

KDS 24 17 10 : 2018

교량내진설계기준 (일반설계법)

2018년 8월 30일 개정
<http://www.kcsc.re.kr>

KC CODE



국토교통부



건설기준 제·개정에 따른 경과 조치

이 기준은 발간 시점부터 사용하며, 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

건설기준 제·개정 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.
- 이 기준은 기존의 도로교설계기준의 교량 내진설계에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준	• 도로교 표준시방서(1996)에서 설계기준을 분리하여 제정	제정 (2000.7)
도로교 설계기준	• SI단위계 적용 및 시공중 풍하중 검토, 지진격리교량설계법 추가	개정 (2005.2)
도로교 설계기준	• 인성요구조선 샤프피 흡수 에너지 관련 규정 신설 및 HSB, 볼트재원 추가 등	개정 (2008.9)
도로교 설계기준	• 철근콘크리트 기중의 연성도 내진설계법 추가	개정 (2010.9)
철도 설계기준(노반편)	• 철도노반공사의 시행기준, 조사 및 측량, 토공, 구교 및 배수시설, 지하구조물, 터널, 정거장 등 6편으로 구성	제정 (2001.12)
철도 설계기준(노반편)	• 변경된 철도관련 상위법령, 설계기준 및 시방서 등의 개정된 내용을 반영	개정 (2004.12)
철도 설계기준(노반편)	• 열차속도를 시속 200km 이상으로 속도향상 시키는데 필요한 기준들을 중점적으로 검토	개정 (2011.5)
철도 설계기준(노반편)	• 철도건설 경쟁력 확보를 위한 제반 연구 결과 및 변경된 철도관련 상위법령, 설계기준 및 시방서 등의 개정된 내용을 반영	개정 (2013.12)
철도 설계기준(노반편)	• 변경된 철도관련 상위법령, 설계기준 및 시방서 등의 개정된 내용을 반영	개정 (2015.12)
KDS 24 17 10 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 17 10 : 2016	• 한국산업표준과 건설기준 부합화에 따라 수정함	수정 (2018.7)

제 정 : 2016년 6월 30일

개 정 : 년 월 일

심 의 : 중앙건설기술심의위원회

자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회

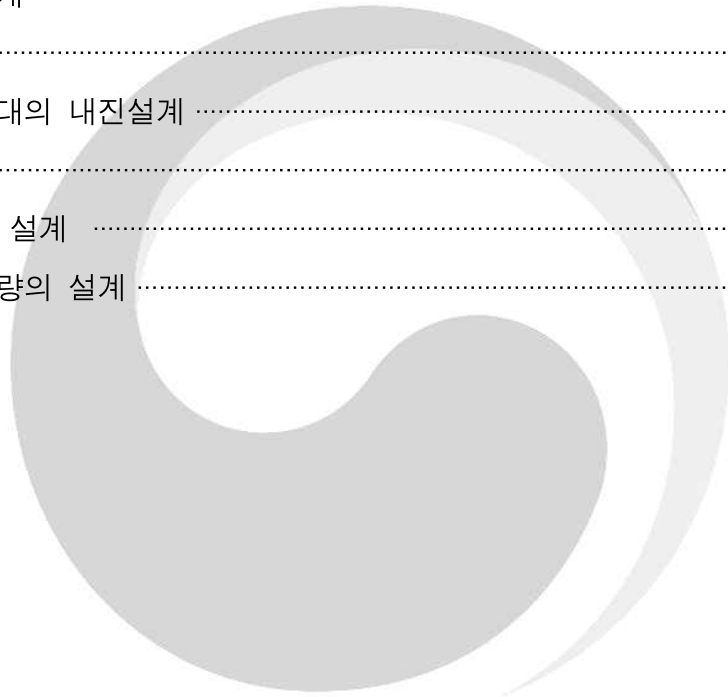
소관부서 : 국토교통부 철도건설과

관련단체 : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

작성기관 : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항	1
1.1 목적	1
1.2 내진설계의 기본방침	1
2. 설계	2
2.1 설계 일반사항	2
2.2 해석 및 설계	3
2.3 해석방법	7
2.4 기초 및 교대의 내진설계	10
2.5 강교 설계	12
2.6 콘크리트교 설계	12
2.7 지진격리교량의 설계	23



1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 신설되는 교량의 내진설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 KDS 24 10 10에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 설계개념 및 기준을 준수하고 합리적인 보정을 한 내진설계기준을 작성하여 설계할 수 있다.

1.2 내진설계의 기본방침

(1) 목적

이 기준의 목적은 지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화 시킬 수 있는 내진성 확보를 위해 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는데 있다.

(2) 내진설계기준의 개념

① 이 설계기준은 건설교통부의 연구과제 내진설계기준연구(II)(1997. 12.)에서 제시된 내진 설계성능기준 및 기타 연구결과 중 현재 수준에서 인정할 수 있는 일부 규정을 기존 설계기준의 체계에 맞도록 채택하여 제정되었다. 따라서 현재의 설계기준은 다음의 개념에 기초를 두고 있다.

가. 인명피해를 최소화 한다.

나. 지진 시 교량 부재들의 부분적인 피해는 허용하나 전체적인 붕괴는 방지한다.

다. 지진 시 가능한 한 교량의 기능은 발휘할 수 있게 한다.

라. 교량의 정상수명 기간 내에 설계지진력이 발생할 가능성은 희박하다.

마. 설계기준은 남한 전역에 적용될 수 있다.

바. 이 규정을 따르지 않더라도 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

② 이러한 개념을 구현하기 위해서는 낙교방지가 확보되어야 하며, 낙교방지는 가능하면 교각의 연성거동에 의한 연성파괴메커니즘을 유도하여 확보하고, 그렇지 않은 경우 낙교방지 대책(전단키, 변위구속장치 등)을 제시하여 확보해야 한다. 또한, 필요한 경우 지진격리 시스템을 설치할 수 있다.

(3) 품질보증 요건

내진설계에 관한 품질보증 요건은 KDS 47 10 15(4.4)의 해당규정에 따른다.

(4) 지진응답 계측

① 일반사항

내진 I 등급교와 내진 II 등급교에 대해서는 유지관리, 내진설계기술 개발 및 개선에 필요한 자료 확보를 위하여 관계기관은 지진계와 가속도계를 설치하고 운영하도록 요구할 수 있다.

② 계측기기의 설치와 관리

교량의 지진응답을 계측하기 위한 계측기기의 설치 위치와 종류, 개수와 관리는 이 설계기준의 목적을 달성할 수 있도록 결정되어야 한다.

2. 설계

2.1 설계 일반사항

(1) 설계지반운동

설계지반운동 일반사항과 가속도계수는 KDS 47 10 15(4.4(2)③, ⑤)에 따른다.

(2) 내진등급과 설계지진 수준

내진등급과 설계지진 수준은 KDS 47 10 15(4.4(2)①)에 따른다.

(3) 지반의 분류

지반의 분류는 KDS 47 10 15(4.4(2)⑥)에 따른다.

(4) 응답수정계수

① 2.4과 2.5에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 2.6에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계지진력은 2.2(7)에서와 같이 규정된 탄성지진력을 표 2.1-1의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.

② 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주가구)과 말뚝가구의 소성힌지구역에 2.6(3)④에서 규정한 심부구속철근량을 배근하지 않는 경우에는 부록 I 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계에 따라 설계해야 하며, 표 2.1-1의 하부구조에 대한 응답수정계수는 적용하지 않는다. 이때 철근콘크리트 기둥형식의 교각과 말뚝가구는 2.6(3)④의 심부구속철근량을 제외한 모든 설계요건을 만족시켜야 하며, 기초와 연결부분은 2.2(7)①마와 2.6(2)⑤에 따라 설계해야 한다.

③ 응답수정계수 R은 하부구조의 양 직교축방향에 대해 모두 적용한다.

④ 벽식교각의 약축방향은 2.6의 기둥규정을 적용하여 설계할 수 있다. 이때 응답수정계수 R은 단일 기둥의 값을 적용할 수 있다.

표 2.1-1 응답수정계수, R

하부구조	R	연결부분 ¹⁾	R
벽식 교각	2	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구(Bent)	3	상부구조의 한 지간내의 신축이음부	0.8
1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	2		
단일 기둥	3	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구	5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3		
다주 가구	5		

주 1) 연결부분은 부재간에 전단력과 압축력을 전달하는 기구를 의미하며, 교량받침과 전단키 등이 이에 포함된다. 이때, 응답수정계수는 구속된 방향으로 작용하는 탄성지진력에 대해서만 적용된다.

2.2 해석 및 설계

(1) 일반사항

- ① 탄성지진력은 2.3에 규정한 값으로 한다.
- ② 재료 및 기초 설계조건은 2.4, 2.5, 2.6에 따른다.
- ③ 교량의 내진설계절차는 모든 내진등급의 교량에 대하여 동일하게 적용한다. 다만 단경간 교에 대한 내진설계는 2.2(5)와 2.2(8)에 따른다. 또한 지진구역 II에 위치하는 내진II등급 교의 내진설계는 2.2(6)과 2.2(8)에 의해서 수행될 수 있다.

(2) 해석방법

- ① 교량의 지진해석방법은 2.3에서 규정된 단일모드스펙트럼해석법을 사용하는 것으로 한다.
- ② 정밀한 해석을 요한다고 판단되는 교량에 대해서는 다중모드스펙트럼해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀 해석법을 사용할 수 있다.
- ③ 단경간교 및 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교는 상세한 지진해석을 할 필요가 없다.

(3) 탄성력 및 탄성변위

- ① 탄성력과 탄성변위는 2.2(2)에 규정한 해석방법을 사용하여 두 개의 직교축에 대하여 독립적으로 해석하고 2.2(4)에 규정한 방법으로 조합해야 한다.
- ② 두 개의 직교축은 교량의 종방향축과 횡방향축으로 하는 것이지만 설계자가 임의로 정할 수 있다. 곡선교는 양측 교대를 연결하는 현을 종방향으로 정할 수 있다.

(4) 직교 지진력의 조합

부재의 각각의 주축에 대한 설계지진력은 2.2(3)에 규정한 방법으로 구한 지진력을 다음과 같

이 조합하여 사용한다.

하중경우 1...종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절댓값)에 횡방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절댓값)의 30 %를 합한 경우.

하중경우 2...횡방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절댓값)에 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절댓값)의 30 %를 합한 경우.

(5) 단경간교의 설계규정

① 상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 2.1(1)에서 규정된 가속도계수와 2.1(3)에서 규정된 지반계수를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향 및 횡방향에 대하여 안전하도록 설계해야 한다.

② 낙교방지를 위한 최소받침지지길이는 2.2(8)에 규정한 값으로 한다.

(6) 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 설계지진력

① 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교에서 상부구조와 하부구조를 연결하는 교량받침이나 기계장치는 고정하중의 20%에 해당되는 수평지진력이 구속방향으로 작용한다고 보고 이에 저항하도록 설계해야 한다.

② 종방향으로 구속되어 있을 경우 종방향의 수평 지진력에 사용되는 고정하중은 상부구조의 각 세그먼트의 자중으로 정의된다.

③ 횡방향으로 구속되어 있을 경우 횡방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 그 교량받침에서의 고정하중 반력으로 정의된다.

(7) 설계지진력

① 구조부재 및 연결부의 설계지진력

가. 이 절에서 구하는 설계지진력은 다음의 각 경우에 대하여 적용한다.

(가) 상부구조, 상부구조의 신축이음 및 상부구조와 하부구조상단 사이의 연결부

(나) 하부구조 상단으로부터 기둥이나 교각의 하단까지(단, 기초, 말뚝머리 및 말뚝은 포함하지 않는다.)

(다) 상부구조와 교대의 연결요소

나. 가의 설계지진력은 2.2(4)항의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 8.8.32.1(4)에 규정한 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다. 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주가구, 말뚝가구)을 부록 I에 따라 설계하는 경우에는 이 항에 따라 기둥의 설계지진력을 결정할 필요가 없다.

다. 나의 각 설계지진력은 다른 설계력과 함께 전체 하중조합식에 조합해야 하며 각 요소에 대한 최대하중은 식 (2.2-1)로부터 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

$$\text{최대하중}=1.0(D+L/2+H+Q+E) \quad (2.2-1)$$

여기서, D : 고정하중
 L/2 : 단선 활하중
 H : 횡토압
 Q : 유체압 및 부력
 : (나)항의 설계지진력

라. 구조물의 각 요소에서 단면의 설계강도는 KDS 24 12 10(4.2)의 하중조합에 따라 구한 소요강도 이상이어야 하며, 2.4, 2.5, 2.6의 설계규정을 만족해야 한다.

마. 표 2.1-1의 응답수정계수가 적용되지 않은 경우, 교각과 상부구조 또는 하부구조와의 연결부분의 설계지진력은 2.6(2)⑤에 따라 결정된 교각의 최대소성한지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

바. 식 (2.2-1)은 KDS 24 12 10의 하중조합과 함께 사용해야 한다. 강구조물의 설계에 허용응력설계법을 사용할 경우 허용응력은 규정된 허용응력에 허용응력 증가계수(=1.5)를 곱한 값으로 한다.

② 기초의 설계지진력

가. 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 다음 중 하나의 방법으로 결정한다.

(가) 기초의 설계지진력은 2.2(4)의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 2.1(4)에 따라 하부구조(기둥 또는 교각)에 적용한 응답수정계수 R 값의 1/2로 나눈 값으로 한다. 단, 이 규정은 기둥 또는 교각의 휨설계강도가 탄성지진모멘트를 2.1(4)의 해당 응답수정계수 R 값으로 나눈 소성설계모멘트와 유사하도록 설계된 경우에 적용해야 한다. 말뚝기구의 설계지진력은 탄성지진력을 해당 구조의 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다.

(나) 기초의 설계지진력은 2.6(2)⑤에 따라 결정된 교각의 최대 소성한지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

나. 가.항의 각 설계지진력은 다른 설계력과 함께 전체 하중조합식에 조합해야 하며 각 요소에 대한 최대하중은 식 (2.2-2)로부터 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

$$\text{최대하중} = 1.0(D + L/2 + H + Q + E) \quad (2.2-2)$$

여기서, D : 고정하중
 L/2 : 단선 활하중
 H : 횡토압
 Q : 유체압 및 부력
 E : (가)항의 설계지진력

다. 기초의 각 요소에서 단면의 설계강도는 KDS 24 12 10의 강도설계법 하중조합에서 지

진하중이 포함된 하중조합의 모든 종류의 하중에 하중계수 1.0을 사용하여 구한 소요 강도 이상이어야 하며, 2.4의 설계규정을 만족해야 한다.

③ 교대 및 옹벽

가. 상부구조와 교대의 연결부(받침, 전단연결재 등)는 2.2(7)①의 설계지진력에 저항하도록 설계해야 한다.

나. 교대는 2.4(3)의 규정에 따라 설계해야 한다.

(8) 설계변위

① 이 절에서 정한 최소받침지지길이는 모든 거더의 단부에서 확보해야 한다.

② 최소받침지지길이의 확보가 어렵거나 낙교방지를 보장하기 위해서는 변위구속장치를 설치해야 한다.

③ 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 최소받침지지길이(N)는 식 (2.2-3)에 규정한 값보다 작아서는 안 된다.

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\theta^2) \text{ (mm)} \quad (2.2-3)$$

여기서, L : 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m).

다만, 지간 내에 한지가 있는 경우의 L은 한지 좌·우측방향의 거리인 L1과 L2의 합으로 한다(그림 2.2-1 참조).

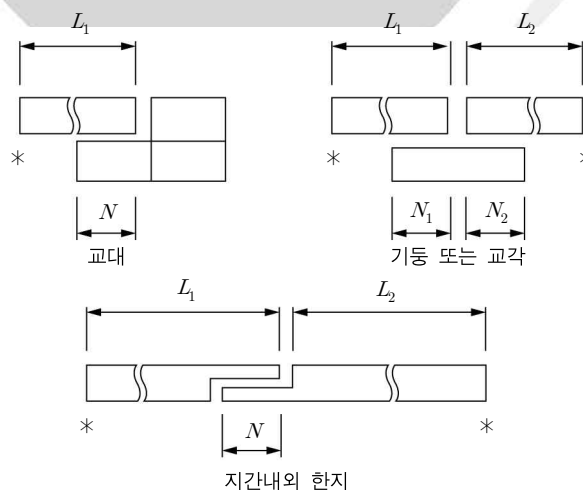
H : 다음 각 경우에 대한 평균 높이(m)

교대: 인접 신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균 높이. 단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각: 기둥 또는 교각의 평균높이

지간 내의 한지: 인접하는 양측 기둥 또는 교각의 평균높이

θ : 받침선과 교축직각방향의 사잇각(도)



* 신축이음 또는 교량 상판의 단부

그림 2.2-1 최소 받침지지길이 규정에 관한 치수

- ④ 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교를 제외한 모든 교량의 설계지진변위는 2.2(3)에 규정된 값과 2.2(8)에 규정된 값 중 큰 값으로 한다.

(9) 지반의 액상화 평가

- ① 지진 시 액상화로 인해 교량의 피해가 예상되는 경우에는 지반의 액상화 발생 가능성을 검토하여야 한다.
- ② 액상화 평가 기준
- 가. 액상화 평가시 설계 지진가속도는 2.1의 구조물 내진등급에 따라 결정한다.
- 나. 설계 지진 규모는 지진구역 I, II모두 리히터규모 6.5를 적용한다.
- 다. 내진 I등급 교량인 경우에는 현장 및 실내시험 결과를 이용한 부지특성 평가 방법을 사용하여 지진응답해석을 수행하고, 액상화 전단저항응력은 실내 반복시험 결과를 이용한다.
- ③ 액상화 평가 방법
- 가. 액상화 평가방법은 교량의 내진등급에 따라 표준관입시험의 N 값, 콘관입시험의 q_c 값과 전단파 속도 V_s 값 등과 같은 현장시험 결과를 이용한 간편예측법 또는 실내 반복시험을 이용한 상세예측법 등을 적용한다.
- 나. 액상화 발생 가능성은 대상 현장에서 액상화를 유발시키는 전단저항응력비(CRR)를 지진에 의해 발생하는 반복전단응력비(CSR)로 나눈 값으로 정의되는 안전율(FSL)로 평가한다.
- 다. 간편예측법을 통해 획득한 안전율이 1.5보다 작을 경우에는 상세예측법을 실시한다. 상세예측법을 통해 획득한 안전율이 1.0 미만인 경우에는 대책공법을 마련하며, 1.0 이상인 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 판정한다.

2.3 해석방법

(1) 일반사항

- ① 2.3의 규정은 2.2(2)에서 규정한 교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 두 가지의 해석방법을 제시한다.
- 가. 단일모드스펙트럼해석법
- 나. 다중모드스펙트럼해석법
- ② 두 가지 방법 모두에 있어서 모든 고정된 기둥과 교각 또는 교대지점들은 동일 시점에 있어서 동일한 지반운동을 한다고 가정한다. 가동지점에서는 이 절에서 기술된 해석으로부터 구한 변위가 2.2(8)에서 규정된 최소 요구치보다 큰 경우 이 값을 사용해야 한다.

(2) 탄성지진응답계수

- ① 단일모드스펙트럼해석 시 설계하중의 결정에 쓰이는 탄성지진응답계수 C_s 는 식 (2.3-1)과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_s = \frac{1.2 A S}{T^{2/3}} \tag{2.3-1}$$

여기서, A : 가속도계수
 S : 지반 특성에 대한 무차원의 계수
 T : 교량의 주기

다만, C_s 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

② 다중모드스펙트럼해석 시 m번째 진동모드에 대한 탄성지진응답계수 C_{sm} 은 식 (2.3-2)와 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_{sm} = \frac{1.2 A S}{T_m^{2/3}} \tag{2.3-2}$$

여기서, T_m : m번째 진동모드의 주기

다만, C_{sm} 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

③ T_m 값이 4.0초를 넘는 구조물에 대해서 m번째 진동모드에 대한 C_{sm} 값은 식 (2.3-3)에 따라 결정할 수 있다.

$$C_{sm} = \frac{3 A S}{T_m^{4/3}} \tag{2.3-3}$$

(3) 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 는 식 (2.3-4)로 산정할 수 있다.

$$p_e(x) = \frac{\beta C_s}{r} w(x) v_s(x) \tag{2.3-4}$$

여기서, $p_e(x)$: 등가정적 지진하중이며 진동의 기본모드를 대표하기 위해 가하는 단위길이당 하중 강도(그림 2.3-1)

C_s : 식 (2.3-1)로 주어지는 탄성지진 응답계수

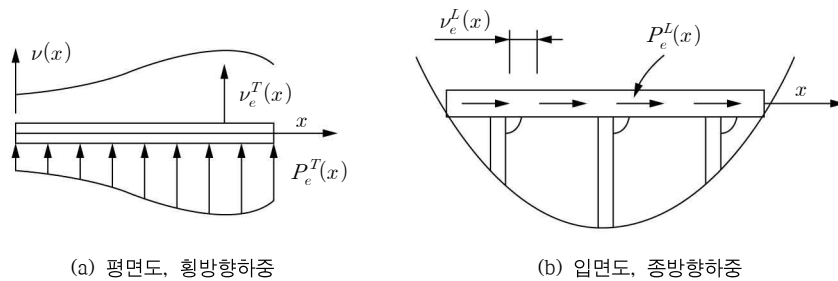


그림 2.3-1 횡방향 및 종방향으로 등가하중을 받는 교량 상판

여기서, 교량의 주기 T는 식 (2.3-5)와 같다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{r}{p_0 g \alpha}} \tag{2.3-5}$$

g : 중력가속도, 9.81m/s²

w(x) : 교량상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중

v_s(x) : 균일한 등분포하중 p₀에 의한 정적처짐 (그림 2.3-2)

$$\alpha = \int v_s(x) dx \tag{2.3-6}$$

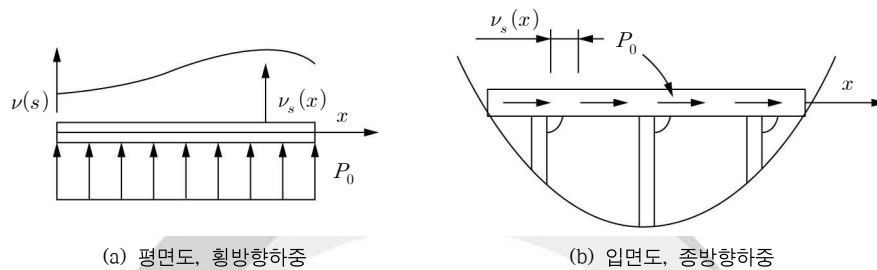


그림 2.3-2 횡방향 및 종방향으로 가정된 하중을 받는 교량 상판

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \tag{2.3-7}$$

$$r = \int w(x) v_s(x)^2 dx \tag{2.3-8}$$

(4) 다중모드스펙트럼해석법

① 일반사항

다중모드스펙트럼해석법은 비정형 교량의 3방향 연계효과와 최종응답에 대한 다중모드의 기여 효과를 결정하기 위해 공인된 공간뼈대 선형 동적해석 프로그램을 사용하여 수행해야 한다.

② 수학적 모형

가. 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위해 연결부와 절점으로 구성된 3차원 공간 뼈대 구조물로서 모형화해야 한다.

나. 각 연결부와 절점은 6개의 자유도, 즉 3개의 이동 자유도와 3개의 회전 자유도를 가진다.

다. 구조 질량은 최소한 3개의 이동 관성항을 갖는 집중질량으로 모형화해야 하며, 구조 질량은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려해야 한다.

라. 지진시에도 교량에 큰 활하중이 재하되어 있을 가능성이 많은 경우에는 그 활하중의 관성효과를 고려해야 한다. 열차활하중의 수평방향 관성력에 고려하는 질량은 열차하중 특성값에 0.3을 곱한 값으로 한다.

마. 상부구조는 최소한 각 경간단부의 연결부와 지간의 1/4 지점마다 절점을 가진 공간뼈

대부재의 집합체로 모형화해야 한다. 신축이음부와 교대의 불연속 부분도 상부구조에 포함해야 하며, 이 때 집중질량의 관성효과를 분배시켜야 한다.

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

③ 진동모드의 형상과 주기

고려중인 방향에 대하여 해석에 필요한 교량의 주기와 모드형상은 고정지반 조건에 대해서 지진에 저항하는 전체 시스템의 질량과 강성을 고려하여 이론적으로 확립된 방법에 의해 계산해야 한다.

④ 다중모드스펙트럼 해석

응답해석 시 고려되는 모드의 수는 지간 수의 3배 이상이어야 한다. 이 때, 잔여모드를 모두 포함하여 해석하더라도 응답이 10% 이상 증가하지 않는 개수의 모드를 고려해야 한다.

⑤ 부재력과 변위

부재의 단면력과 변위는 개별 모드들로부터 각각의 응답성분(예를 들면, 힘, 변위 또는 상대변위)은 CQC방법(Complete Quadratic Combination)으로 조합함으로써 계산한다.

2.4 기초 및 교대의 내진설계

(1) 적용범위

2.4에서는 교량의 기초 및 교대의 내진설계에 대해 규정한다. 이 설계기준은 지진 하중이외의 수직 및 수평 하중에 대해 지지할 수 있도록 설계된 것을 전제로 한다. 이런 전제 조건은 기초를 위한 조사의 범위, 성토, 사면안정, 기초지반의 지지력 및 수평토압, 배수, 침하, 말뚝기초의 요건 및 지지력 등에 대한 기준을 포함한다.

(2) 기초

① 조사

지진구역 1에서는, 평상시 설계에 필요한 조사 이외에 지진에 대한 1) 사면의 불안정, 2) 액상화, 3) 성토지반의 침하, 4) 수평토압 증가와 관련된 지진 피해 가능성 판단과 내진설계에 필요한 조사를 추가해야 한다. 이때 최대 지반 가속도는 가속도계수 A 또는 부지고유의 지반응답해석결과를 사용한다.

② 기초설계를 위한 해석과 검토

기초는 등가정적 또는 동적해석을 수행하여 기초 구조체의 최대응력 또는 단면력, 상부 구조의 최대 변위 그리고 기초의 전도, 활동, 침하 및 지지력을 검토한다.

가. 얕은기초에 대한 등가정적해석

(가) 얕은기초에 작용하는 등가정적하중은 기초 지반과 상부구조물의 응답특성을 고

려하여 결정한다.

(나) 얇은기초는 미끄러짐, 지지력, 전도에 대하여 안전해야 하고, 변형 및 침하량이 허용치를 넘지 않아야 된다.

(다) 기초지반이 액상화가 발생할 수 있는 지반이라면 액상화 대책공법을 적용해야 한다.

나. 말뚝기초에 대한 등가정적해석

(가) 말뚝기초 등가정적해석에서는 기초지반과 상부구조물의 특성을 고려하여 지진 하중을 말뚝머리에 작용하는 등가정적하중으로 환산한 후 정적해석을 수행한다.

(나) 등가정적하중을 말뚝머리에 작용시키고 균말뚝 해석을 수행하여 각 말뚝에 작용하는 하중을 산정하고, 가장 큰 하중을 받는 말뚝을 내진성능평가를 위한 말뚝으로 선정하고, 등가정적해석을 수행한다.

(다) 내진성능평가 대상 말뚝에 대해서는 말뚝 본체 및 두부의 응력 또는 단면력, 말뚝의 변위량 및 모멘트를 검토한다.

다. 동적해석

(가) 기초에 대한 동적해석이 필요한 경우에는 기초와 지반, 구조물의 상호작용을 고려하는 동적해석방법을 사용할 수 있다.

(나) 현장시험과 실내시험으로부터 얻은 지반의 물성치와 기초의 제반사항을 고려하여, 설계지진하중으로 전체 구조물에 대한 응답해석을 실시하여 기초에 작용하는 하중을 결정하고 이를 사용하여 기초의 안정성을 검토한다.

③ 말뚝설계 시 특별히 요구되는 사항

지반과 교량의 불확실한 응답특성들을 고려하여 말뚝의 내진설계에서는 일반 설계에서의 요구조건 이외에 다음의 요구조건을 만족시켜야 한다.

가. 말뚝의 내진설계에서는 극한지지력 개념을 사용하며 설계지진하중에 대하여 지지력을 확보해야 한다.

나. 말뚝은 파일캡에 적절히 연결하여야 한다.

다. 콘크리트로 채운 말뚝에 특별한 정착장치를 설치하지 않는 경우에는 말뚝으로 인발력이 전달될 수 있는 길이의 철근을 매립하여 정착해야 한다.

라. 속채움이 없는 강관말뚝, 나무말뚝, 강말뚝은 말뚝의 허용지지력의 10 % 이상인 인발력이 전달될 수 있도록 정착해야 한다.

마. 보강철근은 말뚝과 파일캡을 일체로 하며 하중전달을 용이하게 하기 위해서 파일캡까지 연장되어야 한다.

바. 말뚝의 내진설계에서는 기둥이 지표면 위에서 휨모멘트에 의하여 항복하기 이전에 말뚝이 지표면 아래에서 파괴되지 않도록 해야 한다.

(3) 교대

① 일반사항

지진 시 교대의 파괴나 변위로 인한 교량의 손상 또는 파괴가 발생할 수 있으므로 교대의

설계는 신중하게 수행해야 한다.

② 독립식 교대

가. 독립식 교대의 설계에서는 지진에 의한 수평토압과 교대의 관성력을 고려한다. 상부구조물이 자유롭게 미끄러질 수 없는 고정단 받침으로 지지되는 경우에는 상부구조물로부터 전달되는 지진력을 함께 고려해야 한다.

나. 지진시에 독립식 교대에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발된 등가정적하중법으로 계산할 수 있으며 이때 토압은 교대의 배면에 균등하게 분포하고 그 합력은 교대 높이의 1/2에 작용하는 것으로 가정한다.

다. 구조물의 경제성을 도모하기 위해 교축방향 변위를 허용하는 독립식 교대를 설계할 수 있다. 이 때, 교대는 지진시에 미끄러짐만 허용하고 전도가 발생하지 않아야 하며, 교대 받침의 손상을 최소로 하기 위하여 미끄러짐에 의한 교축방향 변위를 수용할 수 있도록 설계되어야 한다.

라. 교축방향 변위를 구속하는 독립식 교대에는 Mononobe-Okabe의 등가정적하중법에 의한 토압보다 큰 수평토압이 작용하므로 이를 고려해야 한다.

③ 일체식 교대

가. 일체식 교대는 지진 시 큰 상부관성력이 뒷채움흙에 전달되므로 과도한 상대변위가 발생하지 않도록 하기 위하여 수동저항력을 갖도록 설계되어야 한다.

나. 일체식 교대는 교대-뒷채움흙 구조와 기초의 강성을 계산하여 구조물의 내진설계 과정에 따라 설계할 수 있다.

2.5 강교 설계

(1) 일반사항

① 구조용 강재 기둥과 연결부의 설계와 시공은 도로교설계기준과 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.

② 허용응력설계법의 적용시에는 2.2(7)①바에 따라 허용응력 증가계수를 사용한다.

(2) P- Δ 효과

P- Δ 효과(지진변위로부터 발생하는 편심과 기둥 축력에 의한 모멘트)로 인한 2차 휨을 고려하여 축방향 응력과 휨응력을 계산할 때, 모든 축방향 하중을 받는 부재는 KDS 24 14 30(4.3.3)에 따라 설계하여도 된다.

2.6 콘크리트교 설계

(1) 일반사항

① 일체로 현장타설 되는 교각, 확대기초, 연결부의 내진설계는 강도설계법을 사용해야 하며, 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.

② 이 절에서의 교각은 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주가구), 벽식 교각, 말뚝가구를 총칭

한다.

- ③ 단일기둥, 다주가구, 말뚝가구를 설계할 때, 소성힌지구역에 배근되는 심부구속철근은 2.1(4)의 응답수정계수와 2.6(3)④의 심부구속철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 부록 I 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계를 적용하여 설계할 수 있다.

(2) 교각의 해석 및 설계강도

① 일반사항

가. 철근콘크리트 교각에 대한 구조해석과 단면강도해석에는 균열의 영향과 축방향력의 영향 등 구조적 거동에 영향을 주는 요소를 고려해야 한다.

나. 철근콘크리트 교각의 축방향철근은 설계기준항복강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 하며, 인장강도가 항복강도의 1.25배 이상이어야 한다. 철근콘크리트 교각의 횡방향철근은 설계기준항복강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 한다.

② 교각의 휨강성

가. 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우에는 식 (2.6-1)로 결정되는 항복강성을 적용하여 단면력과 변위를 구해야 한다. 단 지진하중에 의한 단면력을 구하기 위한 구조해석에서는, 식 (2.6-1)의 항복강성 대신 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용할 수 있다.

$$EI_y = \frac{M_y}{\varphi_y} \quad (2.6-1)$$

여기서, EI_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복강성(최 외단 축방향철근의 항복)

M_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복모멘트(최 외단 축방향철근의 항복)

φ_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복곡률(최 외단 축방향철근의 항복)

나. 식 (2.6-1)로 정의되는 교각의 항복강성을 구하기 위하여 교각단면에 대한 비선형해석을 수행하지 않는 경우에는, 콘크리트의 탄성계수와 식 (2.6-2)로 계산되는 항복유효 단면2차모멘트를 사용할 수 있다.

$$I_{y,eff} = \left(0.16 + 12 \rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_g \quad (2.6-2)$$

여기서, A_g : 교각의 총단면적

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도

I_g : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

P_u : 계수 축력

ρ_l : 교각의 축방향철근비

다. 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에는 철근을 무시한 콘크리트 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용해야 한다. 단, 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에도 변위를 구할 때에는 교각의 항복강성을 적용해야 한다.

③ 교각의 P- Δ 효과

가. 철근콘크리트 교각의 총모멘트는 P- Δ 효과를 고려하여 결정해야 한다. 구조해석에 선형탄성해석을 수행하는 경우는, 지진해석에 의한 1차모멘트에 횡방향 지진변위와 축력에 의한 2차모멘트를 추가하여 총모멘트를 결정해야 한다.

나. 엄밀한 해석에 의하여 P- Δ 효과를 고려하지 않는다면 다와 라에 따라 근사적으로 2차모멘트를 구할 수 있다.

다. 캔틸레버로 거동하는 교각에 대하여 2.6(2)②의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 기둥 상단과 하단의 횡방향 최대상대변위의 1.5배에 축력을 곱한 값을 2차모멘트로 취할 수 있다.

라. 골조로 거동하는 교각에 대하여 2.6(2)②의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 모멘트가 0인 위치를 기준으로 상단과 하단의 횡방향상대변위를 각각 구한 후 1.5배를 취한 각각의 횡방향상대변위에 축력을 곱하여 상단과 하단의 2차모멘트로 취할 수 있다.

마. 2.1(4)의 응답수정계수를 적용하여 설계할 때에는 응답수정계수를 1차모멘트에만 적용하며 2차모멘트에는 적용하지 않는다.

④ 교각의 설계휨강도

가. 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 축력-휨강도를 검토할 때에는, 공칭휨강도에 1.0의 강도감소계수를 적용하여 설계휨강도를 결정한다.

나. 철근콘크리트 교각의 휨강도는 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 휨강도 해석이나 콘크리트와 축방향철근의 응력-변형도 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석에 의하여 결정되어야 한다.

다. 철근콘크리트 교각의 휨강도 해석에는 축력의 영향이 고려되어야 하며, 2.6(3)⑤의 철근상세를 갖는 횡방향철근이 배근되는 구간에는 횡방향철근에 의한 심부구속효과를 고려할 수 있다.

⑤ 교각의 최대 소성힌지력

가. 이절의 규정은 교각과 연결된 기초, 교각과 일체로 시공된 상부구조, 교각의 전단설계, 그리고 교각과 상부구조 또는 기초의 연결부분에 적용한다.

나. 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주가구), 벽식 교각의 약축방향, 말뚝가구의 설계전단력은 2.1(4)①에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 할 수 있다.

- 다. 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 2.2(7)②가에 명시된 바와 같이 교각에 대한 응답수정계수 R의 1/2로 나눈 값으로 하거나, 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 할 수 있다.
- 라. 교각의 최대 소성힌지력은 휨 초과강도에 해당하는 전단력으로 결정해야 한다. 캔틸레버로 거동하는 교각의 최대 소성힌지력은 교각 하단의 휨 초과강도를 교각의 길이로 나누어 결정한다. 다주기구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 상단과 하단의 휨 초과강도 합을 교각의 길이로 나누어 결정한다. 이때 교각의 길이는 캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이로 하며 다주기구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이로 한다.
- 마. 교각 단면의 휨 초과강도는 다음 두 가지 방법 중 하나를 적용하여 결정해야 한다.
- (가) 설계기준 압축강도의 1.7배인 콘크리트 압축강도와 설계기준 항복강도의 1.3배인 축방향철근 항복강도를 적용하고, 소성힌지구역 횡방향철근의 심부구속 효과와 축하중의 영향을 고려한 단면의 휨강도로서, 모멘트-곡률 해석을 수행한다.
- (나) 콘크리트 설계기준압축강도가 60 MPa 이하이고, 계수 축하중이 $0.3 f_{ck} A_g$ 이하이며, 축방향철근비가 0.03 이하인 교각의 경우에는, 모멘트-곡률 해석을 수행하는 대신, 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 축력-휨강도 해석으로 구한 공칭휨강도에 식 (2.6-3)으로 계산되는 휨 초과강도계수 λ_o 를 곱하여 휨 초과강도를 결정할 수 있다. 여기서 R은 설계에 사용한 응답수정계수이다.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05 R \quad (2.6-3)$$

⑥ 교각의 설계전단강도

- 가. 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는, 공칭전단강도에 1.0의 강도감소계수를 적용하여 설계전단강도를 결정한다.
- 나. 휨 설계에서 표 2.1-1의 응답수정계수가 적용된 교각에 대하여는, 소성힌지구역의 전단강도를 검토할 때 콘크리트에 의한 공칭전단강도를 다음 식으로 결정해야 한다. 여기서 최소 계수축력 P_u 가 $0.1 f_{ck} A_g$ 이하인 경우에는 식 (2.6-4)를, $0.1 f_{ck} A_g$ 를 초과하는 경우에는 식 (2.6-4)를 적용한다. 여기서 A_e 는 전단 유효단면적으로 사각형단면은 $b_w d$, 원형단면은 $0.8 A_g$ 를 사용한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(\frac{10 P_u}{f_{ck} A_g} \right) \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (2.6-4)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (2.6-5)$$

- 다. 전단철근에 의한 공칭전단강도를 결정할 때 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (2.6-6), 원형단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (2.6-7)을 적용한다. 원형

후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (2.6-8)로 계산되는 보강띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad (2.6-6)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \quad (2.6-7)$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (2.6-8)$$

여기서, A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm²)

A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm²)

A_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm²)

d : 사각형단면의 유효깊이(mm²)

D_c : 원형 후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름(mm)

f_{yh} : 띠철근 또는 나선철근의 항복강도(MPa)

l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 길이(mm)

s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

(3) 기둥

① 일반사항

- 가. 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 이상인 교각은 일반 기둥으로 간주하여 단일 기둥과 다주거구에 대한 2.1(4)의 응답수정계수를 적용한다. 기둥상단에서 단면이 커지는 기둥의 경우에는 단면이 커진 부분을 무시하고 최대단면치수를 결정한다.
- 나. 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 미만인 교각은 짧은 기둥으로 간주하여 벽식 교각에 대한 2.1(4)의 응답수정계수를 적용한다.
- 다. 벽식 교각은 강축방향에 대하여 2.1(4)의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 2.6(4)에 따라 벽체로 설계해야 한다. 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다.
- 라. 이 절의 규정은 말뚝거구에도 적용된다.

② 단부구역과 소성힌지구역의 설계

- 가. 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다. 기둥 하단의 단부구역은 기초의 상면에서부터의 길이로 결정되며, 골조로 거동하는 기둥의 상단 단부구역은 기둥과 연결된 부재의 하면에서부터의 길이로 결정한다. 기둥에서 단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 450 mm 중 가장 큰 값으로 해야 한다.
- 나. 말뚝거구의 상단 단부구역은 기둥의 상단 단부구역과 동일하게 결정해야 한다. 말뚝가

구의 하단 단부구역은 모멘트고정점에서 말뚝지름의 3배 길이만큼 내려간 위치로부터 지표에서 말뚝지름과 450 mm 중 큰 값 이상의 길이만큼 올라간 위치까지의 구간으로 한다.

- 다. 가.와 나.항에서 정의된 단부구역은 2.6(3)③과 2.6(3)④의 규정을 만족해야 한다.
- 라. 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 소성 힌지구역은 표 2.2-1의 응답수정계수를 적용하고 2.6(3)③에서 2.6(3)⑤까지의 규정을 만족하도록 설계해야 한다. 단 기둥은 표 2.2-1의의 응답수정계수를 적용하는 대신 부록 I에 따라 연성도 내진설계를 수행한다. 단부구역이 아닌 구역이라도 소성거동이 예측되는 구역은 소성힌지구역으로 설계해야 한다.

③ 축방향철근과 횡방향철근

- 가. 축방향철근 단면적은 기둥 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.06배 이하로 해야 한다.
- 나. 단부구역에 배근되는 횡방향철근은 D13 이상으로서, 지름이 축방향철근 지름의 2/5 이상이어야 한다.
- 다. 소성힌지구역에서는 축방향철근을 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지구역에서 축방향철근의 연결은 완전 기계적이음을 사용할 수 있다.
- 라. 소성힌지구역 이외의 구역에서 전체 축방향철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음하지 않아야 한다. 기둥의 종방향으로 측정된 이웃하는 겹침이음 사이의 거리는 600 mm 이상으로 해야 한다. 이때 겹침이음 사이의 거리는 겹침이음의 끝 지점에서부터 기둥의 종방향으로 측정하여, 이웃하는 새로운 겹침이음이 시작되는 지점까지로 한다.
- 마. 소성힌지구역의 심부구속 횡방향철근은 2.6(3)④의 철근량과 2.6(3)⑤의 철근상세를 만족해야 하며, 최대 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- 바. 심부구속 횡방향철근과 단부구역의 횡방향철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배와 380 mm 중 큰 값 이상까지 연장해서 설치해야 한다.
- 사. 소성거동이 예측되지 않는 단부구역은 모든 축방향철근이 겹침이음 없이 연속될 필요는 없으나, 횡방향철근은 2.6(3)⑤의 철근상세를 만족해야 하며, 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- 아. 단부구역 이외의 위치에 배근되는 횡방향철근은 2.6(3)⑤의 철근상세를 만족할 필요가 없으나, 축방향철근이 겹침이음된 구간은 횡방향철근의 간격이 100 mm, 또는 부재 단면 최소치수의 1/4을 초과하지 않아야 한다.
- 자. 나선철근에 대하여는 최대 수직 순간격을 75 mm로 규정한 나선철근의 일반규정을 적용하지 않는다.

④ 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량

- 가. 기둥과 말뚝가구에서 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 이 절에서 규정하는 철근량과 2.6(3)⑤의 철근상세를 만족하는 심부구속 횡방향철근으로 구속해야 한다.

나. 원형기둥의 나선철근비 ρ_s 는 식 (2.6-9)로 정의되는 체적비로서, 식 (2.6-10)과 식 (2.6-11)의 값 중 큰 값을 취한다.

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (2.6-9)$$

여기서, ρ_s : d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비

A_{sp} : 나선철근의 단면적(mm²)

d_s : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)

s : 나선철근의 수직간격(mm)

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.6-10)$$

또는

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.6-11)$$

여기서, A_c : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 기둥 심부의 면적(mm²)

A_g : 기둥의 총단면적(mm²)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)

f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)

다. 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형 후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있다.

라. 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총 단면적 A_{sh} 는 식 (2.6-12)와 식 (2.6-13)의 값들 중 큰 값을 취한다.

$$A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (2.6-12)$$

또는

$$A_{sh} = 0.12 a h_c \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.6-13)$$

여기서, a : 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh} : 수직간격이 a 이고, 심부의 단면치수가 h_c 인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm²), 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

h_c : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면 치수(mm)

⑤ 심부구속 횡방향철근상세

- 가. 나선철근은 소성힌지구간에서 겹침이음 하지 않아야 한다. 소성힌지구간에서 나선철근의 연결은 기계적 연결이나 완전 용접이음으로 해야 한다.
- 나. 사각형 심부구속 횡방향철근으로는 하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합띠철근을 사용할 수 있으며, 후프띠철근과 같은 크기의 보강띠철근을 사용할 수 있다.
- 다. 사각형 후프띠철근은 외측 축방향철근들을 감싸는 폐합띠철근 형태이거나 또는 나선철근과 유사하게 연속적으로 감은 연속띠철근 형태로 사용할 수 있다. 사각형 폐합띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 한다. 사각형 연속띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 하며 이 갈고리는 축방향철근에 걸리게 해야 한다.
- 라. 보강띠철근은 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖도록 해야 한다. 이 때, 135° 갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며 90° 갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.
- 마. 사각형 후프띠철근에 추가되는 보강띠철근의 갈고리는 외측 축방향철근에 걸리게 해야 하며, 보강띠철근을 연속적으로 같은 축방향철근에 걸리게 할 경우 90° 갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 한다.
- 바. 사각형 심부구속 횡방향철근은 후프띠철근과 보강띠철근의 수평간격과 보강띠철근간의 수평간격이 350 mm를 초과하지 않도록 해야 한다.
- 사. 원형 띠철근 중에서 양단에 90° 갈고리를 갖고 1개소 또는 2개소에서 철근 지름의 40배 이상으로 겹침이음된 원형 후프띠철근에 2개의 보강띠철근이 후프띠철근의 겹침이음 구간을 감싸는 경우에는 완전원형후프로 간주할 수 있다. 이때 후프띠철근의 90° 갈고리는 축방향철근에 걸리게 해야 하며, 2개의 보강띠철근은 후프띠철근의 겹침이음 구간의 양쪽 끝부분에 배치해야 한다. 또 교각의 종방향과 단면 평면방향으로 보강띠철근의 90° 갈고리가 연달아 걸리지 않도록 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 하며, 원형 후프띠철근의 겹침이음 부분이 교각의 종방향으로 연달아 위치하지 않도록 배치해야 한다.

⑥ 결합나선철근

- 가. 기둥의 횡방향철근으로 2개 이상의 나선철근을 결합한 결합나선철근(Interlocking Spirals)을 사용할 수 있다.
- 나. 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 2.6(3)④ 규정을 적용하여 각각의 나선철근에 대해 독립적으로 계산해야 한다.
- 다. 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 2.1(4)의 응답수정계수와 2.6(3)④의 심부구속 철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 부록 I 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계를 적

용하여 설계할 수 있다.

- 라. 축방향철근 중심간 수평간격은 200 mm 이하로 해야 하며, 결합부분에는 최소한 4개 이상의 축방향철근을 배근해야 한다.
- 마. 결합나선철근의 나선철근간의 중심간격(d_{int})은 심부단면치수(d_s)의 0.75배 이하로 해야 한다.
- 바. 원형 후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 결합원형띠철근을 사용할 수 있으며 결합 나선철근과 동등하게 취급할 수 있다.
- 사. 이 절의 규정에 따라 설계된 결합나선철근 또는 결합원형띠철근의 배근구간과 철근상세는 2.6의 해당 규정을 따라야 한다.
- 아. 결합나선철근 및 결합원형띠철근의 경우, 널리 알려진 이론이나 최신의 연구문헌, 실험 또는 해석적으로 안전성을 검증할 수 있는 경우에는 본 규정을 적용하지 않는다.

(4) 벽식 교각

- ① 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다. 벽식 교각의 강축방향은 2.1(4)의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 이 절에 따라 벽체로 설계해야 한다.
- ② 벽체의 양면에는 수평방향 및 수직방향철근을 배치해야 하며, 인접하는 수평방향철근의 겹침이음이 동일한 위치에 있지 않도록 엇갈리게 배치해야 한다.
- ③ 벽체의 수평방향 및 수직방향 철근비 ρ_h 와 ρ_v 는 0.0025 이상으로 해야 하며, 철근의 수평 및 수직 간격은 450 mm 이하로 해야 한다.
- ④ 벽체의 전단철근은 연속되어야 하고 균일하게 배치되어야 하며, 공칭전단강도 V_n 은 식 (2.6-14)와 식 (2.6-15)의 값 중 작은 값을 취한다.

$$V_n = 0.66 \sqrt{f_{ck}} b d \quad (2.6-14)$$

$$V_n = (0.165 \sqrt{f_{ck}} + \rho_h f_y) b d \quad (2.6-15)$$

(5) 중공 원형 교각

① 일반사항

- 가. 중공원형 교각은 일반적인 원형기둥에 적용하는 규정 이외에, 2.6의 규정을 추가로 적용하여 설계하여야 한다.
- 나. 중공원형 교각에서 중공치수비는 단면의 최대지름에 대한 중공지름의 비율로 정의한다.
- 다. 중공원형 교각의 축력비는 콘크리트 설계기준압축강도와 콘크리트 단면적의 곱에 대한 축력의 비율로 정의한다.

② 중공원형 교각의 단면 구분

- 가. 중공원형 교각의 단면은 극한상태에서의 중립축의 위치에 따라 그림 2.6-1과 같이 압축 지배단면과 휨 지배단면으로 구분한다.

- 나. 극한상태에서 중립축의 위치가 중공단면의 중공부에 존재하여, 벽체두께에 걸쳐 압축 응력을 받는 단면을 압축 지배단면으로 정의한다.
- 다. 극한상태에서 중립축의 위치가 벽체두께의 내부, 즉 단면의 외측 면과 내측 면 사이에 존재하는 단면을 휨 지배단면으로 정의한다.
- 라. 극한상태에서의 중립축 위치는 일반적인 축력-휨 강도해석이나 모멘트-곡률 해석 등 엄밀한 해석에 의하여 결정할 수 있다.
- 마. 단면의 분류를 해석에 의하지 않는 경우, 축력비가 0.1 이하이고 중공치수비가 0.5 이하인 경우에는 휨 지배단면으로 분류할 수 있다.

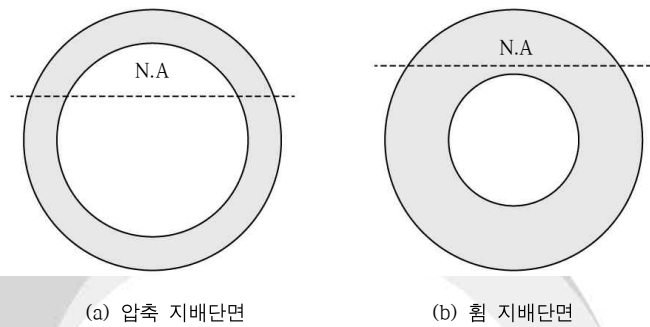


그림 2.6-1 극한상태에서의 중립축 위치에 따른 단면구분

③ 축방향철근과 횡방향철근의 배치

- 가. 중공원형 교각의 압축 지배단면은 벽체단면의 외측 면과 내측 면에 인접한 위치에 축방향철근과 횡방향철근을 배치하여야 한다.
- 나. 중공원형 교각의 휨 지배단면은 벽체단면의 외측 면과 내측 면에 인접한 위치에 축방향철근과 횡방향철근을 배치하거나, 벽체단면의 외측 면에 인접한 위치에만 축방향철근과 횡방향철근을 배치할 수 있다.
- 다. 중공원형 교각의 횡방향철근은 벽체단면에서 콘크리트 단면의 심부와 축방향철근을 감싸도록 배치하여야 한다.
- 라. 벽체단면 외측과 내측의 축방향철근을 감싸는 보강띠철근의 배치는 2.6(5)④에 따른다.

④ 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량 및 철근상세

- 가. 중공원형 교각의 심부구속 후프철근은 나선철근이나 완전원형후프, 또는 2.6(3)⑤의 사례를 만족하는 띠철근을 사용하여야 한다.
- 나. 2.1(4)④ 표 2.1-1의 응답수정계수를 적용한 완전연성설계에서는 식 (2.6-11)에 따라 소요 나선철근비를 계산하여 벽체단면 외측의 축방향철근을 감싸도록 심부구속철근을 배치하여야 한다.
- 다. 부록 I을 적용한 연성도 내진설계에서는 부록 I.2와 부록 I.3의 규정에 따라 소요 나선철근비를 계산하여 벽체단면 외측의 축방향철근을 감싸도록 심부구속철근을 배치하여야 한다.

- 라. 벽체단면 외측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근은 식 (2.6-9) 또는 부록 식(3-1)에 따라 심부구속철근의 지름과 수직간격을 결정하여야 한다. 단, 중공원형 교각에서는 식 (2.6-9) 또는 부록 식 (3-1)의 d_s 를 외측 심부구속철근의 외측표면을 기준으로 형성되는 원형의 지름으로 하여야 한다.
- 마. 휨 지배단면에서 단면의 내측에 축방향철근이 배치되지 않은 경우에는, 내측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근을 배치할 필요가 없다.
- 바. 휨 지배단면에서 단면의 내측에도 축방향철근이 배치된 경우에는, 내측의 축방향철근을 감싸는 횡방향구속철근을 KDS 24 14 20의 규정에 따라 배치하여야 한다.
- 사. 압축 지배단면은 외측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근과 동일한 지름과 간격으로 내측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근을 배치하여야 한다. 단, 외측 심부구속철근 수직간격의 2배가 내측 축방향철근 지름의 6배 이하인 경우에는, 내측 심부구속철근의 수직간격을 외측 심부구속철근 간격의 2배로 배치할 수 있다.
- 아. 중공원형 교각의 심부구속 횡방향철근상세는 2.6(3)⑤의 가와 사의 규정 외에 이 절의 자~파의 규정을 따라야 한다.
- 자. 중공원형 교각에서 심부구속철근의 호칭지름이 이 절의 라에 정의된 d_s 의 1/125배 이상인 경우에는 벽체단면 외측과 내측의 축방향철근을 감싸는 보강띠철근을 배치할 필요가 없다.
- 차. 중공원형 교각에서 심부구속 후프철근의 호칭지름이 2.6(5)④라에 정의된 d_s 의 1/125배 미만인 경우에는 벽체단면 외측과 내측의 축방향철근을 감싸는 보강띠철근을 배치하여야 한다. 이때 보강띠철근은 심부구속 후프철근과 동일한 지름의 철근을 사용하여야 한다.
- 카. 심부구속 보강띠철근 상세는 2.6(3)⑤의 라에 따르며, 중공원형 교각에서는 보강띠철근 간의 수평간격이 외측 심부구속철근의 위치에서 심부구속 후프철근 호칭지름의 30배를 초과하지 않도록 하여야 한다.
- 타. 심부구속 보강띠철근은 축방향철근을 감싸도록 배치하여야 하며, 단면 내측에 축방향철근이 배치되지 않은 경우에는 보강띠철근의 배치를 위한 조립용 철근을 축방향으로 배치하여야 한다.
- 파. 보강띠철근을 연속적으로 같은 축방향철근에 걸리게 할 경우에는 압축지배 단면의 경우에는 90°갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 하며, 휨지배단면의 경우에는 90°갈고리가 내측축방향철근에만 걸리도록 배치하는 방법과 90°갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주는 방법 중 하나를 적용하여야 한다
- ⑤ 중공원형 교각의 설계전단강도
- 가. 중공원형 교각의 설계전단강도는, 2.1(4)④ 표 2.1-1의 응답수정계수를 적용한 완전연성 설계나 부록 I을 적용한 연성도 내진설계의 구분 없이, 모두 2.6(2)⑥의 규정에 따른다.

나. 2.6(2)㉔의 식 (2.6-4)와 식 (2.6-5)에서, 중공원형 교각의 전단유효단면적 A_c 는 $(D_o - D_i)D_i$ 로 계산한다. 여기서, D_o 는 단면의 최대지름, 즉 외측지름이고, D_i 는 중공지름, 즉 단면의 내측지름이다.

다. 2.6(2)㉔의 식 (2.6-7)에서, D_c 는 외측 원형후프철근의 중심을 기준으로 형성되는 원형의 지름으로 하여야 한다. 단면의 내측에도 원형후프철근이 배치된 경우에는 식 (2.6-16)에 따라 계산하여야 한다. 여기서 D_{ci} 는 내측 원형후프철근의 중심을 기준으로 형성되는 원형의 지름이고, s_i 는 내측 원형후프철근의 수직간격이다.

$$V_s = \frac{\pi}{2} \left(\frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} + \frac{A_{sp} f_{yh} D_{ci}}{s_i} \right) \quad (2.6-16)$$

2.7 지진격리교량의 설계

(1) 일반사항

① 적용범위

이 절은 신설되는 지진격리교량의 설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 KDS 24 10 10(1.1)에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 절의 설계개념 및 기준을 준수하고 합리적인 보정을 한 지진격리교량 설계기준을 작성하여 설계할 수 있다. 이 절의 설계 규정들은 수평방향으로 지진 격리시키는 시스템에 대해서만 고려되었으며, 수직방향에 대해서는 강체라고 가정한다. 또한 이 절의 규정들은 외부에 너지를 이용하지 않는 지진격리시스템에만 적용된다.

(2) 지진격리설계의 기본방침

① 목적

가. 설계기준의 목적은 지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화 시킬 수 있는 내진성의 확보를 위해 지진격리받침을 적용한 경우에 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는데 있다.

② 기본개념

지진격리설계는 수평지진력에 의한 지진 시 교량의 응답을 줄일 목적으로, 주로 상부구조와 하부구조 사이에, 지진격리받침을 적용하여 설계기준에서 요구하는 내진성을 확보하는 방법이다. 이때, 지진격리받침은 교량의 고유주기를 길게 함으로써 교량에 작용하는 지진력을 줄여주고, 지진에너지흡수능 향상을 통하여 지진 시 응답을 감소시키는 역할을 한다. 그 적용에 있어서 다음 사항을 검토해야 한다.

가. 지진격리설계의 적용은 교량의 장주기화 혹은 지진에너지흡수능 향상효과를 상시와 지진시의 양 측면에서 검토한 후에 판단해야 한다. 특히, 다음의 조건에 해당되는 경우에는 지진격리설계를 적용하지 않는 것으로 한다.

(가) 하부구조가 유연하고 고유주기가 긴 교량

- (나) 기초주변의 지반이 연약하고 지진격리설계의 적용에 따른 교량 고유주기의 증가로 지반과 교량의 공진 가능성이 있는 경우
- (다) 받침에 부반력이 발생하는 경우
- 나. 교량의 장주기화로 인한 지진 시 상부구조의 변위가 교량의 기능에 악영향을 주지 않도록 해야 한다.
- 다. 지진격리받침은 역학적 거동이 명확한 범위에서 사용해야 한다. 또한 지진시의 반복적인 횡변위와 상하진동에 대하여 안정적으로 거동해야 한다.
- 라. 이 절에서 규정하고 있는 지진격리받침 이외에도 그 특성의 안정성이 확인된 각종감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등에 의하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

(3) 지진격리교량의 가속도계수

2.1(1)의 일반교량의 내진설계에 사용되는 가속도계수가 지진격리교량의 내진설계에도 동일하게 사용된다.

(4) 지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준

지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준은 2.1(2)에서 규정된 일반교량의 규정과 동일하다.

(5) 지진격리교량의 지반계수

지진격리교량의 지진하중을 결정하는데 사용되는 지진격리교량의 지반계수 S_i 는 표 2.7-1과 같으며, 지반종류는 KDS 47 10 15(4.4)의 표 4.4-4에서 정의된 일반교량의 지반종류를 동일하게 사용한다.

표 2.7-1 지진격리교량의 지반계수 S_i

지진격리교량의 지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
S_i	1.0	1.5	2.0	2.7

(6) 지진격리교량의 응답수정계수

- ① 2.4와 2.5에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 2.6에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 지진격리교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계지진력은 2.7(7)에서 규정된 등가지진력을 표 2.7-2의 지진격리교량의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우, 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.

표 2.7-2 지진격리교량의 응답수정계수, R_i

하부구조	Ri	연결부분	Ri
벽식 교각	1.5	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝가구(Bent)			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	1.5	상부구조의 한 지간내의 신축이음부	0.8
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5		
단일 기둥	1.5	기둥, 교각 또는 말뚝가구 와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝가구			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	2.5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5		
다주 가구	2.5		

② 2.4와 2.5에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 2.6에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키지 못하는 경우, 하부구조와 연결부분에 대한 응답수정계수는 1.0을 넘지 못한다. 이때, 지진응답해석을 통하여 설계지진 시에 하부구조가 축방향철근이 항복하지 않는 탄성범위 내에서 거동함을 확인해야 하고, 철근콘크리트 기둥형식의 교각과 말뚝가구의 철근상세는 2.6(3)의 해당요건을 만족시켜야 한다.

(7) 해석방법

① 일반사항

가. 이 항의 규정은 지진격리교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 네 가지 해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법을 사용할 수 있다.

- (가) 등가정적하중법
- (나) 단일모드스펙트럼해석법
- (다) 다중모드스펙트럼해석법
- (라) 시간이력해석법

나. 교량해석은 지진격리받침의 특성을 고려하여 수행한다. 지진격리받침의 비선형거동을 단순화하기 위해서 이중선형모델을 사용할 수 있다. 지진격리받침의 유효강성 k_{eff} 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 β_i 는 식 (2.7-1) 및 식 (2.7-2)에 의해 산출한다. 해석에 사용되는 지진격리받침의 유효강성은 설계변위에서 계산되어야 한다.

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (2.7-1)$$

$$\beta_i = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{전체 EDC면적}}{\sum(k_{eff}d_i^2)} \times 100(\%) \quad (2.7-2)$$

여기서, F_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 cycle 동안의 최대부변위량 발생시의 수평력

F_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 cycle 동안의 최대양변위량 발생시의 수평력
 d_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 cycle 동안의 최대부변위
 d_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 cycle 동안의 최대양변위
 d_i : 고려하고 있는 방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위
 EDC : 한 cycle 당 소산된 에너지이다.

유효주기가 3초보다 긴 교량 또는 등가감쇠비가 30%를 초과하는 지진격리받침을 사용하는 경우에는 지진격리받침의 비선형성을 고려한 시간이력해석을 수행해야 한다.

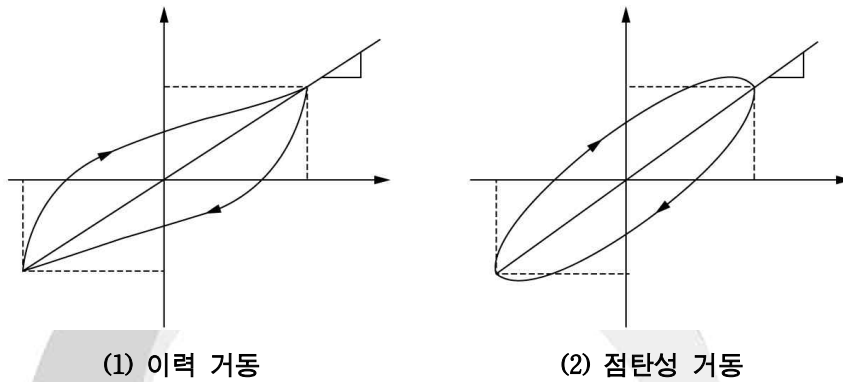


그림 2.7-1 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출

② 등가정적하중법

등가지진력은 식 (2.7-3)과 같다.

$$F_e = C_s W \tag{2.7-3}$$

여기서, F_e : 등가지진력
 W : 상부구조물의 총중량이다.

등가지진력을 결정하기 위해서 사용되는 탄성지진응답계수 C_s 는 식 (2.7-4)의 무차원식으로 구할 수 있다. 단, C_s 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

$$C_s = \frac{K_{eff} \times d}{W} = \frac{AS_i}{T_{eff}B} \tag{2.7-4}$$

지반에 대한 상부구조의 총변위 d 는 식 (2.7-5)로 구한다.

$$d = \frac{250AS_i T_{eff}}{B} \text{ (mm)} \tag{2.7-5}$$

여기서, B는 표 2.7-3로부터 구한다.

표 2.7-3 지진격리교량의 감쇠계수 B

지진격리교량의 감쇠계수	지진격리시스템의 등가감쇠비 β (%)				
	≤ 2	5	10	20	30
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7

유효주기 T_{eff} 는 식 (2.7-6)으로 구한다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} \quad (2.7-6)$$

여기서, K_{eff} 는 지진격리교량의 유효강성이다.

③ 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 는, 지진격리받침의 변위에 의하여 2.7(7)②에 따라 결정된 등가지진력을 사용하여 2.3(3)에 기술된 대로 수평2축 방향을 따라 구하고, 그 값을 2.2(4)에 기술된 대로 조합하여 사용한다.

$$p_e(x) = w(x) C_s \quad (2.7-7)$$

여기서,

$p_e(x)$: 등가정적 지진하중의 단위길이당 하중강도

$w(x)$: 상부구조의 단위길이당 고정하중

C_s : <식 (2.7-4)>에 의하여 계산되는 탄성지진응답계수이다.

④ 다중모드스펙트럼해석법

탄성지진응답계수는 그림 2.7-2와 같이 해당모드주기 T_i 가 $0.8T_{eff}$ 를 초과하는 경우에만 B에 의해 감소된 값이 적용된다.

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i} \quad (T_i \leq 0.8T_{eff}) \quad (2.7-8)$$

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i B} \quad (T_i > 0.8T_{eff}) \quad (2.7-9)$$

여기서, C_{si} : i 번째 모드의 탄성지진응답계수

T_i : i 번째 모드의 주기이다.

다만, C_{si} 값은 $2.5A$ 보다 크게 취할 필요는 없다. 직교하는 지진력의 조합은 2.2(4)에 의한다.

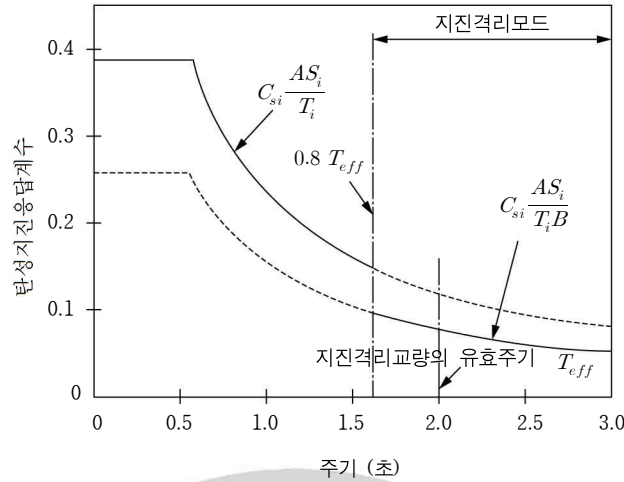


그림 2.7-2 지진격리교량의 탄성지진응답계수

⑤ 시간이력해석법

시간이력해석이 요구되는 지진격리교량의 경우에는 다음 조건들을 적용해야 한다.

가. 지진격리받침의 비선형 특성을 고려해야 한다.

나. 시간이력해석을 위한 지진입력 시간이력은 그림 2.7-2에 나타낸 감쇠율 5%에 대한 설계지반응답스펙트럼에 부합되도록 실제 기록된 지진운동을 수정하거나 인공적으로 합성된 최소한 4쌍 이상의 지진운동을 작성하여 사용해야 한다.

다. 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위해서는 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼이 다음 요건을 만족해야 한다.

㉠ 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5 쌍 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.

㉡ 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은, 주기의 간격을 축소할 경우, 계산된 스펙트럼 값의 변화가 10% 이하가 되도록 작아야 한다.

라. 시간이력의 지속시간은 10~25초 또 강진구간 지속시간은 6~10초가 되도록 해야 한다.

마. 두 방향 이상의 시간이력을 동시에 고려할 경우, 각 직교방향의 시간이력은 통계학적으로 독립되어야 한다. 여기서, 두 시간이력 사이의 시작시간 차이를 고려하여 계산된 상관계수함수의 최대절댓값이 0.3을 넘지 않는다면 두 시간이력은 통계학적으로 독립이라고 간주할 수 있다.

바. 7쌍 미만의 지반운동시간이력에 의한 해석결과로부터 얻어진 응답치의 최댓값 혹은 7 쌍 이상의 해석결과로부터 얻어진 평균값을 설계값으로 한다.

(8) 기타 요구조건

① 상시 수평력 안정성

가. 지진격리받침은 풍하중, 원심력, 제동력, 온도변위에 의한 하중을 포함하는 모든 상시 수평력 조합에 안정적으로 거동하도록 설계되어야 한다.

나. 지진격리받침 탄성중합체의 최대전단변형률은 상시 70%, 지진 시 200% 이내이어야 한다.

② 수직력 안정성

지진격리받침은 수평변위가 없는 상태에서 고정하중과 활하중을 더한 수직하중에 대하여 최소한 3 이상의 안전율을 제공해야 한다. 또한 1.2배의 고정하중, 지진하중으로 인한 수직하중, 그리고 횡방향 변위로 인한 전도하중의 합에 대하여 안정적으로 거동하도록 설계해야 한다. 여기서 전도하중을 계산할 때의 횡방향 변위는 읍셋변위와 설계지진에 의한 설계변위의 2.0배와 같다.

③ 회전 성능

지진격리받침의 회전성능은 고정하중, 활하중, 시공오차의 영향을 포함해야 하고, 여기서 고려되는 시공오차의 설계회전각은 0.005 rad보다 작아서는 안 된다.

④ 지진격리시스템의 성능확인

지진격리시스템에 사용되는 지진격리받침 및 각종 지진보호장치는 설계 시 상정한 성능기준과 품질기준을 확보하고 있는지 다음 각 항의 시험을 행한다.

가. 성능시험: 온도의존성, 주기의존성, 압축피로, 전단피로 시험 등을 통하여 해당 지진격리시스템이 신뢰할 수 있는 성능을 가지고 있는지 확인한다.

나. 원형시험: 설계와 해석에 사용되는 지진격리시스템의 주기특성과 감쇠특성 등의 성능은 원형 혹은 축소모형시험에 의해 확인한다.

다. 품질시험: 해당 받침 혹은 장치가 품질기준을 만족하고 있는지 전수 시험을 실시한다. 지진격리받침의 축소모형 및 시험에 대한 세부사항은 국내외에서 인정되고 있는 지진격리장치 관련 기준에 따른다.

⑤ 품질 기준

지진격리받침과 그 재료는 화학적, 물리적, 역학적 성질이 안정적이어야 하며, 전수 품질 시험을 실시하여 다음의 조건을 만족해야 한다.

가. 다수의 지진격리받침을 대상으로 측정한 평균 유효강성은 설계값의 $\pm 10\%$ 이내이어야 하고, 각각의 유효강성은 설계값의 $\pm 20\%$ 이내이어야 한다. 또한, 평균 EDC값은 설계값의 -15% 이상이어야 하고 각각의 EDC값은 설계값의 -25% 이상이어야 한다.

나. 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 지진설계변위에 의한 연속반복재하에 대해 안정적이어야 한다.

다. 지진격리받침은 지진 후에 교량의 기능에 악영향을 주는 잔류변위가 발생하지 않도록 설계해야 한다.

표 2.7-2 지진격리받침 유효강성과 EDC의 품질 기준

	k_{eff}	EDC
개체차	$\pm 20\%$	-25%
평균값	$\pm 10\%$	-15%

라. 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 KDS 24 12 20(4.1.4(2))의 온도범위에서 안정적이어야 한다.

마. 지진격리받침은 지진설계변위 범위에서는 항상 양의 접선강성을 가져야 한다.



부록. 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

1. 일반사항

(1) 적용범위

- ① 이 부록의 규정은 일반 철도교의 내진설계에 적용한다.
- ② 이 부록의 규정은 콘크리트의 설계기준 압축강도가 50 MPa 이하인 철근콘크리트 기둥의 내진설계에 적용한다.
- ③ 이 부록의 규정은 기둥 형식의 교각(단일기둥, 다주가구, 말뚝가구)에 대한 설계로서 2.1(4)의 응답수정계수, 2.6(3)④의 심부구속철근량, 2.6(2)⑤나와 다의 소성힌지 구역 전단설계에 대한 규정을 대신하여 적용할 수 있다.
- ④ 이 부록의 규정은 2.6(3)①에서 규정하는 최대단면치수에 대한 순높이의 비 제한값에 무관하게 모든 기둥에 적용할 수 있으며, 2.6(3)②에서 규정하는 단부구역에 적용한다.
- ⑤ 이 부록의 규정에 따라 설계되는 횡방향철근의 배근구간과 철근상세는 2.6의 해당 규정에 따른다.

(2) 용어의 정의

- ① 연성도 내진설계: 철근콘크리트 기둥의 소요연성도에 따라 횡방향심부구속철근을 설계하는 설계방법
- ② 소요 응답수정계수: 기둥의 탄성지진모멘트와 설계휨강도의 비율로서 소요연성도를 산정하기 위한 계수
- ③ 통제주기: 탄성지진응답계수가 최대 제한값과 같은 최대주기
- ④ 소요연성도: 기둥의 소성힌지구역의 소요 심부구속철근량을 산정하기 위한 소요 곡률연성도와 소요 변위연성도
- ⑤ 곡률연성도: 단면의 항복곡률에 대한 극한곡률의 비율
- ⑥ 변위연성도: 기둥의 항복변위에 대한 극한변위의 비율

2. 소요연성도

(1) 기둥의 소요연성도는 다음과 같이 결정해야 한다.

- ① 원형단면: 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대한 소요연성도 중 큰 값으로 결정
- ② 원형 이외의 단면: 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대해 각각의 소요연성도를 독립적으로 결정

- (2) 소요 응답수정계수는 식 (2-1)에 따라 결정한다. 지진하중에 따른 탄성지진모멘트는 2.6(2) ②의 휨강성을 적용한 탄성해석을 수행하여 결정하며, 2.2(4)의 규정에 따라 조합해야 한다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \quad (2-1)$$

여기서, R_{req} : 소요 응답수정계수

M_{el} : 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

ϕM_n : 2.6(2)④항의 규정에 따른 기둥의 설계휨강도

- (3) 2.6(3)②에 규정된 단부구역 중에서 소요 응답수정계수가 1.0 이하인 단부구역은 2.6(2)⑤나와 2.6(2)⑥에 따라 전단강도를 검토해야 하며, 횡방향철근은 2.6(3)③의 해당 요구조건을 만족해야 한다.
- (4) 소요 응답수정계수가 1.0 이상인 소성힌지구역의 소요 변위연성도 μ_Δ 는 식 (2-2)에 따라 결정한다. 교량의 주축방향 1차 모드 주기 T 가 통제주기 T_s 의 1.25배보다 작은 경우에는 변위연성도-응답수정계수 상관계수 λ_{DR} 을 식 (2-3)에 따라 결정하며, 그 외에는 1.0으로 한다. 통제주기 T_s 는 2.3(2)①의 식 (2.3-1)로 계산되는 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기로서, 지반조건 I, II, III, IV에 대하여 0.33초, 0.44초, 0.61초, 0.94초를 각각 적용한다.

$$\mu_\Delta = \lambda_{DR} R_{req} \quad (2-2)$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_{req}}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \quad (2-3)$$

- (5) 소요 변위연성도의 최댓값은 식 (2-4)에 따라 결정한다.

$$\mu_{\Delta, \max} = 2(L_s/h) \leq 5.0 \quad (2-4)$$

- (6) 소요 곡률연성도 μ_ϕ 는 식 (2-5)에 따라 결정해야 한다.

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left(\frac{h}{L_s} \right) \right\}}{0.13 \left(1.1 + \frac{h}{L_s} \right)} \quad (2-5)$$

여기서, h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께

L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)

3. 심부구속 횡방향철근량

- (1) 기둥에서 소요 응답수정계수가 1.0을 초과하는 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 3에서 규정하는 소요 철근량 이상의 횡방향철근으로 구속해야 한다.
- (2) 원형기둥의 나선철근비 ρ_s 는 식 (3-1)로 정의되는 체적비로서, 소요 나선철근비는 식 (3-2)에서 식 (3-5)까지를 적용하여 결정한다.

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (3-1)$$

여기서, ρ_s : d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비
 A_{sp} : 나선철근의 단면적(mm²)
 d_s : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)
 s : 나선철근의 수직간격(mm)

$$\rho_s = 0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \quad (3-2)$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1) \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8 \mu_\phi - 3.5 \quad (3-3)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \quad (3-4)$$

$$\gamma = 0.1(\rho_l - 0.01) \quad (3-5)$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)
 f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
 f_y : 축방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
 A_g : 기둥의 총단면적(mm²)
 P_u : 기둥의 계수축력(N)
 μ_ϕ : 소요 곡률연성도
 ρ_l : 기둥의 축방향철근비

- (3) 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형 후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하

지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있다.

(4) 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총 소요 단면적 A_{sh} 는 식 (3-6)로 결정한다.

$$A_{sh} = 0.9 a h_c \left(0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \right) \quad (3-6)$$

여기서, a : 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh} : 수직간격이 a 이고, 심부의 단면치수가 h_c 인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm²). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

h_c : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의, 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면치수(mm)

4. 전단 설계

- (1) 이절의 규정에 따라 변위연성도를 고려하여 콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는, 공칭전단강도에 1.0의 강도감소계수를 적용하여 설계전단강도를 결정해야 한다.
- (2) 설계전단력은 2.1(4)①에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 2.6(2)⑤에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 한다.
- (3) 단부구역의 공칭전단강도는 식 (4-1)에 따라야 하며, 단부구역을 제외한 구역의 공칭전단강도는 2.6(2)⑥의 규정에 따른다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (4-1)$$

여기서, V_c : 콘크리트에 의한 공칭전단강도

V_s : 전단철근에 의한 공칭전단강도

V_p : 축력 작용에 의한 공칭전단강도

- (4) 콘크리트에 의한 공칭전단강도는 전단강도를 검토하는 기둥의 주축에 대한 소요 변위연성도 μ_Δ 를 고려하여 식 (4-2)에 따라 계산해야 한다. 소요 변위연성도가 2.0 이하인 경우에는 계수 k 로 0.3을 적용하며, 소요 변위연성도가 2.0을 초과하는 경우에는 식 (4-3)에 따른 값을 적용해야 한다. 전단 유효단면적 A_c 는 원형단면과 사각형단면에 대하여 기둥 총단면적 A_g 의 0.8배를 적용하며, I형 단면이나 사각형 중공단면과 같이 복부가 구분되는 단면은 복부폭과 유효깊이의 곱($b_w d$)을 적용한다.

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (4-2)$$

$$k = 0.3 - 0.1 (\mu_\Delta - 2) \quad (4-3)$$

(5) 전단철근에 의한 공칭전단강도를 결정할 때 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (4-4), 원형단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (4-5)를 적용한다. 원형 후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (4-6)으로 계산되는 보강띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D_c}{s} \quad (4-4)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \quad (4-5)$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (4-6)$$

여기서, A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm²)

A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm²)

A_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm²)

D_c : 고려하는 방향의 심부콘크리트 단면 치수로서, 원형 단면에서는 원형 후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름, 사각형 단면에서는 전단철근으로 작용하는 방향으로의 철근 길이로서 철근 단면의 중심을 기준으로 한 심부콘크리트 치수(mm)

f_{yh} : 띠철근 또는 나선철근의 항복강도(MPa)

l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서 갈고리 부분과 연장길이를 제외한 길이(mm)

s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

(6) 축력 작용에 의한 공칭전단강도는 식 (4-7)을 적용한다.

$$V_p = 0.15 \frac{P_u h}{L_s} \quad (4-7)$$

여기서, P_u : 교각의 최소 계수축력(N)

h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께

L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)

집필위원	분야	성명	소속	직급
	총괄	길홍배	한국도로공사	수석연구원
	기타시설	김영진	한국건설기술연구원	선임연구원
	내진설계	김태훈	삼성물산	부장
	총괄	김호경	서울대학교	교수
	하중	박원석	목포대학교	교수
	하부구조	박재현	한국건설기술연구원	연구원
	총괄	백인열	가천대학교	교수
	총괄	손윤기	엔비코컨설팅트	전무
	강교	신동구	명지대학교	교수
	총괄	이지훈	서영엔지니어링	전무
	총괄	조경식	디엠엔지니어링	부사장
	콘크리트교	조재열	서울대학교	교수
	총괄	하동호	건국대학교	교수
	하중	황의승	경희대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	총괄	고현무	서울대학교
	하중	권순덕	전남대학교
	콘크리트교	김병석	한국건설기술연구원
	하중	김우종	디엠엔지니어링
	총괄	박찬민	코비코리아
	총괄	서석구	서영엔지니어링
	총괄	이상호	연세대학교
	내진설계	이재훈	영남대학교
	하중	이해성	서울대학교
	강교	최동호	한양대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	교량	김성일	한국철도기술연구원
	교량	김지상	서경대학교
	교량	홍현석	평화엔지니어링
	교량	최석환	국민대학교
	교량	배두병	국민대학교
	교량	정상섭	연세대학교

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	이희업	한국철도기술연구원
	이상희	(주)이디시엠
	박성운	대림산업
	노성열	동부엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단
	김태진	창민우구조컨설턴트

국토교통부	성명	소속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 17 10 : 2016

교량 내진설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국철도시설공단
34618 대전광역시 동구 중앙로 242 한국철도시설공단
☎ 1588-7270
<http://www.kr.or.kr>

(작성기관) 한국교량및구조공학회
08826 서울시 관악구 관악로1 서울대학교 316동 410호 한국교량및구조공학회
☎ 02-871-8395 E-mail : kibse@kibse.or.kr
<http://www.kibse.or.kr>

국가건설기준센터
10223 경기도 고양시 일산서구 고양대로 283(대화동)
☎ 031-910-0444 E-mail : kcsc@kict.re.kr
<http://www.kcsc.re.kr>