

제 4 장

내진성능평가 일반사항

- 4.1 개요
- 4.2 내진성능기준
- 4.3 유효수평가속도
- 4.4 지반의 분류
- 4.5 설계지반운동
- 4.6 내진성능평가 절차
- 4.7 지진해석방법
- 4.8 구성요소의 내진성능평가
- 4.9 기초평가
- 4.10 지반액상화 평가

제4장 내진성능평가 일반사항

4.1 개요

본 과업은 「지진·화산 재해대책법」 제14조(내진설계기준의 설정) 및 동법 시행령 제10조의2(내진설계기준 공통적용사항)에 따른 내진성능평가 용역으로서 시설물에 대하여 해당 내진설계기준에서 규정하고 있는 목표성능을 만족하는지와 내진보강 여부를 판단하는데 그 목적이 있다.

4.2 내진성능기준

4.2.1 내진등급

시설물의 내진등급은 중요도에 따라서 내진특등급, 내진 I 등급, 내진 II 등급으로 분류한다.

〈표 4.1〉 내진등급의 분류

분 류	내 용
내진특등급	-내진I등급 중에서, 국방, 방재상 매우 중요한 교량 또는 지진 피해 시 사회경제적으로 영향이 매우 큰 교량
내진 I 등급	- 고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반국도상의 교량 및 이들 도로 위를 횡단하는 교량 - 지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량 및 이들 도로 위를 횡단하는 교량 - 해당도로의 일일계획교통량을 기준으로 판단했을 때 중요한 교량
내진 II 등급	- 내진특등급 및 내진I등급교에 속하지 않는 교량

4.2.2 내진성능수준

시설물의 내진성능수준은 기능수행수준, 즉시복구수준, 장기복구/인명보호수준과 붕괴방지수준으로 분류하며, 시설물의 중요도에 따라 요구되는 내진성능수준을 만족하도록 설계하여야 한다.

〈표 4.2〉 내진성능수준의 분류

분 류	내 용
기능수행수준	설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 경미하여 그 구조물이나 시설물의 기능이 유지될 수 있는 성능수준
즉시복구수준	설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 크지 않아 단기간 내에 즉시 복구되어 원래의 기능이 회복될 수 있는 성능수준
장기복구 /인명보호수준	설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 큰 손상이 발생할 수 있지만 장기간의 복구를 통하여 기능 회복이 가능하거나, 시설물에 상주하는 인원 또는 시설물을 이용하는 인원에게 인명손실이 발생하지 않는 성능수준
붕괴방지수준	설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 매우 큰 손상이 발생할 수는 있지만 구조물이나 시설물의 붕괴로 인한 대규모 피해를 방지하고, 인명 피해를 최소화하는 성능수준

4.2.3 내진성능목표

내진성능목표는 평균재현주기를 갖는 설계지진과 요구되는 내진성능수준의 조합으로 정의한다. 시설물의 내진등급에 따라 기능수행수준, 즉시복구수준, 장기복구/인명보호수준, 붕괴방지수준 중에서 두 개 이상의 내진성능수준을 선택하여 적용할 수 있다. 시설물별로 보다 강화된 내진성능목표가 필요한 경우에는 다음 표에 규정된 최소 내진성능목표 이상으로 설계하여야 한다.

〈표 4.3〉 최소 내진성능목표

설 계 지 진	내진성능수준 평균재현주기	기능수행	즉시복구	장기복구/ 인명보 호	붕괴방지
	50년	내진II등급			
	100년	내진I등급	내진II등급		
	200년	내진특등급	내진I등급	내진II등급	
	500년		내진특등급	내진I등급	내진II등급
	1,000년			내진특등급	내진I등급
	2,400년				내진특등급
	4,800년				내진특등급

4.3 유효수평가속도

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.

행정구역에 의한 방법으로 평균재현주기에 따른 유효수평지반가속도(S)를 결정할 때는 다음 식과 같이 지진구역계수(Z)에 각 평균재현주기의 위험도계수(I)를 곱하여 결정한다.

$$S = Z \times I$$

4.3.1 지진구역

〈표 4.4〉 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 , 제주

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

4.3.2 지진구역계수

〈표 4.5〉 지진구역계수(평균재현주기 500년)

지진구역	Ⅰ	Ⅱ
지진구역계수, Z	0.11	0.07

4.3.3 위험도계수

〈표 4.6〉 위험도계수

평균재현주기 (년)	50	100	200	500	1,000	2,400	4,800
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0	2.6

4.4 지반의 분류

국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 다음 표에서와 같이 $S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6$ 의 6종으로 분류한다. 다만, 기반암은 전단파속도가 760m/s 이상인 지층으로 정의한다. 토층의 평균전단파속도($V_{s,soil}$)는 탄성파시험 결과가 있을 경우 이를 우선적으로 적용한다. 이때, 탄성파시험은 시추조사를 바탕으로 가장 불리한 시추공에서 수행하는 것을 원칙으로 한다.

〈표 4.7〉 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		

- 1) 기반암 깊이와 무관하게 토층평균전단파속도가 120m/s 이하인 지반은 S_5 지반으로 분류한다.
- 2) 지반종류 S_6 은 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 > 3m)
 - ③ 매우 높은 소성을 띤 점토지반(지층의 두께 > 7m이고, 소성지수 > 75)
 - ④ 층이 매우 두껍고 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토(지층의 두께 > 36m)
 - ⑤ 기반암이 깊이 50m를 초과하여 존재하는 지반

4.5 설계지반운동

1) 설계지반운동의 정의와 고려 사항

- ① 설계지반운동의 특성은 흔들림의 세기, 진동수성분 및 지속시간으로 정의한다.
- ② 설계지반운동은 통계학적으로 독립인 수평 2축운동과 수직운동으로 정의한다.
- ③ 수직운동은 수평 2축운동과 별도로 정의한다.
- ④ 설계지반운동의 세기 및 진동수성분은 기본적으로 응답스펙트럼으로 표현한다.

2) 암반지반(S_1 지반) 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼

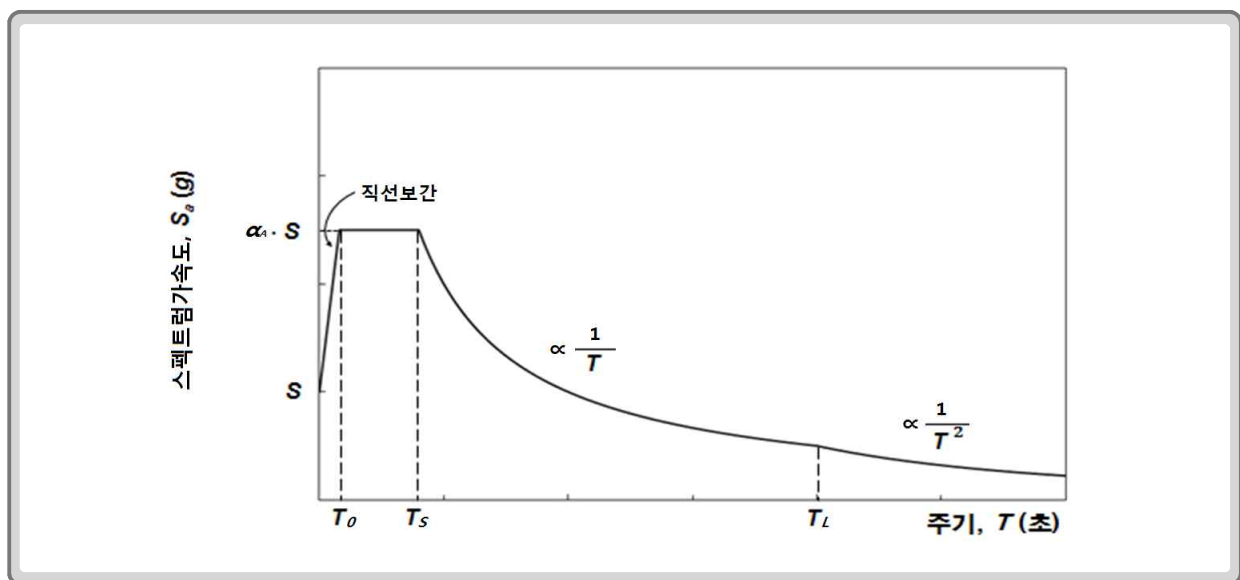
- ① 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 [그림 4.1] 및 [표 4.8]로 정의되며, 각 주기영역에 대한 설계스펙트럼가속도(S_a)는 [표 4.9]와 같다.

〈표 4.8〉 가속도표준설계응답스펙트럼 전이주기

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

〈표 4.9〉 주기영역별 설계스펙트럼가속도(S_a)

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

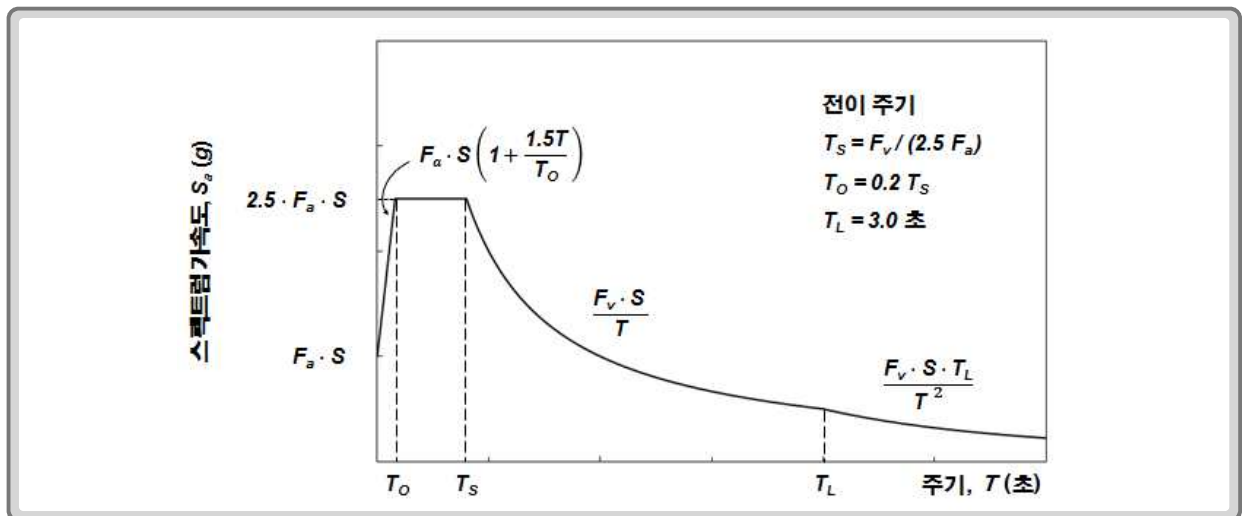


〈그림 4.1〉 가속도표준설계응답스펙트럼(암반지반)

- 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 에 제시한 감쇠보정계수 C_d 를 표준설계응답스펙트럼에 곱해서 구할 수 있다. 단, 감쇠비가 0.5%보다 작은 경우에는 적용하지 않으며 해당 구조물의 경우 응답이력해석(=시간이력해석)을 권장한다.

3) 토사지반($S_2 \sim S_5$ 지반) 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼

- ① 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 다음과 같이 정의한다.



〈그림 4.2〉 가속가속도표준설계응답스펙트럼(토사지반)

- ② 유효수평지반가속도(S)에 따른 단주기지반증폭계수(F_a)와 장주기지반증폭계수(F_v)는 다음 표를 이용하여 결정한다. 유효수평지반가속도(S)의 값이 중간 값에 해당할 경우 직선보간하여 결정한다.

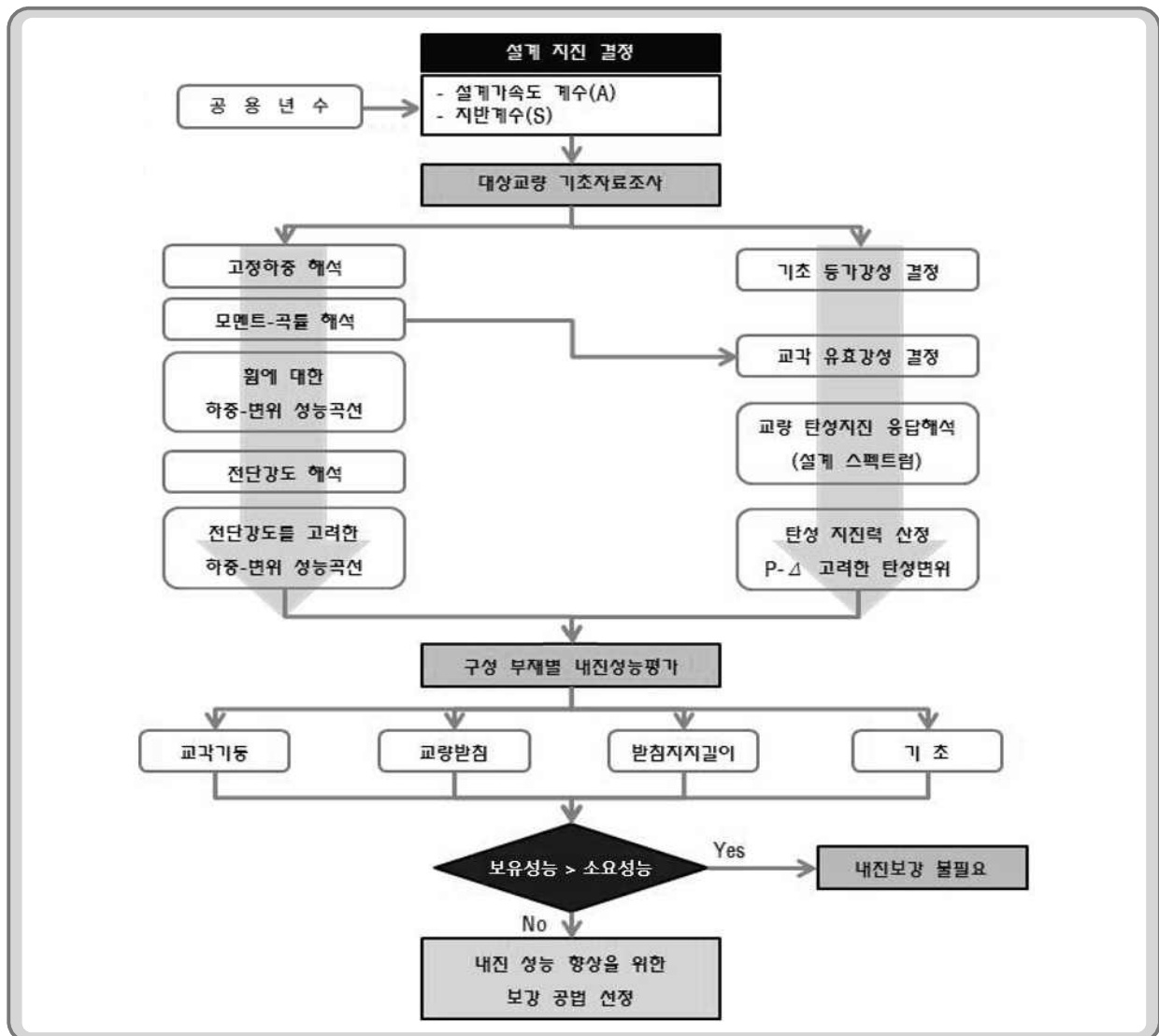
〈표 4.10〉 지반증폭계수(F_a 및 F_v)

지반종류	단주기지반증폭계수, F_a			장주기지반증폭계수, F_v		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
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.

4.6 내진성능평가 절차

기존교량의 내진성능평가는 구성부재의 내진성능을 파악하기 위해서 실시하는 것이며 구성부재가 보유하고 있는 보유성능(Capacity)과 지진에 의해 요구되는 소요성능(Demand)을 비교하여 평가한다. 주요한 구성부재는 교각, 교량받침부, 받침지지길이, 기초 및 지반액상화이다.



〈그림 4.3〉 내진성능평가 흐름도

4.7 지진해석방법

4.7.1 해석방법

- 1) 교량의 지진해석방법은 다중모드스펙트럼해석법을 기본으로 하며, 1차 고유진동모드가 탁월한 경우에는 단일모드스펙트럼해석법을 사용할 수 있다.
- 2) 정밀해석을 요한다고 판단되는 교량에 대해서는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법(시간이력해석법 등)을 사용할 수 있다.
- 3) 단경간교는 상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 최대지반가속도를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향, 횡방향 및 수직방향에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 이 때 최대지반가속도는 암반지반(S_1)의 경우는 유효수평지반가속도(S)로 하고, 토사지반($S_2 \sim S_5$)의 경우는 유효수평지반가속도(S)와 단주기 지반증폭계수(F_a)를 곱한 값으로 한다.
- 4) 지진구역Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급교에서 상부구조와 하부구조를 연결하는 교량받침이나 기계장치는 고정하중의 20%에 해당하는 수평지진력이 구속방향으로 작용한다고 보고 이에 저항하도록 설계하여야 한다. 종방향으로 구속되어 있을 경우 종방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 상부구조의 각 세그먼트의 자중으로 정의된다. 횡방향으로 구속되어 있을 경우 횡방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 그 교량받침에서의 고정하중 반력으로 정의된다.
- 5) 지진해석시 모든 고정된 교각 또는 교대 지점들은 동일 시점에 있어서 동일한 지반운동을 한다고 가정한다.

4.7.2 다중모드스펙트럼해석법

- 1) 다중모드스펙트럼해석법은 비정형 교량의 3방향 연계효과와 최종응답에 대한 다중모드의 기여 효과를 결정하기 위해 공인된 공간빠대 선형 동적해석 프로그램을 사용하여 수행하여야 한다.
- 2) 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위해 연결부와 절점으로 구성된 3차원 공간 빠대 구조물로 모형화하여야 한다. 각 연결부와 절점은 6개의 자유도, 즉 3개의 이동 자유도와 3개의 회전 자유도를 갖도록 모형화 하여야 한다. 구조 질량은 최소한 3개의 이동 관성향을 갖는 집중질량으로 모형화하여야 하며, 구조 질량은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려하여야 한다. 지진 시에도 교량에 큰 활하중이 재하되어 있을 가능성이 많은 경우에는 그 활하중의 관성효과를 고려하여야 한다.

상부구조는 최소한 각 경간단부의 연결부와 지간의 1/4지점마다 절점을 가진 공간빠대

부재의 집합체로 모형화하여야 한다. 신축이음부와 교대의 불연속 부분도 상부구조에 포함하여야 하며, 이 때 집중질량의 관성효과를 분배하여야 한다.

하부구조에서 중간 기둥 또는 교각들은 일반적으로, 인접 지간길이의 1/3 보다 짧은 길이를 갖는 짧고 강성이 강한 기둥에 대해서는 중간 절점이 불필요하나, 길고 유연한 기둥은 기둥단부의 연결부 외에 2개의 1/3지점을 중간 절점으로 모형화하여야 한다. 하부구조의 모형은 상부구조에 대한 기둥의 편심을 고려하여야 한다. 기둥 또는 교각 하부와 교대에서의 지반은 등가의 선형 스프링계수를 이용하여 모형화할 수 있다.

- 3) 고려중인 방향에 대하여 해석에 필요한 교량의 주기와 모드형상은 고정지반 조건에 대해서 지진에 저항하는 전체 시스템의 질량과 강성을 고려하여 이론적으로 확립된 방법에 의해 계산하여야 한다. 해석에 사용하는 교량 구성요소의 감쇠는 구성요소의 역학적 거동특성을 고려하여 산정하여야 한다. 각 진동모드의 구조감쇠는 안전측으로 설계가 되도록 산정하거나 각 구성요소의 감쇠의 기여도를 고려하여 산정하여야 한다.
- 4) 응답해석 시 고려되는 모드의 수는 지간 수의 3배 이상이어야 한다. 이 때, 잔여모드를 모두 포함하여 해석하더라도 응답이 10 % 이상 증가하지 않는 개수의 모드를 고려하여야 한다.
- 5) 부재의 단면력과 변위는 개별 모드들로부터 구한 각각의 응답성분(예를 들면, 힘, 변위 또는 상대변위)을 CQC방법(Complete Quadratic Combination)으로 조합하여 계산하여야 한다.

4.7.3 단일모드스펙트럼해석법

- 1) 교각에 작용하는 평가지진하중은 교량의 탄성주기를 계산하여 내진성능 평가기준지진에 대한 응답스펙트럼으로부터 응답가속도(탄성지진응답계수, C_s)의 크기를 결정하여 계산한다. 이때, 교각의 탄성상태는 균열 발생 후 인장측 최연단 축방향철근이 처음으로 항복하는 초기항복상태로 정의한다.

교량의 탄성상태라 함은 교각단면에 균열이 발생하지 않아 전단면이 유효한 상태를 말하는 것이 아니라 교각단면에 인장균열이 발생하고 인장측 최연단철근이 최초로 항복하는 초기항복상태로 말한다. 교량의 탄성주기는 종방향(교축방향) 및 횡방향(교축직각방향)에 대하여 다음과 같이 각각 계산한다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}}$$

여기서, g 는 중력가속도(9.81m/sec^2), p_0 는 상부구조의 관성력 작용 위치에 가하는 균일한 등분포하중이다. α , γ 는 다음과 같이 계산된다.

$$\alpha = \int v_s(x) dx$$

$$\gamma = \int w(x)v_s(x)^2 dx$$

여기서 $w(x)$ 는 교량상부와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정 하중이며, $v_s(x)$ 는 균일한 등분포하중 p_0 에 의한 정적 처짐이다.

- 2) 종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중은 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$p_e(x) = \frac{\beta S_a}{\gamma} w(x)v_s(x)$$

여기서, $p_e(x)$ 는 상부구조의 단위길이당 작용하는 지진하중이며, β 는 상부구조의 단위 길이당 작용하는 지진하중을 계산하는데 사용되는 계수이며 다음 식과 같다.

4.7.4 해석방법 선정

일반적인 교량형태에 따른 지진해석방법에는 크게 단일모드 스펙트럼 해석법과 다중모드 스펙트럼 해석법이 있으며 다중모드스펙트럼해석법을 기본으로 하며, 1차 고유진동모드가 탁월한 경우에는 단일모드스펙트럼해석법을 사용할 수 있다. 보다 정밀한 해석을 필요하다고 판단되는 교량에 대해서는 시간이력해석법 또는 발주처가 인정하는 검증된 해석법을 사용하여 선형 혹은 비선형해석을 수행할 수 있다.

〈표 4.11〉 내진성능평가 해석방법

해석방법	적용 교량 형식	적용
단일모드 스펙트럼해석법	- 질량분포가 일정하고 경간 사이의 강성비가 거의 일정한 정형구조형 태를 가진 교량 - 첫번째 진동모드가 대부분의 동적응답을 지배하는 교량	
다중모드 스펙트럼해석법	- 비정형 교량으로 진동모드간의 연계효과가 큰 교량이나 내부 중심각이 있는 곡선교량 - 고차의 진동모드가 동적응답에 기여할 것 같은 교량 - 결과의 정확도와 업무상에 효율적이므로 본 과업에서는 다중모드 스펙트럼해석으로 평가하는 것이 바람직하다고 판단하여 다중모드 스펙트럼해석방법으로 실행	○
시간이력해석법	- 기하학적 형태가 복잡한 구조를 가진 교량 - 지진격리받침의 비선형특성을 고려한 지진격리교량 - 사장교, 현수교 등 예상하지 못하는 구간에 소성현상이 발생할 가능성이 충분히 있는 교량	

4.7.5 조합탄성지지력

탄성 지진력의 조합은 30% 규정에 따라 조합한다. 교량이 교축방향 및 교축직각방향으로 이상적인 대칭구조(교량의 질량중심과 강성 중심이 일치)라면 교축방향의 입력지반운동에 대해서는 교축방향으로만 응답이 발생하고 교축직각방향의 입력지반운동에 대해서는 교축

직각방향으로만 응답이 발생하게 된다. 만약 이상적인 대칭구조가 아니면 교축방향의 입력 지반운동에 대해서 교축직각방향의 응답도 발생하게 되고, 교축직각방향의 입력지반운동에 대해서도 교축방향의 응답이 발생하게 된다. 따라서 교량의 내진성능 평가를 위한 교축방향 및 교축직각방향의 탄성지진력은 이러한 효과를 고려하기 위해 아래 식과 같이 30%규정을 적용하여 산정한 조합탄성지진력을 사용한다.

〈표 4.12〉 조합탄성지진력 조합

구 분	산 정 식	비 고
COM1	$[F_E^L]_{COM1} = 1.0 \times [F_E^L]_L + 0.3 \times [F_E^L]_T$	교축방향
	$[F_E^T]_{COM1} = 0.3 \times [F_E^T]_L + 1.0 \times [F_E^T]_T$	교축직각방향
COM2	$[F_E^L]_{COM2} = 0.3 \times [F_E^L]_L + 1.0 \times [F_E^L]_T$	교축방향
	$[F_E^T]_{COM2} = 1.0 \times [F_E^T]_L + 0.3 \times [F_E^T]_T$	교축직각방향
조합탄성지진력	$[F_E^L]_{COMB} = \max < [F_E^L]_{COM1}, [F_E^L]_{COM2} >$	교축방향
	$[F_E^T]_{COMB} = \max < [F_E^T]_{COM1}, [F_E^T]_{COM2} >$	교축직각방향

여기서, COM1 : 평가지진하중에 의한 탄성지진력의 크기를 교축방향은 1.0,

교축직각방향은 0.3으로 하여 하중조합한 경우

COM2 : 평가지진하중에 의한 탄성지진력의 크기를 교축방향은 0.3,

교축직각방향은 1.0으로 하여 하중조합한 경우

$[F_E^L]_{COMB}$: 교축방향의 조합탄성지진력

$[F_E^L]_L$: 교축방향 평가지진하중에 대한 교축방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_L$: 교축방향 평가지진하중에 대한 교축직각방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_{COMB}$: 교축직각방향의 조합탄성지진력

$[F_E^L]_T$: 교축직각방향 평가지진하중에 대한 교축방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_T$: 교축직각방향 평가지진하중에 대한 교축직각방향의 탄성지진력

$[F_E]$ 는 지진시 교각의 탄성지진력으로 받침상부의 변위($[\Delta_E]$), 전단력($[V_E]$) 및 모멘트($[M_E]$)를 통칭하며, 첨자 L과 T는 교축방향 및 교축직각방향을 의미하며, 위첨자는 응답방향을, 아래첨자는 평가지진하중의 방향을 의미한다.

4.8 구성요소의 내진성능평가

4.8.1 교량받침

교량받침은 받침 본체 및 앵커부에 대하여 내진성능을 평가하며 내진성능평가는 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능과 소요성능을 비교하여 평가한다.

가. 받침 본체

1) 보유성능

보유성능은 지진방향에 따라 저항하는 교량받침의 횡방향 저항용량의 총합으로 한다. 받침 본체 1개의 횡 방향 저항용량은 실험 또는 국부파괴를 고려할 수 있는 수치해석에 의하여 결정한다. 만약, 제조사에서 제공하는 자료 또는 도면 등에 횡 방향 용량이 표기되어 있는 경우에는 이를 이용할 수 있다. 단, 현장조사를 통하여 받침부의 상태, 손상유무, 기능발휘 여부 등 현 여건을 고려하여야 적정하게 보정한다.

지진에 대하여 횡 방향으로 저항하는 받침의 총 저항용량은 다음 식과 같이 계산할 수 있다.

$$F_{B,C}^L = f_B^L \times n_B^L \quad \text{교축방향}$$

$$F_{B,C}^T = f_B^T \times n_B^T \quad \text{교축직각방향}$$

여기서, $F_{B,C}$ 는 받침의 총저항력으로 아래첨자 C는 Capacity를 의미한다. f_B 는 받침 1개의 횡 방향 저항용량, n_B 는 지진방향에 따라 저항하는 받침개수이다. 위첨자 L과 T는 각각 교축방향 및 교축직각방향을 의미한다.

2) 소요성능

소요성능 산정 시 받침 본체에 작용하는 평가지진하중은 교각에 의해 교축방향 및 교축직각방향으로 전달되는 지진하중으로 하며, 이는 교각의 조합 탄성 지진력과 교각의 단면강도 중에서 작은 값으로 한다.

받침 본체에 작용하는 교축방향 및 교축직각방향의 지진하중($F_{B,D}$)은 조합 탄성 지진력($[F_E]_{comb}$)과 교각 단면강도(F_n)를 비교하여 작은 값으로 한다.

$$F_{B,D}^L = \text{Min}(F_n^L, [F_E]_{comb}^L) \quad \text{교축방향}$$

$$F_{B,D}^T = \text{Min}(F_n^T, [F_E]_{comb}^T) \quad \text{교축직각방향}$$

여기서,

F_n^L : 교축방향의 단면강도

F_n^T : 교축직각방향의 단면강도

$[F_E^L]_{comb}$: 교축방향의 조합 탄성 지진력

$[F_E^T]_{comb}$: 교축직각방향의 조합 탄성 지진력

3) 내진성능

내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능과 소요성능을 비교하여 평가한다. 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능과 소요성능을 비교하여 다음과 같이 평가한다.

$F_{B,C}^L \geq F_{B,D}^L$ and $F_{B,C}^T \geq F_{B,D}^T$ 만 족

$F_{B,C}^L < F_{B,D}^L$ or $F_{B,C}^T < F_{B,D}^T$ 불만족

나. 앵커강재

1) 보유성능

앵커강재의 보유성능($V_{anc,c}$)은 앵커강재의 전단강도(V_{sa})와 받침부의 마찰력($\mu_D D$) 중 큰 값으로 한다.

$$V_{anc,c} = \max[V_{sa}, (\mu_D D)]$$

여기서,

V_{sa} : 앵커강재의 전단강도

$\mu_D D$: 받침부의 마찰력

• 앵커강재의 전단강도(V_{sa})

- 헤드스터드(선설치) : $V_{sa} = n A_{se,V} f_{uta}$

- 헤드볼트와 갈고리볼트 : $V_{sa} = n 0.6 A_{se,V} f_{uta}$ (선설치 헤드볼트 및 후설치앵커)

여기서,

n : 전단에 대한 앵커 그룹에서 앵커의 수

$A_{se,V}$: 전단에 대한 앵커의 유효단면적(mm²)

f_{uta} : 앵커강재의 설계기준 인장강도(MPa)로 $1.9f_{ya}$ 와 860MPa 중 작은 값을 초과할 수 없다.

f_{ya} : 앵커강재의 설계기준 항복강도(MPa)

- 받침부의 마찰력($\mu_D D$)

- 받침부의 마찰력 = $\mu_D D$

여기서,

μ_D : 받침 하부판과 무수축 모르타르 사이의 마찰계수(=0.45)

D : 받침에 작용하는 유효압축력으로서 정밀지진해석을 하지 않은 경우에는 고정하중에 의한 수직력의 88% 적용

2) 소요성능

소요성능은 받침본체에 작용하는 지진하중에 의하여 앵커강재에 작용하는 전단력($V_{anc,d}$)으로 한다.

3) 내진성능

내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능이 소요성능 이상이면 만족하는 것으로 평가한다.

$$\frac{V_{anc,c}}{V_{anc,d}} \geq 1.0 \quad (\text{교축방향 및 교축직각방향}) \text{이면 만족}$$

다. 브레이크아웃

1) 보유성능

앵커부의 브레이크아웃 보유성능($V_{brk,c}$)은 문힘콘크리트의 브레이크아웃강도($V_{brk,ec}$)와 브레이크아웃 앵커철근의 강도($V_{brk,s}$) 중 큰 값으로 한다.

$$V_{brk,c} = \max[V_{brk,ec}, V_{brk,s}]$$

여기서,

$V_{brk,ec}$: 문힘콘크리트의 브레이크아웃강도

$V_{brk,s}$: 브레이크아웃 앵커철근의 강도

- 문힘콘크리트의 브레이크아웃강도 ($V_{brk,ec}$)

$$V_{brk,ec} = V_{cbg} + 0.6D \leq 1.6V_{cbg}$$

여기서,

$$V_{cbg} : \text{콘크리트 브레이크아웃강도} (V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_b)$$

D : 교량받침에 작용하는 유효수직력

A_{Vco} : 모서리의 영향, 간격, 부재 두께에 제한을 받지 않는 경우, 전단에 저항하는 단일 앵커의 콘크리트 파괴면의 투영면적(mm²). ($A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2$)

A_{Vc} : 전단에 저항하는 특정한 앵커 배치(모서리의 영향, 간격 및 부재 두께를 고려)를 갖는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm²). 단, A_{Vc} 는 nA_{Vco} 를 초과할 수 없다. n 은 전단에 저항하는 앵커 수

$\psi_{ed,V}$: 전단력을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리 효과에 대한 수정계수

- $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ 인 경우, $\psi_{ed,V} = 1.0$

- $c_{a2} < 1.5c_{a1}$ 인 경우, $\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$

$\psi_{c,V}$: 사용하중 시 균열 여부 및 보조철근에 따른 전단강도 수정계수

- $\psi_{c,V} = 1.0$: 보조철근이 없거나 D13 미만의 가장자리 보강근이 배치된 균열 콘크리트에 설치된 앵커

- $\psi_{c,V} = 1.2$: 앵커와 가장자리 사이에 D13 이상의 보조철근이 있는 균열 콘크리트에 설치된 앵커

- $\psi_{c,V} = 1.4$: 균열이 발생하지 않는 콘크리트에 설치된 앵커, 또는 앵커와 가장자리 사이에 D13 이상의 보조철근이 있고, 이 보조철근이 100mm 이하의 간격의 스티럽으로 둘러싸인 균열 콘크리트에 설치된 앵커

c_{a1} : 앵커 샤프트 중심부터 전단력 방향으로 콘크리트 단부까지 거리(mm).

단, 세 개 이상의 가장자리에 의해 영향을 받는 앵커에 대해서는 전단력에 대한 콘크리트 파괴강도 산정에 사용되는 c_{a1} 을 적용 가능한 모든 방향에 대하여 $c_{a2}/1.5$, $h_a/1.5$ 및 앵커 그룹에서 앵커 최대 간격의 1/3 중 큰 값 이하로 함

c_{a2} : 앵커 중심으로부터 c_{a1} 과 직각방향에 있는 콘크리트 단부까지의 거리(mm)

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 브레이크아웃강도

- 일반적인 앵커 : 두값 중 작은값 이하이어야 한다.

$$V_b = \left(0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \right) \lambda_a \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$$

$$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$$

- 10mm이상 앵커직경의 1/2에 해당하는 최소두께를 갖는 강재부속물에 연속 용접된 선설치 헤드스터드, 헤드볼트 또는 갈고리볼트 : 두값 중 작은값 이하이어야 한다.

$$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$$

$$V_b = 0.66 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$$

l_e : 전단력에 대해 앵커가 지압을 받는 길이. ($l_e \leq 8d_0$)

$l_e = h_{ef}$: 묻힌 단면의 전체길이에 걸쳐 일정한 강성을 갖는 앵커

(헤드스터드 및 전체 묻힘깊이에 걸쳐 단일 관을 가지는 후설치앵커)

$l_e = 2d_a$: 간격슬리브가 확장슬리브와 분리된 비틀림제어 확장앵커

d_a : 앵커 직경

λ_a : 앵커 강도 설계에서 경량콘크리트의 저감된 물성을 고려한 수정계수

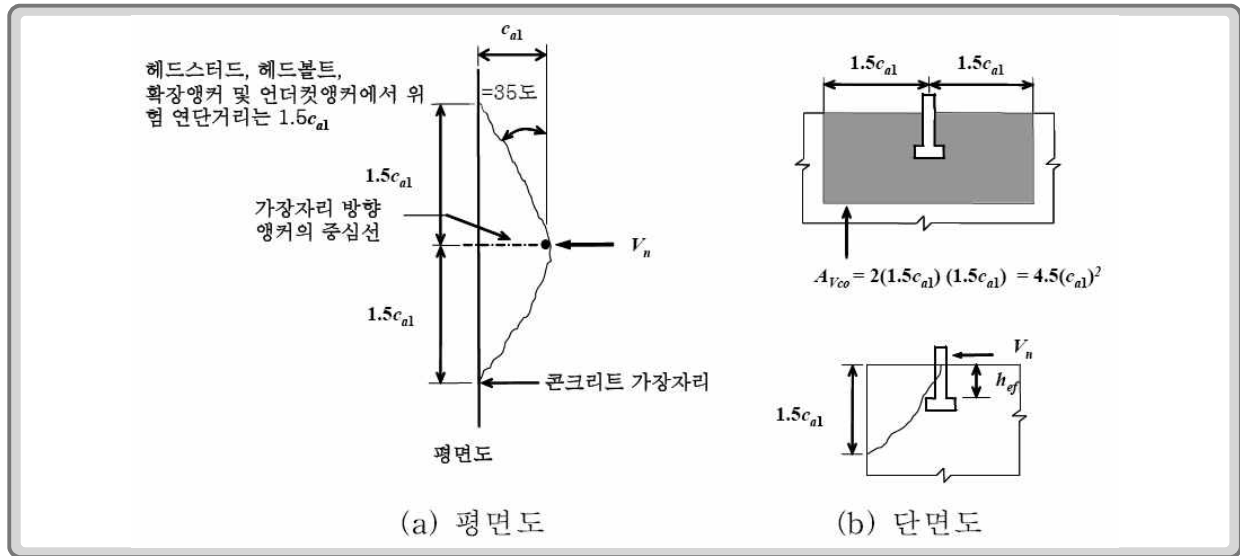
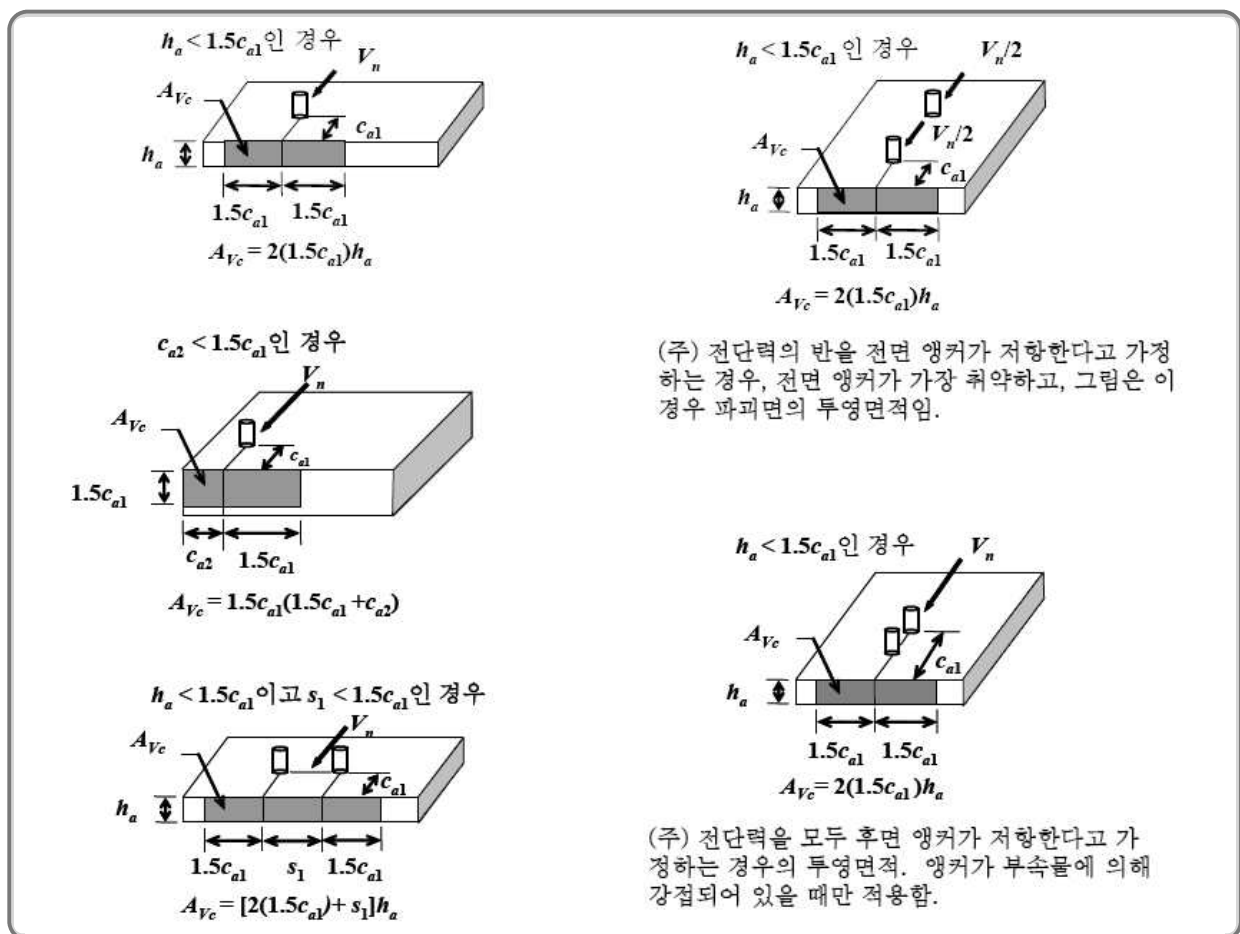
- 브레이크아웃 앵커철근의 강도($V_{brk,s}$)

$$V_{brk,s} = A_{v,brk} f_y$$

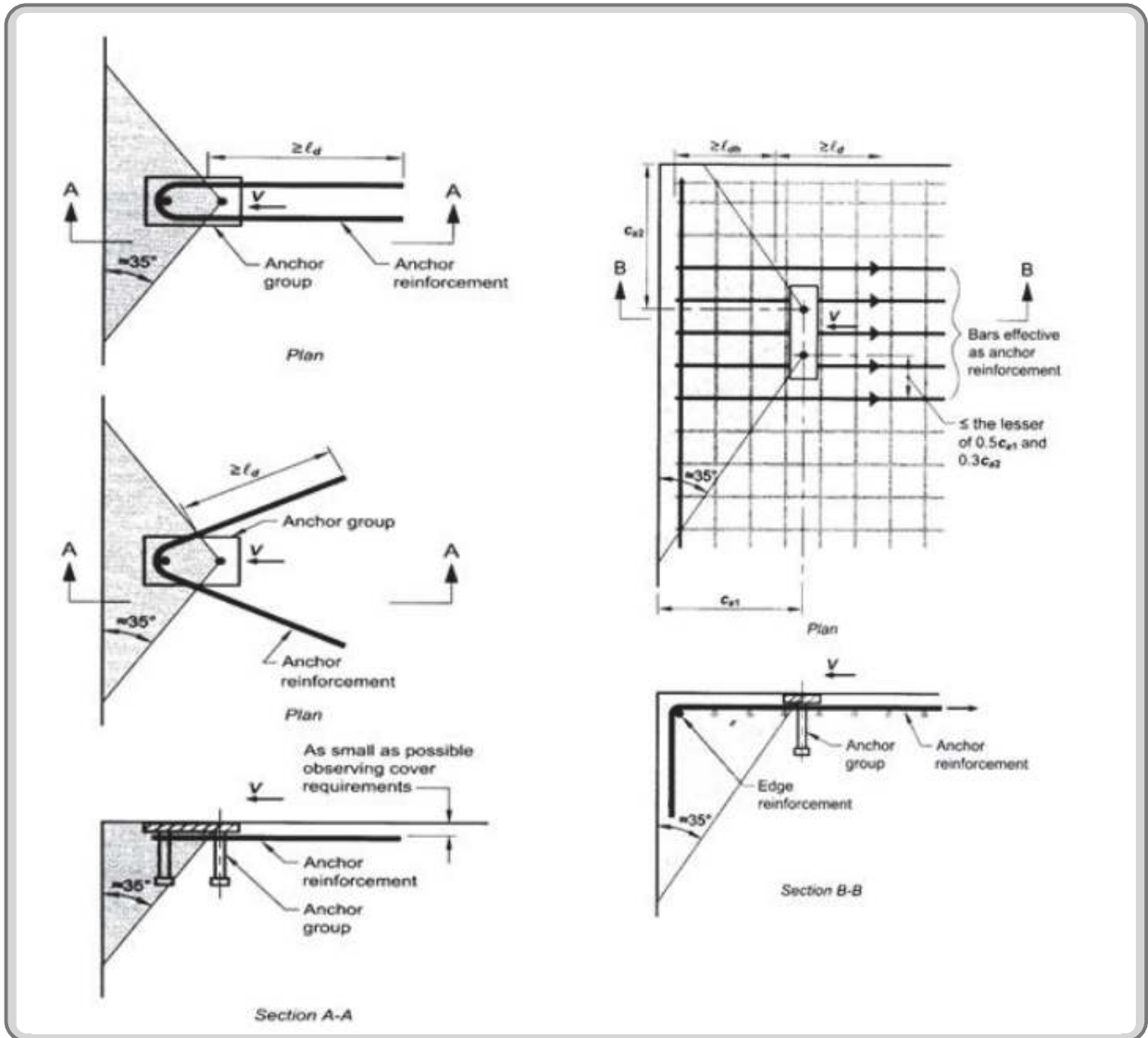
여기서,

$V_{v,brk}$: 브레이크아웃 앵커철근의 단면적

f_y : 브레이크아웃 앵커철근의 항복강도

〈그림 4.4〉 A_{Vco} 산정〈그림 4.5〉 단일 앵커 및 앵커 그룹의 투영면적과 A_{Vc} 산정

- 앵커철근이란 콘크리트 브레이크아웃 파괴면을 기준으로 양쪽으로 [KDS 14 20 52]에 따라 정착되어 있거나 혹은 앵커를 감싸고 브레이크아웃 파괴면을 지나서 [KDS 14 20 52]에 따라 정착된 철근을 말한다. 전단에 대해 유효한 앵커철근은 그림과 같이 가장자리 철근을 감싸고 콘크리트 파괴선을 지나 정착된 스톱럽, 띠철근, 헤어핀 등으로 앵커 중심에서 $0.5c_{a1}$ 과 $0.3c_{a2}$ 중 작은값 이내에 배치되어 콘크리트 파괴선을 기준으로 양쪽으로 충분한 정착 길이($l_{dh} + l_d$ 이상)를 확보하고 있는 지름이 19mm 이하인 철근만을 말한다.



〈그림 4.6〉 앵커철근으로 간주되는 범위 및 정착조건

2) 소요성능

앵커부의 브레이크아웃의 소요성능은 지진하중에 의하여 받침부에 작용하는 전단력 ($V_{bear,d}$)으로 한다.

3) 내진성능

내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능이 소요성능 이상이면 만족하는 것으로 평가한다.

$$\frac{V_{brk,c}}{V_{bear,d}} \geq 1.0 \quad (\text{교축방향 및 교축직각방향}) \text{이면 만족}$$

라. 프라이아웃

1) 보유성능

앵커부의 프라이아웃 보유성능($V_{pry,c}$)은 문힘콘크리트의 프라이아웃강도($V_{pry,ec}$)와 앵커철근의 프라이아웃강도($V_{pry,s}$) 중 큰 값으로 한다.

$$V_{pry,c} = \max[V_{pry,ec}, V_{pry,s}]$$

여기서,

$V_{pry,ec}$: 문힘콘크리트의 프라이아웃강도

$V_{pry,s}$: 앵커철근의 프라이아웃강도 강도

- 문힘콘크리트의 프라이아웃강도($V_{pry,ec}$)

$$V_{pry,ec} = V_{cpg}$$

여기서,

V_{cpg} : 콘크리트 프라이아웃강도 ($V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg}$)

k_{cp} : 프라이아웃강도 계수

- $h_{ef} < 65mm$ 인 경우 $k_{cp} = 1.0$

- $h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도($N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} N_b$)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우, 인장에 저항하는 단일 앵커의 콘크리트 파괴면의 투영면적(mm²). ($A_{Nco} = 9h_{ef}^2$ (h_{ef} 는 유효문힘깊이 (mm)))

A_{Nc} : 인장에 저항하는 특정한 앵커 배치(연단거리, 간격 및 부재 두께 고려)를 갖는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm²).
단, A_{Nc} 는 nA_{Nco} 를 초과할 수 없다. n 은 인장에 저항하는 앵커 수

$\psi_{ed,N}$: 가장자리(연단거리) 효과에 대한 인장강도 수정계수

- $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ 인 경우 $\psi_{ed,N} = 1$

- $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ 인 경우 $\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$

$\psi_{c,N}$: 사용하중 시 균열이 발생하지 않는 콘크리트에 설치된 앵커의 인장강도 수정계수

- 선설치 앵커의 경우 : $\psi_{c,N} = 1.25$

- 일반적인 후설치 앵커의 경우 : $\psi_{c,N} = 1.40$

N_b : 인장을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도

- 일반적인 선설치 앵커의 경우 : $N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$

- 일반적인 후설치 앵커의 경우 : $N_b = 7 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$

- $280\text{mm} \leq h_{ef} \leq 635\text{mm}$ 인 선설치 헤드스터드와 헤드볼트의 경우 :

$N_b = 3.9 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3}$

h_{ef} : 앵커의 유효문힘깊이(mm). 단, 앵커가 네 개 이상의 가장자리로부터 $1.5h_{ef}$ 보다 짧은 거리에 위치한 경우는 전단력에 대한 콘크리트 프라이아웃강도 산정에 사용되는 h_{ef} 값을 $c_{a,max}/1.5$ 와 앵커 그룹의 경우 최대 앵커 간격의 1/3 중 큰 값 이하로 함

$c_{a,max}$: 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지 최대 연단거리(mm)

$c_{a,min}$: 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지 최소 연단거리(mm)

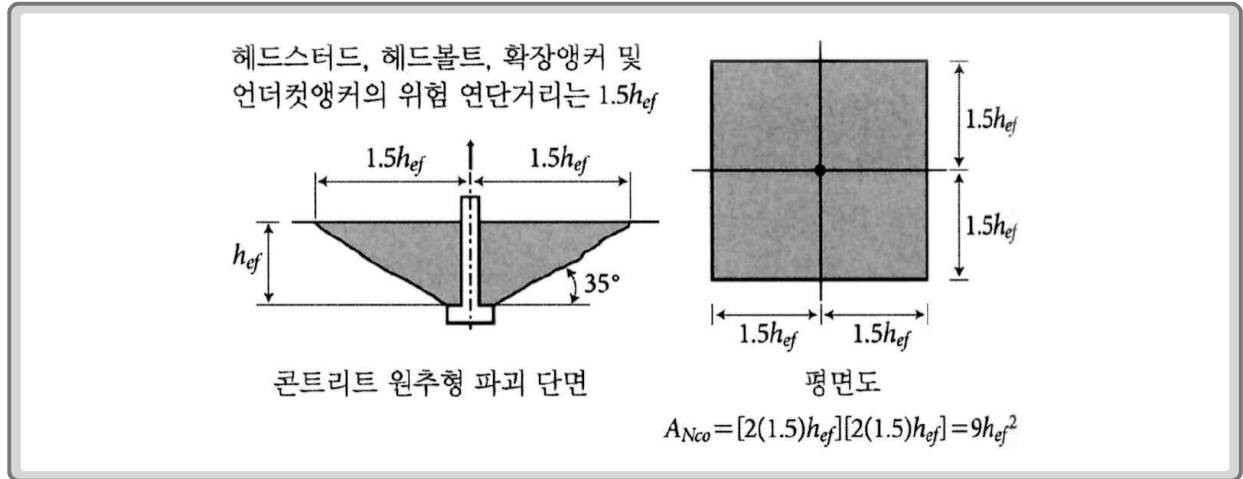
- 앵커철근의 프라이아웃강도 강도($V_{pry,s}$)

$$V_{pry,s} = A_{n,pry} f_y$$

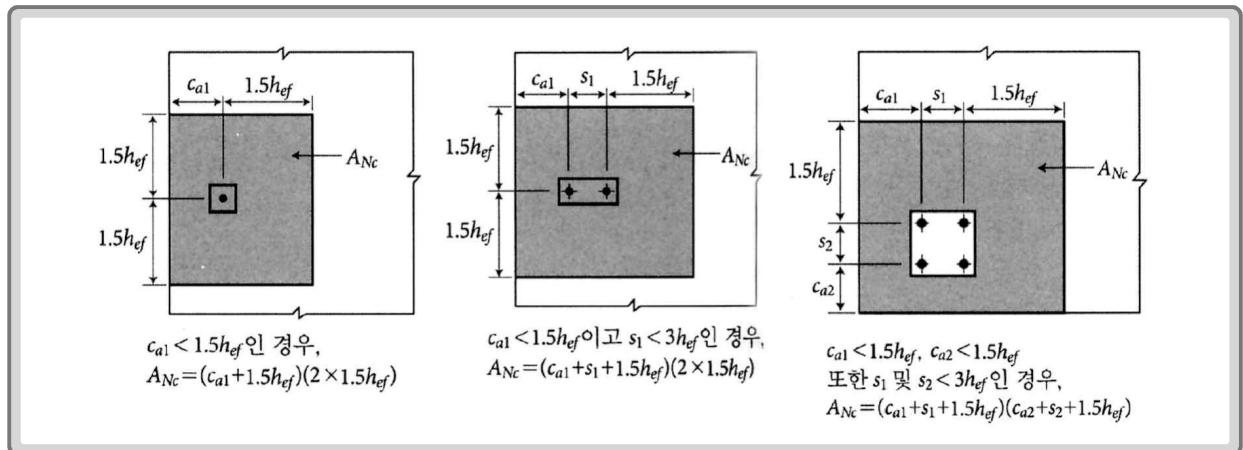
여기서,

$V_{n,pry}$: 프라이아웃 앵커철근의 단면적

f_y : 프라이아웃 앵커철근의 항복강도



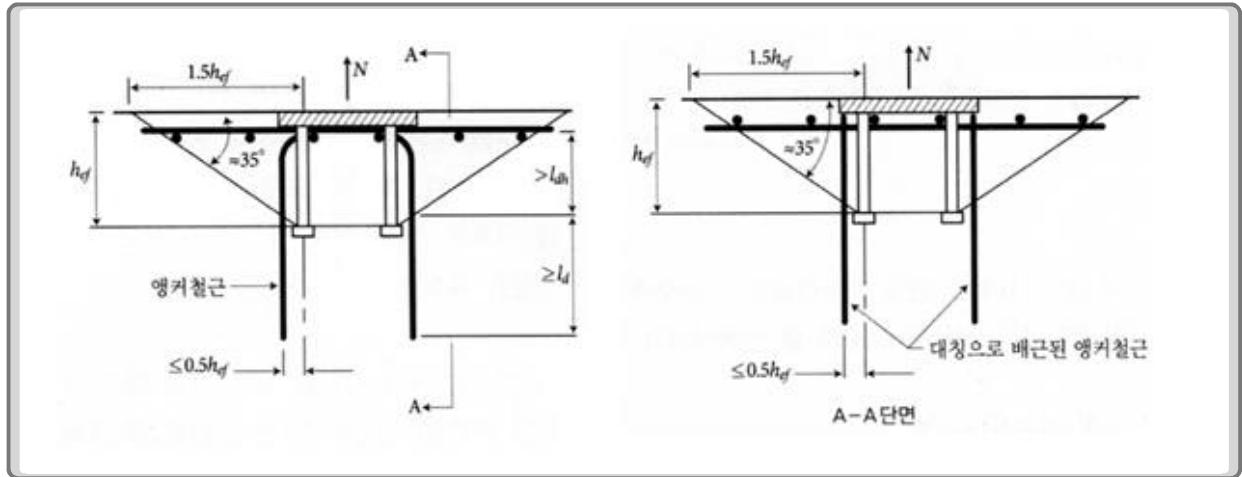
〈그림 4.7〉 투영면적 A_{Nco} 산정



〈그림 4.8〉 특정한 앵커배치에 따른 콘크리트 파괴면 투영면적 A_{Nc} 산정

- 프라이아웃에 의한 인장에 대한 유효한 앵커철근이란 콘크리트 브레이크아웃 파괴면을 기준으로 양쪽으로 [KDS 14 20 52]에 따라 정착된 철근을 말한다. 인장에 대해 유효한 앵커철근은 그림과 같이 앵커에 최대한 가까이 배치된 스테럽, 띠철근, 헤어핀 등으로 앵커 축으로부터 $0.5h_{ef}$ 이내에 배치된 충분한 정착길이($l_{dh} + l_d$ 이상)를 확보하고 있는

철근만 해당되며, 지름이 16mm 이하인 철근만을 말한다.



〈그림 4.9〉 인장을 받는 앵커철근

- 앵커에 적정한 수직력이 작용하는 경우 앵커 상단(베이스플레이트)의 회전이 구속되어 프라이아웃 파괴가 발생하기 어렵다. 따라서 받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우 콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 않는다.

2) 소요성능

앵커부의 프라이아웃의 소요성능은 지진하중에 의하여 받침부에 작용하는 전단력($V_{bear,d}$)으로 한다.

3) 내진성능

내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능이 소요성능 이상이면 만족하는 것으로 평가한다.

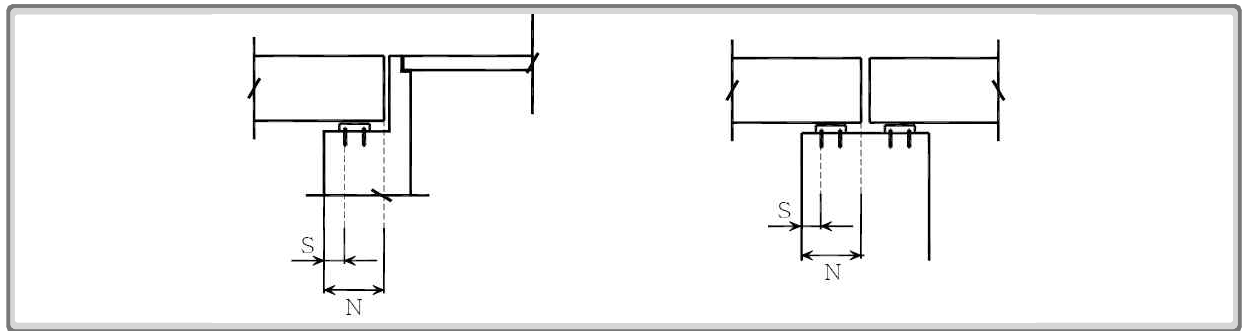
$$\frac{V_{pry,c}}{V_{bear,d}} \geq 1.0 \quad (\text{교축방향 및 교축직각방향}) \text{이면 만족}$$

마. 받침지지길이(낙교)

1) 보유성능은 교각의 받침지지길이를 한다.

받침지지길이는 다음 식과 같이 교각 및 교대의 거더 단부끝단까지의 거리로 하며 현장 조사나 설계도면을 통해 조사한다.

N_c = 교량의 받침지지길이



〈그림 4.10〉 교량의 받침지지길이(N_c)

2) 소요성능

소요성능은 「도로교설계기준」의 최소받침지지길이(N_{min})와 응답변위중 큰 값으로 한다. 단, 지진구역 II에 위치하는 내진II 등급교에 대해서는 최소받침지지길이를 한다. 소요성능은 「도로교 설계기준 - 내진설계편」에 규정되어 있는 최소받침지지길이(N_{min})와 응답변위 중 큰 값으로 한다.

$$N_D = \text{Max}[\text{응답변위}, N_{min}]$$

$$N_{min} = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2) \text{ (mm)}$$

여기서, L 은 인접신축이음부 또는 교량단부까지 거리(m), H 는 교각의 평균높이(m), θ 는 교량의 받침선이 교축직각방향과 이루는 사잇각(°)이다.

3) 내진성능 평가

내진성능 평가는 보유성능과 소요성능을 비교하여 평가하며 다음 식과 같이 한다.

$$N_c / N_D \geq 1.0 \quad \text{만 족}$$

$$N_c / N_D < 1.0 \quad \text{불만족}$$

4.9 기초 평가

기초의 내진성능 평가에 있어서 기초형식에 따른 하중저항특성을 고려하여 설계시에 고려하는 방법과 동일하게 내진성능 평가를 실시하며, 전체적인 평가방법은 『기존 시설물의 기초 및 지반 내진성능 평가요령 해설 및 예제집(한국시설안전공단, 2015.12)』을 기준으로 한다.

기초의 내진성능 평가방법은 『도로교 설계기준(국토해양부, 2010)』에 고려된 기초의 내진설계 방법을 기본으로 하여 안전성평가 및 본체의 검토를 수행하여야 한다.

교량기초는 지진에 의한 손상발견이 어렵고 손상이 발생한 경우 보수 및 보강 규모가 커 지므로 가능한 한 손상이 발생하지 않도록 초기 설계시에 각별한 고려가 필요하다.

일반적으로 기초의 설계는 지반의 극한지지력에 안전율을 적용한 허용지지력으로 안정성을 검토하고 기초 본체는 강도설계법으로 설계가 수행되어 왔다. 기초가 지지하고 있는 교각하부에서 발생할 수 있는 최대단면력에 저항할 수 있는 강도를 확보하고 있는 경우 내진 보강은 필요로 하지 않는다. 따라서 기존교각의 내진성능 평가에서 구한 교각의 단면강도 또는 보강한 경우의 보강단면의 최소강도와 기초의 항복강도를 비교하여 내진성능 평가를 수행한다.

직접기초 및 말뚝기초에 대한 내진성능 평가항목 및 간략방법을 기술하면 다음과 같다.

〈표 4.13〉 기초에 대한 내진성능평가

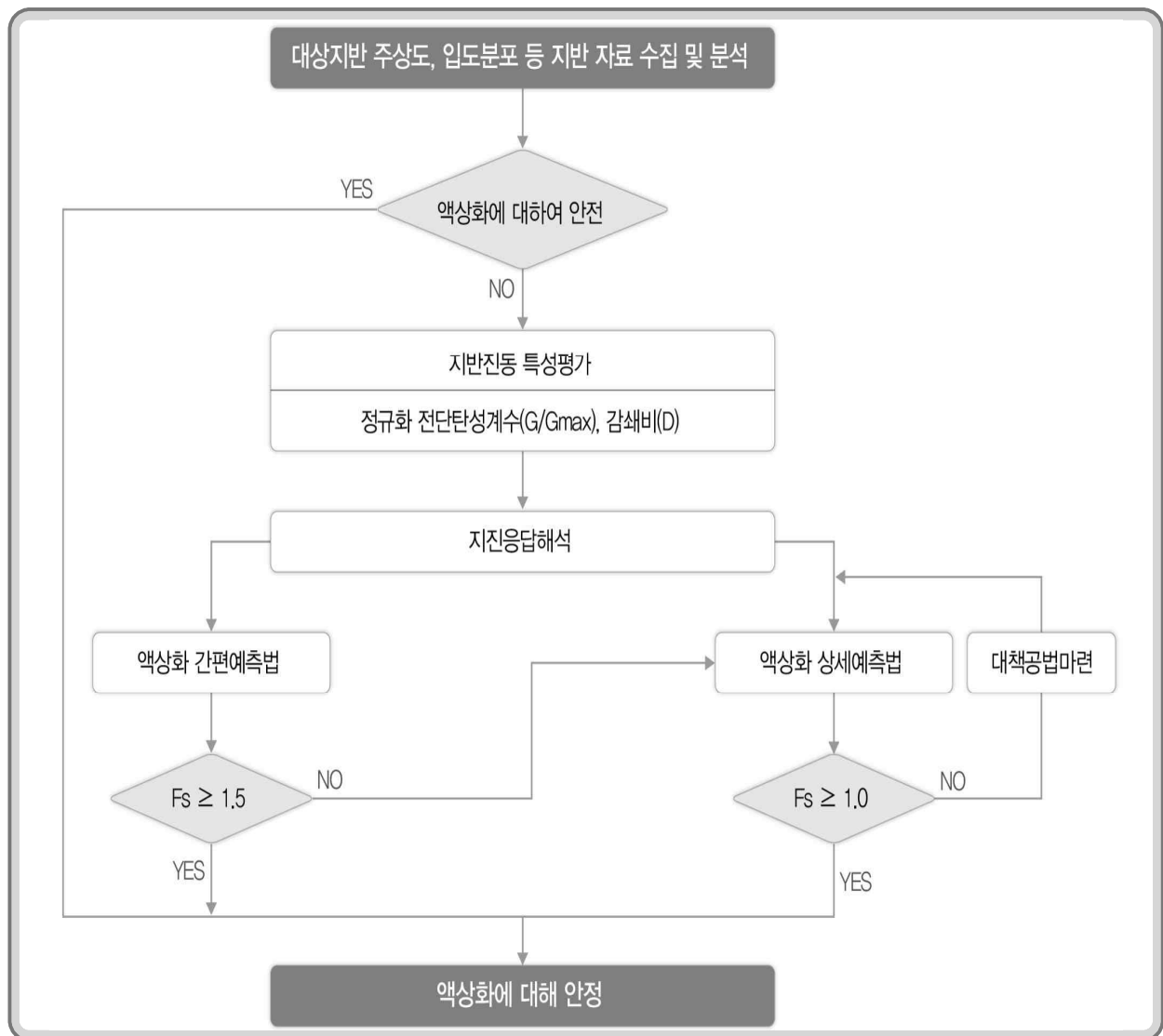
항목대상 및 순서			평가항목
1	자료 조사		설계도서 검토 및 현장조사를 통한 기초지반상태 조사
2	지진력 산정		기초에 작용하는 하중 계산
3	직접기초	안정성평가	전도, 지지력, 활동에 대한 안정
		단면평가	확대기초
	말뚝기초	안정성평가	축방향 안정성, 인발력, 변위
		단면평가	확대기초, 말뚝 본체

4.10 지반액상화 평가

4.10.1 개요

액상화란 느슨한 포화 사질토가 비배수 상태에서 급속한 진동하중을 받게 되면 과잉간극 수압이 발생되어 유효응력이 감소됨에 따라 외력에 대한 전단저항을 상실하는 현상을 말한다.

4.10.2 액상화 평가흐름도



〈그림 4.11〉 액상화 평가흐름도

4.10.3 액상화 예비평가

액상화 예비평가는 수집된 관련자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대하여 개괄적으로 판단하고, 액상화 가능성이 없을 경우에는 액상화에 대한 상세평가를 생략하는 것으로 하였다.

〈표 4.14〉 액상화평가 생략조건

- ① 지하수위 상부 지반
- ② 대상 지반심도가 20m 이상인 지반
- ③ 상대밀도가 80% 이상인 지반
- ④ 주상도상의 표준관입저항치에 기초하여 산정된 $(N1)_{60}$ 이 25 이상인 지반
- ⑤ 주상도상의 콘관입저항치에 기초하여 산정된 q_{ci} 가 13MPa 이상인 지반
- ⑥ 주상도상의 전단파속도에 기초하여 산정된 V_{si} 가 200m/s 이상인 지반
- ⑦ 소성지수(PI)가 10이상이고 점토성분이 20% 이상인 지반
- ⑧ 세립토 함유량이 35% 이상인 경우 ($(N1)_{60}$ 이 20, q_{ci} 가 7MPa, V_{si} 가 180m/s)이상 지반
- ⑨ 대상지반의 입도분포곡선으로부터 액상화가 발생 가능한 입도분포영역 외에 분포하는 경우
- ⑩ 지진구역 II에서의 내진 2등급 구조물
- ⑪ 기타, 경제성을 위해서 내진 2등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

주) 구조물기초 설계기준해설(국토해양부 제정, 2018년)

4.10.4 간편예측 및 상세예측

〈표 4.15〉 액상화평가 평가방법

구 분	액상화 평가 기준	비 고
액상화 간편예측	· 안전율(F_s) ≥ 1.5 안정 · 안전율(F_s) < 1.5 액상화 상세예측 실시	현장시험 결과 이용 실내시험결과(주상도, 입도분포 등)이용
액상화 상세예측	· 안전율(F_s) ≥ 1.0 안정 · 안전율(F_s) < 1.0 액상화 방지대책 수립	실내시험 결과 이용

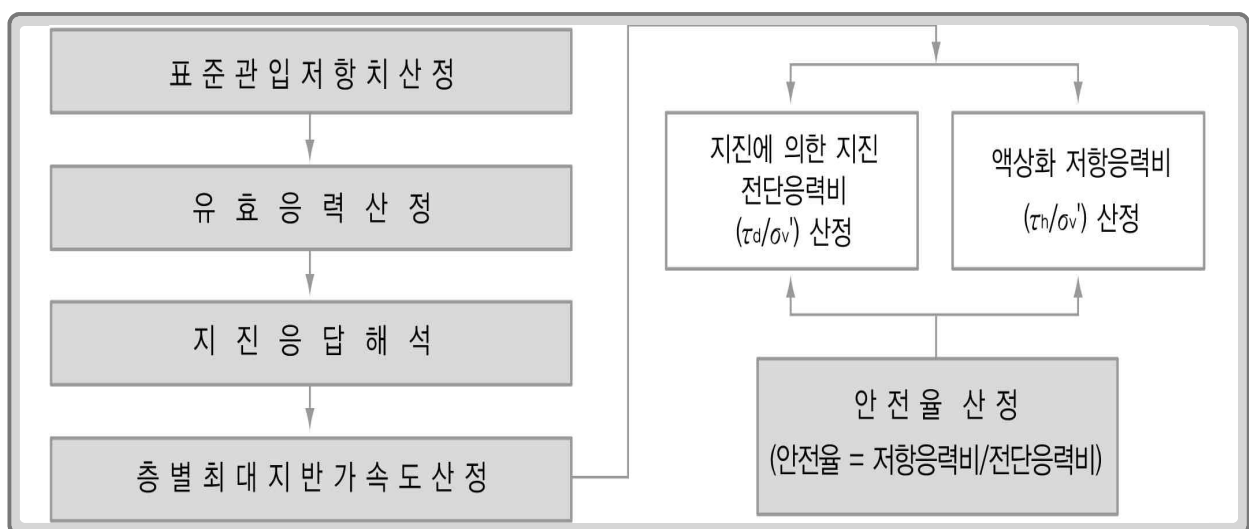
주) 구조물기초 설계기준해설(국토해양부 제정, 2018년)

- ① 지반 구조물은 지반 액상화의 피해를 입지 않도록 액상화 발생 가능성을 검토한다. 액상화 발생 가능성은 대상현장에서 액상화를 유발시키는 전단저항응력과 지진에 의해 발생하는 지진전단응력의 비로서 정의되는 안전율로 평가한다.
- ② 설계 지진 규모는 지진구역 I, II 모두 리히터규모 6.5를 적용한다. 액상화 평가는 구조물 내진등급에 따라 붕괴방지수준의 경우에서 실시한다. 1등급 구조물인 경우 현장과 실내 시험결과를 적용한 지진응답해석을 수행하여 지진전단응력을 결정하도록 한다.
- ③ 액상화 평가는 현장시험 결과(N_{60} , q_c , V_s 값 등)를 이용한 간편 예측법과 실내 반복시험을 이용한 상세 예측법을 적용한다. 간편 예측법에서 액상화에 대한 안전율이 1.5 이상인 경우, 액상화 가능성에 대해 안전한 것으로 판단하고, 안전율이 1.0~1.5인 경우 상세 예측법을 실시한다. 안전율이 1.0 미만인 경우에는 액상화가 발생하는 것으로 판단하여 대책공법을 마련한다. 상세 예측법에서 액상화에 대한 안전율은 1.0 이상인 경우 액상화에 대해 안전한 것으로 판정한다.
- ④ 액상화로 인한 큰 피해가 예상되는 지반 조건에는 액상화 방지 대책공법 또는 액상화를 고려한 기초구조물 해석 방법을 적용한다.

가. 액상화 간편예측법 - 표준관입시험(SPT) 값을 이용한 방법

1) 수정 Seed & Idriss방법에 의한 액상화 가능성 검토

수정 Seed & Idriss방법은 많은 지진기록 및 피해사례에 대한 분석을 통하여 현장에서 획득이 용이한 N 치와 액상화 저항응력비의 관계를 도출하여 간편하게 액상화 가능성을 검토하는 방법으로 본 과업에서는 다음과 같은 흐름으로 평가하였다.



〈그림 4.12〉 액상화 간편 예측법 평가흐름도

2) 지진시 발생하는 진동전단응력비

발생 가능한 지진규모에 대한 지진응답해석을 실시하여 층별 최대가속도(a_{max})를 결정하고 다음 관계식에 의해 진동전단응력비(Cyclic Stress Ratio, CSR)를 산정한다.

〈표 4.16〉 간편예측법 적용시 지진전단응력비

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma_v'} = 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$$

여기서, α_{max} : 액상화 평가지층의 최대 지반가속도

g : 중력가속도

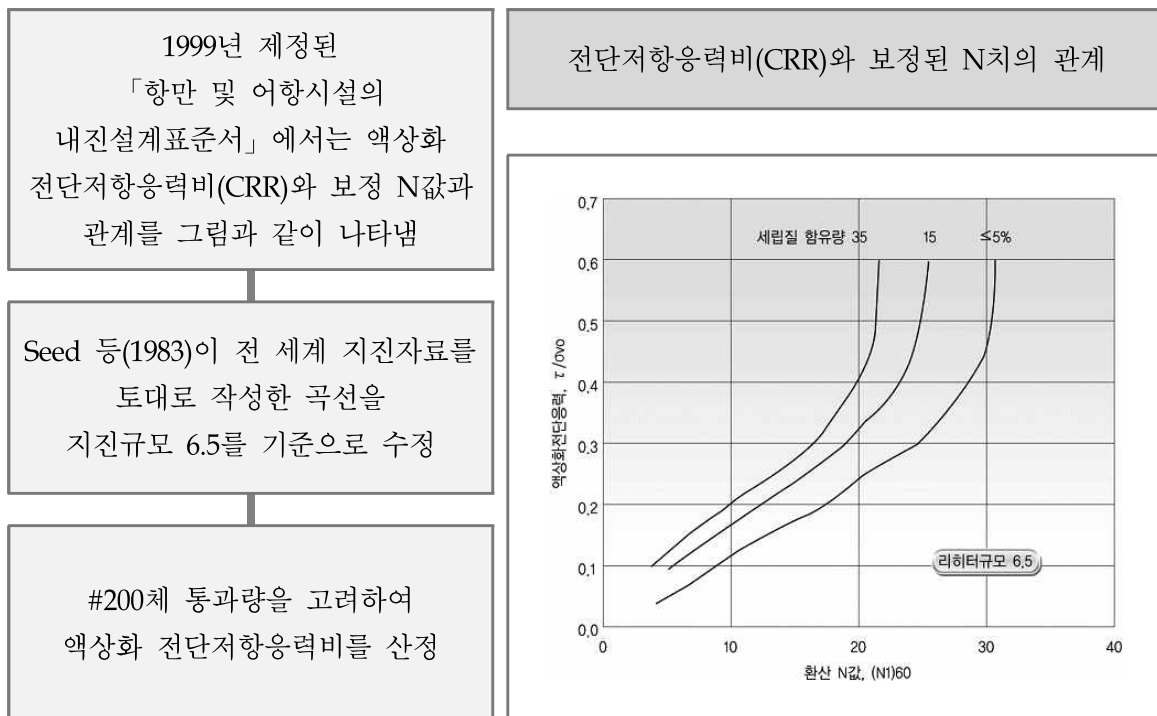
σ_v : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 상재압(kPa)

σ_v' : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 유효 상재압(kPa)

3) 지반의 액상화 전단저항응력비

액상화 전단저항응력비(Cyclic Resistance Ratio, CRR)는 표준관입시험에 의한 저항치(N_{160})와 설계지진규모에서 액상화 전단저항응력비 관계로부터 구하고, 액상화 전단저항응력비 값은 지진규모 6.5를 기준으로 하고 세립질 함유량을 고려하여 구한다.

〈표 4.17〉 액상화 전단저항응력비와 (N_{160}) 관계



- 기존 설계기준 내에서 지진의 규모($M=7.5$)에서 구한 값에 지진의 규모에 대한 보정값(MSF)을 곱하여 $M=6.5$ 로 환산하여 진동저항응력비(CRRM)을 산정함.

- Seed & Idriss 제안식(1996)

$$MSF = (M_w / 7.5)^n$$

여기서, M_w : 6.5이며 n 값은 Idriss(1996)가 제안한 1.44를 추천함.

- Nceer/NSF 제안식(1998)

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56}$$

여기서, M_w : 6.5이며 N 값은 NSF(1998)가 제안한 1.60를 추천함.

- 국내 실험연구사례에서 N 값은 1.40으로 분석됨

4) 액상화 안전율

액상화 발생에 대한 안전율은 지진에 의한 진동전단응력비와 지반의 액상화에 대한 전단 저항응력비의 비로 산정하였다.

- 액상화 안정성 평가

$$F = \frac{CRR_M}{CSR} = \frac{\tau_v / \sigma'_v}{\tau_d / \sigma'_v}$$

- 액상화 안정성 평가기준

$F \geq 1.5$: 액상화에 대하여 안정

$F < 1.5$: 액상화 상세 예측 필요

나. 상액상화 상세예측법

1) 개요

대상지반의 액상화 간편예측법에 대한 안전율이 $1.0 \leq F < 1.5$ 인 경우 지반응답해석과 실내 반복시험을 통한 상세예측법을 실시한다. 안전율이 1.0 미만인 경우 대책공법을 마련하고, 1.0이상인 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 판정한다.

2) 상세예측법에 따른 액상화 평가방법

- 지반내 진동전단응력은 지반응답해석을 통해 산정한다.
- 액상화 저항전단응력은 불교란 시료에 대하여 실내반복시험을 수행하여 작성된 반복재하회수에 따른 액상화 저항전단응력 변화곡선으로부터 구한다. 불교란시료의 채취가 불가능한 경우에는 현장조건을 재현한 재성형 시료를 사용할 수 있다. 이때, 반복재하회수에 따른 액상화 저항전단응력의 변화곡선은 실내반복시험시 최소한 세 점 이상의

전단응력비를 구하여 작성한다.

- ㉔ 액상화 저항전단응력 특성곡선을 이용하여 지진규모 6.5에 해당하는 반복재하회수 10회의 액상화 저항전단응력을 깊이별로 산정하여 액상화를 평가한다.
- ㉕ 진동삼축압축시험 결과를 이용하여 액상화 상세예측을 수행할 경우, 지진의 방향성 및 현장응력상태에 대한 보정이 필요하다. 진동삼축압축시험을 이용할 경우, 전단저항응력비(Cyclic Resistance Ratio,)는 아래 표와 같이 보정한 후 산정한다.

〈표 4.18〉 상세예측법 적용시 지진전단응력비

$$CRR = C_1 \cdot C_2 \cdot (CRR)_{TX}$$

여기서, $C_1 = 0.9$ (지진의 방향성에 대한 보정 상수)

$$C_2 = \frac{(1 + 2K_o)}{3} \quad (\text{현장응력상태에 대한 보정 상수})$$

K_o = 지진하중 작용전의 정지토압계수

$(CRR)_{TX}$ = 진동삼축압축시험에서 얻어진 저항전단응력비

- ㉔ 액상화에 대한 안전율 산정은 실내실험에서 얻어진 전단저항응력비와 지반응답해석에서 얻은 진동전단응력비를 비교하여 판단한다. 상세예측법 평가시 기준안전율은 1.0이며, 안전율이 1.0 미만인 경우, 대책공법 또는 액상화를 고려한 기초구조물 해석 방법을 적용하고, 1.0 이상인 경우, 액상화에 대해 안전한 것으로 판정한다.

4.10.5 액상화 방지대책

액상화 발생이 예상되는 지반 조건에 대해서는 1g 진동대 또는 동적 원심모형시험과 같은 Physical Modeling을 이용하여 지반 액상화에 의한 구조물의 거동을 예측할 수 있다.

가. 액상화 대책공법을 설계할 경우 결정할 사항

- ① 대책공법
- ② 대책공법의 시공범위 (평면 및 단면)
- ③ 대책공법의 구체적 설계

나. 액상화 대책공법

- ① 과잉간극수압의 발생을 방지하는 방법 : 다짐, 고결, 치환
- ② 과잉간극수압을 소산하는 방법 : 배수공법(drain재 설치), 치환
- ③ 위의 두 방법을 병행 시행하는 방법

