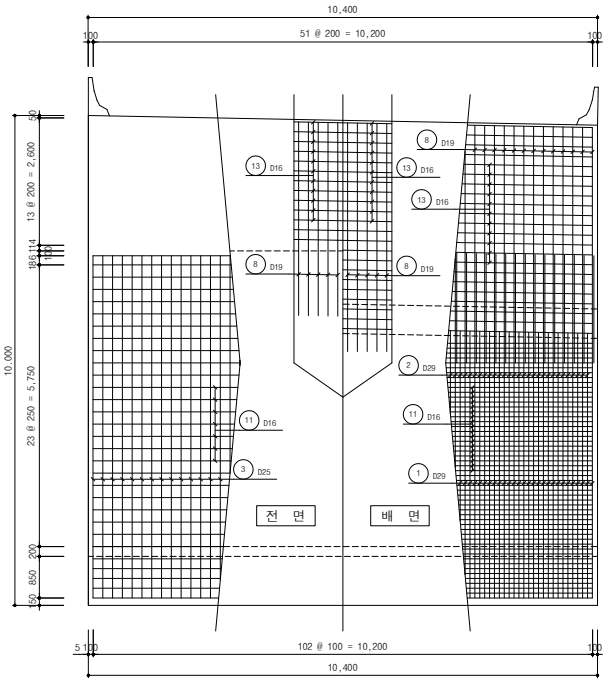


측면도

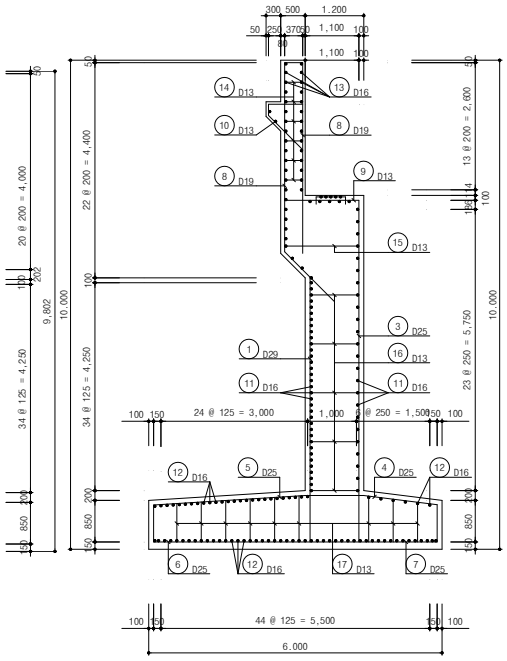
④ A1 배근도



기초평면도


10,400
51 @ 200 = 10,200
13 @ 200 = 2,600
23 @ 250 = 5,750
10,000
102 @ 100 = 10,200
10,400
전 면
배 면

정면도


22 @ 200 = 4,400
20 @ 200 = 4,000
34 @ 125 = 4,250
24 @ 125 = 3,000
44 @ 125 = 5,500
6,000
10,000
9,802

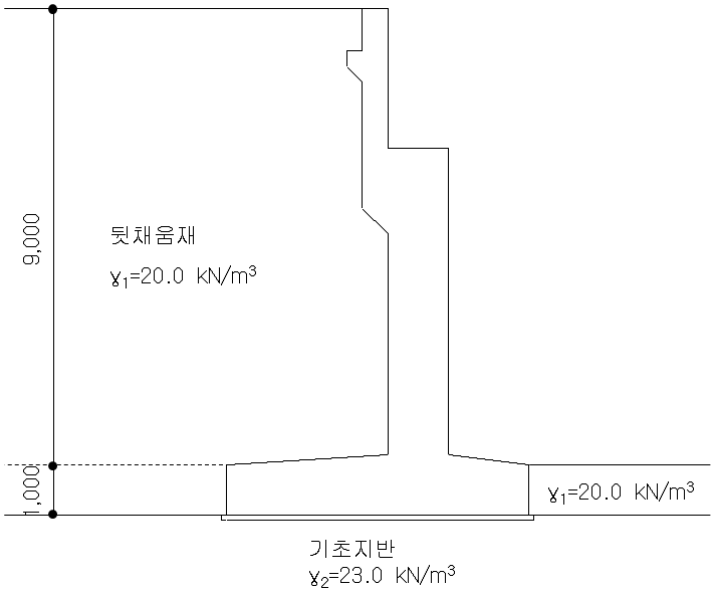
측면도

2) 지반조건

① A1 지반조건

구 분		단 위	내 용	비고
뒷채움재	단위중량(γ_1)	kN/m^3	20.0	
	내부마찰각(ϕ_1)	°	35	
기초지반	단위중량(γ_2)	kN/m^3	23.0	
	내부마찰각(ϕ_2)	°	35	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m^2	900	

② A1의 기초주변 지반상태

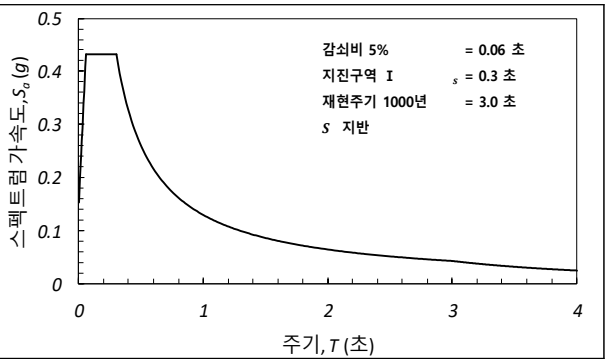


나. 구조해석

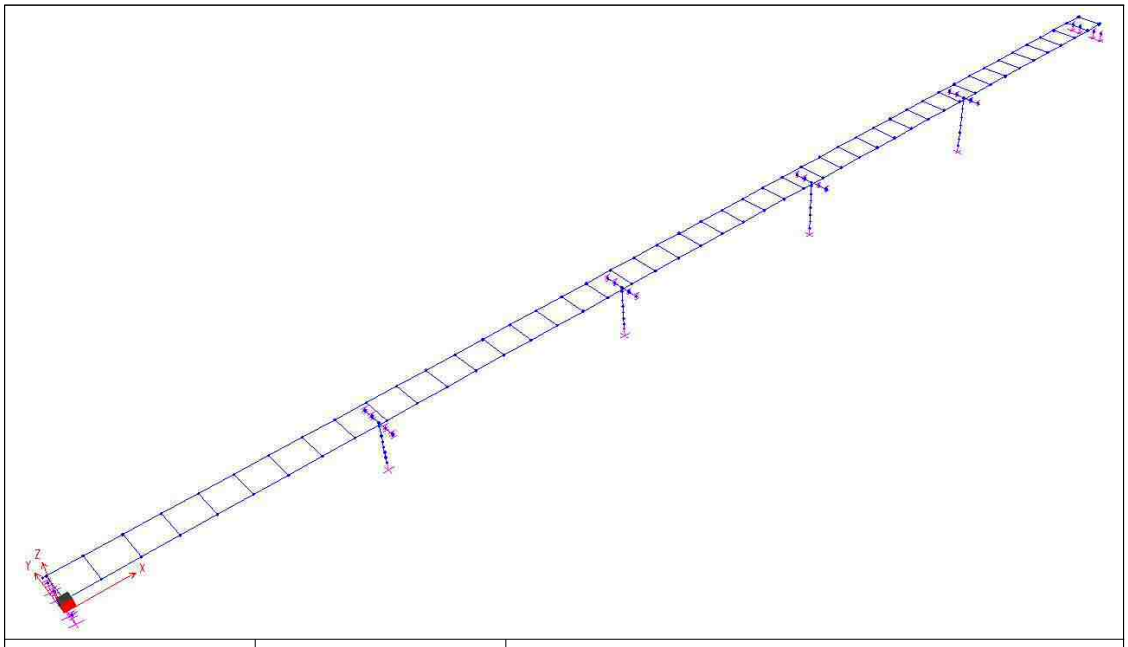
1) 해석 개요

① 지진해석 조건 및 입력 설계응답스펙트럼

구 분	내진해석 조건
내진등급	내진 I 등급교
지진구역계수	0.11 (지진구역 I)
위험도계수	$I=1.4$
가속도계수	$S=0.11\times1.4=0.154$
지반종류	S_1 지반
고유치해석방법	Ritz Vectors



② 구조해석 모델



경계조건	받침	NL Link
	교각하단	Fix
사용프로그램		유한요소해석프로그램
해석방법		다중모드 스펙트럼 해석

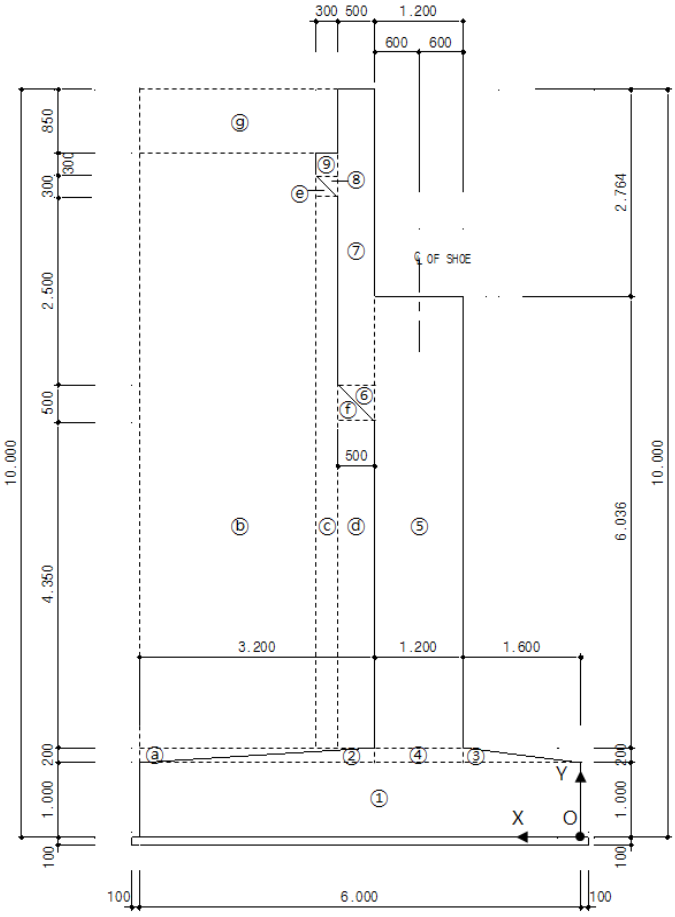
③ 복합모드 해석결과(A1 받침)

받침		1	2	3	4	계
연직반력(kN)		587	587	587	587	2,348
수평력 (kN)	교축	0	0	0	0	0
	교직	0	0	464	0	464

다. 하중 산정(단위길이당)

1) 자중 및 관성력(기준 : 원점 O) 산정

① 교대 측면구역



② 개별하중 산정

구 분	번 호	체 적, $A_i(m^3)$			단위중량, γ (kN/m^3)	수직력, V_i (kN)	수평력, H_i (kN)
교대 구체	①	6.0×1.0	=	6.000	25	150.000	11.550
	②	0.5×3.2×0.2	=	0.320		8.000	0.616
	③	0.5×1.6×0.2	=	0.160		4.000	0.308
	④	1.2×0.2	=	0.240		6.000	0.462
	⑤	1.2×6.036	=	7.243		181.080	13.943
	⑥	0.5×0.5×0.5	=	0.125		3.125	0.241
	⑦	0.5×3.95	=	1.975		49.375	3.802
	⑧	0.5×0.3×0.3	=	0.045		1.125	0.087
	⑨	0.3×0.3	=	0.090		2.250	0.173
	소계		=	16.198		404.955	31.182

뒷채 움재	ⓐ	0.5×3.2×0.2	=	0.320	20	6.400	0.493
	ⓑ	2.4×7.95	=	19.080		381.600	29.383
	ⓒ	0.3×7.35	=	2.205		44.100	3.396
	ⓓ	0.5×4.35	=	2.175		43.500	3.350
	ⓔ	0.5×0.3×0.3	=	0.045		0.900	0.069
	ⓕ	0.5×0.5×0.5	=	0.125		2.500	0.193
	ⓖ	2.7×0.85	=	2.295		45.900	3.534
	소계		=	26.245		524.900	40.417
총 계						929.855	71.599

※ 수평력(지진시 관성력) $H_i = k_h \times V_i$ (수평지진계수, $k_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

③ 모멘트 산정

구 분	번 호	팔길이		모멘트	
		수평, $X_i(m)$	수직, $Y_i(m)$	M_{X_i}, $(kN{\cdot}m)$	M_{Y_i}, $(kN{\cdot}m)$
교대 구체	①	3.000	0.500	450.000	5.775
	②	3.867	1.067	30.936	0.657
	③	1.067	1.067	4.268	0.329
	④	2.200	1.100	13.200	0.508
	⑤	2.200	4.218	398.376	58.812
	⑥	4.467	5.883	13.959	1.416
	⑦	3.050	8.025	150.594	30.510
	⑧	3.400	8.750	3.825	0.758
	⑨	3.450	9.000	7.763	1.559
	소계			1,072.921	100.324
뒷채 움재	ⓐ	4.933	1.333	31.571	0.657
	ⓑ	4.800	5.175	1,831.680	152.058
	ⓒ	3.450	4.875	152.145	16.554
	ⓓ	3.050	3.375	132.675	11.305
	ⓔ	3.500	8.650	3.150	0.599
	ⓕ	3.133	5.717	7.833	1.101
	ⓖ	4.650	9.575	213.435	33.841
	소계			2,372.489	216.114
총 계				3,445.409	316.439

2) 배면토압 산정

① 지진시 주동토압계수(Mononobe-Okabe) 산정

구 분	계산과정	결과
K_{AE}	$= \dfrac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cdot\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\beta+\delta+\theta)\cdot\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$	0.314

※ ϕ : 뒷채움재의 내부마찰각, $\phi=35^\circ$
α : 지표면과 수평면이 이루는 각, $\alpha=0$
β : 벽배면과 연직면이 이루는 각, $\beta=0$
δ : 벽배면과 뒷채움재 사이의 벽면마찰각, $\delta=0$
θ : $\tan^{-1}[k_h/(1-k_v)]=4.403^\circ$, ($k_h=0.5A=0.5\times0.154=0.077$, $k_v=0$)
단, 안정 및 단면검토 시 지반정수의 값은 동일하다.

② 안정검토시 토압 산정

구 분	계산과정	결 과
P_{AE}	$=\dfrac{1}{2}\cdot\gamma_1\cdot H^2\cdot K_{AE}=\dfrac{1}{2}\times20.0\times10^2\times1\times0.314$	313.811 kN

※ 안정검토시에는 기초하면을 기준으로 한다. $\therefore H=10.0\,m$
지진시 토압작용높이, $y=H/2=5.0\,m$

③ 단면검토시 토압 산정

구 분	계산과정	결 과
P_{AE}	$=\dfrac{1}{2}\cdot\gamma_1\cdot H^2\cdot K_{AE}=\dfrac{1}{2}\times20.0\times8.8^2\times1\times0.314$	243.015 kN

※ 단면검토시에는 기초상면을 기준으로 한다. $\therefore H=10.0-1.2=8.8\,m$
토압작용높이, $y=H/2=4.4\,m$

3) 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

① 상재하중에 의한 연직력 산정

구 분	계산과정	결 과
P_l	$=q_l\times B_{q_l}=10.0\times2.7$	27.000 kN

※ 뒷채움 지표면의 상재하중, $q_l=10.0\ kN/m$
상재하중 분포 길이, $B_{q_l}=2.7\ m$
상재하중 작용위치, $X=4.650\ m$

4) 상부구조에 의한 하중 산정

① 상부 고정하중에 의한 A1 교량받침의 연직반력(R)

받침	1	2	3	4	계
연직반력(kN)	587	587	587	587	2,348

※ R : 가동단을 가지는 해당 하부구조에 작용하는 상부구조의 고정하중에 의한 연직반력

② 단위길이당 연직반력(R_u) 산정

구 분	계산과정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut}/\sin(90-\theta)) = 2{,}348 \div (10.4/\sin 90^\circ)$	$225.769\ kN/m$

※ B_{abut} : 교대 총폭, $B_{abut} = 10.4\ m$
θ : 교량의 경사각, $\theta = 0$

③ 가동단 하부구조에 작용하는 관성력(F_M) 산정

구 분	계산과정	결 과
F_M	$= k_h \cdot R_u = 0.077 \times 225.769$	$17.384\ kN/m$

※ F_M : 가동단을 가지는 하부구조에 작용하는 관성력, $F_M = f_s \cdot R_u$
단, $f_s \cdot R_u \le k_h \cdot R_u$ ($f_s = 0.15 > 0.077 = k_h$이므로 $F_M = k_h \cdot R_u$ 적용)
f_s : 가동받침의 마찰계수, $f_s = 0.15$

라. 기초의 두께 검토

기초는 부재로서 필요한 두께를 만족함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 만족해야한다. 기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

① 기초의 강체 취급여부 결정

구 분	계산과정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	$0.268 \times 3.0 = 0.804 \leq 1.0$	강체 취급

※ $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} = \sqrt[4]{\dfrac{3 \times 80{,}294}{26{,}986{,}000 \times 1.2^3}} = 0.268 m^{-1}$

$k = k_v = k_{v0} \cdot \left(\dfrac{\sqrt{A_V}}{0.3} \right)^{-3/4} = 933{,}333 \times \left(\dfrac{\sqrt{10.4 \times 6.0}}{0.3} \right)^{-3/4} = 80{,}294\ kN/m^3$

$k_{v0} = \dfrac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = \dfrac{1}{0.3} \times 2 \times 140{,}000 = 933{,}333\ kN/m^3$ (지진시 $\alpha = 2$)

$E_0 = 2{,}800N = 140{,}000\ kN/m^2$ (N : 기초저면 표준관입시험 N값, $N = 50$)

$E = E_c = 8{,}500 \sqrt[3]{f_u} = 8{,}500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8{,}500 \sqrt[3]{24 + 8} = 26{,}986\ MPa$

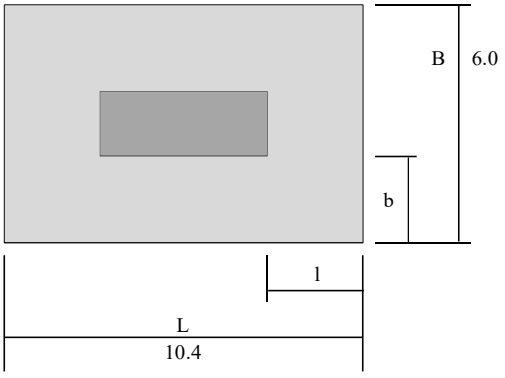
$h = 1.2\ m$ (h : 기초의 두께)

$\lambda = Max[l, b] = Max[0, 3.0] = 3.0 m$

λ : 직접기초 환산 돌출길이

$l = 0\ m$ (벽확대기초)

$b \geq B/2$일 때 ; $b = B/2 = 3.0\ m$



마. 내진성능평가

1) 안정성 검토

① 지진시 작용하중 산정

구 분	수직력 (kN)	수평력 (kN)	작용거리(m)		모멘트($kN{\cdot}m$)	
			X	Y	M_r	M_o
교대구체	404.955	31.182	–	–	1,072.921	100.324
뒷채움재	524.900	40.417	–	–	2,372.489	216.114
배면토압	–	313.811	–	5.000	–	1,569.053
연직반력	225.769	–	2.200	–	496.692	–
관성력	–	17.384	–	7.236	–	125.791
하중조합	1,156	403			3,942	2,011

※ 하중조합 : 고정하중+토압+지진의 영향

② 전도에 대한 안정 검토

구 분	계산과정	결 과
안전율	$\frac{M_r}{M_o} = \frac{3,942}{2,011} = 1.960 \geq 1.5$	O.K
허용폭	$e = \frac{B}{2} - \frac{(M_r - M_o)}{V} = \frac{6}{2} - \frac{(3,942 - 2,011)}{1,156} = 1.330 < 2 = \frac{B}{3}$	O.K

③ 활동에 대한 안정 검토

구 분	계산과정	결 과
안전율	$\frac{H_u}{H} = \frac{693}{403} = 1.721 \geq 1.20$	O.K

※ H_c : 기초저면과 지반 사이에 작용하는 전단 저항력, $H_c = c_B{\cdot}A' + V{\cdot}\tan\phi_B = 693.371\ kN$

H : 기초저면에 작용하는 수평력

c_B : 기초저면과 지반과의 부착력, $c_B = 0$

V : 기초저면에 작용하는 연직하중

ϕ_B : 기초저면과 지반과의 마찰각, $\tan\phi_B = 0.6$

④ 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

  $B_f' = B_f - 2e_L = 6 - 2 \times 1.330 = 3.340\ m$

- 기초의 근입깊이, $D_f = 1.0\ m$
- 근입지반의 단위중량, $\gamma_1 = 20.0\ kN/m^3$
- 지지지반의 단위중량, $\gamma_2 = 23.0\ kN/m^3$
- 지지지반의 점착력, $c = 0$
- 지지지반의 내부마찰각, $\phi = 35^\circ$

⑤ Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계산과정	결 과
제안식	$q_u = \alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q$ $= 0 + 0.442 \times 23 \times 3.340 \times 42.5 + 20 \times 1.0 \times 41.4 = 2{,}272\ kN/m^2$	2.272 MPa

※ 지지력계수, $N_c = 57.8$, $N_\gamma = 42.5$, $N_q = 41.4$

형상계수(장방형기초)

$\alpha = 1 + 0.3(B/L) = 1.173$, $\beta = 0.5 - 0.1(B/L) = 0.442$

⑥ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계산과정	결 과
제안식	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$ $= 0 + 0.5 \times 23 \times 3.340 \times 37.1 \times 1.119 \times 1.058 \times 1 + 20 \times 1.0 \times 33.3$ $\times 1.119 \times 1.058 \times 1 = 2{,}473\ kN/m^2$	2.473 MPa

※ 지지력계수, $N_c = 46.1$, $N_\gamma = 37.1$, $N_q = 33.3$

형상계수, $s_c = 1 + 0.2K_p \dfrac{B_f'}{L} = 1.237$, $s_\gamma = s_q = 1 + 0.1K_p \dfrac{B_f'}{L} = 1.119$

깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \dfrac{D_f}{B_f'} \sqrt{K_p} = 1.115$, $d_\gamma = d_q = 1 + 0.1 \dfrac{D_f}{B_f'} \sqrt{K_p} = 1.058$

경사계수, $i_c = i_q = \left(1 - \dfrac{\beta}{90}\right)^2 = 1$, $i_\gamma = \left(1 - \dfrac{\beta}{\phi}\right)^2 = 1$ (하중경사각, $\beta = 0$)

여기서, $K_p = \tan^2\left(45 + \dfrac{\phi}{2}\right) = 3.690$

⑦ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계산과정	결 과
제안식	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$ $+ \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q = 0 + 0.5 \times 23 \times 3.340 \times 33.9 \times 0.872 \times 1$ $\times 1 \times 1 + 20 \times 1.0 \times 33.3 \times 1.225 \times 1.825 \times 1 \times 1 = 2{,}624\ kN/m^2$	2.624 MPa

※ 여기서는 경사계수 미고려(기초가 수평지반에 놓여있으며, 형상계수와 경사계수는 같이 사용하지 않도록 규정)

지지력계수, $N_c = 46.1$, $N_\gamma = 33.9$, $N_q = 33.3$

형상계수

$$s_c = 1 + \frac{B_f'}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1.232,\ s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B_f'}{L} = 0.872,\ s_q = 1 + \frac{B_f'}{L} \cdot \tan\phi = 1.225$$

깊이계수($D_f > B_f'$)

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B_f'}\right) = 2.296,\ d_\gamma = 1,\ d_q = 1 + 2\tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B_f'}\right) = 1.825$$

지반계수(수평지반), $g_c = 1 - \psi^\circ / 147^\circ = 1$, $g_\gamma = g_q = (1 - 0.5\tan\psi^\circ)^5 = 1$

기초계수(수평지반), $g_c = 1 - \eta^\circ / 147^\circ = 1$, $b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi) = 1$, $b_q = \exp(-2\eta\tan\phi) = 1$

여기서, A_f' : 유효접촉면적, $A_f' = B_f' \cdot L$

c_B : 기초저면과 지반의 부착력, $c_B = 0$

η, ψ : (+)방향으로 구한 각

⑧ 지반의 극한지지력(q_u) 산정결과

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	비 고
지지력	2.272 MPa	2.473 MPa	2.624 MPa	최소값 : Terzaghi

⑨ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계산과정	비 고
검토	$\frac{q_u}{q_a} = \frac{2.272}{0.461} = 4.928 > 2.00$	O.K

※ 저면반력 작용폭, $x = 3 \times \left(\frac{B}{2} - e\right) = 3 \times \left(\frac{6}{2} - 1.330\right) = 5.010 \le B = 6$ ∴삼각형 분포

$q_a = q_{\max} = \frac{2V}{x} = \frac{2 \times 1{,}156}{5.010} = 0.461\ MPa$(단위길이당)

2) 단면 검토

(a) 벽체의 단면력 검토

① 단면력 산정

구 분	수평력(kN)	전단력(kN)	작용거리(Y, m)	모멘트($kN{\cdot}m$)
배면토압	243.015	243.015	4.400	1,069.266
교대구체	19.632	19.632	3.625	71.160
관성력	17.384	17.384	6.036	104.930
단면력	–	280.030	–	1,245.356

※ 지진시 하중계수 : $\phi = 1.0$

교대구체 수평력, $\sum_{i=⑤}^{⑨} H_i = 19.632\ kN$

$M_o = \sum_{i=⑤}^{⑨} \{H_i \times (Y_i - 1.20)\} = 71.160\ kN{\cdot}m$

$Y = M_o / H_o = 71.160/19.632 = 3.625\ m$

② 단면력 검토

구 분	계산과정	결 과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0 \times 6{,}424 \times 300 \times \left(1{,}100 - \frac{95}{2}\right)$ $= 1{,}725\ kN{\cdot}m \geq 1{,}245(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_c = 719\ kN > 280(V_u)$	O.K

※ D29-10EA ; $A_s = 6{,}424\ mm^2$

$f_{ck} = 24\ MPa,\ f_y = 300\ MPa,\ b = 1{,}000\ mm,\ d = 1{,}100\ mm,\ a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{6{,}424 \times 300}{0.85 \times 24 \times 1{,}000} = 95\ mm$

$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}}\, bd = 1.0 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1{,}000 \times 1{,}100 = 719\ kN$

콘크리트의 전단강도(ϕV_c)가 계수전단력(V_u)보다 충분히 크므로 철근의 전단강도(ϕV_s)는 생략함

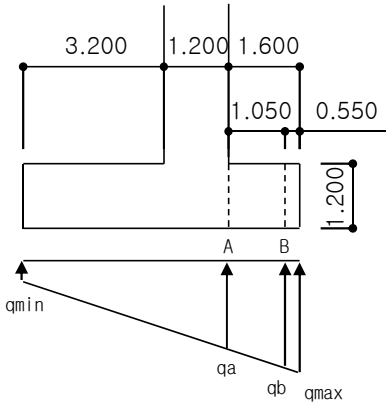
2) 앞굽의 단면력 검토

① 단면력 산정

구 분	계산과정	단면력
기초자중에 의한 단면력	$V_{b,\,기초} = H \times b \times \gamma_c = 1.2 \times 0.55 \times 25.0$	$16.500\ kN$
	$M_{a,\,기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2 = 1.2 \times 1.6 \times 25.0 \times 1.6/2$	$38.400\ kN{\cdot}m$
지반반력에 의한 단면력	$V_{b,\,지반} = q_b \times b + (q_{\max} - q_b)/2 \times b$	$239.694\ kN$
	$M_{a,\,지반} = q_a \times a^2/2 + (q_{\max} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	$527.415\ kN{\cdot}m$
계수단면력	$V_u = V_{b,\,지반} - V_{b,\,기초} = 239.694 - 16.500$	$223.194\ kN$
	$M_u = M_{b,\,지반} - M_{b,\,기초} = 527.415 - 38.400$	$489.015\ kN{\cdot}m$

※ $q_{\max} = 461.106\ kN,\ q_{\min} = 0.000$

$q_a = 313.917\ kN,\ q_b = 410.510\ kN$



② 단면력 검토

구 분	계산과정	결 과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0 \times 4{,}053.6 \times 300 \times \left(1{,}050 - \frac{60}{2}\right)$ $= 1{,}055\ kN{\cdot}m \geq 489(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_c = 857\ kN > 223(V_u)$	O.K

※ D25-8EA ; $A_s = 4{,}053.6\ mm^2$

$f_{ck} = 24\ MPa,\ f_y = 300\ MPa,\ b = 1{,}000\ mm,\ d = 1{,}050\ mm,\ a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{4{,}053.6 \times 300}{0.85 \times 24 \times 1{,}000} = 60\ mm$

$\phi V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}}\, bd = 1.0 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1{,}000 \times 1{,}050 = 857\ kN$

콘크리트의 전단강도(ϕV_c)가 계수전단력(V_u)보다 충분히 크므로 철근의 전단강도(ϕV_s)는 생략함

3) 뒷굽의 단면력 검토

① 단면력 산정

구 분	계산과정	단면력
기초자중에 의한 단면력	$V_{b,\,기초} = H \times b \times \gamma_c = 1.2 \times 2.15 \times 25.0$	$64.500\ kN$
	$M_{a,\,기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2 = 1.2 \times 3.2 \times 25.0 \times 3.2/2$	$153.600\ kN{\cdot}m$
뒷채움재에 의한 단면력	$V_{b,\,뒷채움} = b \times H_{wall} \times \gamma_1 = 2.15 \times 8.8 \times 20.0$	$378.400\ kN$
	$M_{a,\,뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	$902.769\ kN{\cdot}m$
상재하중에 의한 단면력	$V_{b,\,상재} = q_l \times b = 10.0 \times 2.15$	$21.500\ kN$
	$M_{a,\,상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	$49.950\ kN{\cdot}m$
지반반력에 의한 단면력	$V_{b,\,지반} = (q_b - q_{\min})/2 \times (x - (B-b))$	$62.150\ kN$
	$M_{a,\,지반} = (q_a - q_{\min})/2 \times (x - (B-a))^2/3$	$166.034\ kN{\cdot}m$
계수단면력	$V_u = V_{b,\,기초} + V_{b,\,뒷채움} + V_{b,\,상재} - V_{b,\,지반}$	$402.250\ kN$
	$M_u = M_{b,\,기초} + M_{b,\,뒷채움} + M_{b,\,상재} - M_{b,\,지반}$	$940.285\ kN{\cdot}m$

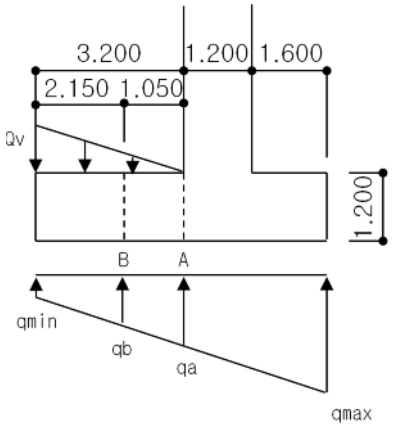
※ $H_{wall} = 8.8\ m,\ \gamma_1 = 20.0\ kN/m^3$

$\sum V_i = 524.9\ kN,\ X_{뒷채움} = 4.520\ m$

$P_l = 27.0\ kN,\ X_{상재} = 4.650\ m$

$q_{\max} = 461.106\ kN,\ q_{\min} = 0.000$

$q_a = 203.526\ kN,\ q_b = 106.933\ kN$



③ 단면력 검토

구 분	계산과정	결 과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.0 \times 4{,}053.6 \times 300 \times \left(1{,}050 - \frac{60}{2}\right)$ $= 1{,}055\ kN{\cdot}m \geq 940(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_c = 857\ kN > 402(V_u)$	O.K

※ D25-8EA ; $A_s = 4{,}053.6\ mm^2$

$f_{ck} = 24\ MPa,\ f_y = 300\ MPa,\ b = 1{,}000\ mm,\ d = 1{,}050\ mm,\ a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{4{,}053.6 \times 300}{0.85 \times 24 \times 1{,}000} = 60\ mm$

$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}}\, bd = 1.0 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1{,}000 \times 1{,}050 = 857\ kN$

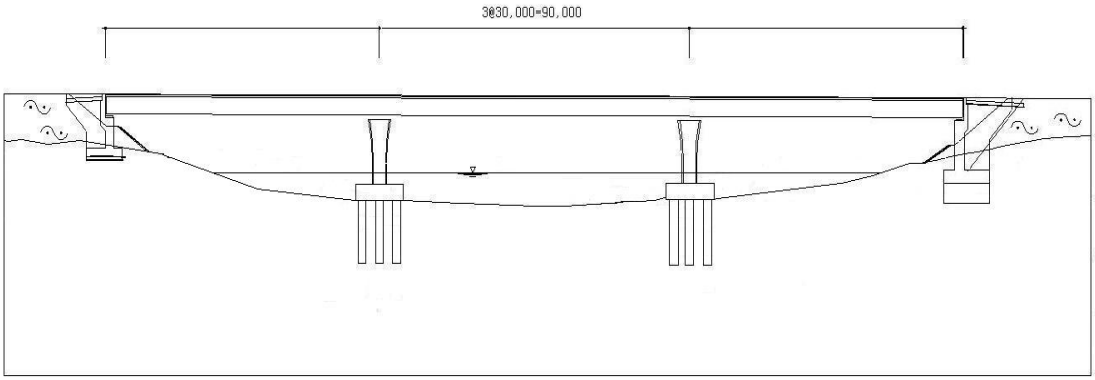
콘크리트의 전단강도(ϕV_c)가 계수전단력(V_u)보다 충분히 크므로 철근의 전단강도(ϕV_s)는 생략함

부록 D

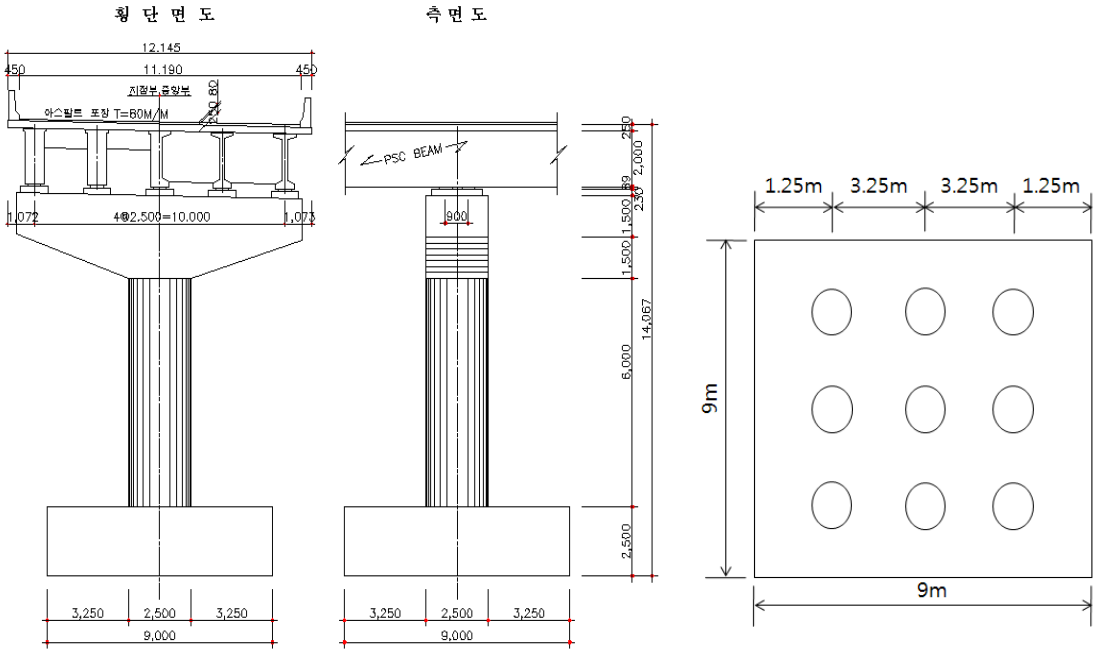
액상화 영향을 고려한 기초 내진성능 평가예제

1. 검토개요

- 내진성능평가 대상은 교량기초에 적용된 말뚝기초로서 교량과 기초의 형상 그리고, 제원은 다음과 같다.
- 지반 조건은 표 D.1과 같이 느슨한 모래층이 1~10m로 두텁게 존재하고 있어 액상화 발생가 발생할 수 있음
- 교각 인접지반이 아래 검토단면과 같이 기울어져 있어 액상화 발생시 수평 변위 발생 가능



<그림 D.1> 검토단면



<그림 D.2> 하부구조-구조형식: T형 교각,
기초형식 : 강관말뚝(D=1.0m, t=11mm)

(1) 구조해석조건

- 교량형식 : 3경간 연속 PSC Beam 교
- 교량경간 : 3@30 = 90m
- 하부구조 : 교대 - 역 T형 교대
  교각 - 기둥식 T형 교각
- 교폭 : 12.145m
- 내진등급 : 내진 I 등급
- 해석방법 : 다중모드 스펙트럼 해석법
- 고유치 해석 : Eigen Vector 해석법
- Mode 조합 : C.Q.C

(2) 지반조건

<표 D.1> 지반물성값

토층	p-y 모델*	수중 단위중량 (r_{sub}, kN/m^3)	점착력 (C, kN/m^2)	내부 마찰각 (ø, °)	단위면적당 극한선단 지지력 q_b(kN/m^2)	단위면적당 극한주면 마찰력 f_s(kN/m^2)	N	Vs (m/s)	G_{max} (Mpa)
점토 (0~1m)	Soft clay	7	30	0	-	4	10/30	166	46.921
느슨한 모래 (1~10m)	API sand	8	-	28	-	15	10/30	166	49.745
조밀한 모래 (10~20m)	API sand	9	-	35	-	48	30/30	258	126.452
풍화암 (20~25m)	API sand	11	-	45	323,774	136	50/15	418	366.181
풍화암 (25~30m)							50/3	795	1327.002

* 액상화 평가 후, 액상화 발생 층에는 p-승수 = 0.1을 적용

2. 액상화 평가

(1) 예비평가

- 20m 이상 깊이에 위치한 풍화암 지반의 액상화 평가 생략
- 상부 점토층 액상화 평가 생략
- 느슨한 모래층과 조밀한 모래층의 세립분 함량 10%
- 느슨한 모래층, 조밀한 모래층에 대한 N값 보정을 표 D.2와 같이 수행함 (해설표 4.3.1 참조)

<표 D.2> 예비평가를 위한 표준관입시험 N값 보정

토층	N_m	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$
점토 (0~1m)	10	1.70	1.0	1.0	0.75	1.0	13
느슨한 모래 (1~10m)	10	1.52			0.85		13
조밀한 모래 (10~20m)	30	0.90			1.0		27
풍화암 (20~25m)	100	0.71					71
풍화암 (25~30m)	500	0.67					334

- 조밀한 모래층의 $(N_1)_{60}$은 27이므로 액상화 평가 생략
- 그러므로, 액상화 본평가 대상은 1~10m의 느슨한 모래층임

(2) 진동저항전단응력비

- 해설식(4.9), (4.11), 해설표 4.3.2를 이용하여 표 D.3과 같이 진동저항전단응력비 산정

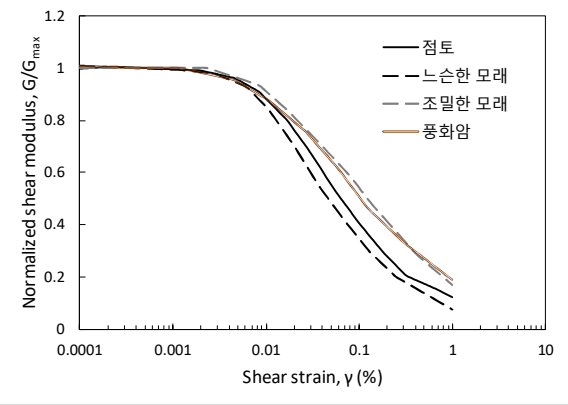
<표 D.3> 액상화 진동저항전단응력비

토층	$(N_1)_{60}$	FC (%)	$(N_1)_{60CS}$	$CRR_{7.5}$	$CRR_{6.5}$
느슨한 모래 (1~10m)	13	10	14.11	0.1488	0.2232

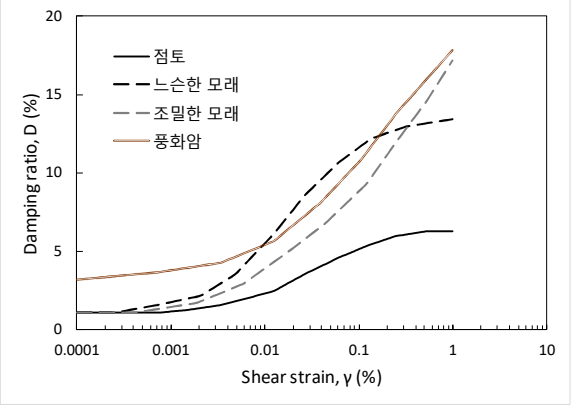
(3) 진동전단응력비

• 지반응답해석(등가선형해석법) 수행

• 부록 B에서 적용한 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 보정한 3개 지진파 사용



(a) 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (G/G_{max})



(b) 감쇠비 곡선 (D)

* 각 지층에서 획득한 시료를 바탕으로 공진주 시험 수행

<그림 D.2> 지반응답해석을 위한 지반의 비선형 동적 변형특성

• 느슨한 모래층 최대전단응력 이용, 해설식(4.14)와 같이 진동전단응력비 산정 (2.2.4절을 따라 3개 입력 지진파의 최대값을 사용)

<표 D.4> 액상화 진동전단응력비

심도 (m)	평가대상 지층	최대전단응력 τ_{max} (kPa)	유효상재압 σ'_v (kPa)	진동전단응력비 CSR
5.5m	느슨한 모래	26.1735	43	0.3956

(3) 액상화 평가

• 느슨한 모래층에서 액상화 안전율이 1.0 미만으로 액상화 발생이 예상됨

• 액상화를 고려한 기초 내진 성능평가 필요

<표 D.5> 액상화 평가 결과

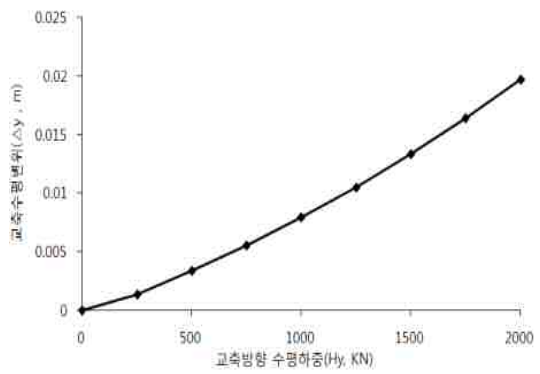
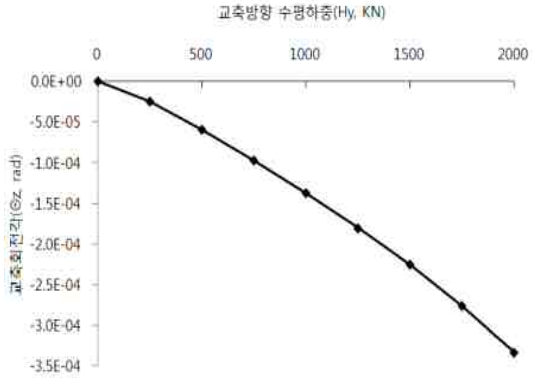
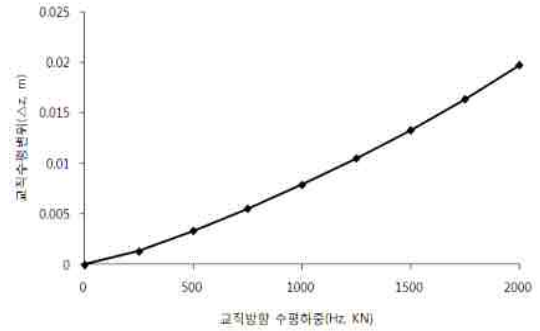
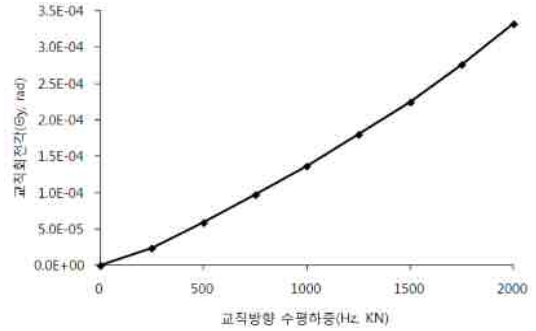
심도 (m)	평가대상 지층	진동저항전단응력비 $CRR_{6.5}$	진동전단응력비 CSR	액상화 안전율 FS
5.5m	느슨한 모래	0.2232	0.3956	0.56

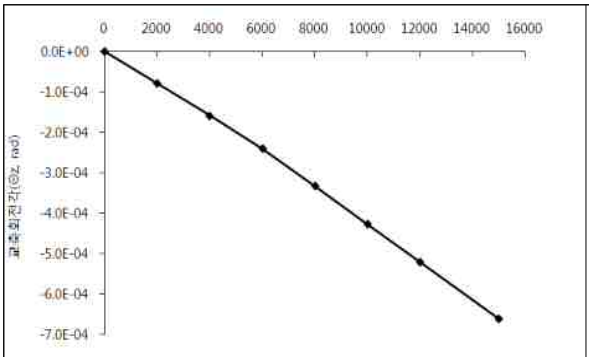
3. 액상화 지반의 물성 변화와 지진관성력을 고려한 기초의 내진성능 평가

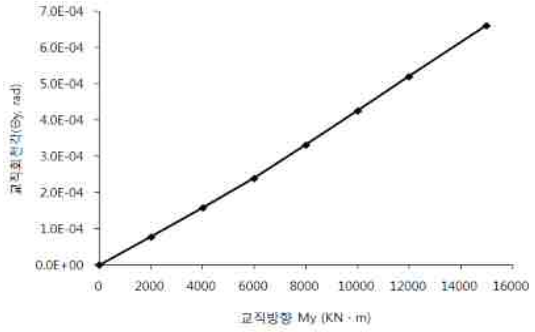
- 교량 내진 해석시 액상화 지반의 저항력 감소를 고려하여 기초 스프링 강성을 산정함
- 액상화 지층의 물성값은 횡방향 저항력 감소 효과를 고려하기 위해 액상화 지층의 p-승수는 0.1을 적용
- 액상화 지층의 주면 마찰력은 무시함
- Group v6.0에 표 D.1의 입력물성값을 적용하여 스프링 강성 산정

(1) 기초 강성 행렬 산정

<표 D.6> 강성행렬 산정

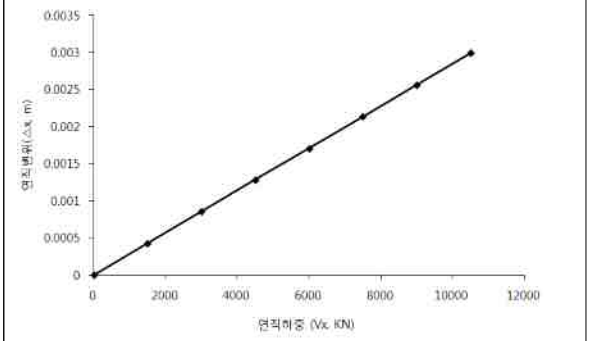
	
$S_{11} = \frac{\triangle_y}{H_y} = \frac{0.01622}{1739} = 9.33^{-6} m/kN$	$S_{15} = \frac{\theta_z}{H_y} = \frac{-0.00027}{1739} = -1.57^{-7} rad/kN$
	
$S_{22} = \frac{\triangle_z}{H_z} = \frac{0.01568}{1697} = 9.25^{-6} m/kN$	$S_{24} = \frac{\theta_y}{H_z} = \frac{0.00026}{1697} = 1.56^{-7} rad/kN$





$$S_{55} = \frac{\theta_z}{M_z} = \frac{-0.00065}{14802} = -4.41^{-8} rad/kN \cdot m$$

$$S_{44} = \frac{\theta_y}{M_y} = \frac{0.00027}{8170} = 3.403^{-8} rad/kN \cdot m$$



$$K_{66} = \Sigma(K_{11}/n) \times X^2 + \Sigma(K_{33}/n) \times Y^2$$
$$K_{66} = (107,201/9 \times 3.25^2) \times 8 + (108,171/9 \times 3.25^2) \times 8$$
$$K_{66} = 2,022,103$$

$$S_{33} = \frac{\triangle_x}{V_x} = \frac{0.00246}{8632} = 2.85^{-7} m/kN$$

- Footing 하단 강성 산정결과 (kN/m, kN·m/rad)

	Hx	Hy	Pz	Mx	My	Mz
Hx	107,201	0	0	0	156,009	0
Hy		108,171	0	-214,834	0	0
Pz			3,510,598	0	0	0
Mx				12,740,423	0	0
My					9,244,952	0
Mz						2,022,103

(2) 상부구조물 해석

- 동일한 교량 구조 해석조건을 적용하여 해석
- 입력 표준설계응답스펙트럼은 표 D.7과 같이 비액상화 조건을 적용

<표 D.7> 입력 설계응답스펙트럼 (S_4 지반)

S = 0.154 (g)

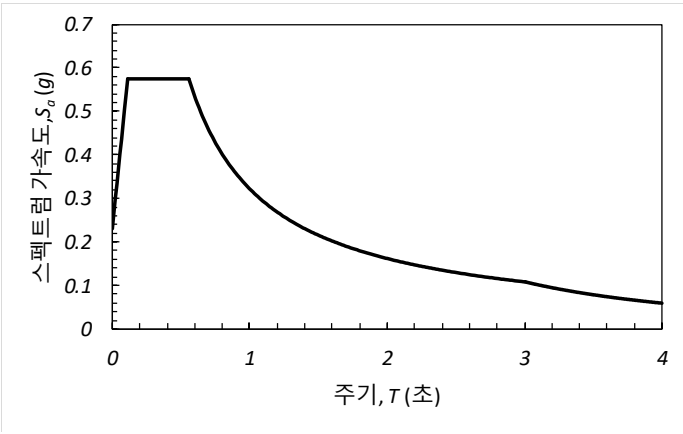
F_a = 1.492

F_v = 2.092

T_o = 0.1122 (s)

T_s = 0.5609 (s)

T_L = 3.0 (s)



(3) 해석결과

- 모멘트의 경우 고정단 모델이 스프링 모델에 비해 교축방향 약 51%증가, 교축직각방향 약 118%증가하였고, 전단력의 경우 교축방향 약 39%, 교축직각방향 약 25% 증가함
- 축력의 경우 고정단 모델과 스프링 모델의 결과가 유사함
- 스프링 해석에서 얻어진 교각상단 변위가 26mm, 교각하단 변위가 12mm로 교량 및 기초는 지진 변위에 대하여 안정함

<표 D.8 최대부재력 비교>

검토 단면	작용 방향	최대부재력(고정)			최대부재력(스프링)			고정/스프링		
		축력 (kN)	전단력 (kN)	모멘트 (kN-m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	모멘트 (kN-m)	축력	전단력	모멘트
교각1	교축	8,632	1,739	14,802	8,624	1,255	9,778	1.0009	1.3856	1.5138
	교직	8,632	1,697	8,170	8,624	1,358	3,748	1.0009	1.2496	2.1798
교각2	교축	8,632	1,739	14,802	8,624	1,255	9,778	1.0009	1.3856	1.5138
	교직	8,632	1,706	8,217	8,624	1,363	3,769	1.0009	1.2516	2.1801

<표 D.9> 교각상단 변위

구분	교축방향(mm)			교축직각방향(mm)		
	고정해석	스프링해석	고정/스프링	고정해석	스프링해석	고정/스프링
교각1	6	26	0.2307	2	17	0.1176
교각2	6	26	0.2307	2	17	0.1176

<표 D.10> 교각하단 변위

구분	교축방향(mm)			교축직각방향(mm)		
	고정해석	스프링해석	고정/스프링	고정해석	스프링해석	고정/스프링
교각1	0	12	-	0	13	-
교각2	0	12	-	0	13	-

4. 말뚝 안정성 검토

- 말뚝 재료 응력과 축방향 지지력에 대해 검토한 결과 말뚝기초는 안정함
- 축방향 허용 지지력은 2가지 방법으로 구한 지지력의 평균값을 적용함

(1) 말뚝 재료응력 검토

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max}}{I} \times r = \frac{2005}{0.028} + \frac{635}{0.0034} \cdot 0.498 = 164{,}896 kN/m^2 < 210{,}000 kN/m^2 \quad \text{(O.K)}$$

(2) 축방향 지지력 검토

- 지지력 공식의 경우 Meyerhof와 NAVFAC의 2가지 방법을 적용함
- Meyerhof 제안식

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N_{60}}A_s$$

$$m = 30(\frac{L_B}{D}) \le 300, \quad \text{여기서}, mN'_{60} \le 15{,}000 kPa$$

$$n = 2, \quad \text{여기서}, n\overline{N_{60}} \le 100 kPa$$

Q_u : 말뚝의 극한지지력(kN)

A_p : 말뚝의 선단면적(m^2)

A_s : 말뚝의 주면적(m^2)

- 선단지지력(NAVFAC, 1982)

$$q_p = \sigma'_v N_q$$

여기서, N_q(타입말뚝) : 145

σ'_v : 말뚝선단 깊이에서의 유효수직응력

- 주면마찰력(Fellenius, 1991)

- β값은 상부로부터 점토(β=0.23), 느슨한 모래(β=0.27), 조밀한 모래(β=0.4), 풍화암 (β=0.8), 액상화 지층은 주면 마찰력을 무시하여 적용함

$$f(z) = \beta \cdot \sigma'_{v\ at\ z}$$

여기서, $\sigma'_{v\ at\ z}$= z 깊이에서의 유효수직응력

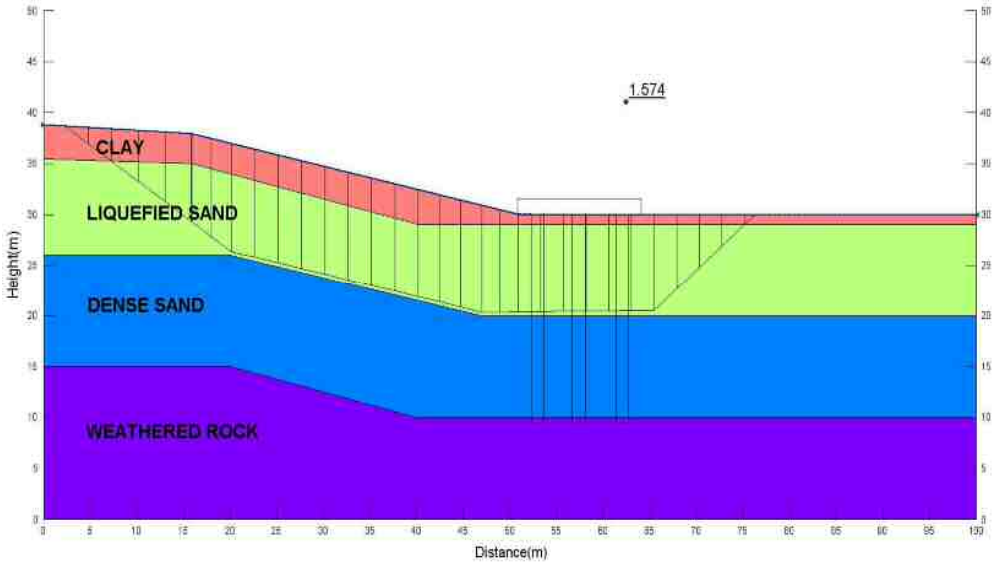
<표 D.11> 지지력 산정 결과

구분	말뚝재료의 허용축하중 (kN)	지반의 허용연직지지력 (kN)						설 계 반 력 (kN)	판정
		Meyerhof		NAVFAC, Fellenius		상시 허용지지력 (FS=3.0)	지진시 허용지지력 (FS=2.0)		
		극한 선단지지력	극한 주면마찰력	극한 선단지지력	극한 주면마찰력				
P2	3,810	11,780	1,781	25,520	1,999	6,846	10,270	959	O.K.

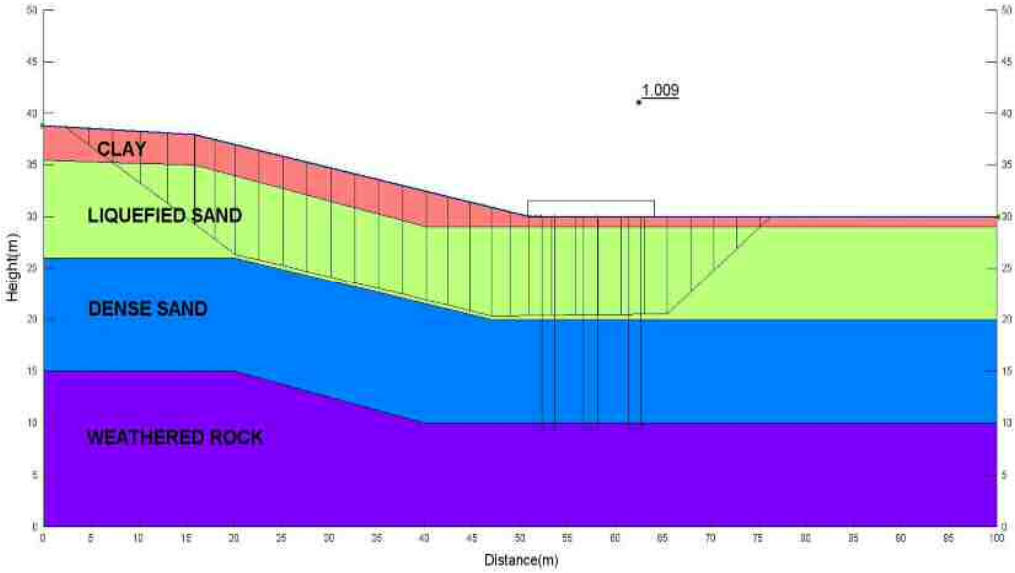
5. 액상화 지반 변위에 대한 기초 안정성 검토

- 지진 종료 후 지반 측방변위에 대한 말뚝 안정성 분석
- 해설그림 5.4.5를 참조하여 경사(S), 자유면까지 거리(L), 자유면까지 높이(H)를 산정함 (본 예제의 지반경사, S = 23° 사면임. S<3.5 이하의 완만한 경사지반은 해설식(5.12)~(5.14)를 참조하여 LDI 방법을 이용한 지반 변위 산정 필요)
- 사면의 경우, 해설식 5.15의 Newmark 방법을 이용하여 지반 변위 산정함
- 액상화 지반의 잔류강도 값을 해설식(5.11)을 적용하여 산정함 (잔류강도=200psf 적용)
- 사면안정해석 프로그램을 적용하여 지진하중이 없는 조건에서 사면안전율을 산정함
- 그림 D.3에서 정적 사면 안전율 FS=1.57로 크므로 측방퍼짐(Lateral spreading) 발생
- 그림 D.4와 같이 사면안전율이 1.0이 될 때의 항복가속도를 결정함
- 해설그림 5.3.6과 같이 측방퍼짐 변위 형태는 비액상화 층에서는 일정하며, 액상화층에서 선형적으로 감소하는 것으로 가정할 수 있다

(1) 사면안정해석 수행



<그림 D.3> 액상화 지반변형 해석결과(K_h = 0)



<그림 D.4> 액상화 지반변형 해석결과(K_h = 0.0735g)

(2) 측방퍼짐 변위 산정

• 항복가속도 산정 : 그림 D.4와 같이 사면 안전율 FS=1.0이 될 때의 사면 항복가속도 K_y(=0.0735g)를 적용

• 측방퍼짐 변위 산정

$$\ln LD(cm) = -0.22 - 2.83\ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566\ln(k_y)\ln(PGA) + 3.04\ln(PGA) - 0.244\ln(PGA)^2 + 0.278(M_w - 7)$$

$$\ln LD(cm) = 2.79$$

$$LD = 16cm$$

여기서, K_y = 항복가속도(g), 사면안전율 = 1.0이 될 때의 지진가속도로 산정

PGA = 지표면 최대가속도(g), 지진응답해석으로 산정된 0.34g 적용

* 3개 입력 지진파의 최대값

M_w = 지진규모, 국내지진규모 = 6.5적용

(3) 말뚝 안정성 분석

• LPILE 프로그램에 액상화 지반에 p-승수를 0.1로 적용하고 산정된 측방퍼짐 변위를 적용하여 해석

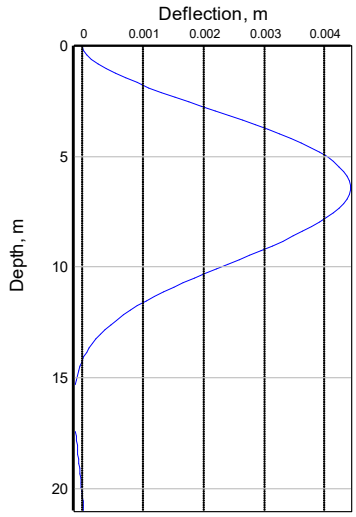
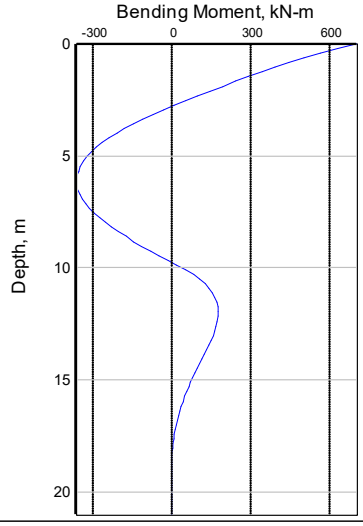
• 해석결과 말뚝 두부 (702 kN-m, 최대) 및 액상화 지층 중앙 부근(362 kN-m)에서 큰 모멘트 발생

• 말뚝은 변위와 모멘트에 대해 안정함

- 말뚝 허용응력산정

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max}}{I} \times r = \frac{959}{0.0279} + \frac{702}{0.0034} \cdot 0.498 = 137,195 kN/m^2 < 210,000 kN/m^2 \quad \text{(O.K)}$$

<표 D.12> LPILE 해석

Lateral Deflection vs Depth	Bending Moment vs Depth
	

부록 E

옹벽의 내진성능 평가예제

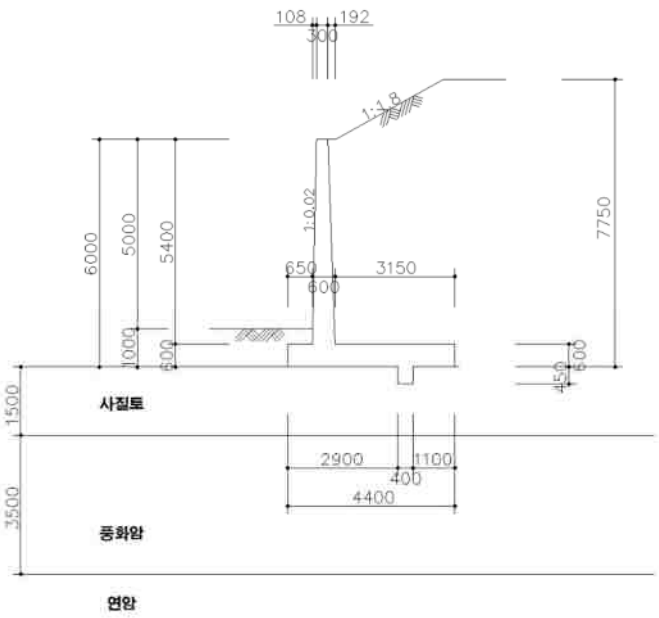
○ **일반사항**

본 장에서는 앞의 내진성능평가 요령에서 서술된 내용을 바탕으로 실무자들이 실제 업무시 응용할 수 있는 옹벽의 내진성능평가 예제(등가정적 해석)를 제시하였다.

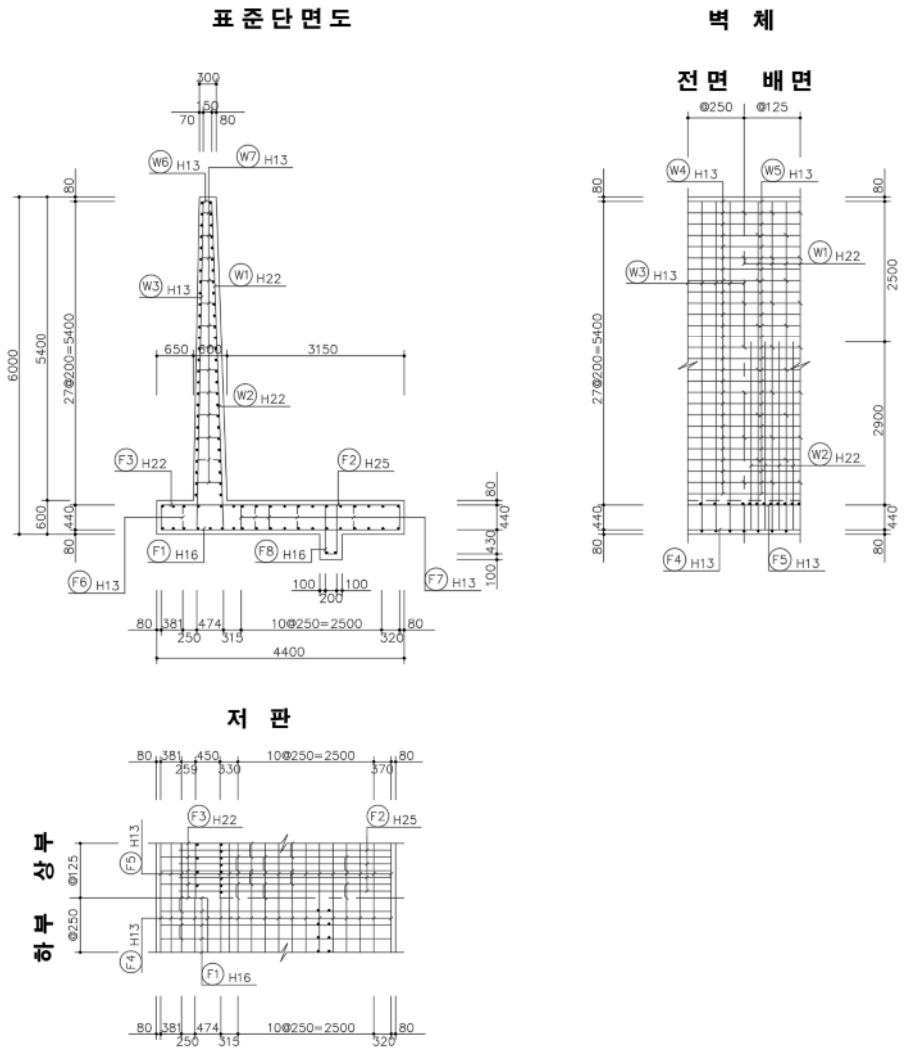
1. 역T형 옹벽의 내진성능 평가

가. 대상구조물의 현황

내진성능평가 대상구조물은 국내 지진구역Ⅰ에 위치한 높이 6.0m의 역T형 옹벽으로 지반조건 및 단면은 아래 그림과 같다. 대상구조물의 바닥지반은 사질토이며 전단파 속도 760 m/s 이상인 기반암이 옹벽구조물 저면으로부터 5.0m의 깊이에 위치하는 조건이다.



<그림 E.1> 단면조건



<그림 E.2> 철근 배근도

1) 지반조건

대상구조물은 지진구역상 Ⅰ 구역이며 내진등급은 Ⅱ등급 구조물로 붕괴방지 수준에서 500년 재현주기의 지진에 대해 고려하여야 한다. 따라서 지진 구역계수 Z = 0.11이며 위험도 계수 I=1.0 (붕괴방지수준) 으로 기반면에서의 설계 수평가속도 S = 0.11로 산정된다.

① 설계수평진도

옹벽의 설계수평진도를 산정하기 위해서는 기반면 상부의 토층에 대한 특성 분석이 필요하다. 본 대상 지반의 지층별 물성은 아래와 같다.

<표 E.1> 지반의 물성치

지반 구분	전단파속도 V_{si} (m/s)	단위중량 (γ, kN/m^3)	내부마찰각 (ϕ, °)
사질토(저면)	250	20	40
풍화암	340	21.5	32
연암	1,000	24	34

기반암이 저면으로부터 5.0m의 깊이에 나타났으며 지층 두께를 고려한 평균값으로 기반암 상부의 토층에 대한 전단파속도를 산정하면 313.0 m/s로 본 대상 지반을 S_2지반(얕고 단단한 지반)으로 분류하였다. 따라서 옹벽 기초면의 최대가속도(a_{max})는 아래와 같이 산정되며 설계수평진도(k_h)는 평가요령에 따라 $k_h = \frac{1}{2}\frac{a_{max}}{g}$ (변위 허용 조건)로 산정된다.

<표 E.2> 옹벽 기초면에서의 최대가속도(a_{max}) 값

구분	내 용		비 고
표층지반의 평균전단파속도	$V_{0avg} = \sum(V_{0i} \cdot H_i/H)$		
	1	250×1.5/5 = 75.0 m/sec	
	2	340×3.5/5 = 238.0 m/sec	
	Σ	313.0 m/sec ⇒ S_2 지반	
지반증폭계수	$F_a = 1.4(S \le 0.1)$, $1.4(S = 0.2)$, 1.3 $(S = 0.3)$ 중간값은 직선보간		S_2 **지반**
기반면 설계수평가속도(S)	붕괴방지수준 : 0.11 → Fa = 1.4		
옹벽 기초면 최대가속도(a_{max})	$a_{max} = F_a \cdot S = 1.4 \times 0.11 = 0.154g$ (붕괴방지수준)		
설계수평진도 k_h	$k_h = \frac{1}{2}\frac{a_{max}}{g} = 0.077$		

② 사용재료 및 강도

옹벽 구조물 및 뒤채움 토사의 물성은 다음과 같다.

<표 E.3> 철근콘크리트의 물성치

구조물	설계기준강도 $f_{ck}(MPa)$	단위중량(kN/m^3)
철근콘크리트	24	24.5

<표 E.4> 뒤채움 토사의 물성치

구분	내부마찰각	단위중량(kN/m^3)	비고
뒤채움 토사	$\phi = 30^\circ$	19.0	사질토 또는 조립질 사질토 (점착력은 무시)

흙과 콘크리트의 마찰계수는 $\mu = 0.5$ 이며 흙과 흙의 마찰계수는 $\mu = \tan\phi$ 로 0.7의 값을 적용한다.

2) 토압산정

① 동적주동토압계수 산정

지진시 동적주동토압(Mononobe-Okabe)은 다음과 같이 산정된다.

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_{AE}$$

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

여기서 $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$ = 4.40° ($k_v = 0$), 벽면의 마찰각 δ = 0° 으로 가정

γ : 뒤채움 지반의 단위중량 = 19.0 kN/m^3

ϕ : 뒤채움 지반의 내부마찰각 = 30°

i : 뒤채움 지반의 배면경사각 = 0°

β : 옹벽의 수직에 대한 경사각 = 0°

H : 기초 지반고에서 가상배면의 높이 = 7.75 m

i = 0 < $\phi-\theta$ = 30 - 4.4 = 25.6 이므로 동적주동토압계수 $K_{AE}=0.380$ 으로 계산되며

정적 주동토압계수는 Rankine의 방법으로 $K_A=\cos i\ \dfrac{\cos i-\sqrt{\cos^2 i-\cos^2\phi}}{\cos i+\sqrt{\cos^2 i-\cos^2\phi}}$ = 0.33 이다.

② 동적수동토압계수 산정

동적수동토압계수 산정시는 저면 지반에 대한 물성으로 ϕ = 40, δ = 0°, β = 0, $\theta=4.4$, i = 0 대입

$$K_{PE}=\frac{\cos^2(\phi-\theta+\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta-\beta+\theta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi-\theta+i)}{\cos(\delta-\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2} = 4.43$$

정적 수동토압계수 $K_P=\dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$ = 4.60 (Rankine의 방법)

③ 동적주동토압의 크기

배면의 높이 H=7.75m 이므로

동적주동토압 $P_{AE}=\dfrac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_{AE}$ = 216.74 kN/m이다.

동적주동토압은 수평으로 작용한다.

④ 동적주동토압의 작용점

주동상태의 총 작용토압이 $P_{AE}=P_A+\Delta P_{AE}$ 이므로 정적인 토압 P_A의 산정이 필요하며 정적 주동토압 P_A는 Rankine 의 방법으로 다음과 같이 산정할 수 있다.

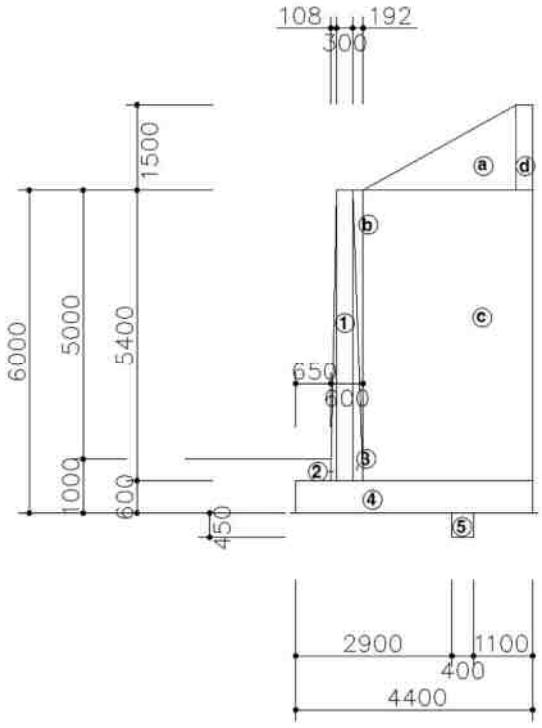
정적 주동토압계수(K_A)는 앞서 산정한바와 같이 0.33 이며 이에 따라 정적주동토압을 산정하면 $P_A=\dfrac{1}{2}\gamma H^2K_A$ = 190.20 kN/m이고 $\Delta P_{AE}=P_{AE}-P_A$= 26.54 kN/m 이다.

정적 주동토압의 작용점은 옹벽 저판에서 $H/3$위치에 작용하며 동적인 토압 ΔP_{AE}는 다음의 위치에 작용한다.

$$\overline{z}=\frac{P_A(H/3)+\Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} = 2.84\ \text{m}$$

3) 안정성 검토

① 하중 계산



<그림 E.3> 단면조건

<표 E.5> 하중 계산

구 분		면적	단위중량	수직력 (kN)	수평력 (kN)	수직력 모멘트암	수평력 모멘트암	저항 모멘트	전도 모멘트
구체자중	①	1.620	24.50	39.690	3.056	1.058	3.300	41.992	10.085
	②	0.292	24.50	7.154	0.551	0.686	2.400	4.908	1.322
	③	0.518	24.50	12.691	0.977	1.122	2.400	14.239	2.345
	④	2.640	24.50	64.680	4.980	2.200	0.300	142.296	1.494
	⑤	0.180	24.50	4.410	0.340	3.100	-	13.671	-
토사자중	ⓐ	2.03	19.00	38.56	2.970	3.350	6.500	129.210	19.304
	ⓑ	0.518	19.00	9.85	0.758	1.186	6.750	11.673	5.115
	ⓒ	17.01	19.00	323.19	24.886	2.825	3.300	913.012	82.123
	ⓓ	0.666	19.00	12.65	0.974	4.178	4.200	52.868	4.092
주동토압				-	216.737	-	2.836	-	614.753
종합				512.881	256.229			1323.868	740.634

※ 수평력(지진시 관성력) : $H_i = k_h \times V_i$ (수평지진계수, $k_h = 0.077$)

② 전도에 대한 안정성

- 전도 모멘트 M_0 = 740.634 kN·m/m
- 저항 모멘트 M_R = 1323.868 kN·m/m

따라서 전도에 대한 안전율

FS = $\dfrac{M_R}{M_0}$ = 1.787 ∴O.K (지진시 전도 기준안전율 1.5 만족)

- 편심(e)

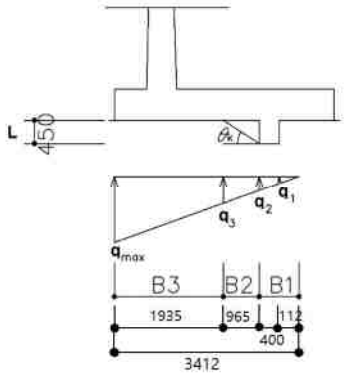
$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} = 1.063m < \frac{B}{2} = 2.2m(O.K)$$

여기서, B는 옹벽 저판의 길이(m)

③ 활동에 대한 안정성

- 총수평력 : $\Sigma H = 256.229\,kN$

활동에 대한 저항력



<그림 E.4> 활동에 대한 저항력 (활동방지벽 고려시)

$\theta_k = 45^\circ - \phi_b/2 = 25^\circ$, L = 0.45 m

$e > \dfrac{B}{6} \rightarrow 1.063 > 0.733$ 이므로 압력분포 삼각형으로 형성되며

$X = 3\times(B/2 - e) = 3\times(4.4/2 - 1.063) = 3.412m,\ B_2 = L/\tan\theta_k = 0.965m$

$$q_{\max} = \frac{2\Sigma V}{X} = \frac{2\times 512.881}{3.412} = 300.676\ kN/m^2$$

$q_1 = q_{\max}\times 0.112/3.412 = 9.829\ kN/m^2$

$q_2 = q_{\max}\times 0.512/3.412 = 45.083\ kN/m^2$

$$q_3 = q_{\max} \times (0.965 + 0.512)/3.412 = 130.136\ kN/m^2$$

$$R_h = (q_2 + q_3)/2 \times K_{PE} \times L + (q_{\max} + q_3)/2 \times B_3 \times \tan(2\phi_b/3) + q_2/2 \times B_1 \times \tan(2\phi_b/3)$$

= 389.822 kN/m

활동에 대한 안전율

$$FS = \frac{R_h}{\sum H} = \frac{389.822}{216.74} = 1.798 \geq 1.2\ (O.K)$$ (지진시 활동 기준안전율 1.2 만족)

④ 기초지반에 대한 안정성 검토

- 편심 계산 및 지반반력 계산

$e > \frac{B}{6} \rightarrow 1.063 > 0.733$ 이므로 압력분포 삼각형으로 형성됨

$$X = 3 \times (B/2 - e) = 3 \times (4.4/2 - 1.063) = 3.412m$$

- 안정 여부 판단

허용지지력은 Terzaghi 이론식에 따라 $q_{ult} = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma D_f N_q$

($c = 0,\ \phi = 40^\circ$ 일때 $N_c = 95.7,\ N_\gamma = 100.4,\ N_q = 81.3,\ D_f = 1.0m,\ \gamma = 20kN/m^3,$ $B = 3.412$)

$$q_{ult} = cN_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma D_f N_q = 5051.163\ kN/m^2$$

$q_a = \frac{q_{ult}}{2} = 2525.581\ kN/m^2$ (지진시 지지력 기준 안전율 2.0 적용)

$$q_{\max} = \frac{2\sum V}{X} = \frac{2 \times 512.881}{3.412} = 300.676\ kN/m^2 < q_a = 2525.581\,kN/m^2\ (O.K)$$

⑤ 옹벽 안정성 검토 결과 (Mononobe-Okabe 방법)

검토사항	안전율	최소 안전율	비고
전도	1.787	1.5	O.K
활동	1.798	1.2	O.K
지지력	$q_{\max} = 300.676\,kN/m^2$	허용값 이내	O.K

⑥ 단면 검토

(a) 벽체 단면 검토

- 동적주동토압계수 및 지진계수

동적수동토압계수는 앞서 토압산정부분에서 산정된 바와 같이 $K_{AE}=0.380$ 으로 산정되며 설계수평진도는 평가요령에 따라 $k_h=\frac{1}{2}\frac{a_{\max}}{g}$ = 0.077 로 산정됨

- 벽체는 벽체와 저판의 접합부 상면을 고정지점으로 하는 캔틸레버로 설계하므로 벽체높이 5.4m에 대해 검토하면 다음과 같다.

· 토압 : $P_{AE}=\frac{1}{2}K_{AE}\,\gamma H^2 \;=\; \frac{1}{2}\times 0.380\times 19\times 5.4^2 \;=105.225\;\; kN/m$

· 구체 관성력

구 분		면적	단위중량	하중	설계수평 진도	관성력 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN-m)
구체자중	①	1.620	24.50	39.690	0.077	3.056	2.7	8.252
	②	0.292	24.50	7.154	0.077	0.551	1.8	0.992
	③	0.518	24.50	12.691	0.077	0.977	1.8	1.759
계				59.535		4.584	2.4	11.002

· 단면력

하중	전단력(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN-m)
토압	105.225	2.7	284.107
구체 관성력	4.584	2.4	11.002
계	109.809		295.109

· 단면 검토결과

구분	계산과정	결과
휨	$\phi M_n=\phi A_s f_y\left(d-\frac{a}{2}\right)=0.85\times 3096\times 400\times\left(520-\frac{60.71}{2}\right)$ $=515.42\;kN\cdot m\geq 295.109(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_c=318.434\;kN>109.809(V_u)$	O.K

※ H22@125mm ; $A_s=3096.8\;mm^2$

$f_{ck}=24\;MPa,\; f_y=400\;MPa,\; b=1{,}000\;mm,\; d=520\;mm,\; a=\frac{A_s f_y}{0.85\cdot f_{ck}b}=\frac{3096\times 400}{0.85\times 24\times 1{,}000}=60.71\;mm$

$\phi V_c=\phi\frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}bd=0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 1000\times 520=318.434\;kN$

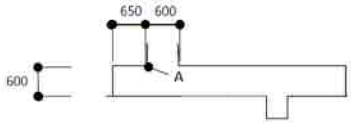
콘크리트의 전단강도(ϕV_c)가 계수전단력(V_u)보다 충분히 크므로 철근의 전단강도(ϕV_s)는 생략

(b) 앞굽 단면 검토

- 앞굽은 벽체와 저판의 접합부에서 벽체의 전면(A)을 고정지점으로 하고 지간 0.65m, 폭 1.0m의 캔틸레버로 설계하며 앞굽위의 복토는 무시한다.

· 구체 자중에 의한 단면력

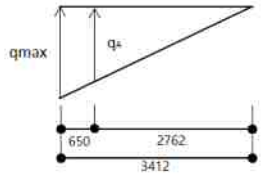
$$W = H \times L \times \gamma_c = 0.6 \times 0.65 \times 24.5 \ = \ 9.555kN$$



· 지반반력에 의한 단면력

$$q_{\max} = \frac{2\sum V}{X} = \frac{2 \times 512.881}{3.412} = 300.676 \ kN/m^2$$

$$q_A = q_{\max} \times 2.762/3.412 = 243.388 \ kN/m^2$$



$$V = (q_{\max} + q_A) \times L \times \frac{1}{2} \ = \ 176.821kN$$

$$M = q_A \times \frac{L^2}{2} \ + \ (q_{\max} - q_A) \times \frac{L}{2} \times \frac{2}{3}L \ = \ 59.484kN \cdot m$$

· 단면력

하중	전단력(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN-m)
구체 자중	-9.555	0.325	-3.105
지반 반력	176.821	-	59.484
계	167.266		56.378

· 단면 검토결과

구분	계산과정	결과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 \times 794.4 \times 400 \times \left(520 - \frac{15.58}{2}\right)$ $= 138.346 \ kN \cdot m \geq 56.378(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_c = 318.434 \ kN > 167.266(V_u)$	O.K

※ H16@250mm ; $A_s = 794.4 \ mm^2$

$f_{ck} = 24 \ MPa$, $f_y = 400 \ MPa$, $b = 1{,}000 \ mm$, $d = 520 \ mm$, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{794.4 \times 400}{0.85 \times 24 \times 1{,}000} = 15.58 \ mm$

$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 520 = 318.434 \ kN$

콘크리트의 전단강도(ϕV_c)가 계수전단력(V_u)보다 충분히 크므로 철근의 전단강도(ϕV_s)는 생략

(c) 뒷굽 단면 검토

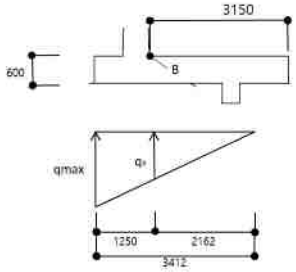
- 뒷굽은 벽체와 저판의 접합부에서 벽체의 배면(B)을 고정지점으로 하고 지간 3.15m, 폭 1.0m의 캔틸레버로 설계한다.

· 뒤채움재에 의한 단면력

구 분	면적	단위중량	수직력(kN)	수직력 모멘트암	모멘트
ⓐ	2.03	19.00	38.56	1.807	69.678
ⓒ	17.01	19.00	323.19	1.575	509.024
ⓓ	0.666	19.00	12.65	2.930	37.065
종합			374.40		615.767

· 구체 자중에 의한 단면력

$$W = H \times L' \times \gamma_c = 0.6 \times 3.15 \times 24.5 \ = \ 46.305kN$$



· 지반반력에 의한 단면력

$$q_{\max} = \frac{2\sum V}{X} = \frac{2 \times 512.881}{3.412} = 300.676 \ kN/m^2$$

$$q_B = q_{\max} \times 2.162/3.412 = 190.507 \ kN/m^2$$

$$V = q_B \times l \times \frac{1}{2} \ = \ 205.892kN \ ,(l = 2.162), \ M = \ q_B \times \frac{l}{2} \times \frac{1}{3} l \ = \ 148.346kN \cdot m$$

· 단면력

하중	전단력(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN-m)
뒤채움재 자중	374.40	-	615.767
구체 자중	46.305	1.575	72.930
지반 반력	-205.892	-	-148.346
계	214.813		540.351

· 단면 검토결과

구분	계산과정	결과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times \left(520 - \frac{79.48}{2}\right)$ $= 661.906 \ kN{\cdot}m \geq 540.351(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_c = 318.434 \ kN > 214.813(V_u)$	O.K

※ H25@125mm ; $A_s = 4053.6 \ mm^2$

$f_{ck} = 24 \ MPa, \ f_y = 400 \ MPa, \ b = 1{,}000 \ mm, \ d = 520 \ mm, \ a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \frac{4053.6 \times 400}{0.85 \times 24 \times 1{,}000} = 79.48 \ mm$

$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} bd = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 520 = 318.434 \ kN$

콘크리트의 전단강도(ϕV_c)가 계수전단력(V_u)보다 충분히 크므로 철근의 전단강도(ϕV_s)는 생략

(d) 활동 방지벽 단면 검토

- 활동 방지벽은 벽체에 작용하는 수동토압에 대해 캔틸레버로 설계하므로 벽체높이 0.45m에 대해 검토하면 다음과 같다.

$\theta_k = 45^\circ - \phi_b/2 = 25^\circ$, L = 0.45 m

$X = 3 \times (B/2 - e) = 3 \times (4.4/2 - 1.063) = 3.412m$,

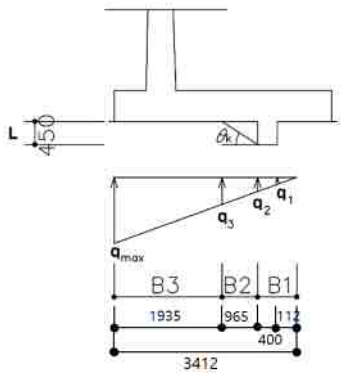
$B_2 = L/\tan\theta_k = 0.965m$

$q_{\max} = \dfrac{2\sum V}{X} = \dfrac{2 \times 512.881}{3.412} = 300.676\ kN/m^2$

$q_1 = q_{\max} \times 0.112/3.412 = 9.829\ kN/m^2$

$q_2 = q_{\max} \times 0.512/3.412 = 45.083\ kN/m^2$

$q_3 = q_{\max} \times (0.965 + 0.512)/3.412 = 130.136\ kN/m^2$

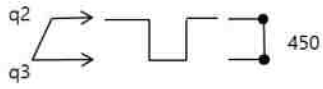


q_2, q_3에 대해 수동토압 계수($K_{PE} = 4.43$)를 적용하여 단면력을 산정하면 다음과 같다.

$V = (q_2 + q_3)/2 \times K_{PE} \times L = 174.703kN$

$M = q_2 \times K_{PE} \times L \times \dfrac{L}{2} + (q_3 - q_2) \times K_{PE} \times \dfrac{L}{2} \times \dfrac{2L}{3}$

$= 45.669kN \cdot m$



· 단면력

하중	전단력(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN-m)
토압	174.703	-	45.669
계	174.703	-	45.669

· 단면 검토결과

구분	계산과정	결과
휨	$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \dfrac{a}{2}\right) = 0.85 \times 794.4 \times 400 \times \left(300 - \dfrac{15.58}{2}\right)$ $= 78.925\ kN{\cdot}m \geq 45.669(M_u)$	O.K
전단	$\phi V_c = 183.712\ kN > 174.703(V_u)$	O.K

※ H16@250mm ; $A_s = 794.4\ mm^2$

$f_{ck} = 24\ MPa,\ f_y = 400\ MPa,\ b = 1{,}000\ mm,\ d = 300\ mm,\ a = \dfrac{A_s f_y}{0.85 \cdot f_{ck} b} = \dfrac{794.4 \times 400}{0.85 \times 24 \times 1{,}000} = 15.58\ mm$

$\phi V_c = \phi \dfrac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}bd = 0.75 \times \dfrac{1}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 300 = 183.712\ kN$

콘크리트의 전단강도(ϕV_c)가 계수전단력(V_u)보다 충분히 크므로 철근의 전단강도(ϕV_s)는 생략

기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령

승인 국토교통부 시설안전과
발행 한국시설안전공단

2004년 5월 제정
2020년 6월 개정

* 본 요령의 내용에 관한 질의 및 건의 사항은 국토교통부 시설안전과 및 한국시설안전공단으로 연락하여 주시기 바랍니다.

한국시설안전공단 (http://www.kistec.or.kr)
(우) 52856 경상남도 진주시 에나로 128번길 24 대표전화 1588-8788

본 요령의 내용은 공단 홈페이지에서 다운로드 받으실 수 있습니다.