KDS 24 10 10 : 2016

교량 설계 일반사항 (일반설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 일반사항에 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 샤르피 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 10 10 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 10 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 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어정의 ····· 1
1.3 해석과 설계원칙 ····· 6
1.4 설계고려사항 ····· 7
2. 조사 및 계획 ····· 11
2.1 조사 ····· 11
2.2 계획 ····· 11
3. 재료 ····· 12
3.1 강재 ····· 12
3.2 콘크리트 ····· 16
4. 설계 ····· 18
4.1 사용성 및 내구성 ····· 18
4.2 운행을 위한 한계조건 ····· 28

교량설계 일반사항(일반설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 철도건설 및 개량에 따라 철도선로 상에 건설하는 지간 150 m 이하의 교량에 적용하는 것으로 한다.

(2) 지간이 150 m를 넘는 경우에도 장대교량의 종류, 구조형식, 가설지점의 상황 등에 따라 합리적인 보정을 해야 하는 사항을 제외하고는 이 코드를 따른다.

(3) 다만, 특별한 조사연구에 의하여 설계할 때에는 이 코드를 적용하지 않을 수 있는데, 이 경우에는 그 설계근거를 명시해야 한다.

1.2 용어정의

이 코드에서 쓰이는 용어의 의미는 다음과 같다.

- 가도교 : 도로 위에 가설된 교량
- 가속도계수(Acceleration Coefficient): 내진설계에 있어 설계지진력을 산정하기 위한 계수로서 지진구역과 재현주기에 따라 그 값이 다르다
- 강도감소계수(Strength Reduction Factor): 재료의 공칭강도와 실제강도 간의 불가피한 차이, 제작 또는 시공, 저항의 추정 및 해석 모형 등에 관련된 불확실성 등을 고려하기 위한 안전계수
- 고유주기(Natural Period): 자유진동하는 구조물의 진동이 반복되는 시간 간격(sec)
- 고유진동수(Natural Frequency): 감쇠효과가 무시된 구조물의 자유진동에서 시간 당 발생 진동수(Hz)
- 공칭강도(Nominal Strength): 강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도를 말하며 강도감소계수를 적용하기 이전의 강도
- 과선교: 철도선로 위에 가설된 교량
- 경간(Span): 교량에서 교대와 교각, 또는 교각과 교각사이 공간을 말함. 연속교인 경우 그 위치에 따라 측경간, 중앙경간 등으로 부르고, 경간 수에 따라 3경간, 5경간 연속교 등으로 부름
- 계수하중(Factored Load): 강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용하는 하중으로서, 사용하중에 하중계수를 곱한 하중

교량설계 일반사항(일반설계법)

- 교량 종방향 상대변위: 장대레일 축력 제한을 위한 검토에서 판단기준의 한 항목. 단위교량이 연속되었을 때 단위교량의 바닥판과 바닥판 사이, 혹은 교대로 연결되는 부위의 교대 전면과 교량의 바닥판의 사이에 발생하는 각각에 대한 상대변위
- 교량의 전복(뒤집힘): 차량의 탈선 또는 바람의 상향력으로 교량이 뒤집히는 현상
- 구조물 가동 끝단: 궤도가 실린 구조물에서 교대와 만나거나 인접한 구조물과 만나는 상부구조의 단부 끝단
- 구조물 안전성 설계: 일반적인 구조물 안전조건과 변형조건을 포함하는 의미로 구조물에 작용하는 외력이나 주변 조건에 대하여 구조부재가 안전한 내력을 보유토록 설계를 하는 것
- 구조물 온도 신축길이: 구조물의 온도 고정점 간의 길이. 여기서 온도 고정점이란 온도변화에도 구조물의 종방향 변위가 생기지 않는 점을 말하며, 양쪽 교대 사이에 설치되는 구조물의 경우에는 교대의 받침 중심점으로부터 온도 고정점까지의 거리
- 궤도-구조물 간 종방향 상호작용: 장대레일과 교량 구조물과의 결합과 그 상호작용에 의한 장대레일의 파단, 좌굴과 관련된 궤도 종방향력 문제와 변형문제를 야기시키는 작용
- 기초 수평변위: 기초의 지반상태에 따라 교량 축 방향이나 교량 축 직각방향으로 확대기초 저부의 수평이동에 의해 발생하는 변위. 이 이동변위에 의한 상부구조의 종방향 변위량은 높은 교각과 낮은 교각이 같은 양으로 계산됨.
- 기초 회전각변위: 기초의 지반상태에 따라 교량 축 방향이나 교량 축 직각방향으로 확대기초 저부의 회전에 의해 발생하는 변위. 이 기초 회전각에 의한 변형은 상대적으로 높은 교각이 낮은 교각에 비해 교량 종방향 변형에 미치는 영향을 크게 함.
- 내진등급: 중요도에 따라서 교량을 분류하는 범주로서 내진II등급, 내진I등급으로 구분됨.
- 단부각변위: 실제 열차하중에 의한 동적 안정성 검토에서 교량 바닥판의 단부와 단부사이의 상대각변위 또는 교량 바닥판 단부와 교대 사이의 상대각변위
- 다중모드스펙트럼해석법(Multimode Spectral Analysis Method): 여러 개의 진동모드를 사용하는 스펙트럼해석법
- 단일모드 스펙트럼 해석법(Single-Mode Spectrum Analysis Method): 하나의 진동모드만을 사용하는 스펙트럼 해석법
- 동륜하중: 동력차의 구동차륜 하중
- 부가 궤도 종방향응력: 교량의 존재에 의해 부가적으로 발생하는 온도, 시동, 제동하중, 교량 바닥판의 휨 등에 의한 부가적인 응력
- 부하중: 교량의 주요 구조부를 설계하는 경우에 항상 또는 자주 작용하지는 않지만 내하력에 영향을 미칠 수 있고, 통상 다른 하중과 동시에 작용하는 하중으로서 하중의 조합에서 반드시 고려해야 하는 하중의 총칭

- 붕괴유발부재(Fracture Critical Member): 그 부재의 파괴가 교량의 붕괴를 초래하거나 교량의 설계기능을 발휘할 수 없도록 하는 부재
- 사용하중(Service Load): 고정하중 및 표준열차하중으로서 하중계수를 곱하지 않은 것이며, 작용하중이라고도 함.
- 상로 플레이트거더교: 통로가 주거더의 상면위치에 배치되는 교량
- 설계강도(Design Strength): 공칭강도에 강도감소계수(ϕ)를 곱한 강도
- 설계기준압축강도(Specified Compressive Strength): 콘크리트부재의 설계에 있어 기준으로 한 압축강도. 일반적으로 재령 28일의 압축강도를 기준으로 함.
- 설계사용기간: 구조물 또는 부재가 그 사용에 있어서 목적하는 기능을 완수하도록 설계상에 고려하는 기간
- 설계하중: 부재를 설계할 때 사용되는 적용 가능한 모든 하중으로서, 강도설계법에 의한 설계에서는 하중계수를 곱한 하중(계수하중)이고 허용응력설계법에 의한 설계에서는 하중계수를 곱하지 않은 하중(사용하중)이 설계하중이 됨.
- 소요강도(Required Strength): 하중조합에 따른 계수하중을 저항하는데 필요한 부재나 단면의 강도, 또는 이와 관련된 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트 등으로 나타낸 설계단면력
- 순경간(Clear Span): 교대와 교각, 또는 교각과 교각사이 전면간의 거리
- 슬랙(Slack): 곡선선로에서 차량의 원활한 운행을 위하여 외측레일을 기준으로 내측레일을 넓혀준 것
- 실제 열차하중 : 동적해석에 사용되는 실제 열차의 차축하중을 모델로 만든 하중
- 2차부재: 주요부재 이외의 2차적인 기능을 갖는 부재로 그 일부가 파괴되어도 열차운행에는 직접 지장이 없는 부재
- 열차풍: 열차의 통과 시 발생하는 풍압에 의한 기류의 변화현상
- 연성(Ductility): 비탄성응답을 허용하는 부재나 접합부의 성질
- 응답수정계수(Response Modification Factor): 탄성해석으로 구한 각 요소의 내력으로부터 설계지진력을 산정하기 위한 수정계수
- 응답스펙트럼(Response Spectrum): 일정한 감쇠비를 가진 구조물의 고유주기나 진동수에 따른 지진의 최대응답을 나타낸 그래프
- 정규교량(Regular Bridge): 경간을 따라 질량, 강성이나 기하학적 특성에 특별한 변화가 없는 교량

교량설계 일반사항(일반설계법)

- 주하중: 교량의 주요 구조부를 설계하는 경우에 항상 또는 자주 작용하여 내하력에 결정적인 영향을 미치는 하중의 총칭
- 주행안전성 검토: 고속열차의 동적 안정성 등을 포함하는 열차의 안전확보를 위한 최소 요구조건에 대한 검토
- 지반계수(Site Coefficient): 지반상태가 탄성지진응답계수에 미치는 영향을 반영하기 위한 보정계수
- 지반종류(Soil Profile Type): 지진 시에 지반의 응답특성에 따라 공학적으로 분류하는 지반의 종류
- 지진위험도 계수(Seismic Risk Factor): 500년 재현주기를 기준으로 한 지진의 위험도를 나타내는 계수(무차원량)
- 지진구역계수: 우리나라의 지진재해도 해석결과에 근거한 지진구역에서의 평균재현주기 500년에 해당되는 암반상 지진지반운동의 세기를 나타내는 계수
- 최대 지진지반가속도(Peak Seismic Ground Acceleration): 지진에 의해 발생되는 최대의 지반가속도. 가속도계수에 중력가속도를 곱한 값으로 정의(m/sec^2)
- 차축하중: 차량의 좌우측 바퀴의 하중을 합한 하중
- 충격계수: 정적설계 시 동적 충격효과를 고려할 수 있도록 표준열차하중에 곱해지는 계수. 열차 또는 차량의 주행에 의해 구조물에 발생되는 정적응답에 대한 동적응답의 증가비율을 나타냄.
- 캔트: 곡선 선로에서 열차의 원심력에 대항하여 차량의 안전을 도모하기 위해 내측레일을 기준으로 외측레일을 높게 하는데 이 때의 고저 차
- 특수하중: 교량의 주요 구조부를 설계하는 경우에 교량의 종류, 구조형식, 가설지점의 상황 등의 조건에 따라 특별히 고려해야 하는 하중의 총칭
- 탄성지진응답계수(Elastic Seismic Response Coefficient): 모드스펙트럼해석법에서 등가정적지진하중을 구하기 위한 무차원량
- 평균재현주기(Mean Return Period): 어떤 크기나 특성을 가진 지진이 발생하는 평균 시간간격
- PS강봉 : KS D 3505의 PS강봉을 말함.
- 하로 플레이트거더교: 통로가 주거더의 하면위치에 배치되는 교량
- 하중계수(Load Factor): 하중의 공칭값과 실제 하중 간의 불가피한 차이, 하중을 작용외력으로 변환시키는 해석상의 불확실성, 예기치 않은 초과하중, 환경작용 등의 변동을 고려하기 위하여 사용하중에 곱해주는 안전계수
- 허용응력(Allowable Stress): 탄성설계에서 재료의 기준강도를 안전율로 나눈 것

- 합성거더교: 주거더와 현장치기 바닥판이 전단연결재에 의해 결합되어 주거더와 바닥판이 일체로 된 합성단면으로 하중에 저항하는 교량
- 단경간교(Single Span Bridge): 경간이 하나인 교량
- 단부구역: 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단
- 말뚝의 p-y곡선: 말뚝의 근입깊이 내에서 발생하는 말뚝의 수평변위 대 단위길이당 지반반력의 상관곡선
- 모멘트-곡률 해석: 철근콘크리트 구조물의 재료비선형 단면해석의 하나로서, 횡방향철근에 의한 횡구속효과와 축력의 영향 등을 고려하고 철근과 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 이용하여 모멘트와 곡률의 관계를 구하는 해석
- 설계변위: 지진격리시스템의 설계에서 요구되는 수평방향의 지진변위
- 소성힌지구역: 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 구역
- 액상화 : 진동하중에 의해 간극수압 상승과 유효응력 감소로 전단하중에 대한 전단저항을 상실하는 현상
- 옵셋변위: 크리프, 건조수축 그리고 온도변위의 50%에 해당하는 지진격리받침의 수평변위.
- 유효강성: 지진격리시스템이 최대수평변위를 일으키는 순간의 수평력을 최대수평변위로 나눈 값
- 위험도계수: 평균 재현주기별 지진구역계수의 비
- 지반응답해석: 토층의 저면에 입사되는 지진하중이 지표면으로 진행될 때 토층의 동적거동에 대한 해석
- 지진격리받침: 지진격리교량이 지진 시 수평방향으로 큰 축방향 변형을 허용할 수 있도록 수평방향으로는 유연하고, 수직방향으로는 강성이 높은 교량받침
- 지진격리시스템: 수직강성, 수평유연도, 그리고 감쇠를 경계면으로부터 시스템에 제공하는 모든 요소의 집합
- 지진보호장치: 교량구조물의 내진성능과 내진안정성을 향상시키기 위한 모든 장치들로서, 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치 등이 이에 해당됨.
- 총설계변위: 지진격리받침의 최대 수평방향 지진변위로서 해석의 결과와 지진격리시스템의 설계에 필요한 변위로부터 산출되는 값이다. 이것은 강성중심에서의 병진변위와 비틀림변위의 고려방향 성분을 포함함.
- 최대 소성힌지력: 교각의 소성힌지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트(휨 초과강도)를 전단력으로 변환한 신뢰도 95% 수준의 횡력

- 탄성중합체: 압력을 가하여 상당한 변형이 있는 후 그 압력을 제거하면 초기의 크기와 형상으로 복원되는 고분자 물질로서 여기에서는 고무부품이나 고무부품의 생상에 사용하는 복합화합물을 말함.
- 평균반복전단응력: 불규칙한 지진하중을 일정한 반복하중으로 치환할 때, 등가의 전단응력
- 항복강성: 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 강성으로서 항복모멘트와 항복곡률의 비율로 결정되는 교각의 강성
- 항복유효 단면2차모멘트: 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 단면2차모멘트 강성으로서 간편식으로 산정되는 단면2차모멘트

1.3 해석과 설계원칙

1.3.1 설계의 원칙

(1) 철도교량은 안전하고도 경제적이며 목적에 맞는 것이어야 한다. 따라서 실험결과 및 과거의 경험을 바탕으로 하여, 구조물이 받는 정적 및 동적하중, 온도변화, 궤도-교량간 상호작용, 지진의 영향, 기상작용, 지반의 지지력 등에 대응할 수 있도록 하고 구조물의 중요도, 시공검사 및 유지관리, 환경조건, 미관 등을 고려해서 교량의 형식, 사용하는 재료 및 강도, 구조세목 등을 정하여 교량을 설계해야 한다.

(2) 철도교량의 설계에 있어서는 일반적으로 교량 및 부재의 강도, 안정, 정적 및 동적변형, 내구성 등에 대하여 검토해야 한다. 필요한 경우에는 부재의 좌굴, 콘크리트의 균열에 대해서도 검토해야 한다.

(3) 지진의 영향을 고려하는 경우에는 특히 다음 사항에 대하여 검토해야 한다.

① 지진의 영향으로 과대한 변형, 비틀림, 응력집중 등이 생기지 않는 구조로 한다.

② 재현주기 100년 지진에서도 열차가 주행기능을 수행할 수 있는 궤도안정성이 확보되도록 구조물에 대한 검토를 해야 한다. 이때 구조물은 탄성설계를 기본으로 해야 한다.

③ 설계지진 발생 후의 피해정도를 최소화하고 구조물을 구성하는 부재들의 부분적인 피해는 허용하나 구조물의 전체적인 붕괴는 방지할 수 있도록 구조물에 대한 검토를 해야 한다.

④ 교량 전체의 붕괴를 방지하기 위해 구조상 소성힌지가 생기는 부분에는 급격한 파괴가 생기지 않도록 연성을 갖게 해야 한다.

⑤ 일반적인 내진계산은 교량의 직교 2방향에 대하여 각각 독립적으로 지진의 영향을 고려해서 계산하고 있으나 실제의 지진 진동은 수평 2방향과 연직방향의 3개 성분이 합성된 것이므로 구조물에 수평비틀림이 생기지 않도록 구조물의 강성의 중심과 질량의 중심이 가급적 일치되는 구조형식으로 해야 한다.

(4) 기초 및 교대, 교각의 단면이 상당히 큰 경우 수화열해석에 의한 검토를 수행해야 하며, 온도해석 및 응력해석, 이들 결과를 사용한 균열발생의 평가방법은 KCS 14 20 42에 따른다.

1.3.2 설계 계산

(1) 교량 안전성설계는 정적해석에 의하여 수행해야 하며, 지진이나 충격 등의 영향을 계산하는 경우와 주행안전성 검토는 실제 열차하중을 사용한 동적해석에 의한 검토를 해야 한다.

(2) 강교의 설계는 허용응력설계법으로 하는 것을 원칙으로 하되 강합성교의 콘크리트 바닥판 등의 설계에는 강도설계법을 적용하는 것을 원칙으로 한다.

(3) 콘크리트교량의 설계는 강도설계법으로 하는 것을 원칙으로 하되 하부구조의 안정성 검토, 기초구조 검토, 프리스트레스가 도입되는 부재의 사용성 검토 등에 대해서는 허용응력으로 적정성을 검토할 수 있다.

(4) 구조물의 안정검토에서는 일반적으로 받침면, 기초저면 등에서의 전도, 그리고 지반 및 말뚝 등의 수평 및 연직지지 등에 대한 안전도가 확보되도록 한다.

(5) 구조물의 변형은 일반적으로 열차의 주행안전성, 승객의 승차감, 궤도-교량 간 종방향 상호작용을 고려한 허용변위량 이내라야 한다.

(6) 철도교의 설계 내용기간(耐用期間)은 요구되는 공용기간과 환경조건에 대한 교량의 안전성과 내구성능을 고려해서 정한다. 특히, 별도로 규정하지 않는 경우 철도교의 설계 내용기간은 100년으로 한다.

1.4 설계고려사항

1.4.1 설계도 및 설계 계산서

(1) 설계도

① 설계자가 설계한 구조물이 실제로 시공될 경우에 설계자의 의도대로 구조물이 만들어지지 않는다면 구조물의 안전도가 확보될 수 없고 또 구조물이 그 목적에 맞지 않게 된다. 따라서 설계도에는 시공에 필요한 사항, 장래 구조물을 유지 관리하는데 필요한 사항 등을 명시해 둘 필요가 있다.

② 또 필요한 경우에는 응력, 흙의 내부마찰각, 기초지반의 허용지지력, 기초말뚝의 허용지지력, 지질도, 철근의 이음종류나 이음위치 등도 기재해야 한다.

③ 설계도는 구조물 또는 부재의 형상 치수, 철근의 형상 치수, 배치 등을 도시해야 한다.

④ 설계도에는 기본적으로 다음에서 제시하는 설계계산의 기초적 사항, 시공의 조건 등을 명기해야 한다.

가. 구조물의 위치 및 명칭

나. 설계하중

다. 사용재료의 종류 및 설계기준강도(또는 허용응력) 또는 안전도
라. 콘크리트의 내구성 또는 수밀성으로부터 정해지는 물-결합재비의 최댓값
마. 굵은골재의 최대치수
바. 설계 책임자의 소속, 성명
사. 설계 년월일
아. 치수단위와 축척
자. 관련도면 및 시방서

(2) 설계 계산서

① 설계 계산서에는 일정한 조건하에서 구조물 및 부재가 안전도를 갖고 있음을 보여주는 계산과정을 명시해야 한다.

② 일반적으로 구조물의 구조와 시공방법과는 밀접한 관계가 있으므로 계산과정에서 일치되어야 한다. 특히 부재접합의 조건(고정, 힌지, 연속 등) 및 시공순서는 계산의 과정과 일치해야 한다.

③ 따라서 만일 설계 계산의 조건과 시공의 조건이 일치하지 못하는 경우에는 다시 설계 계산을 하여, 설계 계산서에 그 과정을 명기해야 한다.

1.4.2 철도교의 요구사항

(1) 일반내용

① 철도교는 열차의 운행 안전성, 승차감, 그리고 향후 유지관리를 위하여 관련되는 엄격한 기준을 만족해야 한다.

② 철도교는 작용하중이 매우 크고, 많은 불리한 하중조건을 만족해야 할 뿐만 아니라 차량 운행과 관계된 특별한 인터페이스를 만족해야 하므로 다음에 기술하는 바와 같은 조건들에 대해 특별히 엄격하고 주의 깊은 설계와 시공, 유지관리, 통제관리 등이 수행되어져야 한다.

가. 정적하중 조건(고정하중, 차량하중, 일반 환경적 하중)
나. 동적하중 조건(동적 구조응답, 공진현상 검토)
다. 운행하중 조건(제동하중, 시동하중, 차량횡하중 등)
라. 반복적인 차량 차축하중에 대한 피로 조건
마. 승차감 확보 조건
바. 궤도-교량간 상호작용 효과(변형 한계조건, 온도 신축길이 제한)
사. 상부구조와 하부구조사이의 인터페이스 조건
아. 교량진단과 유지관리 과정에서도 열차의 운행중지를 하지 않을 조건
자. 열차 특수운행 요구사항

③ ②에서 언급한 조건에 맞는 교량의 설계를 위해 다음 특성을 고려해야 한다.

가. 동적안정성의 확보와 작은 처짐을 유도하여 높은 수준의 편안함과 승객의 안전을 보장해야 한다.

나. 차량 운행에 따른 공진을 가능한 한 방지할 수 있도록 하거나 공진 시 구조물 변형 안전성을 확보할 수 있어야 한다.

다. 구조물에 위험 요소가 발생할 수 있는 요인을 제한하기 위하여 교량상부구조의 경우 가급적 단일구조체로 설계하는 것으로 하고 다음 형식을 피해야 한다.

(가) 연결부위가 취약한 구조체

(나) 품질관리가 어려운 복잡한 구조체

(다) 구조물 점검이 어렵고 복잡한 구조체

라. 시공성과 품질관리의 용이성을 높이고, 보다 고품질의 시공 결과물과 고효율 유지관리를 위해 개념적으로 단순한 형식을 적용하도록 해야 한다.

마. 열차운행 시 소음문제를 최소화할 수 있는 환경친화적 저소음 형식을 적용하거나 그에 대한 대책을 강구해야 한다.

(2) 하중의 특성

① 작용하중의 특성치는 합리적으로 계산되어지고 공인될 수 있는 통계적인 값을 사용해야 한다.

② 통계적인 분포가 없을 경우에는 공칭하중이 사용될 수 있다.

③ 하중들은 다음의 3가지의 형태를 가진다.

가. 영구적인 작용하중(고정하중, 프리스트레싱, 영구적인 주위환경의 하중 등)

나. 빈도에 관계없이 변동성 있는 하중 또는 준영구적인 작용하중으로 차량과 보행자하중, 기타 여러 작용원인에 의한 다양한 하중들(동적인 증폭관련 외의 어떠한 우발적 사고상황은 포함시키지 않음.)

다. 우발적인 하중(열차운행 상의 우발적인 하중 또는 기타 환경적인 우발적 하중)

(3) 운행을 위한 조건

① 교량은 재료의 특성과 관계된 사항 이외에 추가적으로 진동 한계와 엄격한 변형 제한을 만족해야만 한다.

② 다음과 같은 4가지의 독립적인 항목이 반드시 고려되어야 한다.

가. 주행의 안전성

나. 승객의 승차감

다. 교량의 동적 안정성

라. 궤도-교량 간 상호작용

③ 차량 운행 조건 검토 시 다음 사항을 만족해야 한다.

가. 차량 운행에 대한 조건은 열차속도 또는 차축간격, 수직하중, 열차의 특성으로 인해 수반되는 운행 조건에 의해 평가되어야 한다.

나. 운행 조건 중에서 열차의 수, 열차의 구성과 그 크기는 특히 강구조물의 경우 피로검토를 위해서 반드시 고려되어야 한다.

다. 정적설계에 적용되는 교량에 재하되는 운행하중은 표준열차하중을 사용해야 한다.

라. 표준열차하중에 동적 충격효과를 고려하기 위한 충격계수가 포함될 때 선로의 운행하중에 상응하는 수평효과들이 고려되어야 한다.

마. 교량의 동적해석을 수행하기 위해서는 실제 열차하중이 적용되어야 한다.

(4) 궤도-교량 간 상호작용

① 교량 등 선로 상부구조물이 두개의 교대에 걸쳐져 있는 단순구조 형식이거나, 또는 하나의 교대를 포함하는 상부구조를 가지거나, 혹은 레일신축이음장치(REJ)를 가지고 있거나 가지지 않는 복잡한 연속구조물인 경우 등의 모든 경우에 있어서, 장대레일에서 기인하는 교축방향 하중은 구조물과의 상호작용으로 복잡하게 분산되어진다. 이러한 하중들의 일부분은 다른 선로에 전달되어지며, 또한 교량 구조물은 다음과 같은 영향을 받을 수 있으므로 검토해야 한다.

가. 교량의 종방향 변위에 대한 궤도의 저항

나. 탄성받침 등 종방향 강성을 고려할 수 있는 특정한 형식의 받침에 의한 종방향 변위에 대한 상부구조의 저항

② 다음의 하중에 의한 영향은 복합적인 수평방향 거동을 유발하여 반드시 고려해야 한다.

가. 온도변화에 따른 레일과 구조물에서의 서로 다른 거동의 영향

나. 제동과 시동에 준용하는 수평하중의 영향

다. 다음 사항을 유도할 수 있는 수직하중에 의한 교량휨에 기인한 영향

(가) 받침 위의 상부구조 단부각변위

(나) 교량상부구조의 종방향 변위

(다) 레일에서의 추가 휨응력

③ 궤도에 추가되는 하중들은 레일, 체결구 등 궤도 구성요소의 특성과 함께 고려되어야 한다. 특히, 장대레일이 부설된 콘크리트궤도에서의 교량 변위 발생에 따른 체결구의 압상(Uplift) 및 압축에 대한 안정성을 검토해야 한다.

(5) 유지관리

① 유지관리를 위한 최소치인 유지관리 요구도를 제시하기 위하여 세부적인 설계과정 동안 유지관리에 대한 계획이 수립되어야 한다.

② 설계도서에는 유지관리를 위한 사전 고려사항 및 유지관리 시설이 반영되어야 한다.

1.4.3 기록

(1) 교량대장

① 교량대장은 유지관리, 금후의 계획, 각종 조사를 위하여 필요한 것으로 특별히 유의하여 정비하고 보관해야 한다.

② 교량대장에는 교량의 길이, 교량 폭, 설계하중(시방서명), 설계지진의 크기, 기초의 형식과 근입깊이, 지반조건, 주요부분의 구조도, 준공년월일, 기타 장래의 유지관리에 필요한 기재사항을 기재하여 이것을 보관해야 한다.

(2) 교명판

① 교량에는 교명판을 부착시킴을 기본으로 한다.

② 교명판에는 교량 명칭, 총연장, 교량 폭, 설계하중, 공사기간, 시행청, 설계자, 시공자, 책임감리원, 준공검사자 등을 기재해야 하며, 교량종류에 따른 교명판의 구체적인 제작요령과 부착위치는 시행청이 정한 바에 따른다.

2. 조사 및 계획

2.1 조사

(1) 철도교량의 합리적이고 경제적인 설계와 시공을 위해서는 교량가설 예정지점의 상황, 구조물의 규모 등에 따라 필요한 조사를 해야 한다.

(2) 조사내용 및 방법 등 조사에 관한 제반사항은 KDS 47 10 15를 따른다.

2.2 계획

(1) 계획에 관한 사항은 KDS 47 10 15를 따른다.

(2) 가설위치와 형식선정

① 철도교량의 계획에 있어서 가교위치를 선정할 때 열차속도가 향상됨에 따라 선형을 위주로 하여 선정하되 부수되는 문제를 사전에 고려해야 한다.

② 종래에는 노선전체의 선형만을 중시한 결과 사각이 매우 큰 교량이 계획되는 경우도 있었는데 이를 미연에 방지하기 위해서는 교량의 정적 및 동적거동의 안정성, 시공성 등의 측면을 고려한 교량의 종평면 선형, 사각, 교대 및 교각 위치 등을 유념하여 계획해야 한다.

③ 교량의 형식을 선정할 때도 지형, 지질, 기상, 교차물 등의 외부적 조건이나, 열차의 주행안전성, 전차선주의 설치, 시공성, 유지관리, 경제성 및 환경과의 미적인 조화를 고려하여 가설위치 및 교량의 형식을 선정해야 한다.

(3) 교차조건과의 관계

① 가교위치, 경간분할, 교각위치, 교각형상 등은 관계기관과 협의하여 정한다.

② 교량의 계획단계에서는 교량가설 예정지점의 관계기관과 협의해야 하고, 특히 다음의 여러 입지조건을 고려해야 한다.

가. 하천에 가교(架橋)하는 경우

(가) 가교위치, 교량길이와 교대의 위치결정에는 하천의 형상과 개수(改修) 계획 등

(나) 경간장, 다리밑 공간, 교각형상의 결정에는 계획홍수위, 계획홍수량, 항운조건, 인접구조물 등

(다) 기초상단의 높이 결정에는 개수계획, 세굴상태 등

나. 해협이나 운하에 가교하는 경우

(가) 경간장과 다리밑 공간의 결정에는 항로통과 선박의 크기 등

다. 도로나 철도위에 가교하는 경우

(가) 교량길이, 경간장, 다리밑 공간, 교각의 위치와 형상 등의 결정에는 도로나 철도의 폭원 구성, 건축한계, 시거 등

(나) 교대, 교각 및 기초의 위치와 형상의 결정에는 지하매설물, 지하구조물 등

(4) 건축한계 및 다리밑 공간

① 교량의 설계에 있어서 건축한계 및 다리밑 공간(거더밑 공간)에 대한 한계 등은 KDS 47 10 15에 정한 기준을 따른다.

② 교량설계 시 규정 등에 정한 건축한계 외에 다리밑 공간에 대한 한계, 교측보도 설치 등의 각종 한계를 고려해야 한다.

3. 재료

3.1 강재

(1) 일반사항

강철도교에 일반적으로 사용되는 재료는 구조용 강재, 연결용 강재, 받침용 재료가 있으며 이들 재료는 특별한 것을 제외하고는 한국산업표준(KS)에 규정된 것을 사용해야 한다. 기술의 진보에 따라 새로운 재료를 적용할 때는 타당한 근거를 가지고 사용해야 한다. KS 규격은 표 3.1-1과 같다.

(2) 구조용 강재

구조용 강재는 KDS 47 10 50의 규정에 따른다.

(3) 연결용 재료

용접재료 및 볼트재료는 KDS 47 10 50의 규정에 따른다.

표 3.1－1 한국산업표준(KS)번호 및 규격명

규격번호	규격명	규격번호	규격명
KS B 1002	6각볼트	KS F 2453	콘크리트의 압축 크리프 시험방법
KS B 1010	마찰접합용 고장력 6각볼트·6각너트·평와셔의 세트	KS F 2527	콘크리트용 골재
		KS F 2560	콘크리트용 화학혼화제
KS B 1012	6각너트 및 6각 낮은너트	KS F 4009	레디믹스트 콘크리트
KS D 3503	일반구조용 압연강재	KS F 4301	원심력 철근 콘크리트 말뚝
KS D 3504	철근콘크리트용 봉강	KS F 4303	프리텐션 방식 원심력 PC 말뚝
KS D 3505	PC강봉	KS F 4306	프리텐션 방식 원심력 고강도 콘크리트 말뚝
KS D 3509	피아노 선재		
KS D 3515	용접구조용 압연강재	KS F 4420	교량지지용 탄성받침
KS D 3529	용접구조용 내후성 열간 압연강재	KS F 4424	교량지지용 포트받침
KS D 3559	경강선재	KS F 4602	기초용 강관말뚝
KS D 3566	일반구조용 탄소강관	KS F 4603	H 형강 말뚝
KS D 3698	냉간압연 스테인리스 강판 및 강대	KS F 4605	강관 시트파일
KS D 3710	탄소강 단강품	KS L 5201	포틀랜드 시멘트
KS D 3752	기계구조용 탄소강재	KS L 5210	고로 슬래그 시멘트
KS D 4101	탄소강 주강품	KS L 5211	플라이애쉬 시멘트
KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	KS L 5405	플라이애쉬
		KS M 6617	방진고무용 고무재료
KS D 4106	용접구조용 주강품		
KS D 4301	회주철품		
KS D 4302	구상흑연 주철품		
KS D 7002	PC강선 및 PC강연선		
KS D 7004	연강용 피복 아크 용접봉		
KS D 7006	고장력 강용 피복아크 용접봉		

(4) 받침용 재료

① 받침용 재료는 표 3.1-2의 것을 사용한다.

가. 주조기술의 발달에 의해 GC 250은 GC 150과 큰 가격 차이가 없고 인성도 높기 때문에 주철에 관해서는 GC 250을 사용한다. 최근에 주강받침에서 용접성이 요구되는 경우가 많고, 강도가 높은 것을 필요로 하므로 KS D 4106의 1종 및 2종과 KS D 4102중 저망간 강주강품 1종 및 2종을 첨가했다.

나. 기계구조용 탄소강 강재는 종래 기계부품으로서 사용되어 온 것이지만 생산량 및 사용실적이 많고 재질면에서도 안정되어 있어 도입되었다.

다. 롤러 및 받침판에 이용하는 특수 스테인레스강에 관해서는 KS화 되어 있지 않으므로 품질 등을 검토해서 이용해야 한다.

라. 동합금 받침판에 관해서는 고체윤활제와 천연흑연과 함께 사용되는데 동합금 받침판이란 받침의 마찰을 줄이기 위해 사용하는 고장력 황동 주물판으로서 그 미끄럼면에 흑연을 주체로 한 고체윤활제를 주입한 것을 말한다.

② 받침에 사용하는 강재의 기준허용응력

강재의 기준허용휨응력 및 허용전단응력은 표 3.1-3에 의해야 한다. 강재의 기준허용지압응력은 다음과 같이 정해야 한다.

표 3.1−2 받침용 재료

종류	규격	기호
주강	KS D 4101(탄소강주강품) 3종 및 4종	SC 450 및 SC 480
	KS D 4106(용접구조용주강품) 1종 및 2종	SCW 410 및 SCW 480
	KS D 4102(구조용고장력탄소강 및 저합금강주강품)저망간주강품 1종 및 2종	SCMn 1A 및 SCMn 2A
주철	KS D 4301(회주철품)4종	GC 250
합금강	KS D 3752(기계구조용탄소강재)	SM 30CN 및 SM 35CN

표 3.1−3 받침에 사용하는 강재의 기준허용휨응력 및 허용전단응력 (MPa)

강재종류 \ 허용응력		허용휨응력			허용전단응력	
		인장측	압축측	핀	일반	핀
압연강재	SS400	140		200	80	105
	SM400	140		200	80	105
	SM490	190		270	105	145
주철품	GC250	60	120	−	45	−
주강품	SC450	110	125	−	80	−
	SC480	120	140	−	90	−
	SCW410	130	140	−	80	−
	SCW480	160	170	−	100	−
	LMnSC1A	160	170	−	100	−
	LMnSC2A	180	190	−	110	−
구조용 합금강	SM35C	190	190	260	110	140
	SM45C	210	210	290	120	150

가. 선받침 (Line bearing)

$$K_1\left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2}\right) \quad \text{(N/mm)} \qquad (3.1\text{-}1)$$

나. 로울러받침 (Roller bearing)

$$0.8\ K_1 r_2 \quad \text{(N/mm)} \qquad (3.1\text{-}2)$$

다. 구면받침 (Spherical bearing)

$$K_2\left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2}\right)^2 \quad \text{(N/mm)} \qquad (3.1\text{-}3)$$

라. 여기서, K_1, K_2의 값은 표 3.1-4에 따르고 r_1, r_2(m)는 그림 3.1-1에 의해야 한다.

표 3.1-4 재료의 조합(MPa)

조합 / 계수	SS400과 GC250	SS400	SC450 SCW410	SM490	SC480 SCW480 LMnSC1A	SM35C과 LMnSC2A
K1	15	10		13		15
K2	-	0.08		0.13		0.16

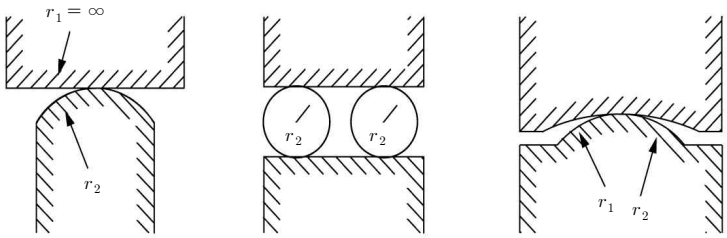


그림 3.1.1 선받침, 로울러받침, 구면받침

③ 동합금 받침판의 기준허용지압응력은 35 MPa로 해야 한다.

④ 탄성받침의 재료는 관련항목 참조

⑤ 받침용 고무판 및 그 보강 강판에는 표 3.1-5의 것을 사용한다.

가. 고무를 이용한 받침에는 여러 가지 구조가 있으나 고무판 1개 또는 여러 개를 강판에 중첩한 것을 대상으로 했다.

나. 고무의 재질은 KS M 6617 C 08-b1에 부합되는 양질의 클로로프렌계의 것이 일반적으로 자주 이용되고 있으나 강도, 강성, 내구성 등이 확보되어야 한다. 다른 재질을 이용하는 경우에는 성능을 확인할 필요가 있다.

다. 보강판에 관해서는 내후성강판을 이용한 것도 있지만 접촉면이 반복되어 마찰되는 상황을 고려하면 적당하지 않으므로 일단 스테인리스 강판을 사용하는 것으로 제한한다.

표 3.1-5 받침용 고무판 및 보강 강판

종별	규격	기호
클로로필렌계 고무	KS M 6617(방진고무용 고무재료)	C 08-b1
보강 강판	KS D 3698(냉간압연 스테인리스 강판 및 강대)	STS 304

(5) 강재의 재료 특성치

강재의 재료 특성치는 KDS 47 10 50의 규정에 따른다.

3.2 콘크리트

(1) 일반사항

이 코드를 이용하여 설계하는 강교, 철근콘크리트교, 프리스트레스트 콘크리트교 및 하부구조에 사용하는 콘크리트 재료에 대하여 규정한 것이다.

(2) 콘크리트 재료

콘크리트 재료는 다음 각 항에 나타낸 재료를 사용하는 것으로 한다.

①시멘트는 한국산업표준(KS L 5201, 5205, 5210, 5211, 5217, 5401)에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용해야 한다.

②골재의 품질과 크기는 다음의 규정에 따라야 한다.

가. 골재는 한국산업표준(KS)에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용해야 한다.

나. 골재는 요구되는 경도나 입도를 가지며 깨끗하고 내구성이 있는 것으로, 점토 덩어리, 유기물, 세장석판 등의 해로운 물질을 포함하지 않아야 하며, KS F 2527, KS F 2543, KS F 2544, KS F 2573에 규정된 품질로 해야 한다.

다. 위 규격품이 아니더라도 KS F 2502, KS F 2503, KS F 2504, KS F 2529, KS F 2533, KS F 2468의 골재와 관련된 한국산업표준(KS)에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용해야 한다. 그리고 이외에는 시험에서 요구되는 입도로서 소요 품질의 콘크리트를 만들 수 있다고 입증되는 경우에만 책임기술자의 승인을 얻은 후에 사용할 수 있다.

라. 굵은골재의 공칭 최대 치수는 다음 값을 초과하지 않아야 한다. 그러나 이러한 제한은 콘크리트를 공극 없이 칠 수 있는 다짐 방법을 사용할 경우에는 책임기술자의 판단에 따라 적용하지 않을 수 있다.

(가) 거푸집 양 측면 상의 최소 거리의 1/5

(나) 슬래브 두께의 1/3

(다) 개별 철근, 다발철근, 긴장재 또는 덕트 사이 최소 순간격의 3/4

마. 잔골재에는 가능한 한 해사를 사용하지 않는 것이 바람직하다. 부득이 해사를 사용해야 하는 경우에는 해사에 포함된 염화물 이온량은 잔골재의 절대 건조중량에 대해 0.022%(염화나트륨으로 환산하면 약 0.04%에 상당) 이하로 한다.

③화학혼화제의 품질과 사용은 다음 규정에 따라야 한다.

가. 화학혼화제는 한국산업표준 KS F 2560에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용해야 한다.

나. 화학혼화제를 사용할 경우에는 품질조사와 시험을 거친 후 책임기술자의 승인을 얻어야 한다.

다. 화학혼화제는 콘크리트 배합을 결정할 때에 사용했던 제품과 동일한 성분 및 성능을 공사 중 일관되게 유지해야 한다.

라. 염화칼슘 또는 염소이온을 포함하는 화학혼화제는 프리스트레스트 콘크리트, 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트 또는 아연 도금한 고정형 금속형틀을 사용한 콘크리트의 경우에 사용하지 않아야 한다.

마. KS F 2560에 규정되어 있지 않은 종류의 혼화제를 사용하는 경우에는 적합시험 등에 의해 그 적용성을 확인하여 사용해야 한다. 부득이하게 유동화제를 사용하는 경우에는 사용방법에 대해서 사전에 검토하여 품질관리를 해야 한다. 혼화제 가운데는 다량의 염화물을 포함하고 있는 것이 있으므로 사용할 때 주의를 요하는 것이 있다. 특히 촉진형인 것은 염화칼슘 등이 주성분의 하나로 되는 것이 많으므로 특히 주의를 요한다.

④콘크리트를 제조할 때 사용되는 물은 다음 규정에 따라야 한다.

가. 콘크리트 배합에 사용되는 물은 청정한 것으로서 일반적으로 산, 기름, 알칼리, 염분, 유기물 그리고 콘크리트 및 철근에 유해한 물질을 포함하지 않아야 한다.

나. 콘크리트의 배합에 사용되는 물은 KS F 4009 부속서 2에 적합한 것으로 한다.

다. 프리스트레스트 콘크리트 또는 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트 배합에 사용하는 물과 골재의 표면수는 유해량의 염소이온을 함유하지 않아야 한다.

라. 식수로 부적당한 물은 다음에 열거한 사항을 만족하지 못하면 콘크리트에 사용될 수 없다.

(가) 동일 수원의 물을 사용하여 이에 배합설계를 해야 한다.

(나) 식수가 아닌 물로 만들어진 모르타르 시험체의 7일과 28일 강도는 식수로 만들어진 같은 형태의 공시체 강도의 90 % 이상의 강도를 각각 가져야 한다. 사용한 물의 차이에 따른 강도비교 시험은 물 이외에는 같은 조건의 모르타르를 사용하여 실시하고, 그 시험을 KS L 5105에 따라 준비, 시험해야 한다.

⑤콘크리트를 제조할 때 사용되는 혼화재는 다음 규정에 따라야 한다.

가. 혼화재로 사용할 플라이애쉬는 KS L 5405에 적합한 것이어야 한다.

나. 혼화재로 사용할 콘크리트용 팽창제는 KS F 2562에 적합한 것이어야 한다.

다. 혼화재로 사용할 고로슬래그 미분말은 KS F 2563에 적합한 것이어야 한다.

라. 혼화재로 사용할 실리카퓸은 KS F 2567에 적합한 것이어야 한다.

마. 가. 나. 및 다 이외의 혼화재로서는 규산질 미분말 및 고강도용 혼화재 등이 있다. 이들 혼화재에 대한 것은 아직 품질의 규격이 없고 또 사용방법도 다양하므로 이를 사용할 때는 미리 조사, 시험을 하여 품질을 확인하고 사용방법도 검토하여 제조한 콘크리트의 내구성에 영향이 없도록 해야 한다.

바. 어떠한 혼화재를 사용하는 경우에도 재료 특성뿐만 아니라 시공방법에도 특별한 배려가 필요하기 때문에 사전에 검토해야 한다.

(3) 콘크리트의 재료 특성치

철도교에 사용하는 콘크리트의 재료 특성치는 KDS 24 14 20의 규정에 따른다.

4. 설계

4.1 사용성 및 내구성

4.1.1 일반사항

(1) 구조물 또는 부재가 사용기간 중 기능과 성능을 유지하기 위하여 사용하중을 받을 때의 사용성과 내구성을 검토해야 한다.

(2) 사용성 검토는 피로, 균열 및 처짐의 영향 등을 고려하여 이루어져야 한다.

4.1.2 피로

(1) 적용범위

① 이 규정은 하중 중에서 변동하중이 차지하는 비율이 높거나 작용빈도가 크기 때문에 피로에 대한 안전성 검토를 필요로 하는 경우를 위한 것이다.

② 강교량의 피로검토는 KDS 47 10 50을 적용해야 한다.

③ 콘크리트교량의 피로검토는 다음과 같이 해야 한다.

가. 보 및 슬래브는 휨 및 전단에 대하여 검토해야 한다.

나. 기둥은 검토하지 않는다. 다만 휨모멘트나 축방향 인장력의 영향이 큰 경우에는 보에 준하여 검토해야 한다.

(2) 피로응력한계

① 사용하중하에서 표준열차하중과 충격에 의해 야기되는 직선철근의 최대 인장응력과 최소응력 사이의 범위는 식 (4.1-1)의 값을 초과할 수 없다.

$$f_f = 165 - 0.33 f_{\min} \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, f_f : 응력범위(MPa)

$f_{\min}$: 최소응력 수준으로 인장은 정(+), 압축은 부(-)의 값(MPa)

② 높은 응력범위의 구역에서는 주철근을 구부리는 일은 피해야 한다.

③ 근사방법에 따라 설계되는 주철근의 방향이 차량 진행방향에 직각인 콘크리트 바닥판에 대해서는 피로응력한계를 고려할 필요가 없다.

4.1.3 균열

(1) 4.1.3(2) 및 (3)의 경우를 제외하고는 KDS 14 20 20(4.2.3) 포함하여 이 설계기준의 다른 모든 규정을 만족하는 경우 균열에 대한 검토가 이루어진 것으로 간주할 수 있다.

(2) 특별히 수밀성이 요구되는 구조는 균열에 대한 검토를 해야 한다. 이 경우 소요 수밀성을 갖도록 하기 위한 허용균열폭을 설정하여 KDS 14 20 30(3)에 따라 검토할 수 있다.

(3) 미관이 중요한 구조는 미관상의 허용균열폭을 설정하여 KDS 14 20 30(3)에 따라 균열을 검토할 수 있다.

(4) 부재는 하중에 의한 균열을 제어하기 위해 필요한 철근 외에도 필요에 따라 온도변화, 건조수축 등에 의한 균열을 제어하기 위한 추가적인 보강철근을 KDS 14 20 50(4.6)에 따라 배치해야 한다. 그리고 균열 제어를 위한 철근은 필요로 하는 부재 단면의 주변에 분산시켜 배치해야 하고, 이 경우 철근의 지름과 간격을 가능한 한 작게 해야 한다.

4.1.4 처짐

(1) 일반사항

① 교량구조물의 휨부재는 강성을 가짐으로써 사용하중과 충격으로 인해 발생한 처짐 또는 변형이 구조물의 강도나 실제사용에 해로운 영향을 주지 않도록 설계해야 한다.

② 처짐 검토를 위한 하중조합 및 기준은 4.2.3 주행안전성 및 승차감 검토를 따른다.

③ 부등변위에 대한 검토를 할 때의 하중조합은 표 4.1-1에 따른다.

표 4.1－1하중조합

검토 항목		하중조합
부등변위	상시	고정하중 + 열차하중 + 충격
	지진 시	고정하중 + 지진의 영향(단선재하)

④ 부재의 최소두께는 표 4.1-2에 따라야 한다. 다만, 처짐계산에 의하여 4.2.3을 만족하는 경우에는 표 4.1-2의 최소 두께를 적용할 필요가 없다.

표 4.1－2 높이가 일정한 부재의 최소 두께

부재의 종류	최소 두께(m)	
	단순경간	연속경간
주철근이 차량 진행방향에 평행한 교량 슬래브	$\frac{1.2(l+3)}{30}$	$\frac{(l+3)}{30}$
T형 거더	$0.070\,l$	$0.065\,l$
박스 거더	$0.060\,l$	$0.055\,l$

주 1) 변단면 부재가 사용되는 경우, <표 4.1.2>은 정모멘트 단면과 부모멘트 단면에서의 상대강성의 변화를 고려하기 위해 수정될 수 있다.
2) l 는 지간(m)을 나타낸다.

(2) 처짐의 산정

① 균열이 발생하지 않는 구조물 또는 부재의 순간처짐은 전단면을 유효로 보고 탄성이론으로 구한다. 이때 난간, 연석, 보도 및 거푸집이 제거되기 전에 상부구조 단면과 일체로 치지 않는 요소는 모두 제외해야 한다.

② 균열이 발생하는 구조물 또는 부재의 순간처짐은 균열의 발생에 따른 강성의 저하를 고려하여 구해야 한다.

③ 장기처짐은 지속하중하에서의 콘크리트와 철근의 응력을 고려하고 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 영향을 고려하여 구해야 한다.

④ 부재의 강성도를 엄밀한 해석방법으로 구하지 않는 한, 부재의 순간처짐은 , KDS 24 14 20(3.2.1(2))에 규정된 콘크리트의 탄성계수와 총단면적의 단면 2차모멘트I_g 나 식 (4.1-2)로 나타낸 유효단면 2차모멘트 I_e 를 사용하여 구해야 한다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leqq I_g \qquad (4.1\text{-}2)$$

여기서, M_{cr} 은 균열모멘트로서 식 (4.1.3)으로 표시된다.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (4.1\text{-}3)$$

M_a : 처짐이 계산되는 단계에서의 부재의 휨모멘트

I_{cr} : 콘크리트로 환산된 균열단면의 단면 2차모멘트

y_t : 철근을 무시한 종단면의 중심축에서 인장 연단까지의 거리

f_r : 콘크리트의 휨인장강도

$f_r = 0.63\sqrt{f_{ck}}$

다만, 경량콘크리트가 사용된 경우에는 다음과 같이f_r 의 값을 수정해야 한다.

가. f_{ct} 가 명시된 경우에는f_r 를 구할 때 $\sqrt{f_{ck}}$ 를$1.76\,f_{ct}$ 로 대치하되, $1.76\,f_{ct}$ 의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$ 이하라야 한다.

나. f_{ct} 가 명시되지 않은 경우에는 전 경량 콘크리트(All-light weight concrete)에 대해서는 0.75, 모래경량 콘크리트(Sand-light weight concrete)에 대해서는 0.85를 각각 f_r 에 곱한다. 일부의 모래만이 경량골재로 대치된 경우에는 직선보간법을 사용한다. 또한, 0.85에서 1.0 사이의 값은 보통콘크리트의 굵은골재를 치환하는 체적비에 따라 직선보간한다.

⑤ 연속지간에 대해서는 정모멘트와 부모멘트에 대한 위험단면의 단면2차모멘트를 식 (4.1-2)에 의해 구하여 그 평균치를 사용해야 한다. 균열의 영향을 고려한 지간 중앙단면의 강성은 주로 처짐에 의해 지배되기 때문에 연속부재에 대한 지간 중앙단면의 성질을 이용하면 이 규정은 만족할 만한 정확도를 얻을 수 있다.

⑥ 엄밀한 해석에 의하지 않는 한, 일반 및 경량콘크리트로 된 휨부재의 크리프 및 건조수축에 의해 생기는 추가적인 장기처짐은 해당 지속하중에 의해 발생한 순간처짐에 식 (4.1-4)에 의해 구한 계수를 곱하여 구할 수 있다.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서 ρ' 은 단순 및 연속지간에서는 지간 중앙단면, 그리고 캔틸레버에서는 지지부에서의 단면의 압축철근비이다. ξ는 지속하중의 재하기간에 따라 달라지는 다음 값의 시간경과계수이다.

5년 이상 ····· 2.0

12 개월 ····· 1.4

6 개월 ····· 1.2

3 개월 ····· 1.0

(3) 궤도면에서의 부등변위량 검토

① 궤도면에서의 부등변위량 검토에서 열차하중은 동적 실열차하중 또는 표준열차하중 중 큰 변위를 발생시키는 하중으로 적용하고 이때 열차는 단선재하로 한다. 표준열차하중 재하시 충격은 필요에 따라 고려하여야 한다.

② 열차하중에 의한 궤도면의 허용부등변위량은 지진이 작용하지 않는 경우에는 표 4.1-3의 값 이하로 또한 지진이 작용하는 경우에는 표 4.1-4의 값 이하로 해야 한다.

표 4.1-3 열차를 지지하는 구조물의 레일수준에서의 허용부등변위량(상시)

변위의 방향	열차속도 (km/h)	평행처짐 (mm)	굴절각(θ) (1/1000 rad.)			
			평행이동각		꺾임각	
			Lb<30m	30m≤Lb	Lb<30m	30m≤Lb
연직	120	2	7.5	9	9	9
	150		5	6	6.5	7
	200		4.5	4	5.5	4.5
	250		3.5	3	4	3
	300 이상	1.5	3	2.5	3	2
수평	120	2	4	5.5	5	6
	150		3	3	3.5	4
	200		2.5	2	3	2.5
	250	1.5	2	1.5	2.5	2
	300 이상	1.0	1.5	1.0	2	1.5

표 4.1-4 열차를 지지하는 구조물의 레일수준에서의 허용부등변위량(지진 시)

변위의 방향	열차속도 (km/h)	평행처짐 (mm)	굴절각(θ) (1/1000 rad.)			
			평행이동각		꺾임각	
			Lb<30m	30m≤Lb	Lb<30m	30m≤Lb
연직	120	20	20	20	20	20
	150		18	16	20	18
	200	16	12	10	14	11
	250	11	8.5	7	9.5	7.5
	300 이상	6	5	4	5	4
수평	120	10	9	12	11	12
	150		6.5	7.5	8	9.5
	200		5.5	5	6.5	6
	250	6	5.5	4	5.5	4
	300 이상	3.3	2.5	2.2	3	2.2

주 1) 자갈도상궤도의 경우는 평행처짐에 대한 검토를 하지 않는다. 자갈도상궤도의 경우는 실제 발생하는 평행처짐량은 도상이 고체거동을 한다고 보고 해석한 결과보다 그 변형량이 최소 자갈두께의 5%까지 줄어들 수 있다.

2) 정적부등변위량도 고려한 것

3) 용어의 의미는 그림 4.1-1과 같다.

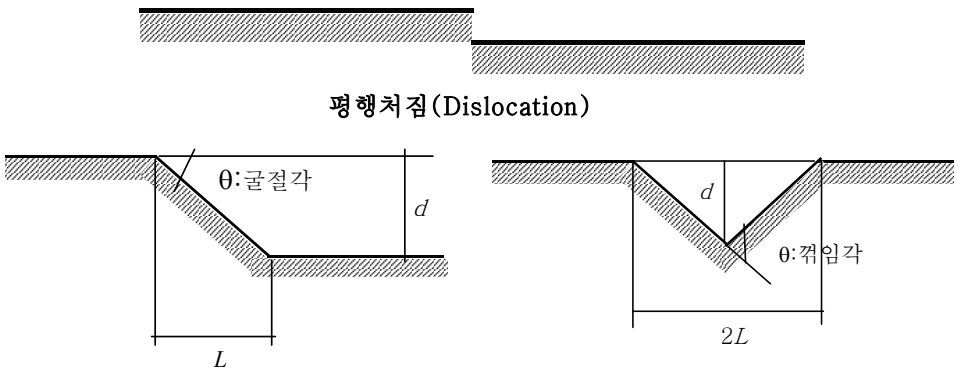


그림 4.1-1 평행처짐, 평행이동, 꺾임

③콘크리트도상을 적용하는 교량 구조물에서는 다음과 같이 구조의거동형식별로 온도의 영향, 크리프, 건조수축, 릴렉세이션 등 시간에 따라 변화하는 변형의 총합에 대해서 반드시 검토하여야 한다.

가. 아치형식 및 케이블지지형식 교량: 계절별 온도 변화에 의한 변위 영향을 반드시 고려하여야 한다. 이 때 지역별 년 평균온도와 궤도설치 시의 온도차이의 영향을 고려하여 본 항 변위기준을 만족하여야 한다.

나. 콘크리트, PSC콘크리트 구조물: 온도, 크리프, 건조수축, 릴렉세이션 등에 의한 장기적인 변위 거동이 계속되는 구조물의 경우 전 구조물 생애기간동안 발생하는 전 발생 변위를 검토하여야 한다.

다. 케이블지지 구조 등 릴렉세이션 등의 장기적인 변위거동이 계속될 것으로 예상되는 구조물의 경우 전 구조물 생애기간동안 발생하는 전 발생변위를 검토하여야 한다.

④ 분기기 및 건넘선이 있는 교량에서는 본 항 하중조합 표 4.1-1에 의한 처짐 변형의 합이 종곡선 곡률반경 6,000 m(볼록구간) 이상과 10,000 m(오목구간) 이상을 확보하여야 한다.

4.1.5 내구성 설계

(1) 일반 사항

① 철도교량은 주어진 주변 환경조건하에서 목표내구수명 동안에 안전성, 사용성, 미관, 내구성을 갖도록 설계, 시공, 유지관리 되어야 한다.

② 설계 착수 전에 발주자와 설계자는 구조물의 목표내구수명과 환경조건을 결정해야 한다. 결정시에는 구조의 환경조건, 구조거동, 중요도, 유지관리방법 등을 고려하여 선정해야 한다.

③ 배수시설, 줄눈, 신축이음장치, 받침부, 난간 및 방호책, 부재연결부, 조명시설, 계측기 및 기타 부속물들은 구조의 수명보다 공용기간이 짧으므로 별도의 방법에 의하여 내구성이 검토되어야 한다.

(2) 강구조물 강재부재의 내구성 설계

① 강구조물의 부재에는 부식에 의한 기능상의 저하를 방지하기 위해 방청, 방식 대책을 세워야 한다.

② 강재의 방청, 방식법을 선정하기 위해서는 구조물 가설 지점의 환경, 부재 및 규모, 부재 형상 및 경제성 등을 종합적으로 고려해야 한다.

③ 강구조물 설계 시 방청, 방식법을 선정할 때는 세부구조의 형상 및 재료 조합 등을 고려해야 한다.

표 4.1－5 강구조물의 대표적인 방청방식법

구분	주된 방청방식원리	성능저하 형태	성능 상실시의 보수방법
도장	도막에 의한 대기환경 차단	도막의 열화	재도장
내후성 강재	치밀한 녹발생에 의한 부식억제	층상박리 녹의 발생과 이에 의한 단면 감소	도장
아연용융도금	아연화합물에 의한 보호 피막 및 아연에 의한 희생방식	아연층의 감소	용사 혹은 도장
금속용사	용사금속의 보호피막 및 용사금속에 의한 희생방식	용사금속층의 감소	용사 혹은 도장

(3) 콘크리트 구조물의 내구성 설계

① 설계 일반

가. 콘크리트 구조는 주어진 주변환경 조건에서 설계 공용기간 동안에 안전성, 사용성, 내구성, 미관을 갖도록 설계, 시공, 유지관리해야 한다.

나. 설계착수 전에 구조물 발주자와 설계자는 구조물의 중요도, 환경조건, 구조거동, 유지관리방법 등을 고려해야 한다.

다. 콘크리트 구조물의 손상이 우려되는 노출 환경에 시공될 경우, 내구수명을 확보할 수 있도록, 콘크리트 재료 및 설계기법을 선정해야 한다.

라. 설계사항이 내구수명을 확보하는지의 여부를 내구성 평가를 실시하여 확인해야 한다. 다만, 설계할 때 사용재료, 환경 등이 파악되거나 내구성 문제가 중요한 구조물인 경우 설계단계에서 검토한다.

마. 내구성 검토 시 콘크리트 재료, 피복두께 등으로 내구수명을 만족하지 못할 경우, 표면보호, 방식 성능을 갖는 재료 등을 비롯한 부가적인 방법으로 내구성능을 증진시키지 않으면 안 된다.

② 내구성 설계기준

가. 콘크리트 구조물의 손상이 우려되는 환경에 시공될 경우, 노출환경을 고려하여 본 항목에서 규정한 요구사항을 만족하는 콘크리트를 사용해야 한다.

나. 내구성을 고려한 설계를 위한 노출 환경의 구분

설계자는 콘크리트 구조물 부재가 건설되는 위치의 노출환경 정도를 고려해 설계해야 한다. 구조물 성능에 영향을 미치는 노출환경의 정도는 표 4.1-6을 참조한다.

표 4.1-6 구조물의 노출 환경 구분

노출환경	정도	구분	설명	
F (동결융해[1])	무시	F0	동결융해 사이클에 노출되어 있지 않음	
	보통	F1	동결융해 사이클에 노출되어 있고 때때로 수분에 접촉하고 있음[2]	
	심함	F2	동결융해 사이클에 노출되어 있고 항상 수분에 접촉하고 있음[2]	
	매우 심함	F3	동결융해 사이클에 노출되어 있고 항상 수분에 접촉하고 있으며, 동결방지제에 노출되어 있음	
C (강재 부식)	무시	C0	기건 상태에 있거나 수분으로부터 차단되어 있음	
	보통	C1	수분에 노출되어 있으나 염화물3)에 노출되어 있지 않음	
	심함	C2	수분에 노출되어 있고 염화물에 노출되어 있음 해수중부, 해안선으로부터 250미터 이내 지역	
	매우 심함	C3	수분에 노출되어 있고 염화물에 노출되어 있음 해상의 간만대, 비말대	
S (황산염)			토양 중의 수용성 황산염(SO_4) 농도(wt%)	수중에서의 황산염(SO_4) 농도(ppm)
	무시	S0	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$
	보통	S1	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1500$
	심함	S2	$0.20 \leq SO_4 \leq 2.00$	$1500 \leq SO_4 \leq 10,000$
	매우 심함	S3	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10,000$

주 1) 우리나라는 겨울철 평균기온이 대부분 영하로 내려가므로, 동결융해 사이클에 노출되어 있다고 볼 수 있다.
주 2) 교각 받침대, 교각, 옹벽, 터널 복공 등과 같이 수면 가까이에서 포화된 부분 및 이러한 구조물 외에도 수면에서 떨어져 있지만 융설, 유수, 물방울 등의 영향을 받는 부분 등이 포함된다.
주 3) 바닷물, 염화물계 동결방지제 등

다. 노출환경에 대한 콘크리트 요구사항

콘크리트 구조물이 내구성을 필요로 하는 위치에 놓일 경우, 표 4.1-7~표 4.1-9의 노출환경에 따른 요구사항을 만족시켜 설계해야 하고, 노출환경이 복합적일 경우, 안전적인 측면에서 보다 엄격한 기준을 만족시키도록 해야 한다.

표 4.1-7 강재부식 환경에 노출된 콘크리트에 대한 요구사항

환경구분	최대 물-결합재비	최소 설계기준강도(MPa)
C0	-	18
C1	-	18
C2	0.45	30
C3	0.40	35

표 4.1－8 동결융해 환경에 노출된 콘크리트에 대한 요구사항

<table>
<tr><th>환경
구분</th><th>최대
물－결합재비</th><th>최소설계
기준강도 (MPa)</th><th>공기량(%)</th><th>사용결합재</th></tr>
<tr><td>F0</td><td>－</td><td>18</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td>F1</td><td>0.45</td><td>30</td><td rowspan="3">
<table>
<tr><th>최대 골재
치수 (mm)</th><th>F1</th><th>F2, F3</th></tr>
<tr><td>10</td><td>6</td><td>7.5</td></tr>
<tr><td>15</td><td>5.5</td><td>7</td></tr>
<tr><td>20</td><td>5</td><td>6</td></tr>
<tr><td>25</td><td>4.5</td><td>6</td></tr>
<tr><td>40</td><td>4.5</td><td>5.5</td></tr>
</table>
</td><td>－</td></tr>
<tr><td>F2</td><td>0.45</td><td>30</td><td>－</td></tr>
<tr><td>F3</td><td>0.45</td><td>30</td><td>
<table>
<tr><th>광물성 혼화재</th><th>최대 혼합량(%)</th></tr>
<tr><td>플라이애시</td><td>25</td></tr>
<tr><td>고로슬래그</td><td>50</td></tr>
<tr><td>실리카퓸</td><td>10</td></tr>
<tr><td>플라이애시+
고로슬래그+
실리카퓸 사용시</td><td>50</td></tr>
<tr><td>플라이애시+
실리카퓸 사용시</td><td>35</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

표 4.1－9 황산염 환경에 노출된 콘크리트에 대한 요구사항

환경 구분	최대 물－결합재비	최소설계기준강도 (MPa)	사용결합재
S0	－	18	
S1	0.50	27	보통포틀랜드시멘트(1종)＋포졸란1) 플라이애시시멘트(KS L 5211) 중용열포틀랜드시멘트(2종)(KS L 5201) 고로슬래그시멘트(KS L 5210)
S2	0.45	30	내황산염포틀랜드시멘트(5종) (KS L 5201)
S3	0.45	30	내황산염포틀랜드시멘트(5종) (KS L 5201)±포졸란2)

주 1) 1종 시멘트가 포함된 콘크리트에 사용될 때, 황산염에 대한 저항을 개선시킨 실적이 있거나 또는 실험에 의해 증명된 포졸란

주 2) 5종 시멘트가 포함된 콘크리트에 사용될 때, 황산염에 대한 저항을 개선시킨 실적이 있거나 또는 실험에 의해 증명된 포졸란

③내구성 평가

가. 일반사항

(가) 콘크리트 구조물의 내구성이 요구되는 경우, ②에 따라 콘크리트를 선정하여 설계를 실시하고, 시공 착수 전 시공계획 단계에서 목표 내구수명 동안 내구성을 확보하도록 내구성 평가를 실시한다. 다만, 설계할 때 사용재료, 환경 등이 파악되거나 내구성 문제가 중요한 구조물인 경우 설계단계에서 검토한다.

(나) 내구성 평가는 염해, 탄산화, 동결융해, 황산염 손상을 포함하는 화학적 침식, 알칼리 골재반응 등을 주된 열화원인으로 고려하며, 시공할 구조물이 갖게 될 열화환경을 조사하여 이에 따라 열화원인별 내구성 평가 항목을 선정해야 한다.

(다) 콘크리트 구조물이 복합열화가 지배적인 특수한 환경에 시공되는 경우는 각각의 열화인자에 대하여 내구성 평가를 수행하여 가장 지배적인 열화인자에 대한 내구성 평가결과를 적용해야 한다.

(라) 콘크리트 구조물의 목표 내구수명은 구조물을 특별한 유지관리 없이 일상적으로 유지관리할 때 내구적 한계상태에 도달하기까지의 기간으로 정한다. 시공될 콘크리트 구조물의 내구등급 결정은 구조물을 설계할 때 설정된 콘크리트 구조물의 목표 내구수명에 따라 정해야 한다. 구조물의 내구등급은 표 4.1-10에 따라 결정한다.

표 4.1−10 콘크리트 구조물의 목표내구수명에 따른 내구등급

구조물 내구등급	구조물의 내용	목표 내구수명
1등급	특별히 높은 내구성이 요구되는 구조물	100년
2등급	높은 내구성이 요구되는 구조물	65년
3등급	비교적 낮은 내구성이 요구되는 구조물	30년

나. 내구성 평가의 원칙

(가) 시공될 콘크리트 구조물에 사용될 콘크리트에 대한 내구성 평가는 내구성능 예측값에 환경계수를 적용한 소요 내구성값을 내구성능 특성값에 내구성 감소계수를 적용한 설계 내구성값과 비교함으로써 식 (4.1-5)에 따라 수행한다. 염해의 경우 염화물 이온농도, 탄산화의 경우 탄산화 깊이, 동해의 경우 상대동탄성계수 등과 같이 각 열화요인에 대해 내구성능 특성값과 내구성능 예측값을 비교하여 수행한다.

$$\gamma_P A_P \leqq \phi_K A_K \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, γ_P : 콘크리트 구조물에 관한 환경계수

ϕ_K : 콘크리트 구조물에 관한 내구성 감소계수

A_P : 콘크리트 구조물의 내구성능 예측값

A_K : 콘크리트 구조물의 내구성능 특성값

(나) 배합콘크리트의 내구성 평가는 식 (4.1-6)과 같이 콘크리트의 내구성능 예측값에 환경계수를 적용한 소요 내구성값을 내구성능 특성값에 내구성 감소계수를 적용한 설계 내구성값과 비교함으로써 수행하고, 내구성 평가결과에 따라 사용재료 및 배합을 선택한다.

$$\gamma_p B_p \leqq \phi_k B_k \qquad (4.1\text{-}6)$$

여기서, γ_p : 콘크리트에 관한 환경계수

ϕ_k : 콘크리트에 관한 내구성 감소계수

B_p : 콘크리트의 내구성능 예측값

B_k : 콘크리트의 내구성능 특성값

(다) 환경계수는 시공될 콘크리트 구조물과 콘크리트 재료의 열화 환경조건에 대한 안전율로서 적용하고, 내구성 감소계수는 내구성능 특성값 및 내구성능 예측값의 정밀도에 대한 안전율로서 적용한다. 각 열화별로 설정된 환경계수, 내구성 감소계수, 안전율은 표 4.1-11과 같다.

표 4.1−11 각 열화별 환경계수, 내구성 감소계수와 안전율의 설정

열화	콘크리트 구조물			콘크리트		
	γ_P (환경계수)	ϕ_K(내구성 감소계수)	α (안전율)	γ_P (환경계수)	ϕ_K (내구성감소계수)	α(안전율)
염해	1.11	0.86	1.3	1.11	0.86	1.3
탄산화	1.1	0.92	1.2	1.1	0.92	1.2
동결융해	1.0	1.0 ~ 0.8	1.0 ~ 1.25	1.0	1.0 ~ 0.8	1.0 ~ 1.25
화학적침식	1.1	0.92	1.2	1.1	0.92	1.2
알칼리골재반응	1.1	0.92	1.2	1.1	0.92	1.2

다. 내구성 평가의 실시

(가) 내구성 평가는 구조물 성능에 영향을 미치는 환경 영향 중 필요한 인자에 대해서 실시한다.

(나) 평가 방법은 KDS 14 20 40(부록)을 참조하도록 한다.

라. 내구성 평가 결과의 반영

(가) 콘크리트 구조물의 내구성 평가를 실시한 후, 구조물 설계 내용이 내구수명을 확보하지 못하였을 경우, 설계 내용을 변경해 재검토하여 내구수명을 확보할 수 있도록 한다.

(나) 이 때 1차적으로는 콘크리트 재료, 피복두께 등의 변경을 우선적으로 실시하고, 이를 만족하지 못할 경우, 표면 보호, 비부식성 보강재 등의 부가적인 대책의 실시를 검토해야 한다.

4.2 운행을 위한 한계조건

4.2.1 주행안전성 및 승차감 검토 일반

(1) 이 규정은 고속·일반 철도 모두를 포함하는 철도교량의 주행열차하중에 대한 주행안전성, 승차감 및 교량의 동적안전성 확보를 위한 것이다.

(2) 설계속도 200 km/h 이상인 고속철도 교량은 일정간격의 연행하중 작용에 의한 공진위험 등이 항상 존재하므로 모든 교량에 대하여 이 규정에 의한 동적거동 검토를 필수적으로 수행한다.

(3) 설계속도 200 km/h 이하의 일반철도 교량에 대해서는 교량의 첫 번째 휨 고유진동수가 3.0

Hz 이하일 경우에는 동적거동에 대한 검토를 수행한다.

① 단, 이는 KTX, 새마을열차, 무궁화열차, 틸팅열차가 최대운행속도 200 km/h 이하로 운행할 경우와 화물열차가 최대운행속도 150 km/h 이하로 운행할 경우에 해당된다. 이 이상의 속도로 운행되거나 위에 서술한 열차 외에 상이한 차량 중심간 간격을 갖는 열차가 운행될 경우에는 동적해석에 의한 검토를 수행한다.

② 우선 4.2.2(2)에 따라 공진이 발생되는 임계속도를 계산하여 설계속도 내에서 해당 노선 운행열차에 대하여 공진발생 가능성이 있으면 이 규정에 의한 동적거동 검토를 수행한다.

(4) 실 운행열차하중에 의한 동적거동은 속도별 최대응답을 검토하며, 검토항목은 상판의 연직가속도, 교량의 연직처짐, 상판의 면틀림이다. 검토 및 모델링 방법은 4.2.2를 따르며, 각 항목의 검토기준은 4.2.3을 따른다.

(5) 연직처짐과 면틀림의 경우엔 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선 재하에 의한 응답과 실 운행열차에 의한 동적응답을 비교하여 불리한 측을 설계에 적용한다.

4.2.2 주행안전성 및 승차감 검토를 위한 절차 및 방법

본 기준에서는 설계자의 해석 절차 및 방법에 따른 검토 상의 오류 및 차이를 방지하기 위해 다음과 같이 주행열차하중에 대한 동적해석 절차 및 방법을 정의한다.

(1) 철도 교량의 주행열차하중에 대한 동적해석은 시간이력해석 혹은 모드중첩법에 의한 동적해석을 적용한다. 시간간격은 작아야(절점과 절점사이 3회 이상 각 축이 재하될 수 있도록) 하며, 동적해석은 교량 시점부터 출발하여 열차가 교량을 완전히 통과할 때까지 시간간격별로 수행되어야 한다.

(2) 동적해석은 설계속도의 1.1배까지 10 km/h 간격으로 수행한다. 주행열차하중에 대한 동적해석 전에 자유진동해석을 수행하여 공진을 일으킬 수 있는 임계속도를 미리 산정하고 이 속도에 대한 해석도 반드시 포함하여 수행해야 한다. 임계속도 산정은 식 (4.2-1)과 같다.

$$V_{cr} = \omega_1 \times S_{eff} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, ω_1은 교량의 첫번째 휨 고유진동수이며, S_{eff}는 열차의 지배적 타격간격(객차 간 중심간격)으로 표 4.2-1과 같다.

표 4.2−1 국내 운행열차의 유효타격간격

	유효타격간격
새마을호, 무궁화호, 틸팅열차	23.50m
화물열차 (유조차)	13.95m
KTX, KTX 산천	18.70m

(3) 대상열차하중은 해당 노선의 실제 운행열차에 대해 수행하며 하중크기 및 축간격을 실 운행열차와 동일하게 적용한다.

(4) 열차하중의 모델링은 연행이동집중하중으로 적용한다. 정밀해석이 필요한 경우 교량-열차 상호작용 고려가 가능한 다차원 열차 수치모델을 사용할 수 있으며 이 경우 해석 프로그램에 대한 신뢰성이 입증되어야 하며 이동집중하중에 의한 해석과 동시에 수행하여 비교해야 한다.

(5) 교량의 모델링은 연속교의 경우 전체 경간 구성을 모델링하며, 단순교가 병행 구성될 경우 단순교 1개에 대해서만 해석을 수행하며 지간이 상이한 단순교에 대해서는 모두 검토를 수행한다.

(6) 교량의 모델링은 그림 4.2-3에서 도시된 가속도 제한값을 검토하는 위치에서 직접적인 응답을 얻을 수 있으며 교량 단면내에서 변형이 고 려될 수 있도록 공간 뼈대요소 이상의 모델링 요소를 적용하여야 하며, 교량의 모델링에 사용되는 재료 및 단면특성치는 정적설계에서 적용한 값을 사용한다.

(7) 탄성받침을 교량받침 장치로 사용할 경우 강성이 무한대인 지점처리를 해서는 안 되며, 스프링요소 등을 사용하여 해당 탄성받침의 강성을 적용하여 해석해야 한다.

(8) 동적해석 시 자중 및 궤도구조의 질량 등 2차 고정하중을 포함한 모든 부재의 질량이 고려되어야 한다.

(9) 동적해석 시 하중재하는 단선, 복선교량에 관계없이 그림 4.2-1과 같이 단선재하로 하되 교량에서의 편심효과가 고려될 수 있도록 재하한다.

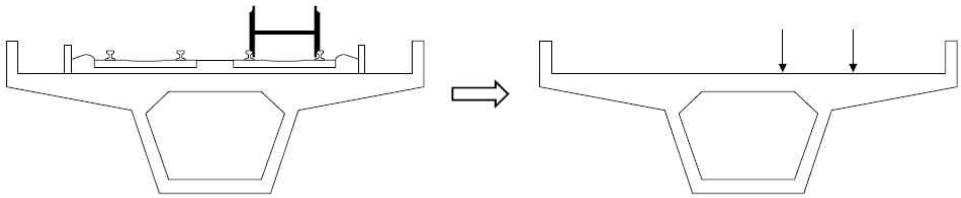


그림 4.2.1 하중재하 위치와 하중 모델링

(10) 도상에 의한 하중의 분포효과를 고려하여 그림 4.2-2와 같이 모델링 할 수 있다.

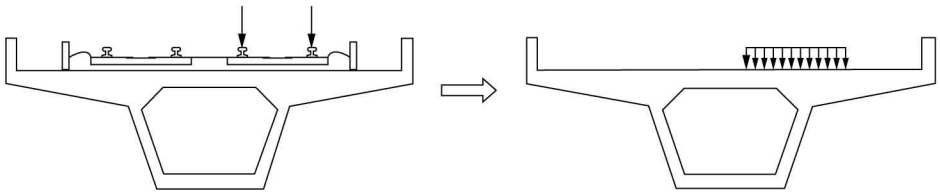


그림 4.2.2 도상의 하중 분포효과를 고려한 모델링

(11) 교량형식 별 감쇠비 적용은 표 4.2-2를 따른다. 표 4.2-2의 감쇠비는 각 형식별 감쇠비의 상한값이며, 이 이하의 값을 적용해야 한다. 단, 실험 등에 의한 정밀 분석 자료가 있을 경우 조정된 감쇠비를 적용할 수 있다.

표 4.2−2 구조형식별 감쇠비

교량형식	감쇠비(%)	
	경간<20 m	경간≥20 m
강구조(강판형교)	0.5+0.125(20−L)	0.5
강합성구조, PSC 구조	1.0+0.07(20−L)	1.0
철근콘크리트	1.5+0.07(20−L)	1.5

(12) 차량을 연행하는 이동하중으로 모델링하는 경우에는 표 4.2-2의 교량 구조형식별 감쇠비에 식 (4.2-2)의 열차별 추가감쇠비를 적용하 여 동적응답을 산정할 수 있다.

$$\xi_{total} = \xi + \Delta\xi \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, ξ_{total} : 동적해석에 적용되는 감쇠비

ξ : 표 4.2-2의 교량형식별 감쇠비

$\Delta\xi$: 열차별 추가감쇠비로서 KTX(또는 유사한 하중 형식) 및 HEMU 차량에 대해서는 각각 식 (4.2-3), 식 (4.2-4)로 구한다.

①KTX의 경우

$$\Delta\xi = \begin{cases} 0.026L - 0.38, & \text{for } 15 \le L \le 30\,m \\ -0.024L + 1.12, & \text{for } 30 \le L \le 45\,m \end{cases} \qquad (4.2\text{-}3)$$

② HEMU의 경우

$$\Delta\xi = \begin{cases} 0.026L - 0.2, & \text{for } 8 \le L \le 25\,m \\ -0.042L + 1.5, & \text{for } 25 \le L \le 35\,m \end{cases} \qquad (4.2\text{-}4)$$

4.2.3 주행안전성 및 승차감 검토 기준

철도교량의 주행열차하중에 대한 주행안전성은 교량의 연직가속도, 연직처짐 및 면틀림에 대한 검토를 수행하며, 승차감(진동사용성)에 대한 검토로선 연직처짐에 대한 검토를 수행한다.

(1) 교량 상판의 연직가속도

① 동적 구조해석 및 현장계측시 주행열차하중에 의해 발생하는 철도교량 상판의 최대 연직가속도 ②, ③에 따라 검토해야 하며, 그 결과 최대 연직가속도는 다음 값을 초과해서는 안 된다.

가. 자 갈 궤 도 : 0.35 g

나. 콘크리트궤도 : 0.50 g

② 상기의 최대 연직가속도는 설계를 위한 해석 및 현장계측을 통한 안정성 검토에 모두 적용하며, 이때 고려하여야 할 진동수의 상한치는 다음 중 최댓값으로 한다.

가. 30Hz

나. 고유진동수의 1.5배

다. 3번째 진동모드

③ 하중재하 방법 및 해석방법은 4.2.2를 따르며, 그림 4.2-3과 같이 자갈도상의 경우에는 도상이 설치된 부분에 해당되는 교량상판 범위에, 콘크리트 도상의 경우에는 레일이 위치한 교량의 상판지점에서 검토하여야 한다.

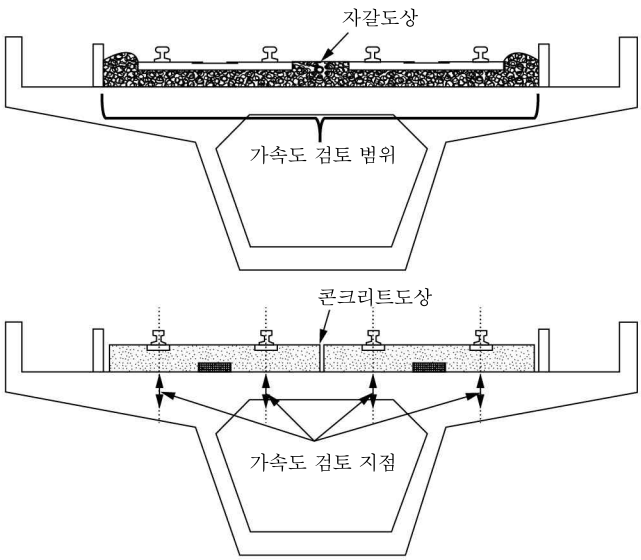


그림 4.2.3 가속도의 검토 범위 및 위치

(2) 교량의 연직처짐

① 열차하중에 의한 연직처짐 검토의 하중조합은 주행안전성 및 승차감 평가에 대해 각각 표 4.2-3과 같이 적용한다.

표 4.2−3 연직처짐 검토를 위한 하중조합

주행안전성	표준열차하중+충격계수(복선 이상 재하)
승차감	1. 표준열차하중+충격계수(단선재하) 2. 실 열차하중 속도별 동적해석(단선재하) 승차감에 대한 연직변위는 1과 2중 불리한 값을 적용한다.

② 주행안전성에 대한 연직처짐 검토는 충격계수가 고려된 표준열차하중이 가장 불리하게 재하된 상태(복선재하 포함)에서 식 (4.2-2)의 값으로 제한해야 한다.

$$\frac{f}{L} \leq \frac{1}{600} \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, f : 교량 상판의 최대 처짐, L : 지간

상판의 최대 처짐검토를 위한 재하궤도수는 표 4.2-4를 따른다.

표 4.2－4 상판의 최대 처짐검토를 위한 하중 재하궤도수

궤도수		
1	2	3 이상
1	1 또는 2 (가장 불리한 경우를 재하)	1 또는 2 또는 3 이상 (가장 불리한 경우를 재하)

③ 승객의 승차감 만족을 위한 실 운행열차하중 동적해석에 의한 최대 연직처짐은 표 4.2-5의 규정을 적용하여 제한한다. 실 열차하중에 의한 속도별 동적해석 응답의 최댓값과 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선재하에 의한 최댓값 중 불리한 값을 적용한다.

표 4.2－5 최대연직처짐 제한(승차감='매우양호')

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간 (m)										
	0~25	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V≤350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

④ 하중재하 방법 및 해석방법은 4.2.2를 따르며 계산위치는 교량 전체에 대한 응답을 검토 후 최댓값을 결정한다. 표 4.2-5는 경간 120 m까지 유효하며, 이 이상의 장대교량은 탈선에 대한 주행안전성 및 승객 승차감에 대해 교량-열차 상호작용해석을 통한 객차 내 연직 가속도 평가 등 세밀한 평가를 수행한다.

⑤ 주행안전성에 대한 연직처짐과 승차감 검토를 위한 연직처짐, 두 가지 모두에 대한 검토를 수행한다.

(3) 면틀림

① 면틀림은 차륜과 레일의 접촉에 대한 안전을 확보하여 탈선 위험을 최소화하기 위한 것으로 교량의 교축직각방향 회전에 의한 캔트 변화(비틀림 각변화) 제한규정이다. 면틀림에 대한 규정은 1개 대차에 존재하는 4개 차륜이 같은 평면에서 벗어나지 않도록 제한하기 위

한 것이다.

② 면틀림은 그림 4.2-4에서와 같이 3 m떨어진 두 지점에서의 양쪽레일에 대한 캔트의 변화량(mm/궤도 1 m)을 의미한다.

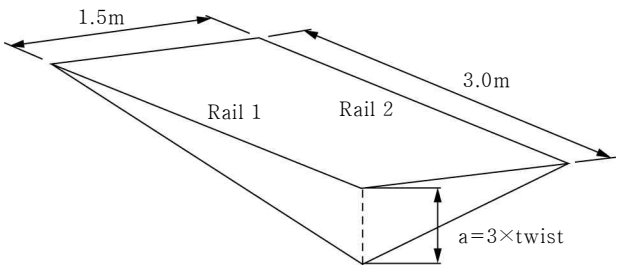


그림 4.2.4 면틀림의 정의

③ 상판 면틀림은 표 4.2-6 규정을 따른다. 면틀림 검토를 위해 표준열차하중 재하 시는 표 4.2-3, 표 4.2-4를 따라 재하하며, 실 운행열차 동적해석은 4.2.2의 규정대로 단선재하하여 동적해석을 수행한다. 교량 종방향 레일부를 따라 검토하며, 임의의 속도에서의 최댓값 발생위치를 파악한 후 그 위치에서의 각 속도별 최댓값을 산출하여 검토한다.

④ 충격계수를 고려한 표준열차하중에 의한 것과 실 열차하중에 의한 동적해석 결과 중 불리한 값을 적용한다.

표 4.2−6 면틀림 기준

설계속도(V) (km/h)		면틀림 (mm/m)	3 m 기준 면틀림 변화량
표준열차하중 재하	V ≤ 200	1.0	3.0 mm/3 m
	200 < V	0.5	1.5 mm/3 m
실 운행열차 동적해석		0.4	1.2 mm/3 m

4.2.4 궤도/교량 종방향 상호작용력 검토

(1) 구조물 신축-레일신축과 관련한 구조물-레일-온도의 상호작용으로 인한 레일에서의 과도한 압축응력과 인장응력의 발생을 막기 위해서는 궤도, 체결구, 상부구조의 축강성 및 휨강성, 하부구조의 강성, 기초의 회전과 수평이동이 고려되는 상세해석에 의하여 장대레일 안정성이 확인되어야 한다.

(2) 장대레일 안정성 상세 검토방법은 철도설계지침 3.2 궤도-교량 종방향 상호작용 해석(2011년)을 따른다.

(3) 콘크리트궤도에서 교량의 변위발생에 따른 체결구의 압상(Uplift) 및 압축에 대한 안정성 검토는 철도설계지침 3.3 콘크리트궤도 교량 단부궤도 사용성 검토(2011년)를 따른다.

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 10 10 : 2016

교량설계 일반사항(일반설계법)

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

KDS 24 10 11 : 2016

교량 설계 일반사항 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 일반사항(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 10 11 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 10 11 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어정의 ····· 1
1.3 설계원칙 ····· 3
1.4 교량의 등급 ····· 5
1.5 품질보증 요건 ····· 5
1.6 설계도에 기재할 사항 ····· 5
1.7 기록 ····· 6
2. 조사 및 계획 ····· 6
2.1 적용범위 ····· 6
2.2 용어 ····· 7
2.3 위치 선정 ····· 8
2.4 지반 조사 ····· 11
2.5 설계 목적 ····· 12
2.6 수문 및 수리 ····· 17
3. 재료 ····· 21
4. 구조해석 ····· 22
4.1 적용범위 ····· 22
4.2 용어 ····· 22
4.3 기호 ····· 23
4.4 구조해석법 ····· 26
4.5 해석 모델 ····· 26
4.6 정적 해석 ····· 31
4.7 동적 해석 ····· 68
4.8 실험에 의한 해석 ····· 71

교량 설계 일반사항(한계상태설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정은 도로교의 설계, 평가 및 보수・보강에 적용함을 그 목적으로 한다. 이 코드에는 고정교와 가동교가 포함되나 가동교의 기계적, 전기적인 사항, 특수차와 보행자 안전에 관한 사항은 취급되지 않았으며 철도, 궤도교통 또는 공공설비 전용교량에 대한 규정도 포함되지 않았다. 이 코드에서 완전하게 다루어지지 않은 교량의 경우에는 필요한 기준을 보완하여 이 코드의 규정을 적용할 수 있다.

(1) 이 코드는 교육이나 설계자의 판단을 대신하기 위한 것이 아니고 단지 공공의 안전을 위해 필요한 최소필요조건을 기술한 것이다. 발주자 또는 설계자는 최소필요조건보다 높은 수준의 설계나 재료 및 시공의 품질을 요구할 수 있다.

(3) 여용성과 연성에 의거한 안전의 개념과 세굴 및 충돌에 대한 방호개념을 더욱 강조하였다.

(4) 이 설계기준의 설계규정은 하중 저항계수 설계법(LRFD 방법)을 적용하였다. 이 계수들은 하중과 구조적 성능에 관한 현시점에서의 통계적 지식에 근거한 신뢰도 이론으로부터 개발되었다. 이전 설계기준에 포함되지 않은 해석방법과 이에 적용되는 모델링 기법이 포함되었으며 따라서 이들의 사용을 권장한다.

1.2 용어정의

- 가동교: 차량 또는 선박에 대한 다리밑공간이 가변적인 교량
- 고정교: 차량 또는 선박에 대한 다리밑공간이 고정되어 있는 교량
- 공칭저항: 설계기준에 명시된 규격, 허용응력, 변형 또는 규정된 재료강도에 의해 산출되는 구성요소 또는 연결부의 하중영향에 대한 저항
- 극단상황한계상태(Extreme Event Limit State): 교량의 설계수명을 초과하는 재현주기를 갖는 지진, 유빙하중, 차량과 선박의 충돌 등과 같은 사건과 관련한 한계상태
- 극한한계상태(Ultimate(Strength) Limit State): 설계수명동안 강도, 안정성 등 붕괴 또는 이와 유사한 형태의 구조적인 파괴에 대한 한계상태
- 기술자: 교량설계의 책임자
- 다재하경로 구조물: 하중을 지지하는 주된 구성요소 또는 연결부의 하나가 기능을 상실한 경우에도 규정하중을 지지할 수 있는 구조물

교량 설계 일반사항(한계상태설계법)

- 구조해석모델: 해석을 위한 구조물의 이상화
- 발주자: 교량에 대한 관할권을 가진 개인 또는 기관
- 보수・보강: 교량의 내구성이나 내하력, 강성 등의 역학적 성능을 회복 또는 향상시키는 작업
- 붕괴: 교량의 사용불능을 초래하는 기하구조의 심한 변형
- 사용수명: 교량이 사용될 것으로 기대되는 기간
- 사용한계상태(Serviceability Limit State): 균열, 처짐, 피로 등의 사용성에 관한 한계상태로서, 일반적으로 구조물 또는 부재의 특정한 사용 성능에 해당하는 상태
- 설계수명: 통행 하중의 통계적 산출 근거 기간으로 이 설계기준의 경우 100년
- 여용성(Redundancy): 부재나 구성요소의 파괴가 교량의 붕괴를 초래하지 않는 성능
- 연성(Ductility): 비탄성응답을 허용하는 구성요소 또는 접합부의 특성
- 재료계수: KDS 24 14 21에서 사용하는 저항계수이며, 재료 설계값을 구하기 위하여 재료 기준값에 곱하는 부분안전계수로서 대개 1 보다 작은 값으로 재료저항계수라고도 한다.
- 저항계수: 부재나 재료의 공칭값에 곱하는 통계기반 계수이며, 일차적으로 재료와 치수 및 시공의 변동성과 저항모델의 불확실성을 고려하기 위한 계수이다. 이 기준에서는 콘크리트구조에 사용하는 저항계수는 재료계수, 그 이외의 모든 경우에는 저항계수로 용어를 통일한다.
- 정상상태: 특별허가차량의 통행, 25 m/sec 를 초과하는 바람, 그리고 세굴 등의 극단 상황을 제외한 조건
- 중요도(Operational Importance): 도로 기능상 교량의 중요한 정도
- 평가: 기존 교량의 내하력 결정
- 피로와 파단한계상태(Fatigue and Fracture Limit State): 반복적인 차량하중에 의한 피로파괴 및 파단에 관한 한계상태
- 하중계수: 하중효과에 곱하는 통계에 기반한 계수이며, 일차적으로 하중의 가변성, 해석 정확도의 결여 및 서로 다른 하중의 동시작용확률을 고려하며, 계수 보정과정 을 통하여 저항의 통계와도 연관되어 있다.
- 하중수정계수: 교량의 연성, 여용성 및 중요도를 고려한 계수
- 하중영향: 작용하중, 부과된 변형, 체적변화로 인하여 발생하는 변형, 응력 또는 단면력(축력, 전단력, 비틈모멘트, 또는 휨모멘트)
- 한계상태(Limit State): 교량 또는 구성요소가 사용성, 안전성, 내구성의 설계규정을 만족하는 최소한 의 상태로서, 이 상태를 벗어나면 관련 성능을 만족하지 못하는 한계

1.3 설계원칙

1.3.1 일반사항

(1) 교량은 2.5에 규정된 바와 같이 점검, 경제성 및 미관에 대해 적절히 고려를 하면서 시공성, 안전성 및 사용성의 목표를 달성할 수 있도록 규정된 한계상태에 대하여 설계되어야 한다.

(2) 적용 해석 방법과 관계없이 규정된 하중효과와 그 조합에 대하여 식 (1.3-1)을 만족하여야 한다.

1.3.2 한계상태

(1) 일반사항

별도의 규정이 없는 한 교량의 각 구성요소와 연결부는 각 한계상태에 대하여 식 (1.3-1)을 만족하여야 한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용하며, 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 KDS 24 14 21(1.4.3.2) 및 KDS 24 14 31(4.1.5)를 적용한다. 모든 한계상태는 동등한 중요도를 갖는 것으로 고려해야 한다.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \le R_r \qquad (1.3\text{-}1)$$

① 최대하중계수가 적용되는 하중의 경우

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \ge 0.95 \qquad (1.3\text{-}2)$$

② 최소하중계수가 적용되는 하중의 경우

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \le 1.0 \qquad (1.3.3)$$

여기서, R_r= 계수저항 : 콘크리트부재에 대하여는 $R_r = R\{\phi_i X_i\}$, 그 이외에는 $R_r = \phi R_n$을 적용한다. (여기서, ϕ_i 및 X_i는 , KDS 24 14 21에 정의된 재료계수 및 재료의 기준강도, ϕ 및 R_n은 KDS 24 14 31, KDS 24 14 51 및 KDS 24 17 11에서 적용하는 저항계수 및 공칭저항)

Q_i = 하중효과

γ_i = 하중계수 : 하중효과에 적용하는 통계적 산출계수

η_i = 하중수정계수 : 연성, 여용성, 구조물의 중요도에 관련된 계수

η_D = 1.3.3에 규정된 연성에 관련된 계수

η_R = 1.3.4에 규정된 여용성에 관련된 계수

η_I = 1.3.5에 규정된 구조물중요도에 관련된 계수

(2) 사용한계상태

사용한계상태는 정상적인 사용조건 하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한하는 것으로 규정한다.

(3) 피로와 파단한계상태

① 피로한계상태는 기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 피로설계트럭에 의한 응력범위를 제한하는 것으로 규정한다.

② 파단한계상태는 KS D 3515-용접구조물 압연강재에 제시하고 있는 재료인성요구사항으로 규정한다.

(4) 극한한계상태

극한한계상태는 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보하는 것으로 규정한다.

(5) 극단상황한계상태

극단상황한계상태는 지진 또는 홍수 발생 시, 또는 세굴된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시 등의 상황에서 교량의 붕괴를 방지하는 것으로 규정한다.

1.3.3 연성

(1) 교량구조계는 극한한계상태 및 극단상황한계상태에서 파괴 이전에 현저하게 육안으로 관찰될 정도의 비탄성 변형이 발생할 수 있도록 형상화 및 상세화 되어야 한다.

(2) 콘크리트 구조의 경우 연결부의 저항이 인접구성요소의 비탄성 거동에 의해 발생하는 최대 하중효과의 1.3배 이상이면 연성요구조건을 만족하는 것으로 간주할 수 있다.

(3) 에너지 소산장치는 연성을 제공하는 방법으로 인정될 수 있다.

① 극한한계상태에 대해서는

$\eta_D \geq 1.05$, 비연성 구성요소 및 연결부

$= 1.00$, 이 코드에 부합하는 통상적인 설계 및 상세

≥ 0.95, 이 코드가 요구하는 것 이외의 추가 연성보강장치가 규정되어 있는 구성요소 및 연결부

② 기타 한계상태의 경우

$\eta_D = 1.00$

1.3.4 여용성

특별한 이유가 없는 한 다재하경로구조와 연속구조로 하는 것이 바람직하며 각 부재는 여용성 분류에 따라 다음의 값을 사용한다.

(1) 극한한계상태의 경우

$\eta_R \geq 1.05$ 비여용부재

$= 1.00$ 통상적 여용수준

≥ 0.95 특별한 여용수준

(2) 기타 다른 한계상태의 경우

$\eta_R = 1.00$

1.3.5 구조물의 중요도

(1) 1.3.5는 극한한계상태와 극단상황한계상태에만 적용한다.

(2) 발주자는 특정교량 또는 그 교량의 구조요소 및 접합부를 중요한 구조로 지정할 수 있다.

① 극한한계상태

$\eta_I \geq 1.05$: 중요 교량

$= 1.00$: 일반 교량

≥ 0.95 : 상대적으로 중요도가 낮은 교량

② 기타 한계상태

$\eta_I = 1.00$

1.4 교량의 등급

(1) KDS 24 12 21(4.3.1.3)에 규정된 설계 차량활하중 KL-510으로 설계하는 교량을 1등교로 한다.

(2) 2등교는 1등교 활하중효과의 75 %를 적용하며, 3등교는 2등교 활하중효과의 75%를 적용한다.

(3) 교량의 등급은 원칙적으로 발주자가 정한다.

1.5 품질보증 요건

(1) 구조물의 적절한 품질보증 요건을 만족시키기 위하여 설계자는 공사품질에 관한 특별 시방서를 작성하여야 하며, 도급자는 품질요건을 만족시키도록 품질관리를 실시하고, 구조물 소유주는 도급자의 직접고용자가 아닌 자로 감리 또는 감독체제를 구성하여 공사과정을 철저히 감독하여야 한다.

(2) 품질보증 활동과 관련된 수행과정과 결과는 기록으로 보존되어야 한다.

(3) 기본설계, 실시설계의 각 단계에서 설계 품질관리를 위한 검토가 이루어져야 한다.

1.6 설계도에 기재할 사항

설계도에는 다음 사항을 기재하여야 한다.

(1) 노선명 및 교량 위치

(2) 교량명

(3) 책임기술자, 참여기술자

(4) 설계년월일

(5) 주된 설계조건 및 설계변경기록

(6) 내진기준

1.7 기록

(1) 교량대장

교량대장에는 교량길이, 교폭, 설계하중(시방서명), 설계지진도, 기초의 형식과 근입깊이, 지반조건, 주요 부분의 구조도, 준공년월일, 기타 장래의 유지관리에 필요한 사항을 기재하여 이것을 보관하여야 한다. 또한 교량에 관한 주요 정보를 디지털자료로도 보관하여야 한다.

(2) 교명판

① 교량에는 교명판을 부착시킴을 원칙으로 한다.

② 교명판의 치수와 기재사항은 그림 1.7-1에 따르는 것을 표준으로 한다.

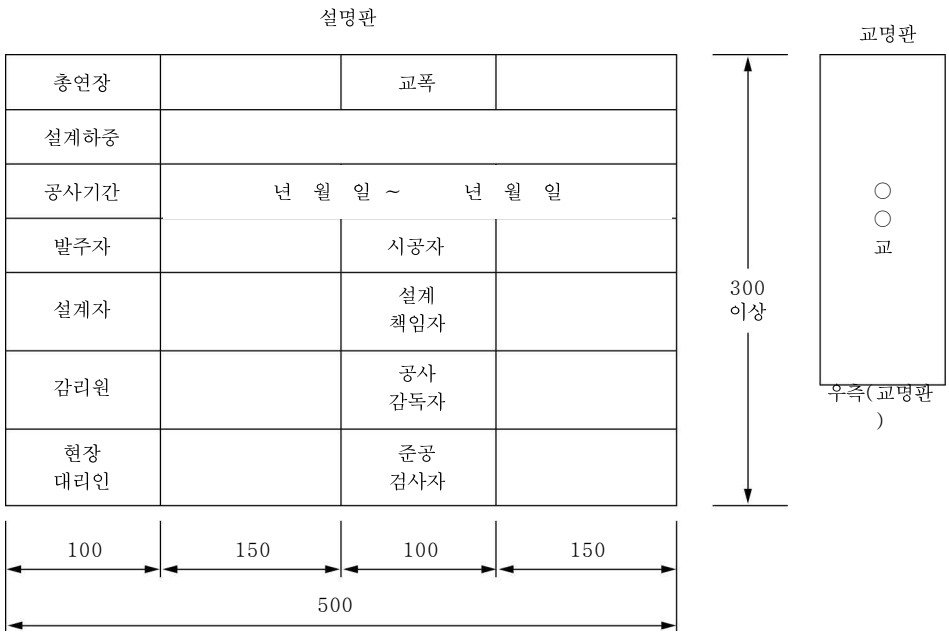


그림 1.7-1 교명판

2. 조사 및 계획

2.1 적용범위

(1) 시설한계, 환경보호, 교량미학, 지질학적 조사, 경제성, 주행성, 내구성, 시공성, 검사 및 유지관리에 대한 최소요구사항이 제시되었다.

(2) 교통안전에 대한 최소요구사항이 언급되었다.

(3) 배수시설과 물, 얼음, 및 수인성 염분에 대한 내구 방책의 최소요구사항이 포함되었다.

(4) 세굴에 의한 교량파괴가 많이 발생하였으므로 수리, 수문학적 사항이 상세히 다루어졌다.

2.2 용어

- 초과홍수: 유량이 100년 빈도 홍수보다 많고 500년 빈도 홍수보다 적은 홍수 또는 조석 흐름
- 교량세굴 검측홍수: 세굴설계홍수를 초과하는 유량을 야기하는 폭우, 폭풍 해일 또는 조석에 의하여 발생하는 홍수로 어느 경우에도 재현주기 500년을 넘지는 않는다. 교량세굴 검측홍수는 교량기초가 이러한 흐름과 이에 의하여 발생하는 세굴에 대하여 안전하며 안정을 유지할 수 있는가의 조사·평가에 사용한다.(초과홍수 참조)
- 교량세굴 설계홍수: 교량기초에 최대의 세굴을 야기할 수 있는 재현기간 100년 이하의 홍수흐름. 도로나 교량은 교량세굴 설계홍수 시 침수될 수 있다. 최악의 세굴조건은 압력차에 의한 흐름의 결과인 월류홍수 시 형성될 수 있다.
- 국부세굴: 교각, 교대 또는 흐름에 대한 장애물 주위에 국부적으로 발생하는 수로 또는 범람원의 세굴
- 도류제: 흐름의 변경, 퇴적물 또는 세굴의 유도를 위해 제방의 인접부 또는 하상에 설치한 구조물 또는 하천의 흐름과 퇴적상황을 변경하기 위한 다른 방도
- 만조: 만월 또는 신월의 매 2주 만에 발생하는 대조
- 물끊기 홈: 표면을 따라 물이 흘러 떨어지도록 한 구성요소 하부의 직선 홈
- 보도폭: 분리대 사이 또는 연석과 분리대 사이의 장애물이 없는 보행자 전용공간
- 배수구: 바닥판에 설치된 배수시설
- 100년 빈도홍수: 연 발생확률이 1% 또는 이를 초과하는 폭우 또는 조석에 의한 홍수
- 비상주차대 : 사고차량의 조치를 위해 통행로 경계외측에 위치한 장애물이 없고 비교적 평탄한 지역, 통행로는 갓길이나 보조차선을 포함하지 않는다.
- 설계유량: 적용설계조건을 초과하지 않고 교량이 수용할 수 있는 최대 유량
- 수로: 하천, 강, 연못, 호수 또는 바다
- 수로개구부: 흐름의 진행방향과 직각으로 특정수위에서 측정한 교량 개구부의 폭 또는 면적
- 수로개구부 설계홍수: 수로나 범람원을 가로질러 설치하는 교량 또는 도로의 설계에 적용되는 초과확률개념을 포함하는 최대유량, 체적, 수위 또는 파고, 정의에 의거하여, 도로나 교량은 수로개구부 설계 홍수에 침수되지는 않는다.

- 수리학: 주로 수로에서의 유체의 거동과 흐름에 관한 과학
- 수문학: 강우량, 유출 및 지표수를 포함하는 지구상 물의 발생, 분포 및 순환에 관한 과학
- 안정수로: 심각한 하상저하, 상승 또는 제방침식이 발생하지 않고 상류유역에서 내려오는 유량 및 유사를 수로로 통과시킬 수 있는 하상경사와 단면을 갖는 하천의 상황
- 여유공간: 장애물이 없는 수직 또는 수평 공간
- 500년 빈도 홍수: 연 발생확률이 0.2% 또는 이를 초과하는 폭우 또는 조석에 의한 홍수
- 월류홍수: 도로, 교량, 유역경계 또는 비상 배수시설 위로 넘치는 홍수흐름. 월류홍수로 인해 최악의 세굴조건이 발생할 수 있다.
- 유수지: 유출을 억제하였다가 방류구조물을 통하여 일시적으로 하류수로로 방류하는 우수관리 시설
- 유역: 배출구가 하나인 배수경계로 제한된 배수면적, 한 곳의 유출에 기여하는 전체 배수면적
- 일반 또는 축소단면세굴: 흐름에 대한 장애물 또는 교각 주위에 국한되지 않는 수로 또는 범람원의 세굴・수로의 경우 일반/축소단면세굴은 수로의 전폭 또는 대부분에 영향을 주며 일반적으로 흐름의 수축에 의해 발생한다.
- 조석: 공전하는 지구에 미치는 해와 달의 영향으로 발생하는 해수의 주기적 상승/강하
- 제수구: 홍수터흐름의 통과가 가능하도록 범람원 제방에 설치한 개구부
- 복합홍수: 태풍에 의한 만조 또는 폭설 위의 강우 등과 같이 둘 이상의 원인에 의한 홍수흐름
- 편경사: 수평곡선부에서 발생하는 차량의 원심력을 부분 상쇄시키기 위한 노면의 경사
- 하상상승: 퇴적물로 인한 하상 종단의 일반적/점진적인 상승
- 하상저하: 장기 침식으로 인한 하상종단의 일반적/점진적인 강하
- 하천 지형형태학: 하천과 범람원의 형성, 표면 형상 및 침식과 침식 잔해물의 집적에 의한 변화를 연구하는 학문

2.3 위치 선정

2.3.1 노선 선정

(1) 일반사항

① 교량의 위치는 몇 개의 검토안 중에서 공학적, 사회적, 경제적, 환경적 요인과 구조물의 유지관리 및 검사 또한 이들 상호간의 중요도를 고려하여 선정하여야 한다.

② 최상의 교량 위치 선정을 위하여 다음과 같은 조건 및 이에 상응하는 정도의 세밀한 검토가 이루어져야 한다.

가. 횡단하는 장애물로 인한 조건에 부합

나. 설계, 시공, 운용, 검사 및 유지관리 면에서 실제적/경제적인 방안의 확보
다. 요구되는 수준의 사용성과 안전성의 확보
라. 도로에 미치는 불리한 영향의 최소화

(2) 하천과 범람원 통과

① 하천을 통과하는 경우는 교량의 초기 건설비 및 수로정리를 위한 하안 공사와 침식을 감소시키기 위한 유지관리 조치가 포함된 총비용의 최적화를 고려하여 위치를 선정해야 한다. 교량 위치에 대한 대안을 조사하는 경우 다음과 같은 사항들을 평가한다.
가. 수로의 안정성, 홍수기록, 그리고 하구의 경우는 조차 및 조석주기를 포함하는 하천과 범람원의 수리, 수문학적 특성
나. 교량의 설치가 홍수흐름양상에 미치는 영향과 이에 의한 교량 기초에서의 세굴가능성
다. 새로운 홍수위험의 발생 또는 기존 홍수위험의 심화가능성
라. 하천과 범람원에 미치는 환경적 영향

② 범람원에 설치하는 교량과 진입로의 위치선정 및 설계에는 범람원의 활용목적과 함께 다음 사항을 고려한다.
가. 범람원이 비경제적으로, 위험하게 또는 적절치 못하게 활용·개발되는 것의 방지
나. 가능한 한 심각한 종방향 및 횡방향 잠식의 방지
다. 가능한 한 도로가 미치는 악영향의 최소화 및 완화
마. 국가 또는 지역의 홍수방재계획에 부합
마. 장기 하상상승 또는 저하
바. 환경영향 평가에 의한 인가를 받도록 한 사항

2.3.2 교량의 배치

(1) 일반사항

① 교량의 위치와 선형은 교량 상・하부 교통상황을 모두 만족하도록 선정한다. 교량이 통과하는 수로, 도로 또는 철도의 폭 또는 선형의 향후 변화 가능성을 고려한다.

② 해당되는 경우 향후 추가될 대중교통 수단이나 교량의 확폭 가능성을 고려한다.

(2) 교통안전

① 구조물의 보호
가. 교량 상・하부를 통과하는 차량이 안전하게 통행하도록 하여야 한다.
나. 주행차로로부터 안전거리를 두고 방호물을 설치하여 비상주차대의 사고차량에 대한 위험을 최소화한다. 입체교차로의 교각 기둥 또는 벽체는 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토교통부)에 제시되어 있는 비상주차대개념에 부합하도록 위치한다. 건설비, 구조물의 형식, 통행 교통량과 설계속도, 경간배분, 사각, 지형조건의 제약으로 인해 위 지침을 만족시키는 것이 어려운 경우에는 가드레일이나 기타 분리대를 설치하여 교각기둥 또는 벽체를 보호한다. 견고한 분리대가 설치되지 않을 경우 가드레일 또는

기타 분리대는 가능한 한 독립기초로 하고, 도로측 전면은 교각이나 교대의 전면으로부터 최소 600 mm의 이격거리를 갖도록 한다.

다. 가드레일 또는 기타 분리대의 전면은 갓길차선으로부터 600 mm 이상의 이격거리를 갖도록 한다.

② 사용자의 보호

가. 방호울타리는 구조물의 연단을 따라 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토교통부) 제9장의 규정에 맞도록 설치해야 한다.

나. 모든 방호물은 차로이탈차량을 안전하게 유도할 수 있도록 적절한 면 특성과 완화구간이 있어야 한다.

다. 가동교의 경우 경고판, 경고등, 경고음, 차단기, 분리대 및 기타 안전장치를 제공하여 보행자와 자전거이용자, 차량을 보호해야 한다. 이런 장치들은 가동경간이 개방되기 전에 작동을 해서 가동경간이 완전히 폐쇄될 때까지 작동하도록 설계해야 한다.

라. 발주자가 규정하는 곳에는 보도를 분리대로 보호해야 한다.

마. 보도가 설치되어 있지 않은 자동차전용도로상의 교량에는 사고 시 대피할 수 있는 대피시설을 설치하여야 한다. 단, 대상은 총연장 500 m 이상이고 왕복4차로 이상의 교량으로 한다. 대피시설은 난간 또는 차폐시설로 보호되어야 하며, 그 간격은 250 m 내외로 하되 최대 300 m이고, 바닥면적은 2.0 m2 이상으로써 사용자가 심야에도 인지 가능해야 한다.

바. 대피시설은 보도하중 및 풍하중, 진동, 피로 등에 대해 안전한 구조가 되어야하며, 케이블교량과 같이 바람의 영향이 민감하여 설치가 어려운 경우에는 설치하지 않을 수 있다.

③ 구조규격기준

도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토교통부)의 요구사항을 만족하여야 하며, 예외사항에 대해서는 그 사유가 정당화되어야 한다. 길어깨의 폭과 교통분리대의 규격은 발주자의 시방서를 만족해야 한다.

④ 노면

교량의 노면은 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토교통부) 또는 국지적 요구사항에 부합하는 마찰특성, 노면배수, 편경사가 주어져야 한다.

⑤ 선박충돌

교량구조물은 KDS 24 12 21(4.18.15)에 규정된 대로 방충재나 제방, 또는 계선부표를 설치하여 선박충돌하중으로부터 보호하거나 , KDS 24 12 21(4.18.14)에 규정된 대로 충격하중효과에 저항할 수 있도록 설계해야 한다.

2.3.3 다리밑공간

(1) 하천 혹은 항로상 교량

하천 혹은 항로상에 건설되는 교량의 수평, 수직 다리밑공간은 유관기관과 협의하여 설정해

야 한다.

(2) 도로상 교량

① 도로구조물의 수직 다리밑공간은 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토교통부)을 만족하여야 하며 예외사항에 대해서는 그 사유가 정당화되어야 한다. 고가도로의 침하에 의한 수직 다리밑공간의 감소 가능성에 대한 조사가 시행되어야 한다. 침하량이 25 mm 이상으로 예측되는 경우는 규정된 다리밑공간에 그 값을 추가해야 한다.

② 도로 표지판과 육교의 수직 다리밑공간은 도로 구조물의 여유공간보다 300 mm 이상 커야 하며, 트러스 구조물에서 도로와 상부횡브레이싱 간의 수직여유공간은 5,000 mm 이상 확보해야 한다.

③ 교량 아래의 수평 여유공간은 2.3.2의 요구조건을 만족하도록 한다.

④ 교량의 위나 아래에 분리대를 제외한 어떠한 물체도 주행차로 경계로부터 1,200 mm 이내에 위치하지 않도록 한다. 분리대의 내측면은 물체면 또는 주행차로 경계로부터 최소 600 mm의 이격거리를 갖도록 한다.

(3) 철로상 교량

① 철로 위를 통과하도록 설계한 구조물은 그 철도의 통상적 사용을 위한 기준에 부합하도록 설계해야 한다. 이러한 구조물에는 관련법규(국가 및 지방)를 적용해야 한다.

② 법규, 시방서, 기준은 최소한 도로교설계기준(국토해양부)과 철도설계기준(국토교통부), 철도건설규칙(국토교통부)을 만족하도록 한다.

2.3.4 환경

교량과 진입로의 설치가 지역사회, 유적지, 습지와 기타 미관적, 환경적, 생태학적으로 민감한 지역에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 하천 지형형태학, 강바닥 세굴의 결과, 제방사면 보호식생의 제거 및 필요한 경우 하구조석거동에 대한 영향을 고려해야 한다.

2.4 지반 조사

(1) 일반사항

하부구조의 설계에 적절하고 충분한 자료를 제공하기 위한 시추조사와 토질시험을 포함한 지반조사는, KDS 24 14 51(2.1)의 규정에 따라 시행해야 한다. 기초의 형식과 공사비는 교량의 위치와 형식을 선정하기 위한 경제성/미관성 분석 시 고려한다.

(2) 지형학적 조사

교량가설 부지의 현 지형상태는 지도와 항공사진을 사용하여 결정해야 한다. 이러한 연구에는 토사와 암석의 침식, 지각의 변동사항과 하천의 유동에 대한 부지의 역사적 변천과정을 포함해야 한다.

2.5 설계 목적

2.5.1 안전성

기술자의 첫 번째 책무는 공공의 안전을 확보하는 것이다.

2.5.2 사용성

2.5.2.1 내구성

(1) 재료

① 구조용 강재는 내후성 강재를 사용하거나, 내후성 코팅 또는 음극방식으로 보호해야 한다.

② 대기 또는 수인성 염분에 노출될 가능성이 있는 콘크리트 구성요소의 철근과 프리스트레싱 강선은 에폭시 또는 아연코팅, 콘크리트 피복, 밀도, 또는 공기연행제를 포함하는 콘크리트 화학성분 그리고 콘크리트 표면의 불투수도장 또는 음극방식의 적절한 조합으로 보호해야 한다.

③ 덕트 내부의 프리스트레스 강선은 그라우팅이나 그 외의 부식 방지책으로 보호해야 한다.

④ 목조 구조물의 부착물과 고정 장치는 스테인레스강, 가단주철, 알루미늄을 사용하거나 아연코팅, 카드뮴 도금 또는 기타 코팅처리된 강재를 사용해야 한다. 목재구성요소는 방부처리해야 한다. 알루미늄 제품은 강재와 콘크리트 구성요소로부터 전기적으로 격리해야 한다.

⑤ 복사열 또는 대기오염에 의해 피해가 발생할 수 있는 재료의 경우도 보호대책을 마련해야 한다.

⑥ 지반 또는 물과 직접 접촉하는 재료는 내구성을 고려해야 한다.

(2) 내구 방책

① 물끊기 홈은 콘크리트 바닥판 하부를 따라 측면 경계로부터 250 mm를 초과하지 않도록 설치되어야 한다. 방수처리된 바닥판 이음부 위치에서 교량받침 거치면을 제외한 교각과 교대의 상부 표면은 연단으로 최소 5%의 경사를 갖도록 시공해야 한다. 방수처리되지 않은 이음부 위치에서 이 값은 15%로 증가되어야 하고 받침은 염분 및 콘크리트 잔해와 접촉되지 않도록 조치되어야 한다.

② 포장면은 바닥판 이음부에서 분리해야 하며 이음장치에 원활하게 연결해야 한다.

2.5.2.2 검사

(1) 보다 실용적인 검사방법이 없다면 교량 점검용 통로, 사다리, 개폐출입구 및 필요한 경우 조명등이 제공되어야 한다.

(2) 가능한 한 상대적 거동이 발생할 수 있는 다중박스형 구성요소의 내부 및 연결부에는 수검사 또는 육안검사를 위한 접근로와 적절한 공간이 확보되어야 한다.

2.5.2.3 유지관리

(1) 유지 관리가 어려울 것으로 예상되는 구조계는 배제하도록 한다. 기후 또는 교통조건 등으로 바닥판을 교량 사용수명 이전에 교체할 필요가 있는 경우는 설계서에 바닥판의 교체를 명시하거나 또는 구조적 보강을 제시해야 한다.

(2) 받침부 주위와 바닥판 신축 이음부 위치의 하부는 긴장작업, 청소, 받침과 신축 이음부의 수리, 교체가 용이하도록 설계한다.

(3) 작업장비 설치 지점은 설계도상에 명시해야 하며 구조물은 , KDS 24 12 11(4.1.3)에 명시한 긴장력을 고려하여 설계해야 한다. 접근이 불가능한 공간은 배제한다. 사람이나 동물이 거주할 수 있는 공간은 배제하거나 안전조치를 취해야 한다.

2.5.2.4 주행성

(1) 교량바닥판은 원활한 교통흐름이 가능하도록 설계해야 한다. 포장도로에서는 접속슬래브가 진입로와 교대 사이에 위치하도록 한다. 바닥판종단면의 허용시공오차는 설계도, 설계기준 또는 특별규정에 명시해야 한다.

(2) 바닥판이음부의 개수는 가능한 한 최소화해야 한다. 차량과 접촉하는 콘크리트 바닥판이음부의 모서리는 마모되거나 파손되지 않도록 보호한다. 조립식 이음계획에는 기조립된 이음부를 일체로 가설하도록 명시해야 한다.

(3) 노출 콘크리트 바닥판의 경우 그라인딩에 의한 바닥판 종단면의 수정 그리고 마모에 의한 두께 손실을 고려해서 10 mm의 여유두께를 제공한다.

2.5.2.5 배관로

필요한 경우 배관로를 유지, 지지하기 위한 규정을 제시해야 한다.

2.5.2.6 처짐

(1) 일반 사항

① 처짐으로 인한 바람직하지 못한 구조적 또는 심리적 영향을 배제할 수 있도록 교량을 설계한다. 직교이방성 강바닥판을 제외하고 처짐과 높이의 제한이 선택적이라 하더라도 세장성과 처짐에 관한 기존의 성공적 실례와 많은 차이가 있을 경우에는 설계검토를 수행하여 교량의 적절한 기능 수행여부를 결정한다.

② 동적 해석을 하는 경우 4.7의 원칙과 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 처짐기준

① 아래 사항을 제외하고 2.5.2.6은 선택적인 것으로 간주해야 한다.

가. 직교이방성 강바닥판에 대한 규정은 필수적인 것으로 간주해야 한다.

나. 격자 강바닥판, 기타 경량 강바닥판 및 경량콘크리트 바닥판은 KDS 24 14 31(4.10.3.2)

의 사용성 규정을 준수해야 한다.

② 이 기준을 적용하는 경우 차량 활하중에는 충격하중 효과를 포함해야 한다. 발주자가 처짐의 제한을 요구하는 경우 다음 원칙을 적용할 수 있다.

가. 최대처짐을 조사하는 경우 모든 재하차로에 하중을 재하하며 모든 지점은 동일한 처짐을 갖는 것으로 가정한다.

나. 합성설계의 경우 설계단면은 도로의 전폭과 구조적으로 연속적인 난간, 보도, 중앙분리대를 포함한다.

다. 부재간 상대처짐을 조사하는 경우 상대처짐이 가장 크게 발생할 수 있는 재하차로의 개수와 위치를 선정한다.

라. 표 3.4-1에 제시된 사용하중조합 Ⅰ의 활하중 비율은 충격하중계수 IM을 포함하여 사용한다.

마. 활하중은 KDS 24 12 21(4.3.1.7)에 의거한다.

바. KDS 24 12 21(4.3.1.2)의 활하중 동시재하에 대한 규정을 적용한다.

사. 사교의 경우 교축직각단면을 사용할 수 있고, 곡교나 곡사교의 경우 방사방향 단면을 사용할 수 있다.

아. 기타 기준이 없는 경우, 아래의 처짐 제한을 강, 알루미늄 또는 콘크리트 구조물에 적용할 수 있다.

(가) 차량하중, 일반	지간/800
(나) 차량하중 또는 보행자하중	지간/1,000
(다) 내민보의 차량하중	지간/300
(라) 내민보의 차량하중 또는 보행자하중	지간/375

③ I형 강재 보와 거더 그리고 강박스 및 튜브형 거더에서 플랜지응력 조정으로 영구처짐을 제한하는 경우 KDS 14 31 10(4.3.3.1.4.2)와 KDS 14 31 10(4.3.3.2.4)의 규정을 적용해야 한다. 기타 기준이 없는 경우, 아래의 처짐 제한을 목재 구조물에 적용할 수 있다.

가. 차량하중과 보행자 하중	지간/425
나. 목재 바닥판위의 차량하중(인접판간의 극대상대처짐)	2.5 mm

④ 직교이방성 강바닥판에는 다음 규정을 적용해야 한다.

가. 강바닥판 위의 차량하중	지간/300
나. 직교이방성 강바닥판 가로보 위의 차량하중	지간/1,000
다. 직교이방성 강바닥판 가로보 위의 차량하중 (인접 가로보간의 극대상대처짐)	2.5 mm

(3) 경간－높이비에 대한 선택적 기준

발주자가 경간－높이비에 대한 제한을 고려할 것을 요구하는 경우 다른 기준이 없다면 표 2.5-1의 제한값을 적용할 수 있으며, 여기서 S는 슬래브 경간장, L은 경간장이며 모두 mm 단위이다. 언급이 없으면 표 2.5-1의 제한값은 전체높이에 적용하여야 한다.

표 2.5-1 일정단면 상부구조의 통상적 최소 높이

상부 구조		최소높이(바닥판 포함) 변단면의 경우 정·부 모멘트 단면의 상대 강성변화를 고려하여 조정할 수 있다.	
재료	형식	단경간	다경간
철근 콘크리트	차량 진행방향의 주철근 배치 슬래브	$\frac{1.2(S+3{,}000)}{30}$	$\frac{S+3{,}000}{30} \geq 165$ mm
	T형 보	$0.070\,L$	$0.065\,L$
	박스형 보	$0.060\,L$	$0.055\,L$
	보행자 구조물 보	$0.035\,L$	$0.033\,L$
프리스트레스 콘크리트	슬래브	$0.030L \geq 165$ mm	$0.027L \geq 165$ mm
	현장타설 박스형 보	$0.045\,L$	$0.040\,L$
	프리캐스트 I형 보	$0.045\,L$	$0.040\,L$
	보행자 구조물 보	$0.033\,L$	$0.030\,L$
	인접 박스형 보	$0.030\,L$	$0.025\,L$
강 재	합성형 I형 보의 전체 높이	$0.040\,L$	$0.032\,L$
	합성형 I형 보에서 I형 보의 높이	$0.033\,L$	$0.027\,L$
	트 러 스	$0.100\,L$	$0.100\,L$

2.5.2.7 향후 확폭의 고려

(1) 다거더 교량의 외측거더

향후 확폭이 배제되지 않는 경우 외측거더의 내하력은 내측거더의 내하력보다 작지 않도록 하여야 한다.

(2) 하부구조

향후 확폭이 예상되는 경우 확폭조건을 하부구조 설계에 반영한다.

2.5.3 시공성

교량의 적절한 시공을 위하여 다음을 고려한다.

(1) 교량은 지나친 어려움 또는 문제점 없이 제작, 설치될 수 있어야하고, 또한 잔류 시공하중의 영향이 허용치 이내가 되도록 설계한다.

(2) 고정하중 하에서의 응력도입을 위해 특별공정을 설계자가 의도한 경우, 이러한 공정을 특별시방서에 명시하여야 한다.

(3) 외부여건 또는 기타 이유로 시공법에 제약이 발생 또는 발생 가능한 경우, 이러한 사항을 설계도서에 명시하여야 한다.

(4) 협소한 장소에서의 용접 또는 조밀하게 조립한 철근 사이로의 콘크리트 타설이 요구되는 세부설계는 배제한다.

(5) 교량의 시공에 영향을 줄 수 있는 기후와 수리학적 조건을 고려해야 한다.

2.5.4 경제성

(1) 일반 사항

구조물의 형식, 경간장, 재료는 공사비를 고려하여 선정하여야 한다. 교량사용 수명 기간의 생애주기비용을 고려한다. 자재확보, 제작, 부지, 수송 및 설치 상 제약과 같은 국지적 요소를 고려하여야 한다.

(2) 대안

경제성 분석으로 분명한 결정이 이루어지지 않는 경우 발주자는 경쟁력 있는 대안입찰을 요구할 수 있다. 대안입찰의 설계는 동등한 안전성, 사용성 그리고 미관성을 제공해야 한다. 항로상의 가동교는 가급적 배제한다. 가동교가 제안되는 경우 적어도 하나의 고정교가 대안으로 제시되어 경제적 비교를 수행한다.

2.5.5 교량 미학

(1) 교량은 적절한 강성을 가진 우아한 모양을 갖추어 주위의 환경과 조화하도록 한다.

(2) 기술자는 각 구조요소의 형상과 배치를 개선함으로써 더욱 만족스러운 외관을 갖도록 한다.

(3) 비구조적이고 과장된 장식의 사용은 배제한다.

(4) 아래의 지침을 고려한다.

① 교량의 설치 장소를 선정하는 단계에서는 교각의 수가 적거나 없는 설계안을 검토하고, 기본 설계단계에서 상세히 논의한다.

② 교각의 형상은 서로 일치되고 상부구조와 균형을 이루도록 한다.

③ 각 구성요소의 형상과 구조형식의 급격한 변화는 배제한다. 서로 다른 구조형식의 연결이 불가피한 경우에는 외관상 자연스럽게 연결되도록 한다.

④ 바닥판배수 홈통과 같은 세부 설계에 주의하는 것을 간과하지 않도록 한다.

⑤ 기능성 또는 경제적 관점에서 하로트러스교와 같은 교량 형식이 불가피한 경우는 개방적이고 혼잡하지 않은 외관을 제공하는 구조계를 선정한다.

⑥ 교량을 교통 표지판, 조명등 또는 현수막을 지지하는 구조로 사용하는 것은 가능한 한 배제한다.

⑦ 지점 이외에 설치된 횡방향 복부판 보강재는 측면에서 보이지 않도록 한다.

2.6 수문 및 수리

2.6.1 일반사항

(1) 하천을 횡단하는 교량 부지에 대한 수리 수문학적인 검토와 평가는 기본계획개발의 일부로서 완수되어야 한다. 이러한 검토의 자세한 사항들은 구조물의 중요성 및 연관 위험성과 동등하게 취급한다.

(2) 시공자의 사용 또는 시공 중 교통소통을 위한 임시 구조물은 범람원 자연자원에 미치는 영향의 최소화는 물론 인접 시설물의 소유자 및 대중교통의 안전을 고려하여 설계해야 한다. 발주자는 임시 구조물의 예상사용기간과 이에 의한 홍수 위험을 고려하여 설계요구조건의 변경을 허가할 수 있다. 임시 구조물에 대한 계약서에는 시공자가 제기한 책임소재와 위험요인들이 개괄적으로 기술되어야 한다.

(3) 교량대안설계에 대한 평가는 하천의 안정, 역류, 흐름의 분배, 유속, 세굴가능성, 홍수위험, 조석거동(해당되는 경우)을 고려해야 하며 하천정비 기본계획 및 하천설계기준(국토해양부)의 설정기준치와의 부합성을 고려해야 한다.

2.6.2 부지자료

부지특성 자료의 수집 계획에는 아래 사항을 고려하여야 한다.

(1) 교량이 설치되는 위치의 주하천수로와 범람원 및 적절한 상·하류 구간을 포함하는 항공측량 또는 지상측량자료의 수집

(2) 검토대상 범주에 속하는 하천과 범람원의 조도계수 평가

(3) 세굴 해석에 요구되는 재료 특성을 분석하기에 충분한 깊이의 하상재료채취

(4) 지반 시추조사

(5) 하천, 저수지, 유수지, 조석의 최고수위 그리고 홍수조절 구조물 및 가동공정을 포함하는 수위에 영향을 미치는 요인

(6) 하천정비기본계획의 규정에 의거하여 수행된 자료를 포함하는 기존 연구자료와 보고서

(7) 관측된 세굴, 제방침식 및 잔해물이나 결빙체에 의한 구조물의 손상을 포함하는 과거 홍수 시 구조물 의 성능과 하천의 거동에 관해 입수 가능한 역사적 정보

(8) 수로 내 가능한 지형변화

2.6.3 수문분석

(1) 발주자는 도로의 기능분류, 국가 및 지자체의 요구조건과 부지의 홍수위험에 기초하여 수문분석의 범위를 결정해야 한다.

(2) 수문분석 시 다음과 같은 홍수흐름을 적절히 검토한다.

① 홍수위험평가와 범람원 유지관리 요구조건의 만족: 100년 빈도 홍수

② 도로 사용자에 대한 위험 및 교량과 진입로에 대한 파손의 평가: 월류홍수 또는 교량 세굴 설계홍수

③ 위험성이 높은 부지에서의 홍수재해평가: 발주자가 부지조건과 내포된 위험성을 고려하여 적절히 선택한 규모의 검측홍수

④ 세굴에 저항할 수 있는 교량기초의 적합성 검토: 교량 세굴 검측 홍수

⑤ 관련부서의 설계정책과 기준의 만족: 수로개구부 설계홍수와 고속도로의 여러 기능등급에 대한 교량 세굴 설계 홍수

⑥ 수위산정의 보정 및 기존 구조물의 성능 평가: 과거의 기록된 홍수

⑦ 환경조건의 평가: 갈수량 또는 기저유출자료 및 하구를 통과하는 교량의 경우 조차. 해양이나 하구에 설치되는 구조물의 경우 해수위 상승이 조차에 미치는 영향에 대한 검토를 규정하도록 한다.

2.6.4 수리분석

(1) 일반사항

기술자는 발주자가 인정하고 요구되는 해석수준에 부합하는 해석모델과 기술을 사용하여야 한다.

(2) 하천의 안정

① 하천의 안정과 시설물이 하천에 미치는 영향을 평가하기 위한 연구를 수행해야 하며, 다음과 같은 항목들을 고려해야 한다.

가. 하상의 저하, 상승 또는 평형상태 여부

나. 합류부 근처에 교량을 설치할 경우 주 하천과 지류가 홍수위, 유속, 흐름의 배분, 수류의 수직 수평운 동에 미치는 영향과 이러한 조건들이 교량의 수리설계에 미치는 영향

다. 하천의 직선형, 곡선형, 수축부 또는 천이구역을 고려한 교량의 최적위치 및 기존 또는 향후의 하천조건으로부터 교량을 보호하기 위한 통제시설물의 위치

라. 제안된 수로변경의 영향

마. 골재채취 또는 기타 수로에서의 활동에 의한 영향

바. 토지사용변경에 의한 유출량 또는 유출률의 변화 가능성

사. 자연적 하천지형변화가 설치예정인 구조물에 미치는 영향

아. 설치예정인 구조물에 의해 발생한 지형변화가 인접한 기존 구조물에 미치는 영향

② 불안정한 하천이나 흐름조건의 경우 하천의 향후 수직 수평 형상변화가능성을 평가하고 교량과 진입로의 안전을 위한 대비책을 설계 시 또는 그 이후에 결정하기 위해 특별 검토를 수행해야 한다.

(3) 교량수로

교량수로의 규모를 결정하기 위한 설계과정에는 아래사항을 포함해야 한다.

① 기존 조건에서 주 수로와 범람원의 홍수 흐름 양상에 대한 평가

② 설계목적에 부합하는 도로 종단, 선형 및 교량 길이의 다양한 조합에 대한 평가

③ 기존의 홍수검토를 이용하는 경우 그 정확도를 결정해야 한다.

(4) 교량기초

① 일반사항

기본설계의 인증 전에 기초설계의 구조적, 수리적, 지반공학적 사항들이 정리되고 문제점이 해결되어야 한다.

② 교량 세굴

가. KDS 24 12 21(4.9.5)에 요구된 바와 같이 교량기초의 세굴은 (KDS 51 90 15(4.2)) 다음 두 조건에 대하여 검토한다.

(가) 세굴설계홍수의 경우, 전 세굴깊이에 걸쳐있는 하상퇴적물은 제거된 것으로 가정하는 것을 설계조건으로 해야 한다. 폭풍해일설계홍수, 조석 또는 복합홍수는 100년 빈도홍수 또는 그보다는 재현기간이 작은 월류홍수보다 큰 강도로 정해야 한다.

(나) 세굴검측홍수의 경우 초과홍수에 의해 야기되는 세굴조건에 대해 교량기초의 안정성을 검토해야 한 다. 이러한 조건에 대한 안정성 검토에 요구되는 것보다 과도한 여유는 불필요하다. 극단상황한계상태를 적용해야 한다.

나. 결빙체나 잔해물의 집적과 합류부의 저수위 조건에 의해 세굴설계홍수 또는 세굴검측홍수로 보다 큰 강도의 홍수가 요구되면 기술자는 이를 사용할 수 있다.

다. 토사 또는 침식암 위의 확대기초는 세굴 검측홍수로 결정되는 세굴깊이의 아래에 기초하부가 위치해야 한다.

라. 세굴 염려가 없는 암반위의 확대기초는 기반암과 일체가 유지되도록 설계, 시공해야 한다.

마. 깊은 기초는 홍수흐름의 방해와 이에 의한 국부세굴을 가능한 한 최소화하기 위하여 기초의 상부가 산정된 축소단면세굴깊이의 아래에 위치하도록 설계해야 한다. 수류에 노출되어 방식 및 부식에 의한 손상가능성이 우려되는 경우의 파일기초는 더 낮은 위치에 설치하는 것을 고려한다. 여건상 기초의 상부가 하상보다 위에 위치해야 하는 경우 설계 시 세굴가능성에 유의해야 한다.

바. 방충재 또는 기타 교각보호시설물을 사용하는 경우 교각세굴과 잔해물 집적에 미치는 영향을 설계 시 고려해야 한다.

사. 난류 수역에 위치한 교대의 안정성에 대해서는 철저한 검토를 수행해야 한다.

아. 노출된 제방경사지는 적절한 세굴방지대책으로 보호한다.

(5) 교량진입로

① 교량은 범람원내에 있는 교량진입로와 함께 설계를 수행하여 전체 홍수흐름의 양상이 하나의 연관된 일체시스템으로 개발, 분석되어야 한다. 범람원내의 진입로가 홍수 시 흐름을 방해하는 경우 범람원 경계내의 도로 구간은 홍수위험을 최소화하도록 설계되어야 한다.

② 역류와 홍수흐름 방해로 타 유역까지 흐름의 영향이 미치는 경우 설계평가를 수행하여 타 유역 홍수위험에 관한 법적 요구조건을 만족해야 한다.

2.6.5 암거 위치, 길이와 수로면적

2.6.3과 2.6.4의 규정과 함께 아래의 조건을 고려한다.

(1) 어류와 야생동물의 통로

(2) 큰 출구부 유속과 흐름의 집중이 암거출구부, 하류수로 및 인접 시설물에 미치는 영향

(3) 암거입구부에 작용하는 부력효과

(4) 교통안전

(5) 하류통제와 폭우고조로 야기되는 하류 고수위의 영향

2.6.6 도로배수

(1) 일반사항

① 통과차량의 안전을 최대화하고 교량의 파손을 최소화하기 위하여 교량바닥판과 진입로는 통행로로부터의 노면수를 효과적이고 안전하게 배수할 수 있도록 설계해야 한다. 차도, 자전거 이용도, 보도를 포함한 바닥판의 횡단배수는 충분히 자연배수가 되도록 횡단경사 또는 편경사를 제공하여야 한다. 각 방향 3차선 이상의 광폭교량은 바닥판배수의 특별설계 또는 특별한 거친 노면처리로 수막현상의 발생가능성을 감소시켜야 할 필요가 있는 경우도 있다. 측구로 배수되는 물은 교량 위로 흘러들지 않도록 차단해야 한다. 교량 양단에서의 배수는 모든 유출량을 충분히 감당할 수 있는 용량이 되어야 한다.

② 교량 아래의 수로로 배출할 수 없는 특수한 환경 민감조건의 경우, 교량 하부에 부착한 종방향 배수로를 사용하여 교량 단부의 지상에 위치한 적절한 시설로 배수하거나 불가피한 경우 환경을 저감시킬 수 있는 별도의 방안을 수립하여야 한다.

(2) 설계강우강도

교량바닥판 배수에 적용하는 설계강우강도는 발주자가 규정하지 않는 한 인접도로의 포장 배수설계에 적용하는 설계강우강도보다 작지 않아야 한다.

(3) 배수시설의 형식, 규격 및 개수

① 바닥판배수시설의 개수는 수리조건을 만족시키는 범위에서 최소로 한다.

② 편경사가 변하는 곳에서는 배수흐름을 고려한 등고선을 작성하여 신속하게 교면수를 유도할 수 있도록 교면배수시설을 설치하여야 한다.

③ 바닥판 배수시설의 집수구는 수리학적으로 효과적이고 청소를 위한 접근이 가능해야 한다.

(4) 바닥판 배수시설로부터의 유출

① 바닥판 배수시설은 바닥판이나 노면의 지표수가 교량 상부구조부재와 하부구조로부터 원활히 제거 될 수 있도록 설계하고 위치해야 한다.

② 발주자가 배수시설 및 배수관으로부터의 유출에 대한 통제에 특별한 요구조건을 제시하지 않을 경우, 아래 사항들을 고려한다.

가. 인접한 상부구조요소의 최저부 아래로 최소 100 mm의 돌출부

나. 45° 경사의 원추형 분사가 구조요소에 접촉하지 않는 관로 유출구의 위치

다. 실제적으로 허용되는 경우 난간의 개구부 또는 자유 낙하이용

라. 45°를 초과하지 않는 굴곡부 사용

마. 청소

③ 바닥판과 배수시설로부터의 유출은 환경 및 안전요구조건에 부합하도록 처리해야 한다.

(5) 구조물의 배수

구조물에 물이 고일 수 있는 공간이 있는 경우는 가장 낮은 위치에서 배수시키도록 조치하여야 한다. 바닥판과 포장면 특히 바닥판 이음부는 물이 고이지 않도록 설계해야 한다. 포장면이 일체로 시공되지 않거나 현장거치 거푸집을 사용하는 교량바닥판의 경우 접합부에 고이는 물의 제거를 고려해야 한다.

3. 재료

내용 없음.

4. 구조해석

4.1 적용범위

(1) 4에서는 교량의 설계와 구조적인 평가를 위한 해석 방법을 규정하고, 구조물의 해석 모델링과 하중영향을 결정하는 방법을 기술한다.

(2) 규정한 해석방법 이외에도 입증된 재료 특성을 사용하고 평형 조건과 적합 조건을 만족시키는 다른 해석 방법도 사용할 수 있다.

(3) 일반적으로 교량 구조물의 해석은 탄성 해석을 원칙으로 한다. 그러나 일부 연속보 상부 구조물에서는 하중영향에 대한 비탄성해석이나 부모멘트의 재분배를 할 수 있다. 또한 비탄성 거동을 하는 압축 부재와 극단상황한계상태에 대한 비탄성 해석법을 규정한다.

4.2 용어

- 국부해석: 전체 해석에서 얻어지는 부재 단면력을 사용하여 국부 요소의 하중영향을 정밀하게 구하기 위한 해석
- 단구역(end zone): 구조적인 불연속성이나 집중하중의 분포형태로 인해 일반적인 보 이론이 적용되지 못하는 구조물의 부분
- 동적 자유도: 질량 또는 질량효과와 관련된 자유도
- 뒤틀림(distortion): 비틀림 작용 시 박벽보의 면내변형으로 단면의 형상이 일그러지는 변위모드
- 뒴(warping): 보의 투영된 단면형상이 유지되면서 비틀림 작용 시 축방향으로 발생하는 변위모드
- 등가 보: 휨과 비틀림효과에 저항할 수 있는 이상화된 단일 직선 혹은 곡선으로 대치시킨 보
- 등가 스트립: 교축방향 또는 교축직각 방향에 대해 바닥판을 근사 해석하기 위해 원래의 바닥판과 등가의 강성을 갖도록 대치시킨 가상의 선요소
- 바닥틀: 바닥판과 바닥판 지지부재
- 바닥판: 표층의 유무에 상관없이 차량하중을 직접 지지하는 부분
- 비탄성: 응력과 변형도의 비가 일정하지 않고 하중이 제거된 후에도 변형의 일부가 남아 있는 구조적 재료 거동
- 뼈대작용(frame action): 박스형 단면의 바닥판과 복부판간 또는 대형교량의 바닥판과 주 부재간에 발생되는 횡방향 연속성 거동
- 사각: 지점의 중심선과 교축에 수직한 선 사이의 각
- 순간격(core width): 일체로 시공된 상부 구조 단면의 전체 폭에서 바닥판 내민 부분의 길이를 뺀 값

- 응축(condensation): 해석 과정에서 제거해야 할 변수와 남겨 놓아야 할 변수와의 연관 관계를 이용하여 풀어야 할 수식의 숫자를 감소시키는 과정
- 일체시공: 일체로 제작 또는 타설한 강재 혹은 콘크리트 박스형 단면, 속이 차있거나 빈 현장 일체 타설 콘크리트 바닥틀, 횡방향의 포스트텐션을 사용하여 일체로 연결한 프리캐스트 바닥판의 시공
- 자유도: 절점의 움직임을 정의하는 데 필요한 이동 변위나 회전 변위를 정의하는 기준. 부재나 전체 구조물의 변형된 형상은 자유도의 개수로서 정의될 수 있다.
- 지렛대 법칙(lever rule): 한 점을 중심으로 모멘트를 취하여 다른 점에서의 반력을 계산하는 방법
- 직교 이방성: 두 개 이상의 직각 방향으로의 서로 다른 물리적 특성을 갖고 있는 재료의 성질
- 차로활하중: 설계트럭하중과 설계등분포하중의 조합
- 탄성: 하중 제거 시 원래의 상태로 되돌아가는 구조 재료의 성질. 일반적으로 선형 탄성 거동을 가정한다.
- 바람에 대한 뼈대작용: 횡방향 풍하중이 바닥에 전달되도록 하는 보의 복부판 및 보강재의 횡방향 휨 작용
- 하중영향: 작용 하중, 변형 혹은 기하적 변화에 의해 발생하는 단면력, 응력 또는 변형

4.3 기호

A = 세로보, 보 혹은 부재의 단면적(mm^2); 케이블의 단면적 (4.6.3.1)

A_s = 보강재의 전체면적(mm^2) (4.6.7.4)

a = 짧은 지간의 길이(mm); 복부판 각면의 플랜지폭과 지간길이의 1/4 중에서 작은 값을 플랜지 유효폭으로 취하였을 경우 유효폭이 변화되는 지간 부위; 종방향 보강재의 간격 혹은 직교이방성 강바닥판의 리브 폭(mm) (4.6.2.6) (4.6.7.2) (4.6.7.4)

B = 보의 간격 혹은 변곡점 간의 거리(mm) (4.6.7.4)

b = 긴 지간의 길이(mm); 보의 폭(mm); 평판요소의 폭(mm); 복부판 어느 한쪽으로의 플랜지 폭(mm); (4.6.2.6) (4.6.3.1) (4.6.7.2)

b_e = 특별한 지점단면의 플랜지 유효폭(mm) (4.6.7.2)

b_{mf} = 내부 지간에 대한 플랜지 유효폭을 결정하기 위한 계수 (4.6.7.2)

b_m = 경간의 내부구간에서의 플랜지 유효폭(mm) (4.6.7.2)

b_s = 내부지점 또는 캔틸레버 구간에서의 플랜지 유효폭 (4.6.7.2)

C = 강성도 변수 (4.6.3.1)

C_m = 모멘트 구배 계수 (4.5.3.3(3))

D = 차로 당의 분포 폭(mm); 복부의 깊이(m)(4.6.3.1)

d = 세로보 및 보의 높이(mm); 부재의 높이(mm) (4.6.3.1)

d_e = 외부거더의 중심선과 차량방호책 또는 연석의 내측단부까지의 거리(mm) (4.6.3.1)

d_o = 상부구조물의 높이(mm) (4.6.7.2)

E = 탄성계수(MPa); 등가폭(mm); 1차륜이 분포하는 바닥판의 폭(m) (4.5.3.3(2)) (4.6.4) (4.6.2.4)

E_B = 보재료의 탄성계수 (4.6.3.1)

E_D = 바닥판재료의 탄성계수 (4.6.3.1)

e = 분배 수정계수; 각 거더의 무게중심으로부터 설계트럭과 설계차선하중의 편심거리(mm); 강바닥판에서의 리브 간격(mm) (4.6.3.1) (4.6.3.2) (4.6.7.4)

e_g = 보의 중심과 바닥판 중심 사이의 거리(mm) (4.6.3.1)

g = 분배계수; 중력가속도(m/s^2) (4.6.3.1)

I = 단면 2차 모멘트(mm^4) (4.5.3.3(2)) (4.6.3.1)

I_c = 기둥의 단면 2차 모멘트(mm^4) (4.6.6)

I_g = 들보 혹은 다른 구속 부재의 단면 2차 모멘트(mm^4) (4.6.6)

I_p = 극관성모멘트(mm^4) (4.6.3.1)

J = 생 베낭(St. Venant) 비틀림상수(mm^4) (4.6.3.1)

K = 기둥의 유효 길이계수; 아치 리브의 유효길이 계수; 시공방법에 따른 상수;(4.5.3.3(2)) (4.6.6) (4.5.3.3(3)) (4.6.3.1)

K_g = 종방향 강성도 변수(mm^4) (4.6.3.1)

L = 바닥판 지간장(m); 종방향 단부보 지간(m); 보의 지간장(mm) (4.6.2.4) (4.6.2.8) (4.6.3.1)

L_{as} = 원호지간(mm) (4.6.1.2(4))

L_c = 기둥의 브레이싱이 되지 않은 길이(mm) (4.6.6)

L_g = 들보 혹은 다른 구속 부재의 지지점간의 거리(mm) (4.6.6)

L_1 = 실제 지간장과 18000 mm 중 작은 값을 사용한 지간장(mm); 가로보의 변곡점 사이의 길이(mm) (4.6.4) (4.6.7.4)

L_2 = 가로보의 변곡점 사이의 길이(mm) (4.6.7.4)

l_d = 고정하중에 대한 바닥판의 지간(m) (4.6.2.7)

l_i = 지간장(mm) (4.6.7.2)

l_u = 압축부재의 지점 간 길이(mm); 아치 리브 길이의 1/2(mm) (4.5.3.3(2)) (4.5.3.3(3))

M_c = 2차 효과를 고려하여 수정된 설계모멘트(N · mm) (4.5.3.3(2))

M_t = 주철근이 차량방향에 직각인 경우 바닥판의 폭 1m에 대한 교축직각방향 활하중 모멘트(kN · m) (4.6.2.4(1))

M_l = 주철근이 차량방향에 평행인 경우 단순 바닥판의 폭 1m에 대한교축방향 활하중 모멘트(kN · m) (4.6.2.4(2))

M_{1b} = 큰 횡방향 변위를 발생시키지 않는, 중력으로 인한 압축부재에서의 작은 단모멘트. 모멘트가 단일 곡률로 휘는 경우는 양, 이중 곡률로 휘는 경우는 음이 된다. (N · mm) (4.5.3.3(2))

M_{2b} = 가로 흔들이가 거의 발생하지 않는, 계수하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 구한 압축부재 모멘트. 항상 양의 값을 가진다. (N · mm) (4.5.3.3(2))

M_{2s} = $l_u/1500$ 보다 큰 가로 흔들이를 발생시키는 계수하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 구한 압축부재 모멘트. 양의 값을 가진다.(N · mm) (4.5.3.3(2))

N_b = 보, 세로보, 거더의 개수 (4.6.3.1) (4.6.3.2)

N_c = 콘크리트 박스 거더의 격실 개수 (4.6.3.1)

N_L = 3.6.1.1에 정의된 재하차로 수 (4.6.3.1) (4.6.4) (4.6.3.2)

n = 보와 바닥판 사이의 탄성계수비 (4.6.3.1)

P = 설계차량활하중의 1후륜하중(kN); 개별부재의 축방향력 (4.6.2.4) (4.6.2.8) (4.6.6)

P_e = 오일러(Euler) 좌굴하중 (N) (4.5.3.3(2))

P_u = 계수축하중(N) (4.5.3.3(2))

p = 짧은 지간 방향으로 전달되는 하중의 비율 (4.6.2.6)

R = 차로수에 따른 외측거더의 반력계수 (4.6.3.2)

r = 사교에서의 종방향 부재단면력의 감소계수 (4.6.4)

S = 보 또는 복부판의 간격(mm) (4.6.3.1)

t = 직교이방성 강바닥판의 플랜지 두께(mm) (4.6.7.4)

t_g = 강재격자 혹은 주름진 강판의 높이(mm) (4.6.3.1)

t_o = 구조적 덧씌움 두께(mm) (4.6.3.1)

t_s = 콘크리트 슬래브의 두께(mm) (4.6.3.1)

W = 최외측 면간의 교폭(mm) (4.6.3.1)

W_e = 복부판 간격의 절반과 내민부분의 합(mm) (4.6.3.1)

W_1 = 1차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 9000 mm 중 작은 값,
2차로 이상 재하의 경우 : 실제 교폭과 18,000 mm 중 작은 값 (4.6.4)

w = 등분포 고정하중(kN/m^2) (4.6.2.7)

X_{ext} = 거더의 무게중심으로부터 설계트럭과 설계차선하중의 편심거리(mm) (4.6.3.2)

δ_b = 지지된 형상의 처짐에 대한 모멘트 혹은 응력의 확대계수 (4.5.3.3(2))

δ_s = 지지되지 않은 형상의 처짐에 대한 모멘트나 응력의 확대계수 (4.5.3.3(2))

θ = 사교의 사각(도) (4.6.3.1) (4.6.4)

ν = 포아송 비 (4.6.3.1)

f_c = 2차 효과를 고려한 설계응력(MPa) (4.5.3.3(2))

f_{2b} = M_{2b}에 의한 응력(MPa) (4.5.3.3(2))

f_{2s} = M_{2s}에 의한 응력(MPa) (4.5.3.3(2))

ϕ_k = 강성감소계수 (4.5.3.3(2))

4.4 구조해석법

(1) 평형조건과 적합조건을 만족시키며 재료의 응력-변형도 관계를 이용하는 다음과 같은 해석법을 사용할 수 있다.
① 고전적 응력법과 변위법
② 유한요소법
③ 기타: 격자유사법, 유한차분법, 절판법, 유한대판법, 급수법, 항복선법 등

(2) 설계 시 해당 구조물의 설계특성에 적합한 구조해석용 컴퓨터 프로그램을 사용하고, 합리적으로 그 결과를 분석하고 적용해야 한다.

(3) 소프트웨어는 일반적으로 통용되는 상용프로그램을 사용하도록 하며, 자체개발 프로그램 사용 시에는 프로그램 검증내용을 구조계산서에 수록하여야 한다.

4.5 해석 모델

4.5.1 일반사항

(1) 구조해석을 위한 해석 모델에는 하중, 기하학적 형상, 재료의 특성, 경계조건 등을 가급적 실제 조건과 동일 또는 유사하게 표현하여야 하며, 필요한 경우에는 기초의 응답특성을 포함시켜야 한다. 한계상태 및 하중영향, 그리고 필요한 해석의 정밀도에 따라 해석 모델을 선정한다.

(2) 구조적으로 불연속인 난간, 연석, 중앙분리대와 방호울타리의 강성도는 구조해석에서 고려하지 않는다. 다만, 구조적으로 연속인 방호울타리는 사용한계상태 및 피로한계상태에 대한 검토와 구조적인 평가 시에만 해석 모델에 포함시킨다.

(3) 기초의 해석 모델에는 교량을 지지하는 지반의 성질을 적절히 고려하여야 한다.

(4) 내진설계의 경우, 전체적인 지반이동과 액상화가 고려되어야 한다.

(5) 받침에 부반력(lift off)이 발생하는 경우, 해석 모델은 해당 받침에서 거더의 연직변위를 허용하여야 한다.

4.5.2 구조재료의 거동

4.5.2.1 일반사항

(1) 재료는 탄성한계까지는 선형으로 거동하고 탄성한계를 넘어서는 비선형 거동을 한다고 가정한다.

(2) 해석 결과 구해진 극단상황한계상태에서의 구조물의 거동은 탄성이나 비탄성 영역 모두에 있을 수 있다.

4.5.2.2 탄성거동

(1) 탄성재료의 성질과 특성은 KDS 24 14 21과 KDS 24 14 31의 규정에 따른다. 재령에 따른 콘크리트의 강도 변화와 환경적인 영향으로 인한 재료의 물성치 변화를 모델에 적절히 포함시켜야 한다.

(2) 콘크리트와 합성부재의 해석에서는 예상되는 거동에 따라 균열 또는 비균열단면을 사용한다. 보-슬래브 교량에서는 콘크리트 바닥판의 강성을 모두 고려하여도 좋다.

4.5.2.3 비탄성 거동

(1) 구조물을 비탄성 해석하는 경우에는 부재의 연성을 고려하여야 한다. 이 경우, 적절한 파괴메커니즘과 그에 따른 소성힌지의 위치를 결정하여야 한다. 구조 부재에서의 전단, 좌굴, 부착력 상실에 의한 파괴가 휨 비탄성 파괴 메커니즘보다 먼저 발생하지 않는지 확인할 필요가 있다. 소성힌지가 발생할 것으로 예상되는 부재에서는 초과 강도가 발생한 경우를 검토하여야 한다. 대변형이 발생할 수 있는 경우에는 구조물의 기하학적 일체성이 손상되는지를 검토하여야 한다.

(2) 재료의 비탄성 모델은 실험 결과에 따르거나 실험으로 입증된 하중-변형 거동에 따라 결정하여야 한다. 심부구속 등으로 인하여 비탄성거동이 예상되는 경우에는 실험 모델에 그러한 구속을 가할 수 있는 것을 포함시켜야 한다. 극한 하중영향이 반복적으로 발생할 것으로 예상되는 경우에는 실험에 그 주기적인 성질을 반영하여야 한다.

(3) 특별히 규정된 경우가 아니면, 등단면 부재에 발생하는 응력과 변형은 단면 내에서 변형도를 선형분포로 가정하여 결정한다. 깊은(deep) 보 또는 전단에 취약한 보는 전단변형 효과를 고려할 필요가 있다. 콘크리트 부재에 발생하는 최대변형도는 KDS 24 14 21에서 규정된 변형도의 한계를 넘지 않아야 한다.

(4) 필요한 경우 압축부재의 비탄성 거동을 고려하여야 한다.

4.5.3 기하학적 형상

4.5.3.1 미소변위 이론

구조물의 변형으로 인하여 하중영향이 크게 변화하지 않는다면, 구조물의 형상변화로 인한 2차 응력효과는 무시할 수 있다.

4.5.3.2 대변위 이론

(1) 만약 구조물의 변형으로 인하여 하중영향이 크게 변한다면, 평형방정식에 변형효과를 고려하여야 한다.

(2) 안정성해석과 대변위해석 시 변형효과와 부재의 초기처짐 문제도 고려하여야 한다.

(3) 콘크리트 장주 해석 시, 구조 형상을 크게 변화시킬 수 있는 이력 의존적 재료 특성을 고려하여야 한다.

(4) 뼈대구조나 트러스를 해석하는 경우, 인접한 부재에 발생하는 인장 및 압축력의 상호작용효과를 고려하여야 한다.

(5) 비선형 영역에서는 설계하중만 사용하며 하중영향의 중첩은 허용되지 않는다. 비선형해석 시 하중을 가하는 순서에 따라 해석결과가 달라지므로, 실제 교량의 하중조건에 부합하도록 하중을 재하시켜야 한다.

4.5.3.3 근사적인 $P-\Delta$ 해석법

(1) 일반사항

KDS 24 14 21과 KDS 24 14 31에 규정된 조항을 만족하는 보-기둥과 아치구조에서, 모멘트 확대계수법과 시스템 $P-\Delta$ 해석법의 두 가지 근사법으로 하중영향에 대한 처짐의 영향을 구할 수 있다.

(2) 모멘트 확대계수법 - 보-기둥의 경우

① 변형이 하중영향에 미치는 영향을 고려하기 위하여 설계모멘트 또는 설계응력을 다음과 같이 증가시킬 수 있다.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \tag{4.5-1}$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \tag{4.5-2}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{\phi_k P_e}} \geq 1.0 \tag{4.5-3}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \dfrac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_e}} \tag{4.5-4}$$

여기서, P_u = 설계축하중 (N)

P_e = 오일러 좌굴하중 (N)

ϕ_k = 강성감소계수로서 콘크리트구조의 경우 0.75, 강구조의 경우 1.0 적용

M_{2b} = 가로 흔들이가 거의 발생하지 않는 설계하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 계산된

항상 양의 값을 갖는 압축부재의 모멘트 (N · mm).

f_{2b} = M_{2b}에 의한 응력 (MPa)

M_{2s} = $l_u/1500$ 보다 큰 가로 흔들이를 발생시키는 설계하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 계산된 항상 양의 값을 갖는 압축부재의 모멘트 (N · mm).

f_{2s} = M_{2s}에 의한 응력 (MPa)

② 오일러 좌굴하중 P_e는 식 (4.5-5)를 따른다. 다만, 강재/콘크리트 합성기둥의 P_e는 KDS 14 31 10(4.2.8.2) 의 규정에 따라 결정하여야 한다.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, l_u= 압축 부재의 지점 간 길이(mm)

K= 4.6.6항에 규정된 유효길이 계수

E= 탄성계수(MPa)

I = 고려하고 있는 축에 대한 단면 2차 모멘트(mm^4)

③ 콘크리트 압축부재의 경우는 KDS 24 14 21(1.4.6)의 규정도 적용된다.

④ 해석을 통하여 더 작은 값을 사용하여도 좋다고 인정된 경우 외에는 브레이싱에 의하여 가로흔들이가 구속되는 부재의 δ_s는 1.0을 사용한다. 가로흔들이가 구속되지 않는 부재의 δ_b는 가로흔들이를 구속시켜서 산정하고, δ_s는 가로흔들이 구속을 해제한 상태에서 δ_b산정 시 구속에 의한 반력을 역으로 재하하여 계산한다.

⑤ 가로흔들이가 구속되어 있고 지점사이에 횡하중이 없는 부재에 대한 C_m은 다음의 식으로부터 계산된다.

$$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, M_{1b}= 재단모멘트 중 작은 값

M_{2b}= 재단모멘트 중 큰 값

⑥ M_{1b}/M_{2b}는 부재가 단일곡률로 휘면 양으로, 이중곡률로 휘면 음으로 취한다.

⑦ 기타의 경우에는 C_m을 1.0으로 취한다.

⑧ 가로흔들이가 구속되지 않은 구조물에서는 압축부재와 뼈대를 형성하는 휨부재와 기초부는 연결부 압축부재의 재단모멘트의 합에 대하여 설계하여야 한다.

⑨ 압축부재가 두 개의 주축에 대해 휨을 받는 경우, 각 주축에 대한 모멘트를 각 주축의 구속조건으로부터 정해지는 δ만큼 증가시켜야 한다.

⑩ 같은 높이에서의 여러 개의 압축부재군이 벤트(bent)를 형성하는 경우나 동일한 상부구조에 연결되어 구조물의 가로흔들이에 일체로 저항하는 경우 모든 압축부재에 대하여 δ_s를

계산하여야 하며, 모든 압축부재에 작용하는 압축력의 합 $\sum P_u$와 $\sum P_e$를 사용한다.

(3) 모멘트 확대계수법 - 아치의 경우

미소변위해석에서 활하중과 충격모멘트에 대한 면내 모멘트 확대계수 δ_b를 계산하기 위하여 아래 정의 및 4.5.3.3(2)의 규정을 적용한다.

l_u = 아치 리브 길이의 1/2(mm)

K = 표 4.5.1 에서 규정된 유효길이계수

C_m = 1.0

표 4.5-1 아치 리브의 유효길이계수, K

높이 대 지간장 비	3 힌지 아치	2 힌지 아치	고정 아치
0.1 - 0.2	1.16	1.04	0.70
0.2 - 0.3	1.13	1.10	0.70
0.3 - 0.4	1.16	1.16	0.72

(4) 시스템 $P-\Delta$ 해석법

컴퓨터 프로그램을 이용하여 축방향력에 대한 부가적인 휨모멘트의 확대효과를 정확히 산정할 수 있는 시스템 $P-\Delta$ 해석법은 다음과 같다.

먼저, 설계하중에 대한 선형탄성해석으로 각 부재의 축력을 구하고, 이 축력을 고려한 기하학적 강도행렬을 탄성강도행렬에 추가하여 시스템 강도행렬을 구성하고 설계하중에 대한 하중영향을 산정한다.

4.5.4 경계조건의 모델링

(1) 경계조건은 지점 및 연속성에 대한 실제 특성을 잘 모델링할 수 있어야 한다.

(2) 교량이 설치되는 지반의 성질, 지반-말뚝의 상호작용과 말뚝의 탄성적 거동을 잘 나타낼 수 있도록 기초를 모델링하여야 한다.

4.5.5 등가부재

(1) 변단면 부재를 몇 개의 등가 뼈대요소로 나누어 모델링할 수 있다. 이 경우 각 등가 뼈대요소는 실제 부재의 강성 특성을 잘 나타낼 수 있어야 한다.

(2) 등가부재가 구성하는 부재들의 강성을 잘 대표할 수 있다면, 변단면 유무에 관계없이 교량의 구성 부재들을 단일 등가부재로 치환하여 모델링할 수 있다. 이때 등가강성을 구하기 위하여 엄밀해, 수치적분법, 그리고 직렬과 병렬 유사법 등을 사용할 수 있다.

4.6 정적 해석

4.6.1 평면 형상의 영향

4.6.1.1 평면 변장비(aspect ratio)

비틀림강성이 큰 폐단면으로 이루어진 상부구조에서 지간장이 폭에 대비하여 2.5배 보다 클 때, 상부 구조를 등가보로 이상화시킬 수 있다. 이 규정에서 사용하는 치수는 다음과 같다.

(1) 폭: 일체로 시공된 바닥판의 순간격, 또는 외측 복부판 바깥면 간의 평균 거리

(2) 단순 지지된 직교의 지간장: 바닥판 신축이음간 거리

(3) 연속교 또는 사교의 지간장: 가장 짧은 지간의 폭 방향에서 바라본 평면에서 직사각형을 그렸을 때 긴 변의 길이가 규정은 현장타설 다중박스거더교에는 적용하지 않는다.

4.6.1.2 곡선교

(1) 일반사항

① 상부구조물 부재들의 조화가 요구되는 모멘트, 전단력과 기타 부재력 효과는 전체구조물의 합리적 해석을 통하여 산정된다.

② 받침을 포함한 전체 상부구조물은 하나의 구조물로 고려된다. 경계조건은 설계에 사용된 받침 또는 일체 연결부로서 규정되는 절점을 구현한다.

③ 기술자에 의하여 보다 엄격한 접근이 필요하지 않다고 판단될 경우, 해석은 탄성 미소 변위 이론에 따라 산정될 수 있다.

④ 해석 시 받침 방향과 하부구조에 의한 받침의 구속을 고려한다. 이들 하중영향은 받침, 수직브레이싱(cross-frame), 다이아프램, 브레이싱과 바닥판 등을 설계함에 있어서 고려되어야 한다.

⑤ 폐합단면의 뒤틀림(distortion)은 구조해석을 수행하는 경우에 고려하지 않아도 된다.

⑥ 원심력 효과는 KDS 24 12 21(4.15)에 따라 고려된다.

(2) 비틀림 강성이 큰 단일 거더 곡선교

①4.6.1.1의 요구사항을 만족시키는 비틀림강성이 큰 단일거더 곡선교의 경우에는 등가곡선보로 가정하여 전체 하중영향에 대하여 해석할 수 있다.

② 이러한 보에서는 단면의 질량 중심선으로 중심선 위치를 취하고, 전체 부피를 고려하여 고정하중의 편심량을 결정한다.

(3) 콘크리트 박스거더교

① 평면 내에서 곡선을 가지는 콘크리트 박스 거더의 경우, 다른 하중 효과가 명시되어 있지 않으면 경간 내에서 중앙 각도가 12°까지는 직선 세그먼트(segments)로 설계할 수 있다.

② 평면 내에서 곡선을 가지는 비세그멘탈(nonsegmental) 콘크리트 박스 거더교 상부구조의 경우는 특별히 국소 힘 효과에 대하여 기술되어 있는 경우를 제외하고 그림 4.6.1에서 보이

는 바와 같이 하나의 경간 안에서 중앙 각이 34 °까지는 직선 세그먼트로 이루어진 단일 뼈대에 대한 전체적 힘의 효과에 대하여 해석하고 설계할 수 있다.이러한 보의 중심선 위치는 단면의 무게중심에서 취한다.

③ 하부 구조가 상부구조와 결합된 경우, 하부구조의 요소들은 수평 곡률과 긴장재 편향(tendon deviation)으로 인한 프리스트레스 마찰 손실에 대한 모델과 허용오차(allowance)에 포함되어야 한다.

④4.6.1.1을 만족시키는 수평 내에서 곡선을 가지는 세그멘탈 콘크리트 박스 거더 상부구조가 하나의 경간 내에서 중앙 각이 12°와 34° 사이에 있으면서, 각 세그먼트의 중앙각이 3.5° 이하인 경우 그림 4.6.2에서 보이는 바와 같이 여러 개의 직선 세그먼트로 이루어진 하나의 뼈대를 가지는 보로 해석될 수 있다.하부구조와 강결된 구조의 경우 구조물의 적절한 3차원 모델이 사용될 수 있다. 시간 이력과 관계된 콘크리트 물성에 의한 힘의 재분배를 고려해야 한다.

⑤하나의 경간 안에서 중앙각이 34°를 넘어가거나 거더간격이 변화하는 경우 등과 같이 일반적이지 않은 형태를 가지고 중앙각의 최댓값이 12°를 넘어가는 경우 교량은 검증된 3차원 해석 방법으로 해석되어야 한다.

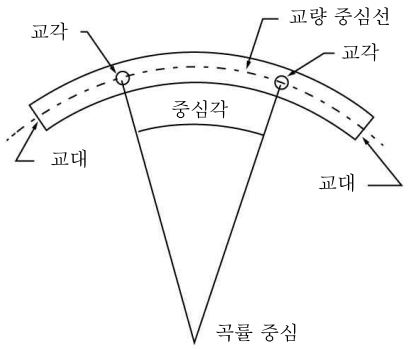


그림 4.6－1 중심각의 정의

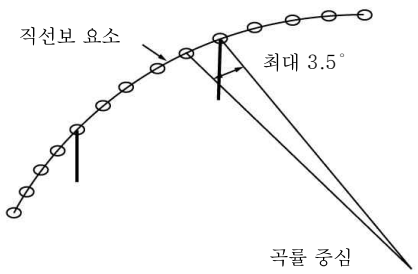


그림 4.6－2 곡선 콘크리트 박스거더교의 3차원 빼대 모델

(4) 다중 강거더교

① 일반사항

수평면에서 곡면을 가지는 곡선교는 각각의 부재(segment)를 두 절점 사이의 직선으로 가정한 격자구조 또는 연속체로 해석할 수 있다. 한 부재(segment)의 실제 편심량은 절점 간격의 2.5% 이하여야 한다.

②플레이트 거더교

가. 안정성 검토 시 곡률 효과는 모든 곡선플레이트 거더교에서 고려되어야 한다.

나. 플레이트 거더교가 다음 4가지 조건을 만족시킬 경우, 주축에 대한 휨 전단력을 결정할 때 곡률의 효과를 무시할 수 있다.

(가) 거더의 곡률중심은 일치한다.

(나) 받침선의 사각은 방사선에 대하여 10° 미만이다.

(다) 거더들의 강성은 동일하다.

(라) 모든 지간에서, 원호지간(the arc span)을 거더반지름으로 나눈 값이 0.06 rad 이하이다.

여기서, 원호 지간, L_{as}은 다음과 같다.

단경간의 경우; L_{as} = 거더의 원호길이(mm)

연속거더 외측지간의 경우 ; L_{as} = 거더의 원호길이 × 0.9(mm)

연속거더 내측지간의 경우 ; L_{as} = 거더의 원호길이 × 0.8(mm)

다. 이러한 조건을 만족하는 I형거더는 원호길이와 동일 지간을 가진 하나의 독립적인 직선 거더로서 해석될 수 있다. 플랜지의 횡방향 휨 효과는 적절한 가정으로부터 결정되어야하고, 설계 시 고려되어야 한다.

라. 수직브레이싱(cross-frame) 또는 다이어프램 부재는 합리적인 방법에 따라 계산된 부재력에 대하여 , KDS 24 14 31(4.3.4)에 따라 설계되어야 한다.

마. 수직브레이싱 간격은 거더에서 플랜지 횡방향 좌굴을 제한할 수 있도록 결정되어야 한다.

③ 폐단면 박스와 상부개단면(tub) 거더

가. 강도와 안정성에 대한 곡률의 효과는 모든 곡선 강박스거더교에 대하여 고려되어야 한다.

나. 박스거더교가 다음 3가지 조건을 만족할 경우, 주축에 대한 휨모멘트와 휨전단을 결정하는 해석에서 곡률효과를 무시할 수 있다.

(가) 거더의 곡률중심은 일치한다.

(나) 받침들에 사각이 없고,

(다) 모든 지간에서, 원호지간(the arc span)을 거더반지름(mm)으로 나눈 값이 0.3 rad 이하이다. 그리고, 지간 중앙(middepth)에서 거더의 높이는 박스 폭보다 적다. 여기서 원호지간, L_{as}은 ②에서 정의된 바와 같다.

다. 이러한 조건을 만족하는 박스거더교는 원호길이와 동일 지간을 가진 하나의 독립적인 직선 거더로서 해석될 수 있다. 플랜지의 횡방향 휨 효과는 적절한 가정으로부터 결정되어야하고, 설계 시 고려되어야 한다.

라. 수직브레이싱 또는 다이어프램 부재는 , KDS 24 14 31(4.3.4)의 규정에 따라 설계되어야 하고, 횡방향 브레이싱 부재는 합리적인 방법에 따라 계산된 부재력에 대하여 KDS 24 14 31(4.3.5)에 따라 설계되어야 한다.

4.6.2 바닥판의 해석방법

4.6.2.1 적용범위

4.6.2는 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 1:2를 넘는 철근콘크리트 바닥판, 프리스트레스트 콘크리트 바닥판 및 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 기존 설계법에 대한 규정이다. 바닥판 단면내 면내 압축력을 고려한 경험적 설계법은 KDS 24 14 21(4.6.5.2)와 KDS 24 14 31(4.10.6)의 규정

을 따른다.

4.6.2.2 설계일반

(1) 난간 및 자동차 방호책에 작용하는 충돌하중의 영향은 KDS 24 90 11의 관련규정을 따른다.

(2) 철근콘크리트 바닥판에 사용하는 콘크리트의 설계기준강도는 27 MPa 이상으로 한다.

(3) 4.6.2의 규정에 따라 바닥판을 설계하는 경우에는 바닥판의 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

4.6.2.3 바닥판의 지간

(1) 단순지지의 경우 지지보의 중심 간격으로 바닥판의 지간을 설정한다. 이 때 지간은 바닥판의 순지간에 바닥판의 두께를 더한 길이를 초과할 필요는 없다.

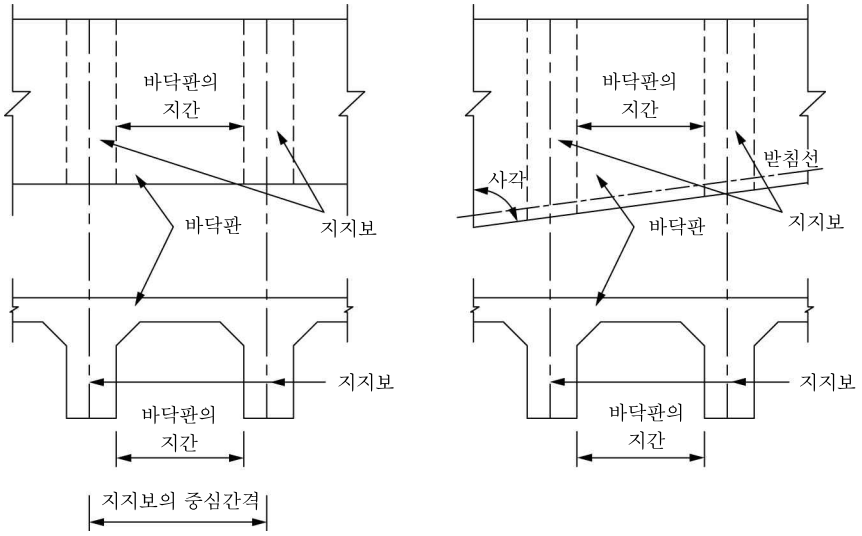
(2) 세 개 이상의 지지보 위에 연속으로 설치된 바닥판의 경우 하중분배와 휨모멘트의 계산에 사용되는 유효지간의 길이를 아래와 같이 산정한다.

① 헌치가 없이 보 또는 벽체와 일체이며 두께가 일정한 바닥판의 경우, 순지간으로 바닥판의 지간을 산정한다.

② ①의 경우에서 헌치가 있는 경우, 헌치를 고려한 두께가 바닥판의 두께의 1.5배가 되는 위치로부터 유효지간을 산정한다.

③ 프리스트레스트 콘크리트 보의 두꺼운 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부플랜지 폭 비가 4보다 작은 경우, 바닥판에 인접한 상부 플랜지 끝단 사이의 순지간으로 유효지간을 산정한다.

④ 프리스트레스트 콘크리트 보의 얇은 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판의 두께에 대한 상부플랜지 폭비가 4 이상인 경우, 바닥판에 인접한 상부 플랜지 돌출폭 중앙점 사이의 거리로 유효지간을 산정한다.



(가) 직교의 경우 (나) 사교의 경우

그림 4.6-3 단순판 및 연속판의 지간

(3) 캔틸레버 바닥판의 경우, 하중분배와 휨모멘트의 계산에 사용되는 유효지간은 아래와 같이 산정한다.

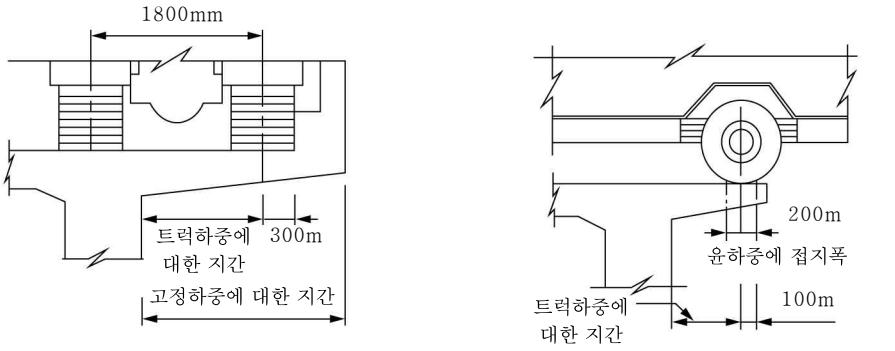
① 보 또는 벽체와 일체이며 바닥판의 두께가 일정한 바닥판의 경우, 보 또는 벽체의 외측단에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 바닥판의 지간을 산정한다.

② ①의 경우에서 헌치가 있는 경우, 바닥판과 헌치를 함께 고려한 두께가 바닥판의 두께의 1.5배가 되는 위치로부터 캔틸레버 끝단까지의 거리를 유효지간으로 산정한다.

③ 프리스트레스트 콘크리트 보의 두꺼운 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부플랜지 폭 비가 4보다 작은 경우, 유효지간은 상부 플랜지 끝단에서 캔틸레버 끝단까지의 순지간으로 정의된다.

④ 프리스트레스트 콘크리트 보의 얇은 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부플랜지 폭 비가 4 이상인 경우, 유효지간은 상부플랜지 돌출폭 중앙점에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 정의된다.

⑤ 차량진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있을 때에 트럭하중의 교축방향에 대한 외측 차륜 중심의 재하위치를 차도 끝에서 300 mm 떨어진 곳으로 한다. 차량진행방향과 평행으로 캔틸레버판이 있을 때의 트럭하중에 대한 지간은 윤하중의 접지폭을 고려하여 캔틸레버 끝단에서 100 mm 떨어진 곳으로 한다.



(가) 차량진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있는 경우

(나) 차량진행방향에 캔틸레버판이 있는 경우

그림 4.6−4 캔틸레버판의 지간

(4) 사교의 지간은 주철근 방향으로 재는 것으로 한다.

4.6.2.4 단순판 및 연속판

(1) 바닥판의 단위폭(1 m)에 대한 활하중 휨모멘트의 크기를 산정하기 위하여 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 적용할 수 있다. 단, 차량바퀴의 접지면적을 고려한 정밀해석방법으로 산정한 경우는 예외로 한다. 정밀해석 시 요구되는 차량바퀴의 접지 면적은 KDS 24 12 21(4.3.1.4)의 규정에 따른다.

(2) 다음 규정은 1등교에 대한 기준으로, 2등교는 1등교 활하중효과의 75 %를 적용하며, 3등교는 2등교 활하중효과의 75%를 적용한다.

L : 바닥판의 지간(m)
E : 1차륜이 분포되는 바닥판의 폭(m)
P : 설계차량활하중의 1후륜하중(kN)으로 96 kN 적용

① 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 (지간 : 0.6 m ~ 6 m)

가. 단순판의 폭 1 m에 대한 활하중 휨모멘트를 다음 식으로 계산한다(충격은 별도로 생각한다).

$$M_t = (L + 0.6)P/9.6 \qquad (4.6.1)$$

나. 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 정·부의 휨모멘트의 크기는 위의 값의 0.8배를 취한다.

② 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

가. 윤하중이 분포되는 바닥판 유효폭 E를 다음 식으로 산출한다. 그러나 그 값이 2.1 m 이하이어야 한다.

$$E = 1.2 + 0.06\,L \qquad (4.6\text{-}2)$$

나. 이 폭을 갖는 바닥판에 소정의 트럭 윤하중이 작용하는 것에 대하여 설계해야 한다.

다. 단순판에서 폭 1 m에 대한 휨모멘트의 값(충격은 별도로 고려)은 6 m 이하의 지간에 대하여 다음과 같다.

$$M_l = 18L(\mathrm{kN \cdot m/m}) \qquad (4.6\text{-}3)$$

③ 지간의 길이가 6 m를 초과하는 연속바닥판인 경우

트럭하중 또는 차선하중을 고려한 정밀해석방법을 통해 휨모멘트를 산정한다.

4.6.2.5 캔틸레버 바닥판

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중의 분포를 고려해서 바닥판에 작용하는 휨모멘트의 크기를 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 이용하여 산정할 수 있다. 트럭 윤하중의 접지면적을 고려한 정밀한 해석 방법을 사용하는 경우에는 간략식을 사용하지 않아도 된다. 정밀해석 시 요구되는 트럭 윤하중의 접지 면적은 KDS 24 12 21(4.3.1.4)의 규정을 따른다.

(1) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.8X + 1.14 \qquad (4.6\text{-}4)$$

이 때 폭 1 m당의 휨모멘트를 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \quad (\mathrm{kN \cdot m}) \qquad (4.6\text{-}5)$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리 (m)이다.

(2) 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

캔틸레버 바닥판 위에 작용하는 트럭 윤하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.35X + 0.98 \ < \ 2.1\ \mathrm{m} \qquad (4.6\text{-}6)$$

이 때 폭 1 m당의 휨모멘트를 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \ (\mathrm{kN \cdot m}) \qquad (4.6\text{-}7)$$

4.6.2.6 사변이 지지된 바닥판

(1) 사변이 지지되어 양방향으로 철근을 보강하는 교량바닥판의 경우, 짧은 지간 방향으로 전달되는 하중비율은 다음과 같은 식으로 표현된다.

등분포하중의 경우, $p = b^4/(a^4 + b^4)$

중앙에 집중하중이 작용하는 경우, $p = b^3/(a^3 + b^3)$ (4.6-8)

여기서, p = 짧은 지간 방향으로 전달되는 하중의 비율

a = 짧은 지간의 길이
b = 긴 지간의 길이

(2) 바닥판의 길이가 바닥판의 폭의 1.5배 이상일 경우, 전체 하중을 횡방향 철근이 받는다고 산정할 수 있다.

(3) 어느 한 방향에 대해 구한 하중 분포폭을 다른 방향의 하중분포폭으로 사용할 수 있다. 해석을 통해 얻어진 휨모멘트를 설계 시 바닥판 지간의 중앙부 1/2 구간에 적용하고, 나머지 구간에 대해서는 중앙부에 소요되는 철근량의 50 % 이상을 배근하면 된다. 지지보의 설계 시 지지보에 전달되는 하중의 크기가 지지보를 따라서 일정하지 않다는 사실을 고려할 수 있다.

4.6.2.7 등분포 고정하중에 의한 휨모멘트

등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(1 m)당의 설계휨모멘트는 표 4.6-2에 의해 계산한다.

표 4.6−2 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(1 m)당 설계휨모멘트(kN·m/m)

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+w\ l_d^2/8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$-w\ l_d^2/2$
연속판	지간 휨모멘트	$+w\ l_d^2/10$
	지점 휨모멘트	$-w\ l_d^2/10$

여기서, w= 등분포 고정하중(kN/m^2)
l_d= 고정하중에 대한 바닥판의 지간(m)

4.6.2.8 종방향 단부보

(1) 주철근의 방향이 차량진행방향에 평행할 때에는 종방향으로 단부보가 있어야 한다. 단부보는 바닥판과 함께 거동하는 다양한 형식을 사용할 수 있는데, 바닥판의 두께나 철근 배근량을 늘리거나 또는 바닥판과 방호벽이 일체로 함께 거동하는 형식 등으로 구성될 수 있다.

(2) 단부보의 설계에 사용되는 활하중 휨모멘트의 크기는 다음과 같다.

$$\text{단순판} : 0.10PL\ (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$\text{연속판} : 0.08PL\ (\text{kN}\cdot\text{m/m}) \qquad (4.6\text{-}9)$$

여기서, P= 윤하중
L= 종방향 단부보의 지간(m)

(3) 연속지간의 경우, 더 정확한 해석을 통하여 활하중에 의한 휨모멘트의 크기를 줄일 수 있다.

4.6.2.9 진입부 바닥판

4.6.2.9에 나타낸 설계식들은 지지되지 않은 단부 바닥판의 효과를 포함하고 있지 않다. 따라서 교량의 진입부 또는 경간 내부의 바닥판의 연속성이 단절되는 곳의 바닥판을 격벽이나 다른 적절한 방법으로 지지시키는 것이 좋다. 이 때 격벽은 트럭 윤하중에 의해 발생되는 휨모멘트와 전단력을 지지할 수 있을 정도로 설계되어야 한다.

4.6.2.10 프리스트레스에 의한 부정정 휨모멘트

연속바닥판에 프리스트레스를 도입하는 경우에는 프리스트레싱에 의해 생기는 부정정 휨모멘트를 고려해야 한다. 다만, 부정정 휨모멘트가 작게 일어나도록 PS강재를 배치하는 경우에는 이 부정정 휨모멘트를 무시할 수 있다.

4.6.2.11 바닥판의 응력 검사

(1) 4.6.2.4에서 4.6.2.11까지의 규정에 따라 계산된 설계휨모멘트를 이용하여 바닥판의 응력을 산정한다.

(2) 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치 방향이 다른 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다. 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치방향이 다를 때에는 설계휨모멘트 방향에 대한 강재의 유효단면적을 사용하거나 또는 프리스트레스 힘의 분력을 이용하여 설계를 수행하여야 한다.

4.6.3 보-슬래브 교량의 근사적 해석방법

4.6.3.1 적용

(1) 4.6.3.4에서 규정된 경우를 제외하고, 이 조항들은 다음과 같은 경우에 대하여 해석되는 교량들에 대해 적용된다.

① 1차로 하중

② 각 차로마다 근사적으로 동일한 하중영향을 나타내는 다차로 활하중

③ 한 차로에 특정한 차량이나 계산이 허용되는 차량이 재하된 경우라면, 혼합된 교통으로 인해 유발되는 거더당 설계하중영향을 4.6.3.4에 규정된 바에 따라 결정할 수 있다.

(2) 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 표에서 규정된 적용범위를 초과하는 간격을 갖는 보의 경우, 차로에 재하된 하중에 의하여 발생하는 반력을 지렛대 법칙으로 계산하여 그 반력을 각각의 보의 활하중으로 취할 수 있다. 단, 별도의 규정이 있는 경우에는 그 규정을 따른다.

(3) 지렛대 법칙에 의한 하중 분배법에서는 , KDS 24 12 21(4.3.1.2)의 다차로재하계수를 사용할 수 있으나, 근사적 해석법의 경우는 다차로재하계수가 이미 반영되어 있기 때문에 다차로재하계수를 중복 적용할 필요가 없다.

(4) 이 규정에 해당되지 않는 교량은 4.6.11에 따라 해석한다.

(5) 아래의 조건을 만족시킴과 동시에, 본 규정의 분배계수 표에서 명시된 조건을 만족시키는 거더, 보, 세로보에 대한 활하중 분배는 4.6.3.2와 4.6.3.3의 규정을 사용할 수 있다.

① 바닥판의 폭은 일정하다.

② 다른 규정이 없는 한, 네 개 이상의 보가 있다.

③ 보는 평행하며 거의 동일한 강성을 갖는다.

④ 차도의 내민부분(d_e)은 910 mm를 초과하지 않는다.

⑤ 면내 곡률은 4.6.1.2의 한계값보다 작다.

⑥ 단면이 표 4.6-3에 보이는 단면중의 하나와 부합된다.

(6) 등폭의 바닥판 또는 평행한 보들로부터 크지 않은 편차가 존재할 때에는 교축을 따라 분배계수를 변화시키거나 적절한 보 간격에 대한 단일 분배계수를 적용할 수 있다.

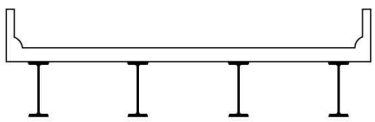
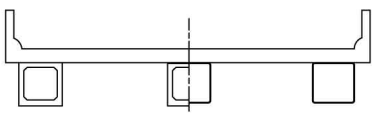
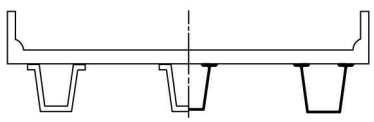
(7) 현장타설 콘크리트 다중박스거더 교량형태는 전폭을 갖는 교량으로 설계할 수 있다. 그러한 단면은 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 거더개수와 복부판의 폭을 곱하여 내측 거더에 대해 활하중 분배계수를 구해야 한다.

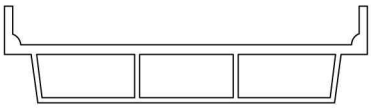
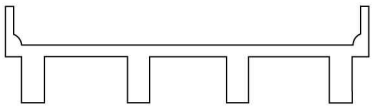
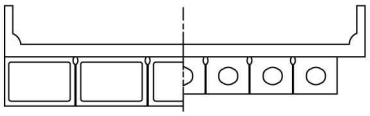
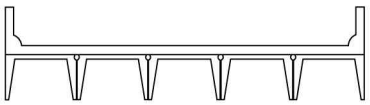
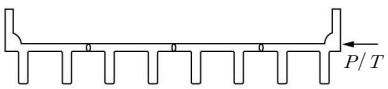
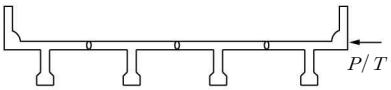
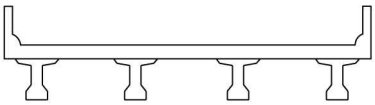
(8) 콘크리트 바닥판이 있는 강 박스거더에 대하여는 4.6.3.2(1)에 규정되어 있다.

(9) 여기서 규정된 조건을 만족시키는 교량에서 바닥판에 작용하는 고정하중을 보 및 세로보에 등분포시킬 수 있다.

(10) 여기서 규정된 활하중 분배계수는 차량의 전폭이 설계차량의 폭과 유사한 허용차량이나 내하력평가 차량에 대해 사용될 수 있다.

표 4.6－3 4.6.3.2와 4.6.3.3에서 기술된 상부구조 형식

바닥판 지지 유형	바닥판 형태	전형적인 단면 형상
강재 거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 슬래브, 강재 격자	 (a)
폐단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브	 (b)
개단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트바닥판 슬래브	 (c)

바닥판 지지 유형	바닥판 형태	전형적인 단면 형상
현장 타설 콘크리트 다중박스거더	일체로 시공된 콘크리트	 (d)
현장 타설 콘크리트 T형 거더	일체로 시공된 콘크리트	 (e)
전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (f)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리캐스트 콘크리트 박스거더	지지 단면 상부 콘크리트	 (g)
전단 키가 있는 ㄷ형 프리캐스트 콘크리트	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (h)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 더블 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (i)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (j)
I 형 또는 역 T형 프리캐스트 콘크리트	현장 타설 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트	 (k)

(11) 본 규정 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 표에서 사용된 기호의 정의는 다음과 같다.

A = 세로보, 보 및 거더의 단면적(mm^2)
b = 보의 폭(mm)
C = 강성도 변수
d = 세로보 및 보의 높이(mm)
d_e = 외측거더의 중심선과 차량 방호벽 또는 연석의 내측단부까지의 거리(mm)
D = 차로 당 분배 폭(mm)
e = 분배수정계수
g = 분배계수
I_p = 극관성 모멘트(mm^4)
J = 생 베낭 비틀림상수(mm^4)
K = 시공방법에 따른 상수
K_g = 종방향 강성도 변수(mm^4)
L = 보의 지간(mm)
N_b = 보, 세로보, 및 거더의 개수
N_c = 콘크리트 박스 거더에서 격실의 개수
N_L = 3.6.1.1에 규정된 재하차로 수
S = 보 또는 복부판의 간격(mm)
t_g = 강재 격자구조 또는 주름진 강판의 높이(mm)
t_o = 구조적 덧씌움의 두께(mm)
t_s = 콘크리트 슬래브의 두께(mm)
W = 최외측 면간의 교폭(mm)
W_e = 복부판 간격의 절반과 내민부분의 합(mm)
θ = 사교의 사각(도)
ν = 포아송비

(12) 별도로 규정되지 않는다면, 여기서 사용되거나 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 면적과 단면2차모멘트, 비틀림상수에 대한 구조적인 인자들은 공용중 합성단면의 단면상수를 적용한다.

(13) 종방향 강성도 변수(K_g)는 다음과 같이 산정된다.

$$K_g = n\,(I + A\,e_g^{\,2}) \qquad (4.6\text{-}12)$$

여기서, $n = \dfrac{E_B}{E_D}$ (4.6.13)

E_B = 보재료의 탄성계수
E_D = 바닥판재료의 탄성계수
I = 보의 단면 2차 모멘트(mm^4)
e_g = 보의 중심과 바닥판의 중심 사이의 거리(mm)

(14) 식 4.6.12에서 상수 A와 I는 비합성단면의 값을 사용한다.

(15) 4.6.3.2와 4.6.3.3의 표에 나타난 교량 형식은 표 4.6.3에 보인 바와 같고, 이러한 형식의 교량에 대하여는 이 규정의 근사적인 방법을 적용할 수 있다.

(16) 2.5.2.7(1)에서 허용된 경우를 제외하고, 근사적 혹은 정밀 해석방법에 관계없이 다중보로 이루어진 교량의 외측거더들은 내측거더보다 저항성이 떨어져서는 안 된다.

(17) 표 4.6-3에서 단면유형 d'로 표기된 현장타설 콘크리트 다중박스거더에 대해 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 분배계수는 복부판, 외측 복부판의 내민부분, 시공중인 복부판과 인접복부판 사이의 플랜지 절반으로 구성되는 전형적인 형상에 적용되어야 한다.

(18) 발주자의 동의하에, 표 4.6-4에서 제공하는 간이값을 사용할 수 있다.

표 4.6－4 4.6.3.2와 4.6.3.3을 위한 간이값

구분	해당 표	간이값			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{L\,t_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.4	1.02	1.05	1.09	–
$\left(\frac{K_g}{L\,t_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.6	1.03	1.07	1.15	–
$\left(\frac{L\,t_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.9	0.97	0.93	0.85	–
$\frac{I}{J}$	4.6.4 4.6.7	–	–	–	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

4.6.3.2 모멘트 및 전단 분배계수

(1) 콘크리트 바닥판을 지지하는 내측거더

① 콘크리트 바닥판을 지지하는 내측거더에서 활하중에 의한 휨모멘트를 표 4.6.4의 설계 재하차로 수에 따른 분배계수를 적용하여 결정할 수 있다.

② 기본 설계 시 $K_g/(Lt_s^3)$ 항과 I/J를 1.0으로 취할 수 있다.

③ 전단키가 있는 다중보 바닥에 사용된 콘크리트 거더(박스단면 제외)의 경우에는 다음 규정을 따른다.

가. 적절한 하중 분배를 위하여, 높고 강성이 큰 단부 다이아프램을 설치하여야 한다.

나. 거더와 슬래브가 일체인 경우 거더와 거더 사이 간격이 1,200 mm보다 작거나 3,000 mm 보다 클 경우, 4.6.11의 정밀 해석방법을 사용한다.

④ 표 4.6-5의 분배계수를 사용하여 콘크리트 바닥판이 있는 다중 강 박스거더에 대한 활하중에 의한 휨모멘트를 계산할 수 있다.

⑤ 박스거더의 간격이 교축 방향에 따라 변할 경우 재하차로 수 N_L값을 KDS 24 12 21(4.3.1.1)에서 규정한 바와 같이 지간 중앙의 폭 W를 사용하여 결정한다.

표 4.6−5 내측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로당 활하중 분배계수

보의 형태	표 4.6−3의 적용 단면	분배 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판, 완전채움 격자 또는 부분채움 격자 바닥판을 지지하는 강재 보 또는 T형 및 더블 T 형 단면 콘크리트 거더	a, e, k 그리고 일체로 거동하게 서로 연결된 경우 i, j 적용	한개 재하차로 : $0.83\left[0.06+\left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^{\,3}}\right)^{0.1}\right]$ 두개 이상 재하차로 : $0.9\left[0.075+\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^{\,3}}\right)^{0.1}\right]$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73000$ $N_b \ge 4$ $4\times10^9 \le K_g \le 3\times10^{12}$
		N_b=3을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값	$N_b = 3$
현장타설 콘크리트 다중박스	d	한개 재하차로 : $0.83\left[\left(1.75+\frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0.35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}\right]$ 두개 이상 재하차로 : $0.9\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \le S \le 4000$ $18000 \le L \le 73000$ $N_c \ge 3$ 만약 $N_c > 8$ 이면 $N_c = 8$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	한개 재하차로 : $0.83\left(\frac{S}{910}\right)^{0.35}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ 두개 이상 재하차로 : $0.9\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		지렛대 법칙 사용	S > 5500
다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 거더	f, g	한개 재하차로 : $0.83k\left(\frac{b}{2.8L}\right)^{0.5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ 여기서, $k=2.5(N_b)^{-0.2} \ge 1.5$ 두개 이상 재하차로 : $0.9k\left(\frac{b}{7600}\right)^{0.6}\left(\frac{b}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37000$ $5 \le N_b \le 20$
	h 그리고 접합면에서 상태 수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우 i, j 적용	재하 차로수에 무관하게 적용 : $0.9S/D$ 여기서, $C=K(W/L) \le K$, $C \le 5$ 일 때 $D=300[11.5-N_L+1.4N_L(1-0.2C)^2]$ $C>5$ 일 때 $D=300(11.5-N_L)$ $K=\sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ **기본설계 시 사용할 수 있는 K 값 :**	$Skew \le 45°$ $N_L \le 6$

<table>
<tr><th>보의 형태</th><th>표 4.6−3의
적용 단면</th><th>분배 계수</th><th>적용 범위</th></tr>
<tr><td></td><td></td><td>
<table>
<tr><th>보 형태</th><th>K</th></tr>
<tr><td>중실 직사각형 보</td><td>0.7</td></tr>
<tr><td>중공 직사각형 보</td><td>0.8</td></tr>
<tr><td>박스거더</td><td>1.0</td></tr>
<tr><td>ㄷ형 보</td><td>2.2</td></tr>
<tr><td>T 형 보</td><td>2.0</td></tr>
<tr><td>더블 T형 보</td><td>2.0</td></tr>
</table>
</td><td></td></tr>
<tr><td>강격자 바닥판을
지지하는
강재 거더</td><td>a</td><td>한개 재하차로:
t_g<100 mm 일 때 $S/2760$
$t_g \geq 100$ mm 일 때 $S/3660$

두개 이상 재하차로:
t_g<100 mm 일 때 $3S/8000$
$t_g \geq 100$ mm 일 때 $9S/30500$</td><td>$S \leq 1800$ mm

$S \leq 3200$ mm</td></tr>
<tr><td>콘크리트 바닥판을
지지하는 다중
강박스거더</td><td>b, c</td><td>재하차로수에 관계없이 적용:
$0.9\left(0.05+0.85\frac{N_L}{N_b}+\frac{0.425}{N_L}\right)$</td><td>$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$</td></tr>
</table>

(2) 외측거더

① 외측거더의 활하중에 의한 휨모멘트를 표 4.6.5의 설계 재하차로수에 따른 분배계수를 적용하여 결정할 수 있다.

② 거더의 외측 복부가 방호책 보다 안쪽으로 위치할 경우 거리(d_e)는 양의 값으로 하고, 방호책이나 연석의 바깥쪽에 위치할 경우 음의 값으로 취급한다.

③ 격벽이나 수직 브레이싱이 있는 보-슬래브 교량 단면에 대한 외측거더의 분배계수는 단면을 강체로 가정하여 유도된 식 (4.16-14)의 값과 비교하여 큰 값을 취한다.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}\sum_{}^{N_L} e}{\sum_{}^{N_b} x^2} \qquad (4.16\text{-}14)$$

여기서, R = 차로수에 따른 외측거더의 휨모멘트에 대한 분배계수

N_L= 재하차로 수

e = 각 거더의 무게중심으로부터 설계트럭과 설계차선하중의 편심거리(mm)

X_{ext}= 거더들의 무게중심으로부터 외측거더에 이르는 수평거리(mm)

N_b= 거더의 총수

표 4.6−6 외측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로 당 활하중 분배계수

<table>
<tr><th>상부구조의 형태</th><th>표 4.6.3의 적용단면</th><th>한개 재하차로</th><th>두개 이상 재하차로</th><th>적용 범위</th></tr>
<tr><td rowspan="2">콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더</td><td rowspan="2">a, e, k 그리고 일체로 거동하게 서로 연결된 경우 i, j 적용</td><td rowspan="2">지렛대 법칙</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$</td><td>$-300 \le d_e \le 1700$</td></tr>
<tr><td>N_b=3을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값</td><td>$N_b = 3$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">콘크리트 다중박스거더, 박스 단면</td><td rowspan="2">d</td><td>$g = \frac{W_e}{5160}$</td><td>$g = \frac{9W_e}{43000}$</td><td rowspan="2">$W_e \le S$</td></tr>
<tr><td colspan="2">혹은 4.6.3.1에 규정된 전체폭 설계에 대한 조항</td></tr>
<tr><td rowspan="2">콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더</td><td rowspan="2">b, c</td><td rowspan="2">지렛대 법칙</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$</td><td>$0 \le d_e \le 1400$
$1800 < S \le 5500$</td></tr>
<tr><td>지렛대 법칙</td><td>$S > 5500$</td></tr>
<tr><td>다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더</td><td>f, g</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 1.125 + \frac{d_e}{9100} \ge 1.0$</td><td>$g = eg_{interior}$
$e = 1.04 + \frac{d_e}{7600} \ge 1.0$</td><td>$d_e \le 600$</td></tr>
<tr><td>다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더</td><td>h 그리고 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우 i, j 적용</td><td>지렛대 법칙</td><td>지렛대 법칙</td><td>N/A</td></tr>
<tr><td>강재격자 바닥판을 지지하는 강재 거더</td><td>a</td><td>지렛대 법칙</td><td>지렛대 법칙</td><td>N/A</td></tr>
<tr><td>콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 박스거더</td><td>b, c</td><td colspan="3">표 4.6−5 규정 적용</td></tr>
</table>

(3) 사교

인접지간 지지부의 사각 차이가 10° 미만인 사교에서는 보의 휨 모멘트를 표 4.6.6과 같이 감소시킬 수 있다.

표 4.6−7 사교지지부에서 교축방향 보의 모멘트 하중분배계수의 감소계수

상부 구조의 형태	표 4.6−3의 적용 단면	감소 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재 거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k 그리고 일체로 거동하게 서로 연결된 경우 i, j 적용	$1-c_1(\tan\theta)^{1.5}$ $c_1=0.25\left(\frac{K_g}{Lt_s^{\,3}}\right)^{0.25}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.5}$ 만약$\theta<30^o$이면 $c_1=0.0$ 만약$\theta>60^o$이면 $\theta=60^o$	$30^\circ \le \theta \le 60^\circ$ $1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73000$ $N_b \ge 4$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 박스거더, 다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	b, c, d, f, g, h그리고 접촉면에서 수직 변위가 발생하지 않도록 충분히 연결된 경우 i, j 적용	$1.05-0.25\times\tan\theta \le 1.0$ 만약$\theta>60^o$이면 $\theta=60^o$를 사용	$0 \le \theta \le 60^\circ$

4.6.3.3 전단력에 대한 분배계수

(1) 내측거더

① 내측거더의 활하중에 대한 전단력은 표 4.6-7의 분배계수를 적용하여 결정할 수 있다. 표 4.6-7에 포함되어 있지 않은 형식의 내측거더에 대한 전단력 계산 시 지점부에 재하되는 윤하중 혹은 축하중에 대한 횡분배는 지렛대 법칙을 이용한다.

② 기본설계에서는 I/J 항을 1.0으로 취할 수 있다.

③ 다중보 바닥판에 사용되는 콘크리트 박스거더에 대해서 I값이나 J값이 표 4.6-8의 적용범위를 벗어날 경우, 전단력에 대한 분배계수를 모멘트에 대한 경우와 동일하게 취급할 수 있다.

표 4.6−8 내측거더에서 전단력 계산을 위한 차로당 활하중 분배

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 재하차로	두개 이상 재하차로	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k 그리고 일체로 거동하게 서로 경우 i, j 적용	$0.83\left(0.36+\frac{S}{7600}\right)$	$0.9\left(0.2+\frac{S}{3600}-\left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}\right)$	$1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73000$ $110 \le t_s \le 300$ $N_b \ge 4$
		지렛대 법칙	지렛대 법칙	$N_b = 3$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	$0.83\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$0.9\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \le S \le 4000$ $6000 \le L \le 73000$ $890 \le d \le 2800$ $N_c \ge 3$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	$0.83\left(\frac{S}{3050}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$0.9\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.8}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		지렛대 법칙	지렛대 법칙	S > 5500
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$0.58\left(\frac{b}{L}\right)^{0.15}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$0.9\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4}\left(\frac{b}{L}\right)^{0.1}\times\left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}\left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \ge 1.0$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37000$ $5 \le N_b \le 20$ $1.0\times10^{10} \le J \le 2.5\times10^{11}$ $1.7\times10^{10} \le I \le 2.5\times10^{11}$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h 그리고 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우 i, j 적용	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재 다중 박스거더	b, c	표 4.6.4의 규정 적용		

(2) 외측거더

① 외측거더에 대한 활하중에 의한 전단력은 표 4.6-9의 분배계수를 적용하여 결정된다. 표 4.6-8과 표 4.6-9에 포함되어있지 않은 경우에는 외측거더에 대한 활하중 분배를 결정하기 위하여 지렛대 법칙을 이용한다.

② 거리(d_e)는 거더의 외측 복부가 방호책 보다 안쪽으로 위치할 경우 양의 값으로, 방호책이나 연석의 바깥쪽에 위치할 경우 음의 값으로 취급한다.

③ 격벽이나 수직 브레이싱(cross frames)이 있는 보-슬래브 교량 단면에 대한 외측거더의 전단력 분배계수는 단면을 강체로 가정하여 유도된 식 (4.16-14)의 값과 비교하여 큰 값을 취한다.

표 4.6-9 외측거더 전단력 계산을 위한 차로 당 활하중 분배

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 재하차로	두개 이상 재하차로	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k 그리고 일체로 거동하게 서로 연결된 경우 i, j 적용	지렛대 법칙	$g = eg_{inteior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			지렛대 법칙	$N_b = 3$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	지렛대 법칙	$g = eg_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \le d_e \le 1500$
		혹은 4.6.3.1에 규정된 전체 폭설계에 대한 조항들		
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	지렛대 법칙	$g = eg_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \le d_e \le 1400$
			지렛대 법칙	$S > 5500$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$g = eg_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{6100}$ ≥ 1.0	$g = eg_{interior}\left(\frac{1200}{b}\right)$ $\frac{1200}{b} \le 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200}\right)^{0.5}$ ≥ 1.0	$d_e \le 600$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h 그리고 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우 i, j 적용	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 강 박스거더	b, c	표 4.6.4의 규정 적용		

(3) 사교

① 사교의 둔각부 외측거더 지점에서 발생하는 전단력은 직교에서 계산된 값을 보정하여 산정한다. 표 4.6-10에서 구한 보정계수로 내측거더에 대해서는 표 4.6-8의 분배계수를 보정하고, 외측거더에 대해서는 표 4.6-9의 분배계수를 보정하여 사용한다.

② 다중보 사교에서 지점부 전단력을 보정할 때, 내측거더 및 외측거더를 둔각부 모서리에 있는 외측거더와 같이 취급하여 표 4.6-9를 사용한다.

표 4.6−10 둔각부 지점 전단력 계산용 하중 분배계수에 대한 보정계수

상부 구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	보정 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k 그리고 단일체로 거동하도록 충분히 연결된 경우 i, j 적용	$1.0+0.20\left(\frac{Lt_s^{\,3}}{K_g}\right)^{0.3}\times\tan\theta$	$0^o \le \theta \le 60^o$ $1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73000$ $N_b \ge 4$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	$1.0+\left(0.25+\frac{L}{70d}\right)\times\tan\theta$	$0^o < \theta \le 60^o$ $1800 < S \le 4000$ $6000 \le L \le 73000$ $900 \le d \le 2700$ $N_c \ge 3$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 박스거더	b, c	$1.0+\frac{\sqrt{Ld}}{6S}\times\tan\theta$	$0^o < \theta \le 60^o$ $1800 \le S \le 3500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$1.0+\frac{L\sqrt{\tan\theta}}{90d}$	$0^o < \theta \le 60^o$ $6000 \le L \le 37000$ $430 \le d \le 1500$ $900 \le b \le 1500$ $5 \le N_b \le 20$

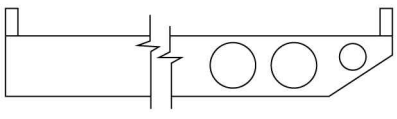
4.6.3.4 타 교통에 대한 특별 하중

표 3.4-1의 극한한계상태 하중조합-II을 고려하는 것 같이, 한 차로에 특정한 차량이나 계산이 허용되는 차량이 재하 되는 경우에는 거더의 설계하중영향은 4.6.11의 정밀해석법에 따라 산출한다.

4.6.4 슬래브교에 대한 등가 스트립 폭

(1) 4.6.4은 표 4.6-11의 그림에서 주어진 단면유형에 적용된다. 현장타설중공(中空) 슬래브 교량을 슬래브교로 취급할 수 있다.

표 4.6−11 슬래브교의 단면 유형

지점 요소	바닥판 형태	단면 유형
현장타설 콘크리트 슬래브 또는 중공 슬래브	일체식 바닥판	

(2) 한 차로에만 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭을 다음과 같이 결정한다.

$$E = 1.2\left(250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}\right) \qquad (4.6\text{-}15)$$

(3) 두 차로 이상 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭은 다음과 같이 결정한다.

$$E = 1.1\left(2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1}\right) \leq \frac{W}{N_L} \qquad (4.6\text{-}16)$$

여기서 E = 등가폭(mm)

L_1 = 실제 지간장과 18000 mm 중 작은 값(mm)

W_1 = 1 차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 9000 mm 중 작은 값

2 차로 이상 재하의 경우 : 실제 교폭과 18000 mm 중 작은 값

W = 실제 교폭(mm)

N_L = KDS 24 12 21:2016(4.3.1.1)에에서 규정된 재하차로 수

(4) 사교의 교축방향 하중영향을 다음과 같은 계수 r에 의해서 감소시킬 수 있다.

$$r = 1.05 - 0.25\tan\theta \leq 1.00 \qquad (4.6\text{-}17)$$

여기서, θ = 사각(도)

4.6.5 트러스교와 아치교의 근사적 해석방법

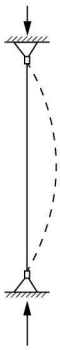
(1) 트러스교와 아치교를 평면 2차원 구조로 해석할 경우에는 지렛대 법칙을 사용하여 중력에 의한 하중을 분배시킬 수 있다. 3차원 해석을 수행할 경우에는, 지렛대 법칙을 사용하여 하중을 분배하거나 바닥판(deck)이나 바닥틀(deck system)에 직접 하중을 재하시킬 수 있다.

(2) 부재의 자중과 풍하중 이외의 하중이 연결부(panel point)에서 트러스로 전달되는 경우에는 트러스의 절점을 힌지로 간주하여 해석할 수 있다.

4.6.6 유효길이계수, K

(1) 회전과 병진운동에 대한 기둥의 양단 지지조건을 적절히 고려하기 위하여 유효길이 계수 K를 기둥의 실제 길이에 곱해야 한다. 이상화된 구속 조건이 실제 구속조건을 완전히 충족시킬 수 없기 때문에 표 4.6-12에서 주어진 바와 같이 이상화된 구속 조건에 대한 K의 이론치보다 큰 값을 설계 시의 K 값으로 사용한다.

표 4.6−12 유효길이계수, K

유효 길이 계수, K						
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
점선은 좌굴 형상						
K의 이론치	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
이상화된 지지조건이 근사적으로 성립할 경우 K의 설계치	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
지지 조건		회전 변위 구속수평 이동 구속 회전 변위 자유 수평 이동 구속 회전 변위 구속 수평 이동 자유 회전 변위 자유 수평 이동 자유				

(2) 모든 기둥이 탄성 거동을 하고, 동시에 좌굴한다고 가정하면, 유효길이계수를 다음과 같이 구할 수 있다.

브레이싱이 설치된 뼈대구조

$$\frac{G_a G_b}{4}\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \frac{G_a + G_b}{2}\left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}\right) + \frac{2\tan(0.5\pi/K)}{\pi/K} = 1 \quad (4.6\text{-}18)$$

브레이싱이 없는 뼈대구조

$$\frac{G_a G_b\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(G_a + G_b)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan(\pi/K)} \quad (4.6\text{-}19)$$

여기서, 아래첨자 a 및 b는 각각 기둥의 양단을 표시하며, 사용된 기호의 정의는 다음과 같다.

$$G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} \quad (4.6\text{-}20)$$

여기서, Σ = 휨이 발생하는 면내의 기둥 한쪽단에 강결된 부재의 물성치 합

I_c = 기둥의 단면 2차 모멘트(mm^4)

L_c= 기둥의 브레이싱이 되지 않은 길이(mm^4)

I_g = 들보 혹은 다른 구속 부재의 단면 2차 모멘트(mm^4)

L_g= 들보 혹은 다른 구속 부재의 지지점간의 거리(mm)

K= 기둥의 유효길이계수

(3) 식 (4.6-18)과 (4.6-19)에 대응하는 그림 4.6-5와 그림 4.6-6은 K, G_a 그리고 G_b의 관계를 나타내는 차트이며, 이 차트를 사용하여 K의 값을 직접 구할 수 있다.

(4) 식 (4.6-18)과 (4.6-19) 및 그림 4.6-5와 그림 4.6-6에 주어진 차트는 모두 이상화된 지지조건으로 유도된 것이다. 실제의 조건이 위에서 설명한 이상화된 조건과 현저하게 다를 경우, 그림 4.6-5와 그림 4.6-6의 차트를 사용하면 실제 상황과 맞지 않는 비현실적인 설계가 될 수 있다.

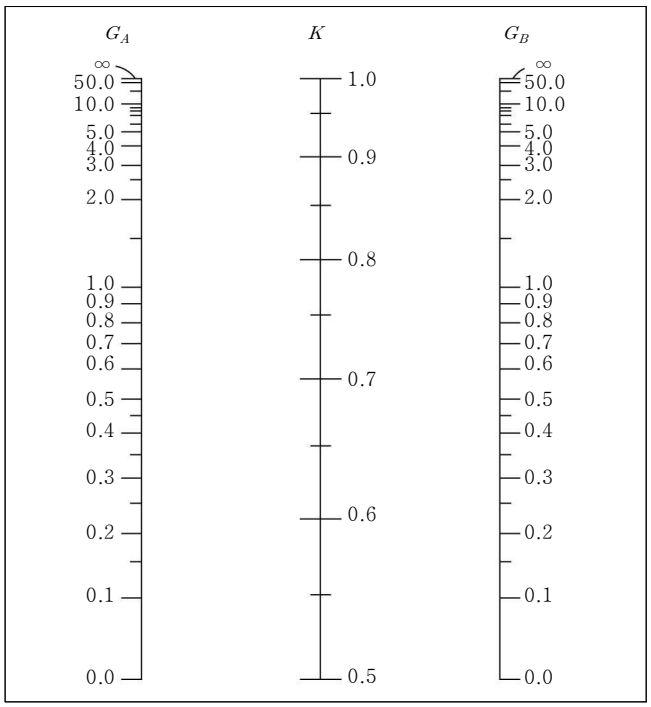


그림 4.6−5 브레이싱이 설치된 뼈대의 유효길이계수를 구하기 위한 차트

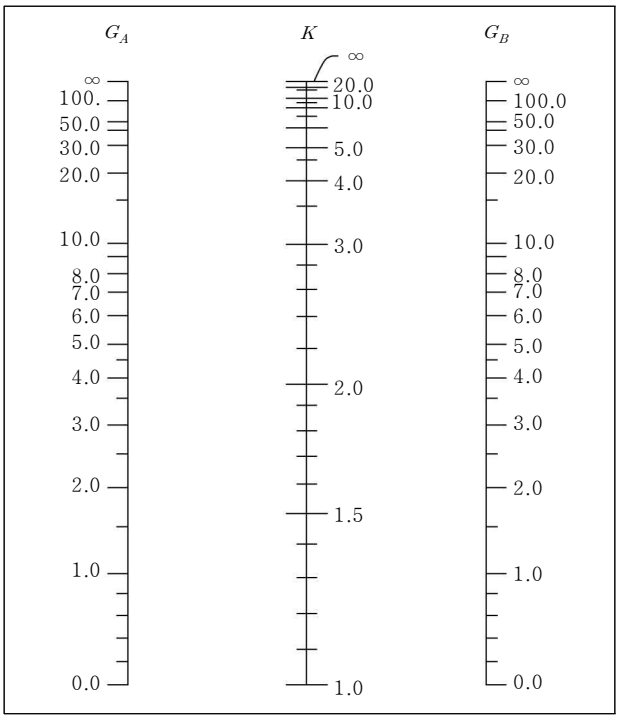


그림 4.6−6 브레이싱이 없는 뼈대의 유효길이계수를 구하기 위한 차트

(5) 다음 사항들을 그림 4.6-5, 그림 4.6-6과 함께 고려할 수 있다.

① 기둥 지점이 기초나 지반에 의해 지지되고 있으나 완전히 강결되어 있지 않을 때, G 값은 이론적으로 무한히 큰 값을 가진다. 그러나 실제적으로 마찰없는 활절로 설계된 경우를 제외하고는 실제 설계에서는 G 값을 10 으로 취할 수 있다. 만약 기둥의 끝이 적절히 설계된 기초에 완전히 강결되었다면 G 값을 1로 취할 수 있으며, 해석에 의해 검증된다면 이보다 더 작은 값을 사용할 수 있다.

② 그림 4.6-5, 그림 4.6-6을 이용하여 K를 구할 경우, 모든 절점들은 강결되어 있다는 가정을 전제로 한다. 만약 거더의 원단(far end)에서 가정과 다른 경계조건을 갖는다면 거더길이는 표 4.6-13과 같이 수정할 필요가 있다. 즉 상대 강성비인 G 값 산정 시, 실제 거더길이 L_g대신에 수정 거더길이 L_g'을 적용한다.

표 4.6−13 거더의 수정길이 L_g'

원단의 경계조건	브레이싱이 설치된 뼈대구조	브레이싱이 없는 뼈대구조
고정단	$0.5L_g$	$1.5L_g$
힌지단	$L_g/1.5$	$2.0L_g$

③ 기초와 일체로 시공된 기둥의 유효길이계수 계산 시에는 기초의 고정성(fixity)을 적절히 평가하여야 한다. 일반적으로 다음과 같은 값을 사용할 수 있다.

조건	G
암반에 정착된 기초	1.5
암반에 정착되지 않은 기초	3.0
토사에 지지된 기초	5.0
선단 지지 무리 말뚝위에 설치된 기초	1.0

(5) 대각 브레이싱이나 그 외의 적절한 방법으로 횡방향 안정성을 확보한 트러스 및 뼈대 구조물에서 정밀 해석을 하지 않을 경우, 압축 부재의 브레이싱 평면에서 유효길이 계수 K는 다음과 같다.

① 양단이 볼트 연결되어 있거나 용접되어 있는 경우 : $K = 0.750$

② 양단이 핀연결되어 있는 경우 : $K = 0.875$

(6) 비렌딜(vierendeel) 트러스는 브레이싱되지 않은 뼈대 구조물로 간주한다.
보다 정확한 유효길이계수가 요구되는 경우에는 시스템 탄성좌굴해석을 이용한 다음의 산정법을 적용할 수 있다.

① 계수하중에 대한 선형탄성해석으로부터 각 부재의 축력 P 를 산정한다.

② 탄성강도행렬과 축력에 대한 기하학적 강도행렬을 이용하여 좌굴고유치 λ_{cr}를 산정한다.

③ 개별부재의 유효길이계수를 다음 식으로 구한다.

$$KL = \pi \sqrt{\frac{EI}{P\lambda_{cr}}} \qquad (4.6\text{-}21)$$

여기서, P = 개별부재의 축방향력
EI= 개별부재의 탄성 휨강성
$KL(= L_E)$ = 개별부재의 유효좌굴길이

4.6.7 플랜지 유효폭

4.6.7.1 일반사항

(1) 상세한 해석을 수행하지 않거나 혹은 본 설계기준에서 별도의 규정을 제시하지 않은 경우, 모든 한계상태 구조물의 저항성을 산정하기 위하여 합성거동을 하는 콘크리트 슬래브의 유효폭을 여기서 규정한다. 처짐 계산을 계산할 때에는 전체 플랜지폭을 기반으로 해야 한다. 활하중에 대한 처짐계산이 요구될 경우에는 2.5.2.6의 조항을 적용하여야 한다.

(2) 플랜지의 유효폭을 계산하는데 사용하는 등가지간장은 단순지지 된 지간에서는 실제 지간장을 사용하고, 연속 지지의 경우에는 고정하중에 의하여 발생하는 정모멘트 구간의 거리 혹은 부모멘트 구간의 거리 중에서 고려하고 있는 단면이 속한 구간의 거리를 사용한다.

(3) 내측거더의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다.

① 등가지간장의 1/4

② 슬래브 평균두께의 12배 + Max(복부 두께, 주거더 상부플랜지폭의 1/2)
③ 인접한 보 사이의 평균 간격

(4) 외측거더의 플랜지 유효폭은 인접한 내측거더 유효폭의 절반과 다음 값 중의 최솟값의 합으로 한다.
① 등가지간장의 1/8
② 슬래브 평균두께의 6배 + Max(복부 두께의 절반, 주거더 상부플랜지폭의 1/4)
③ 내민부분(overhang)의 폭

4.6.7.2 박스형 세그멘탈 콘크리트 보 및 단 격실 박스형 현장타설 콘크리트 보

(1) 플랜지 유효폭은 다음의 조건을 만족시키는 경우 실제 플랜지의 폭으로 가정할 수 있다

$$b \leq 0.1 l_i$$

$$b \leq 0.3 d_o$$

그렇지 않은 경우, 플랜지 유효폭은 표 4.6-14, 그림 4.6-7~그림 4.6-9에 규정된 폭을 취한다.

여기서 사용된 기호는 다음과 같다

d_o = 상부구조물의 높이(mm)

b = 복부판 어느 한쪽으로의 플랜지폭(mm)

예를 들면, 그림 4.6-8에 있는 b_1, b_2 및 b_3

b_e = 표 4.6-14에서 결정되어지는 경간내의 특별한 지점단면의 플랜지 유효폭(mm)

b_m = 그림 4.6-7에서 결정된 경간의 내부 구간에서의 플랜지 유효폭(mm); b_e 의 특별한 경우

b_s = 그림 4.6-7에서 결정된 내부지점 혹은 캔틸레버 구간에서의 플랜지 유효폭(mm); b_e 의 특별한 경우

a = 그림 4.6-6에 보인 바와 같이 복부판 각면의 플랜지폭과 지간길이의 1/4 중에서 작은 값을 플랜지 유효폭으로 취하였을 경우 유효폭이 변화되는 지간 부위

l_i = 표 4.6-14에서 정의된 b_s 및 b_m 을 결정하기 위해 그림 4.6.8에 규정된 지간장(mm)

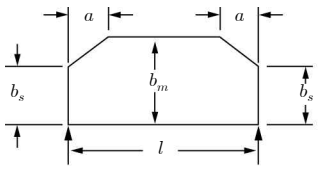
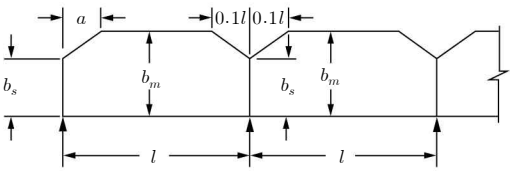
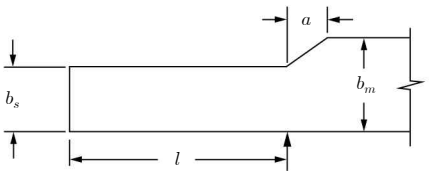
(2) 플랜지 유효폭 계산 시 다음 사항도 적용하여야 한다.
① 어떠한 경우에도 플랜지 유효폭이 물리적인 폭보다 커서는 안 된다.
② 비대칭 하중에 의한 플랜지 유효폭의 변화는 무시한다.
③ b_s 의 값은 지점부에 인접한 지간의 유효지간장 중에서 큰 값을 사용하여 결정하여야 한다.
④ b_s 보다 b_m 의 값이 작은 지간 내에서 플랜지 유효폭의 변화 형태는 양 인접지점부에서의 유효폭 b_s 를 연결하여 결정할 수 있다.

(3) 국부적인 하중영향과 전체 구조물에서의 하중영향을 중첩할 경우, 전체구조물에서 하중영향으로 인한 플랜지의 응력분포는 그림 4.6-8(다)와 같이 직선으로 가정할 수 있다. 그림 4.6-8(다)에서 보인 직선 응력 분포는 플랜지 유효폭에 작용한다고 가정한 등분포 응력의 합과 플랜지에 작용하는 선형 응력 분포의 합이 동일하다는 조건과 복부판 양측으로 작용하는

선형 응력이 분포되는 최대폭은 플랜지 유효폭의 2배라는 조건을 이용하여 결정한다.

(4) 단면에 수직인 하중에 대한 플랜지 유효폭은 그림 4.6-7에 주어진 규정에 따르거나 혹은 보다 상세한 해석을 통해 결정하여야 한다.

표 4.6-14 플랜지 유효폭계수 b_m과 b_s의 형태

시스템		b_m/b 의 형태
단일 지간 거더 $l_i = 1.0l$		
연속 거더	외측 지간 $l_i = 0.8l$	
	내측 지간 $l_i = 0.6l$	
캔틸레버 부분 $l_i = 1.5l$		

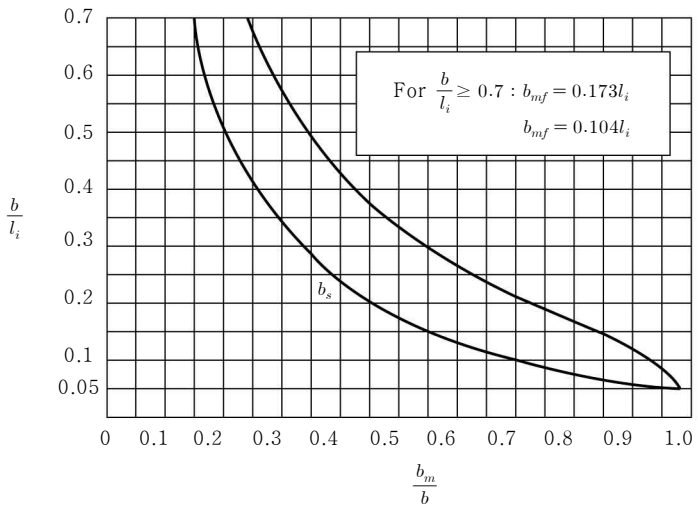


그림 4.6-7 주어진 b/l_i 값에 대한 유효 플랜지폭 계수 b_m과 b_s

(b/l_i 값이 주어졌을 때 b_m과 b_s에 대한 유효 플랜지폭 계수)

(b/l_i값이 주어졌을 때 b_m과 $b)s$에 대한 유효 플랜지폭 계수)

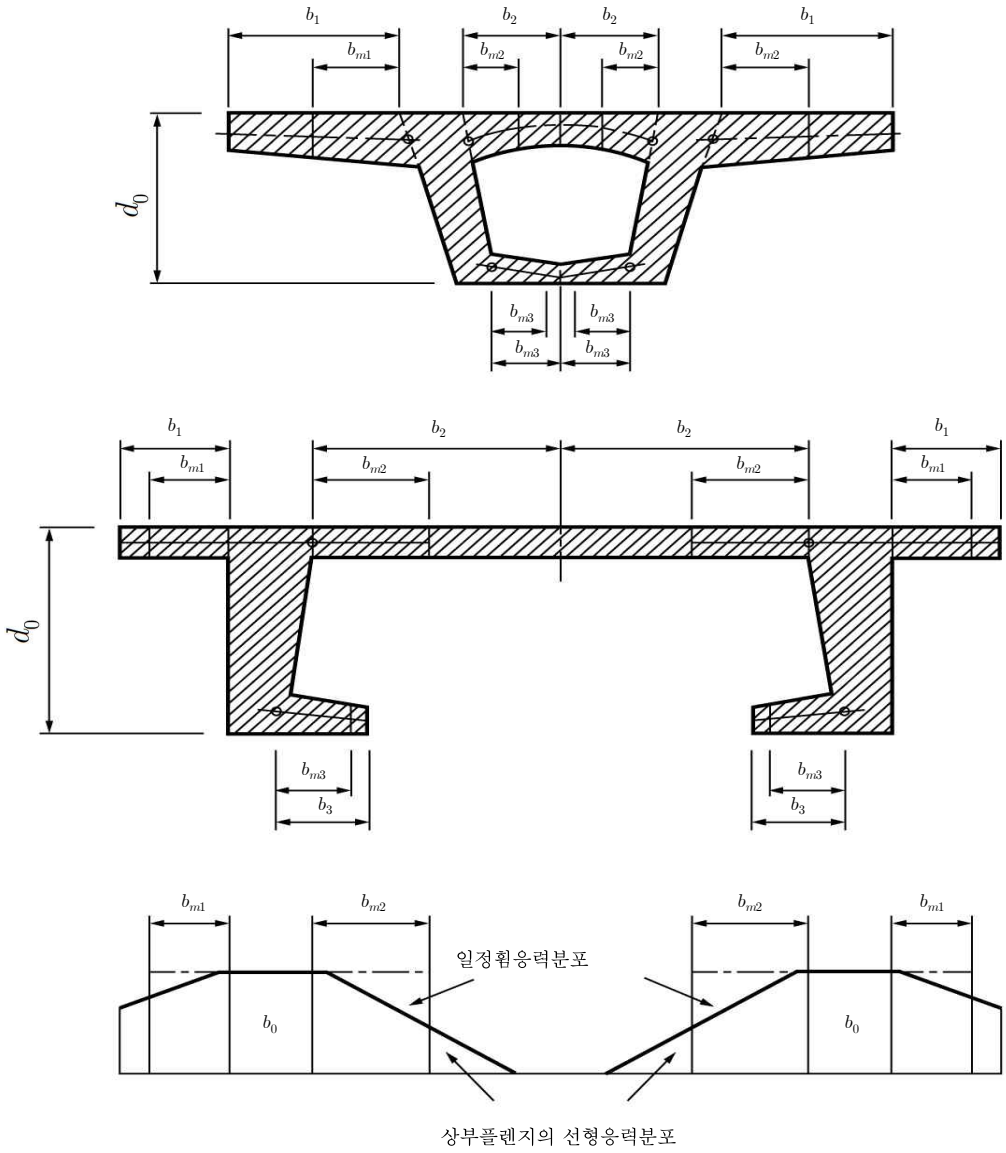


그림 4.6-8 휨과 전단에 대한 단면과, 이에 상응하는 유효 플랜지 폭, b_e
(단면과, 휨과 전단에 상응하는 유효 플랜지 폭)

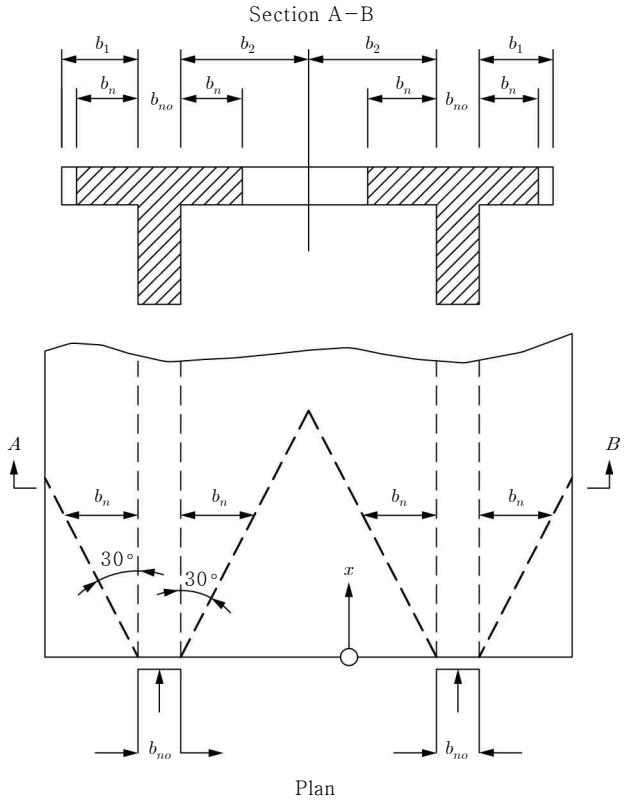


그림 4.6−9 축방향력에 대한 유효 플랜지 폭 b_n

4.6.7.3 현장타설 콘크리트 다중박스거더

현장타설 콘크리트 다중박스거더의 유효폭은 각 복부판을 보로 간주하여 4.6.7.1에서 규정한 사항에 따라 결정할 수도 있고, 바닥 슬래브의 전체 폭을 유효폭으로 간주할 수도 있다. 후자의 경우 단부에서 전단지연(shear lag) 효과를 반드시 검토하여야 한다.

4.6.7.4 직교이방성 강바닥판

(1) 종방향 보강재 혹은 종방향 리브의 상부플랜지 역할을 하는 바닥판의 유효폭은 표 4.6-15의 규정을 따른다.

(2) 세로보 또는 가로보처럼 거동하는 보강재나 리브의 상부플랜지 역할을 하는 바닥판의 유효폭은 인정된 해석방법을 사용하거나 그림 4.6-10의 규정을 사용하여 결정한다.

(3) 그림 4.6-10에서 L_1, L_2로 표시된 유효지간장은 단순지지된 경우는 실제 지간장으로 간주하고, 연속 지간에서는 고정하중에 의한 처짐 곡선의 변곡점 사이 거리를 취한다.
가로보와 같이 거동하는 바닥판의 유효폭을 결정하기 위해 그림 4.6-10을 사용할 경우, 사용된 기호의 정의는 다음과 같다.

B = 그림 4.6-11에서 보인 간격(mm)

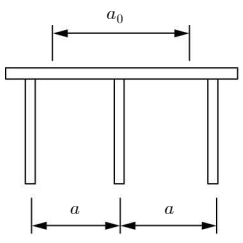
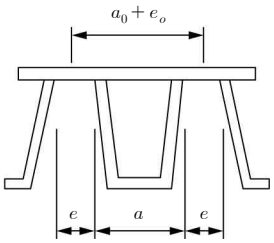
L_1, L_2 = 그림 4.6-11에서 보인 변곡점 간의 거리

A_s = 보강재의 전체 면적(mm^2)

t = 플랜지 판의 두께(mm)

가로보의 내민부분에서는 L을 실제 길이의 2배로 취한다.

표 4.6-15 리브가 있는 바닥판의 유효폭

구분		
바닥판의 강성 계산과 고정하중에 의한 휨 효과 계산을 위한 리브의 단면 성질	$a_0 = a$	$a_0 + e_0 = a + e$
윤하중에 의한 휨 효과 계산 시 사용하는 리브의 단면성질	$a_0 = 1.1a$	$a_0 + e_0 = 1.3(a+e)$

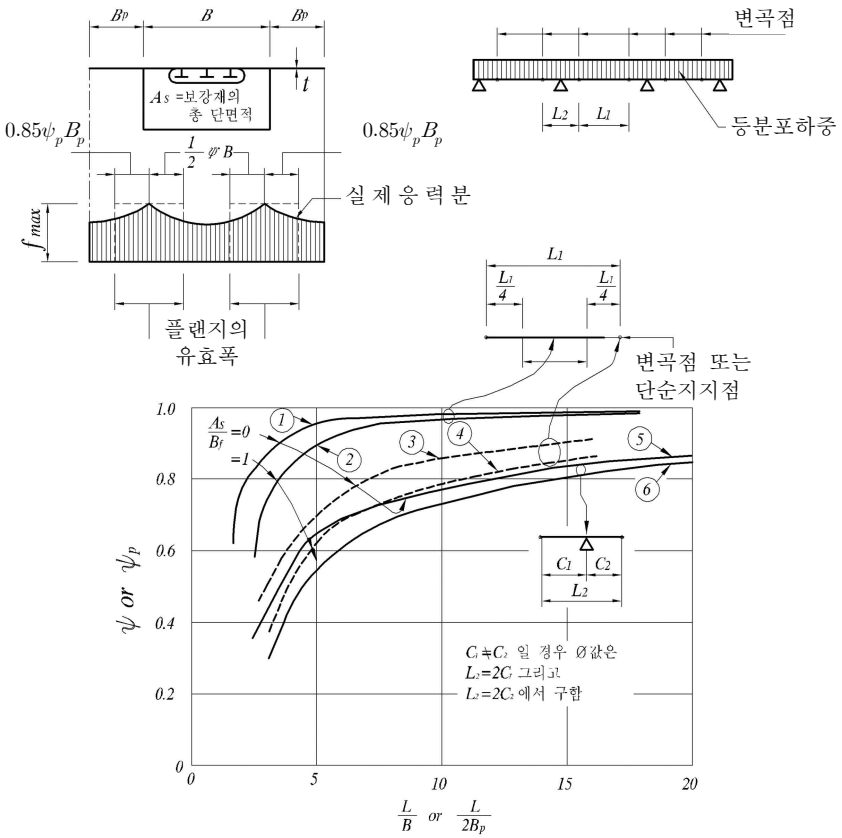


그림 4.6-10 바닥판의 유효폭

4.6.8 다중보 교량의 횡방향 풍하중 분포

4.6.8.1 I형 단면

(1) 합성형 바닥판, 콘크리트 헌치가 있는 비합성형 바닥판, 그 외에 수평 다이아프램 작용을 하는 바닥판이 설치된 교량에서, 외측 보 높이의 상부 1/2, 바닥판, 차량, 방호울타리 및 부착물 등에 작용하는 풍하중은 바닥에 직접 작용한다고 가정한다. 이 때 바닥판은 횡하중을 지점으로 전달하는 횡방향 다이아프램의 역할을 한다. 외측 보 높이의 하부 1/2에 작용하는 풍하중은 하부 플랜지에 횡방향으로 작용한다고 가정한다.

(2) 수평 다이아프램 역할을 못하는 바닥이 설치된 교량의 상부 및 하부 플랜지에 작용하는 풍하중의 분포는 지렛대 법칙을 사용하여 구한다.

(3) 상부 및 하부 플랜지의 휨 작용에 의해 인접한 브레이싱 고정점으로 횡방향 풍하중이 전달된다. 브레이싱 고정점은 내풍 브레이싱의 절점이나 수직 브레이싱(cross frame) 및 다이아프램이 위치한 곳이다.

(4) 플랜지를 통하여 브레이싱 고정점에 전달된 횡하중은 다음과 같은 하중 경로 중 한 경로를 따라 지점으로 전달된다.

① 플랜지 평면내에서의 수평 브레이싱의 트러스 거동을 통한 하중 전달

② 수직 브레이싱 혹은 다이아프램의 뼈대 작용에 의하여 바닥과 다른쪽 플랜지 평면내의 수평 브레이싱으로 풍하중이 전달. 이렇게 전달된 풍하중은 바닥의 다이아프램 거동 혹은 수평 브레이싱의 트러스 거동을 통하여 지점에 전달

③ 횡하중을 받는 플랜지와 동일 평면에 있으면서 수평브레이싱으로 연결된 다른 플랜지의 횡방향 휨을 통해 지간 단부로 풍하중을 전달. 예를 들면 바닥이 수평 격벽 역할을 못하거나 상하부 플랜지 평면 내에 수평 브레이싱이 없는 경우

4.6.8.2 박스형 단면

(1) 외측 박스거더의 하부플랜지에 박스형 단면에 작용하는 풍하중의 1/4을 재하시켜야 한다. 풍하중에 저항하는 단면을 KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31에 따라 결정할 수 있는 복부판의 일부와 하부플랜지로 간주한다. 박스형 단면에 작용하는 풍하중의 나머지 3/4과 차량, 방호울타리 및 부착물 등에 작용하는 풍하중은 바닥의 다이아프램 역할에 의하여 지점으로 전달된다고 가정한다.

(2) 풍하중에 저항할 수 있다고 가정한 단면이 충분하지 못하다고 판단되면, 박스거더 사이에 수평 브레이싱을 설치하여야 한다.

4.6.8.3 시공

I형 및 박스형 단면 교량에서는 시공 중 발생할 수 있는 일시적인 풍하중에 대한 브레이싱의 필요성을 검토하여야 한다.

4.6.9 횡방향 지진하중 분포

4.6.9.1 적용범위

4.6.9의 조항들은 주로 지진시 횡력에 대한 시스템의 요소인 다이아프램, 수직브레이싱, 횡브레이싱 등에 적용된다.

4.6.9.2 설계 기준

(1) 설계 시 하부구조물에 대한 명백하고 직접적인 하중경로를 계획하여야 하며, 모든 구성부재와 연결부위들은 계획된 하중경로에 따라 전달되는 하중에 저항할 수 있어야 한다.

(2) 가정된 하중경로에서 주거더의 플랜지와 복부판, 수직브레이싱, 연결부, 슬래브와 보의 경계면, 그리고 교량받침부의 상부 플랜지 접합면부터 앵커볼트의 구속면 혹은 하부구조물의 유사한 장치들을 비롯하여 힘의 흐름에 영향을 받는 부재와 상세부재를 검토하여야 한다.

(3) 단부 다이아프램과 수직브레이싱의 해석과 설계는 교량받침의 수평저항을 고려해야 한다. 횡방향 저항시스템을 이루는 브레이싱 부재들의 세장성(slenderness)과 연결조건은 주요부재 설계에 규정된 조항들에 부합되어야 한다.

(4) 교량받침으로 지진하중을 전달하는 하중경로의 한 부분으로서 설계자에 의해 결정된 다이아프램과 수직브레이싱 부재들은 모든 설계지진하에서 교량받침의 종류에 상관없이 적용가능한 전단면을 기준으로 탄성상태를 유지하도록 설계되어야 한다. 주요부재의 설계에 대하여는 가능한 조항들이 적용될 수 있다.

4.6.9.3 하중분배

바닥판, 다이아프램, 수직브레이싱, 횡브레이싱의 강도 특성에 근거해서 횡하중을 기초에 전달할 수 있도록 가능한 하중경로가 설정되어야 한다. 보다 정교한 해석이 이루어지지 않는다면, 근사적인 하중경로가 아래와 같이 가정될 수 있다.

(1) 수평방향의 다이아프램 거동을 할 수 있는 콘크리트 바닥판 또는 상부플랜지 윗면의 수평브레이싱 시스템을 가지는 교량의 경우
바닥판에 부가되는 횡방향 하중은 단부 다이아프램과 수직브레이싱을 통해서 직접적으로 전달된다고 가정되어야 한다. 바닥판과 수평브레이싱을 통해 하중경로에 대한 개발과 해석은 만약 그런 경우가 있다면, 풍하중 해석에 사용된 것과 흡사하게 구조적인 거동을 가정할 수 있다.

(2) 수평방향의 다이아프램 거동을 할 수 없는 콘크리트 바닥판 또는 상부플랜지 윗면에 수평브레이싱 시스템이 없는 경우
바닥판에 부가되는 횡방향 하중은 중간 다이아프램과 수직브레이싱을 통해 하부의 횡방향 브레이싱 혹은 하부플랜지, 그리고 교량받침에 이르기까지, 그리고 단부 다이아프램과 수직

브레이싱에 대해서는 각각의 강성과 바닥판의 대표질량 속성에 맞게 분산 되어야 한다.

(3) 하부에 수평브레이싱 시스템이 없거나 횡하중을 전달하기에 하부플랜지의 강성이 부족한 경우에는 바닥판이 필요한 수평다이아프램 거동을 할 수 있도록 상세설계가 이루어져야 한다.

4.6.10 세그멘탈 콘크리트 교량의 근사적 해석

4.6.10.1 일반사항

부재의 설계 단면력과 처짐을 구할 때는 탄성해석과 보 이론을 사용해도 좋다. 이 경우 크리프, 건조수축, 온도변화 및 전단지연효과를 고려해야 하며 전단지연은 4.6.10.3과 부합되어야 한다. 콘크리트 교량의 경우에는 콘크리트 탄성계수의 변화, 콘크리트 건조수축과 크리프계수의 변화 등 시공 중에 발생될 수 있는 사항을 고려하여야 한다.

4.6.10.2 스트럿-타이 모델

하중이 재하되는 면적이나 기하학적으로 불연속성이 있는 곳에서의 해석에는 스트럿-타이 모델을 사용해도 좋다.

4.6.10.3 플랜지 유효폭

(1) 설계 단면력의 영향을 계산하기 위한 단면의 성질은 유효플랜지폭을 사용해야 한다. (사용하중응력에 대한) 유효플랜지폭은 4.6.7.2를 이용하여 산정할 수 있으며 그림 4.6-7에 따르거나 보다 정밀한 해석을 통해 결정 할 수 있다.

(2) 휨, 전단 및 축 방향력으로 인한 응력을 계산할 때는 각각 그 대응되는 단면성질을 사용하여야 한다. 각각에 부합되는 가중치를 고려한 저항을 사용하여 평가될 수 있다. 극한한계상태에서는 전 압축플랜지폭이 유효한 것으로 보고 단면의 성질을 계산하여도 좋다.

4.6.10.4 횡방향 해석

(1) 박스거더 세그먼트의 횡방향 휨을 해석할 때는 세그먼트를 강성이 강한 박스형 골조구조로 해석한다. 이 경우 플랜지와 복부 사이의 변단면까지 고려한다면 플랜지를 변단면부재로 보고 해석해야 한다. 최대모멘트를 발생시키는 곳에 차륜하중을 재하시켜야 하며, 탄성해석 결과에 의하여 각 재하 위치에 대한 차륜하중의 유효 종방향 분포를 구해야 한다. 편심재하 또는 구조의 비대칭 기하형상 때문에 발생되는 복부전단증가 및 기타 영향도 고려하여야 한다.

(2) 박스형 단면의 상부플랜지에 미치는 활하중과 충격모멘트 효과를 평가할 때는 Homberg (1968)와 Pucher(1964)에 의해 제안된 영향면을 사용하는 방법이나 기타 탄성해석방법을 사용해도 좋다.

(3) 프리스트레싱에 의한 탄성 및 크리프변형과 건조수축도 횡방향해석에 고려해야 한다.

(4) 사용한계상태와 시공상태에서의 응력을 계산할 때는 프리스트레싱에 의한 2차모멘트의 영향을 포함시켜야 한다.

(5) 극한한계상태에서 하중계수 1.0을 갖는 프리스트레싱에 의한 2차하중영향은 하중계수가 적용된 고정하중과 활하중 및 다른 하중에 의한 하중영향에 산술적으로 합산된다.

(6) 거더형 세그먼탈 교량에서 상부슬래브의 횡방향설계는 4.6.2의 조항과 부합될 수 있다.

4.6.10.5 종방향 해석

(1) 일반사항

① 세그먼트 콘크리트 교량의 종방향 해석 시에는 특수한 시공법, 시공단계 및 공사일정, 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 프리스트레스 손실 같은 시간종속영향들을 고려해야 한다.

② 사용한계상태에서의 응력을 계산할 때는 프리스트레싱으로 인한 2차모멘트의 영향을 고려해야 한다.

③ 극한한계상태에서의 모멘트와 전단력을 계산할 때는 하중계수 1.0을 적용한 프리스트레싱에 의한 2차모멘트나 전단력을 하중계수가 적용된 고정하중과 활하중 및 다른 하중에 의한 하중영향에 가산해야 한다.

(2) 시공중 해석

시공단계별로 구조를 해석할 때는 , KDS 24 14 21(4.7.3.3)에 규정된 시공 시 하중조합, 응력, 안전성 등을 고려해야 한다.

(3) 최종 구조계의 해석

최종구조계를 해석할 때는 KDS 24 14 21(4.7.3.2)를 적용해야 한다.

4.6.11 정밀해석법

4.6.11.1 일반사항

(1) 교량의 정밀해석법으로 4.4에 제시된 방법을 사용할 수 있다. 유한요소법과 같이 해석영역을 이산화해야 하는 수치 해석법에서는 대상 구조물의 기하학적, 역학적 거동특성을 적절히 반영할 수 있도록 적합한 요소를 선택하고, 요소 분할방법, 요소 및 절점의 위치와 개수(총자유도), 절점에 반영되는 하중값과 경계조건 등을 잘 결정해 주어야 해석결과의 정확성을 확보할 수 있다. 형상이 왜곡되거나 변장비가 큰 요소(일반적으로 1:3 이상)는 해석의 정밀도를 저하시키므로 2차원 해석에서는 가급적 정사각형 또는 정삼각형 요소를 사용하고, 3차원 해석에서는 정육면체 또는 정사면체에 가까운 요소를 사용하여야 한다. 또한 요소 크기와 형상의 급격한 변화는 가급적 피하여야 한다.

(2) 구조적으로 연속되어 지지 구조물과 일체로 거동하는 방호울타리, 방호벽, 중앙분리대 등은 사용한계상태와 피로한계상태에서 구조 부재로서 고려할 수 있다.

4.6.11.2 바닥판

(1) 일반사항

① 별도의 규정이 없으면 바닥판의 휨 변형과 비틀림 변형을 고려하여 해석하여야 한다. 바닥판의 면외 방향으로 발생하는 전단 변형은 무시할 수 있다.

② 하중 재하 시 균열이 발생할 수 있거나, 바닥 부재의 경계면을 따라서 분리가 발생하는 바닥을 해석할 경우에는 포아송 효과를 무시할 수 있다. 윤하중은 KDS 24 12 21(4.3.1.4)에 규정된 바와 같이 부분 분포 하중으로 취급한다. 포장과 바닥판의 합성 여부에 관계없이 포장 두께에 따른 윤하중 확산 효과를 고려할 수 있다. 일반적으로 윤하중은 포장 두께에 따라 모든 방향으로 45° 각도로 확산된다고 가정하고 윤하중 분포 면적을 증가시켜 바닥판에 재하 할 수 있다. 윤하중의 분포 면적을 증가시키기 위하여 사용하는 포장의 두께는 사용기간 동안 발생할 수 있는 마모량을 고려하여 감소된 두께를 적용하여야 한다.

(2) 등방성 판 모델

충실 바닥판의 두께가 일정하거나 거의 일정하며 바닥판의 강성도가 바닥판 면내의 모든 방향으로 거의 일정한 경우에는 바닥판을 등방성 판으로 모델링 할 수 있다.

(3) 직교 이방성 판 모델

직교 이방성 판 모델을 사용할 경우에는 바닥판 휨 강성을 바닥판 단면에 따라 일정하게 분포시킬 수 있다. 두께가 일정한 충실 바닥판이 아닌 경우에는 실험, 3차원 해석, 또는 일반적으로 사용되고 있거나 입증된 근사식에 의하여 바닥판의 비틀림 강성을 결정하여야 한다.

4.6.11.3 보-슬래브교

(1) 유한요소나 격자 패널의 변장비를 5.0 이하로 유지하여야 한다.

(2) 해석 시 사용하는 절점 하중은 실제 하중과 정역학적으로 등가이어야 한다.

(3) 슬래브교의 해석은 받침부의 조건 및 사각 등을 고려하여 판이론에 따라 수행하는 것을 원칙으로 한다. 단, 슬래브의 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 1:2를 넘고, 사각이 25° 이하인 경우에는 4.6.4에 따라 해석할 수 있다.

(4) T형교에서 거더의 단면력은 격자 구조이론에 의하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, 폭원이 일정하며, 4개 이상의 평행하게 배치된 거더로 구성된 교량의 경우에는 4.6.3에 따라 계산할 수 있다.

4.6.11.4 박스거더교

(1) 박스거더교는 평면 2차원 형상과 경계조건을 적절히 모델링하여 4.4에 따라 정밀해석하는 것을 원칙으로 한다. 단, 4.6.3의 내용이 적용 가능한 구조물의 경우에는 근사적 해석방법으로 해석할 수 있다.

(2) 뒴(warping)이나 단면의 뼈대 작용을 고려하려면 반드시 3차원 모델을 사용하여야 한다.

(3) 단일 박스거더로 구성된 상부 구조를 휨과 비틀림 모멘트를 동시에 받는 하나의 등가 보로 해석할 수 있다.

(4) 강 박스 내부에 단면 형상을 유지하기 위한 브레이싱이나 다이아프램 등이 적절히 설치된 경우에 한하여 단면을 비틀림에 대하여 강체로서 가정할 수 있다.

(5) 받침부의 횡방향 위치도 해석 모델에 포함시켜야 한다.

4.6.11.5 트러스교

(1) 뼈대 구조물의 정밀 해석을 위한 모델에서는 다음과 같은 사항을 고려하여야 한다.

① 바닥판 또는 바닥틀과의 합성 작용

② 부재 간 연속성

③ 부재의 자중에 의한 하중영향, 변형에 의한 기하학적 형상 변화, 부재 연결부에서의 축방향 편심

④ 초기처짐, 부재 간 연속성, 각 부재에 작용하는 축력 등을 고려한 구조물의 면내 및 면외 좌굴

(2) 중로 트러스에서는 상현재의 면외 좌굴을 검토하여야 한다. 바닥보가 있는 횡방향 뼈대에 의해 수평방향 안정성을 유지하는 트러스에서는 차량하중에 의한 바닥보의 변형을 고려하여야 한다.

4.6.11.6 아치교

(1) 4.6.11.5의 규정 중에서 아치교에도 적용 가능한 항목은 아치교의 정밀해석에 적용되어야 한다. 지간이 긴 아치를 해석할 경우에는 표 4.5-1에 규정한 근사법인 모멘트 확대계수법 보다는 대변위 이론에 근거한 정밀해석법을 적용하는 것이 바람직하다.

(2) 트러스형 아치의 상현재와 하현재 사이의 응력분배가 가설방법에 따라 다를 경우, 가설방법을 설계 도서에 명시하여야 한다.

4.6.11.7 사장교

주탑의 형상, 케이블 면수와 상부구조바닥의 비틀림 강성을 고려한 평면 혹은 입체 구조해석에 의하여 사장교의 각 부재에 발생하는 하중영향을 산정할 수 있다. 사장교 해석에서는 다음과 같은 요인에 의하여 발생하는 비선형성을 고려해야 한다.

(1) 모든 한계상태에서의 사장재의 새그(sag) 변화

(2) 모든 한계상태에서의 보강 거더와 주탑의 $P-\Delta$ 효과 및 대변위 거동

(4) 극단상황한계상태에서의 재료의 비탄성 및 비선형성

4.6.11.8 현수교

(1) 현수교에서는 대변위 이론에 근거한 해석법에 의하여 수직 하중에 대한 하중영향을 산정하여야 한다. 수평 풍하중에 대한 해석에서는 케이블에 도입된 장력에 의한 강성 증가 효과를 고려하여야 한다.

(2) 현수교에서 고정하중의 정확한 산정은 매우 중요하기 때문에 최종 설계단계에서는 특히 세심한 주의가 필요하다. 비선형 해석을 적용하는 경우에는 고정하중과 케이블 장력 간 평형이 이루어진 후의 교량 형상이 목표형상을 구현할 수 있도록 초기형상해석을 수행하여야 한다.

4.6.12 연속교의 부모멘트 재분배

4.6.12.1 일반사항

연속 거더교에서는 비탄성 휨 거동에 의하여 발생하는 하중영향의 재분배를 고려할 수 있다. 보와 거더의 휨에 대한 비탄성 거동만을 고려할 수 있으며, 전단 및 좌굴 거동에 대한 비탄성 해석은 허용되지 않는다. 하중영향의 횡방향 재분배를 고려하지 않는다.

4.6.12.2 정밀해석법

단면의 모멘트-회전각 관계에 기초한 모멘트 재분배법을 사용하여 선형 탄성해석에서 계산된 지점부의 부모멘트를 감소시킬 수 있다. 모멘트-회전각 관계는 이 설계기준의 규정이나 실험에 의하여 규명된 관계식을 따른다.

4.6.12.3 근사해석법

4.6.12.2에서 기술한 해석법 대신에 KDS 24 14 21과 KDS 24 14 31에서 콘크리트 보와 강재 보에 대하여 각각 기술된 단순 재분배 절차를 사용할 수 있다.

4.6.13 온도 해석

온도에 따른 축방향 변형 및 휨 변형이 유발하는 내부 응력을 고려하여 단면내의 온도 변화에 따른 하중영향을 산정하여야 한다. 단면 내에서의 온도 변화는 KDS 24 12 21(4.11.2)의 규정을 사용한다.

4.6.14 FEM 국부해석법

4.6.14.1 일반사항

일반적인 뼈대 구조 해석법에 의하여 정확한 응력을 산정할 수 없는 응력집중부나 부재연결부 등의 정밀 해석에 사용된다.

4.6.14.2 해석모델구성

(1) 정밀 해석이 필요한 영역을 포함하도록 해석 영역을 전체 구조물에서 분리하여 정의하고, 전

체 구조물과 분리된 해석 영역의 경계면에서 경계 조건으로서 뼈대 구조물의 해석에서 구한 변위나 부재력을 적용한다.

(2) 정밀 해석 대상 영역에서 응력 분포 특성이 충분히 소산되어 일반적인 뼈대 해석법과 상세해석법의 응력분포가 동일하게 되는 곳으로 상세 해석을 위한 해석 영역의 경계면을 설정한다. 일반적으로 정밀해석이 필요한 관심 영역의 최대 치수의 적어도 2배 이상의 해석 영역을 설정하여야 한다.

(3) 변위법에 기초한 해석법에서는 일반적으로 변위가 부재력에 비하여 보다 정확하기 때문에 변위 경계 조건을 적용하는 것이 바람직하다.

4.7 동적 해석

4.7.1 구조 동역학의 기본사항

4.7.1.1 일반사항

교량의 동적거동을 해석하기 위해서는 구조요소의 강성도, 질량 및 감쇠특성을 실제상황에 가깝게 모델링하여야 한다. 동적해석 시 필요한 해석 정확도를 바탕으로 해석모델을 구성하고 합리적인 동적해석법을 선택하여야 한다. 고유진동수와 모드형상을 산정할 경우에는 필요한 고유진동수 및 모드형상을 적절히 표현할 수 있는 요소와 경계조건을 사용하여야 하며, 자세히 검토하고자 하는 범위내의 차수별 모드형상을 표현하기에 충분한 수준의 자유도를 사용하여야 한다. 시간이력해석 시에는 사용하는 시간 적분법에 따라 적절한 시간 간격을 사용하여야 한다. 동적모델에는 다음과 같은 구조물과 동적 가진력의 특성이 포함되어야 한다.

(1) 질량 분포

(2) 강성도 분포

(3) 감쇠 특성

(4) 가진력의 진동수 특성

(5) 지속시간

(6) 작용 방향

4.7.1.2 질량의 분포

질량을 모델링할 때는 모델의 이산화 정도와 예상되는 운동을 고려하여야 한다.

4.7.1.3 강성

교량은 고유진동모드와 진동수를 나타낼 수 있는 자유도로 모델링하여야 한다. 모델요소의 강성

은 모델링 대상 교량과 잘 부합되도록 정의되어야 한다.

4.7.1.4 감쇠

구조물의 동적 거동에 의하여 발생하는 에너지 손실을 나타내기 위하여 등가 점성 감쇠를 사용할 수 있다.

4.7.1.5 고유진동수

4.7.2 경우나 발주자의 특별한 요구가 없는 한 탄성 무감쇠 고유진동모드와 진동수를 사용한다. 그러나 지진 해석 시에는 관련된 모든 감쇠모드와 진동수를 고려한다.

4.7.2 탄성 동적응답

4.7.2.1 차량에 의한 진동

(1) 교량과 활하중의 동적상호작용에 대한 해석이 필요한 경우, 해석 시 필요로 하는 노면조도, 차량의 속도 및 동적 특성은 발주자가 지정하거나 혹은 승인한 값을 사용한다. 충격은 정적 하중영향에 대한 극한 동적 하중영향의 비율로 산정한다.

(2) 설계 시 사용하는 충격계수는 어떤 경우에도 KDS 24 12 21(표 4.4-1)에 규정된 값의 50% 보다 작은 값을 사용할 수 없다. 신축이음에 대하여는 충격계수를 감소시킬 수 없다.

4.7.2.2 풍하중에 의한 진동

(1) 풍속

아치교의 행어, 사장교, 현수교 등 풍하중에 민감한 구조물에 대해서는, 풍동실험을 통하여 최대 양압과 음압의 작용 위치와 강도를 결정한다. 설계 풍속을 결정하기 위하여 해당지역의 장기 풍속관측자료를 활용하는 것이 바람직하다. 해당지역과 지리적으로 가까운 관측소의 자료보다는 풍환경이 유사한 곳에 설치된 관측소의 자료가 보다 합리적일 수 있으므로 관측소의 선택에 주의하여야 한다. 장기간에 걸친 관측소 주변지형의 변화를 감안하여 관측된 자료의 신뢰도를 평가하여야 한다.

(2) 동적 효과

아치교의 행어, 사장교, 현수교 등 풍하중에 민감한 구조물에 대해서는 필요한 경우 난류나 돌풍에 의한 버페팅과 같은 동적인 효과 뿐만 아니라 갤로핑과 플러터와 같은 불안정한 바람-구조물 상호작용 해석을 수행한다. 길이에 비하여 폭이 작거나 비틀림 강성이 작은 구조물은 횡좌굴, 큰 횡력 및 다이버전스에 대한 해석을 수행해야 한다. 이 때 사용하는 공탄성 모델은 널리 알려진 것을 사용하여야 하며 3분력계수나 플러터계수와 같이 정상 및 비정상 공기력을 평가하기 위한 계수들은 풍동실험을 통하여 구하는 것이 원칙이다.

(3) 설계 시 고려사항

① 풍하중으로 인하여 발생하는 진동 변형 때문에 구조물에 과도한 응력 및 피로가 유발되지 않아야 하며, 사용자가 불안과 불편을 느껴서도 안 된다. 교량의 바닥판, 사장재, 행어 케이블 등에 과도한 와류진동이나 풍우진동이 발생하지 않도록 해야 한다. 과도한 동적응답을 제어할 필요가 있다고 판단되면 감쇠기의 사용을 검토해야 한다. 감쇠기의 설치나 형상 변경이 어려운 경우는 풍하중에 의한 진동을 억제할 수 있도록 구조계를 변화시켜야 한다.

② 구조물의 진동 외에도 교량이 협곡이나 풍속이 급격히 변화하는 구간에 위치한 경우 수평 바람에 의한 차량의 주행성을 확보 여부를 평가하여야 한다. 필요에 따라 방풍벽 등의 설치 여부를 고려할 수 있다.

(4) 가설 중의 검토

가설 중의 구조계는 완성계의 구조계와 다르므로 별도의 구조해석 모델로 풍하중에 대한 안전성을 검토하여야 한다. 이 때 구조해석 모델은 가설 중의 경계조건이나 하중 이력 등이 적절히 반영된 것이라야 하며 동바리 등을 활용하지 않고 켄틸레버 구조로 시공되는 교량 등에 대해서는 가설 중 풍하중에 대하여 특히 주의가 필요하다. 가설 중 상부구조 단면 형상이 완성계와 차이가 클 경우, 가설 중의 공기역학적 해석에 사용하는 계수들은 별도로 구할 필요가 있다.

4.7.3 비탄성 동적응답

4.7.3.1 일반사항

강진이나 선박 충돌에 의한 에너지는 다음 중 한 가지 이상의 현상에 의하여 소산된다.

(1) 구조물과 충돌하는 물체의 탄성 및 비탄성 변형

(2) 구조물과 부속물의 비탄성 변형

(3) 구조물과 부속물의 영구변위

(4) 에너지 소산을 위하여 특별히 설치된 시설물의 비탄성 변형

4.7.3.2 소성 힌지와 항복선

구조 해석을 위하여, 구조 부재에서 발생하는 비탄성 변형에 의한 에너지 손실은 소성힌지와 항복선에 집중된다고 가정할 수 있다. 손실된 에너지에 대한 하한치의 해를 구하는 반복적인 근사방법에 의해 이러한 단면의 위치를 결정할 수 있다. 이러한 단면에 대한 모멘트-회전 이력 곡선은 검증된 해석적인 재료 모델을 사용하여 결정할 수 있다.

4.7.4 충돌하중에 대한 해석

3. 재료의 조항을 만족하는 경우, 선박의 충돌에 대한 동적인 해석은 등가 정적탄성해석으로 대

신할 수 있다. 비탄성해석이 요구되는 경우에는 가능한 기타의 다른 하중이 있다면 이에 대한 효과도 같이 고려하여야 한다.

4.8 실험에 의한 해석

4.8.1 축소 모형 실험

구조적인 거동을 정립하고 검증하기 위하여 발주처는 전체구조물 혹은 일부분에 대하여 축소 모형 시험을 요구할 수 있다. 구조물의 제원, 재료 특성뿐만 아니라 경계조건과 하중을 기하학적 또는 재료적인 상사법칙에 따라 정확하게 모델링하여야 한다. 동적해석 시에는, 질량 축소 비율이나 지반 진동 및 감쇠 함수를 적절하게 적용하여야 한다. 극한한계상태 실험에서는 하중계수를 적용한 고정하중을 사용하여야 한다. 실험 장치는 모형 구조물의 응답에 영향을 주지 않도록 설치하여야 한다. 특별한 조사 또는 연구를 목적으로 하는 모형 실험체의 설계는 이 설계기준 또는 재료성능실험을 위한 다른 기준을 따르지 않을 수 있다. 다만 재료강도와 구조체의 저항 성능은 변동성을 고려한 근거가 명시되어야 한다.

4.8.2 교량 실험

하중영향, 내하력 산정 및 수치해석모델의 개선을 위하여, 사용 중에 있는 유사한 교량에 계측기기를 설치하여 여러 가지 교통 상황과 환경 하중 또는 특수 목적 차량하중 하에서 실험을 실시할 수 있다.

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 10 11 : 2016

교량 설계 일반사항(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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

KDS 24 12 10 : 2016

교량 설계하중조합 (일반설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 설계하중조합에 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 샤르피 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 12 10 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)

제　　정 : 2016년 6월 30일　　**개　　정 :　　년　　월　　일**

심　　의 : 중앙건설기술심의위원회　　**자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회**

소관부서 : 국토교통부 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반 사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어정의 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 하중의 종류 ····· 1
4.2 설계방법 및 하중조합 ····· 2

교량 설계하중조합(일반설계법)

1. 일반 사항

1.1 적용범위

이 코드는 철도교량의 설계하중조합을 결정하기 위하여 적용된다.

1.2 용어정의

KDS 24 10 10(1.2)의 관련 용어를 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

내용 없음.

4. 설계

4.1 하중의 종류

철도교량의 설계에 있어서는 다음 하중을 고려한다.

(1) 영구하중

① 고정하중(자중)

② 2차 고정하중(부가되는 고정하중)

③ 환경적인 작용하중

④ 간접적인 작용하중

(2) 운행하중

① 표준열차하중

② 충격

③ 수평하중: 차량횡하중, 캔트효과, 원심하중, 시동하중과 제동하중

(3) 기타하중

① 풍하중

② 온도변화의 영향: 교량 설계시 온도변화, 단면에서의 온도변화율, 궤도-구조물간의 상호작용

③ 장대레일 종하중

④ 2차 구조부분, 장비, 설비 등에 작용하는 하중 : 유지보수 통로하중, 군중하중, 승강장에 재하되는 하중, 난간하중, 방음벽, 지주 하단에 작용하는 하중, 마찰저항하중, 화물하중

⑤ 기타하중

(4) 특수하중

① 충돌하중

② 탈선하중

③ 가설시의 하중

④ 지진의 영향

교량을 설계할 때 고려해야 할 하중의 종류를 모두 열거한 것인데, 가교지점의 여러 조건과 구조에 따라 하중 및 하중의 조합을 선정해야 하며 모든 하중을 모두 고려할 필요는 없다.

4.2 설계방법 및 하중조합

4.2.1 일반사항

(1) 강교와 강재교각은 허용응력설계법을 따른다. 그러나 콘크리트교와 콘크리트 교대, 교각 등은 우선적으로 강도설계법을 따르되 허용응력설계법도 사용할 수 있다.

(2) 철도 교량의 설계하중조합에 적용되는 하중의 기호는 다음과 같다.

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

F : 이동이 허용되는 부분의 받침에서 전단저항과 마찰로 인한 종방향 하중

G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수의 착오, 습도 변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

H : 토압 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

LF : 활하중에 의한 차량횡하중

LR : 장대레일 종하중 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

SB : 시동 또는 제동하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

4.2.2 변형 검토를 위한 하중조합

(1) 고속철도 교량 구조물의 변형은 안전한 운행 조건의 확보를 위하여 아래에서 주어진 하중조합으로 검토해야 한다. 허용되는 최대 처짐은 KDS 24 10 10(4.1.4)를 만족해야 한다.

하중조합 Ⅰ : D + L + [I] + CF + ▣ (4.2-1)

여기서, ▣는 Q + WL 또는 E와 같음.

[ ] : 필요한 경우 고려해야 하는 하중

(2) 활하중(L) 재하선로수는 표준활하중이 가장 불리하게 재하되는 상태(복선포함)로 적용해야 한다.

하중조합 Ⅱ : 하중조합 Ⅰ + SB + F + G (4.2-2)

4.2.3 허용응력설계법에 따른 하중조합

(1) 총칙

① 주하중 및 주하중에 해당하는 특수하중에 대한 허용응력은 각 장에 규정한 값으로 한다.

② 부하중 및 부하중에 해당하는 특수하중을 고려하는 경우의 허용응력은 각 장에 규정한 허용응력에 4.2.3(3)에 주어진 허용응력 증가계수를 곱한 값으로 한다.

(2) 하중의 종류

설계조합하중을 위하여 하중의 종류는 주하중(P), 부하중(S), 주하중에 상당하는 특수하중(PP), 부하중에 상당하는 특수하중(PA)으로 구분한다.

① 주하중(P)

가. 고정하중(D)

나. 활하중(L)

다. 충격(I)

라. 원심하중(CF)

마. 장대레일 종하중(LR)

바. 콘크리트 크리프의 영향(CR)

사. 콘크리트 건조수축의 영향(SH)

아. 토압(H)

자. 수압, 부력 또는 양압력(Q)

② 부하중(S)

가. 차량횡하중(LF)

나. 시동하중 또는 제동하중(SB)

다. 풍하중(W)

③ 주하중에 상당하는 특수하중(PP)

가. 설하중(SW)

나. 지반변동의 영향(GD)

다. 지점이동의 영향(SD)

라. 파압(WP)

④ 부하중에 상당하는 특수하중(PA)

가. 온도변화의 영향(T)

나. 지진의 영향(E)

다. 가설 시 하중(ER)

라. 충돌하중(CO)

마. 탈선하중(DR)

바. 기타하중

(3) 하중조합 및 허용응력 증가계수

여기서는 강교, 콘크리트교, 하부구조의 허용응력설계법을 위한 하중조합 및 허용응력 증가계수를 나타내었다. 세부사항에 대해서는 KDS 24 14 20, KDS 24 14 30, KDS 24 14 50에 그 내용이 상술되어 있다.

① 강교

표 4.2-1 강교에서의 하중조합 및 허용응력 증가계수

하중 조합			허용응력 증가계수
1	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+온도변화의 영향	P+PP+T	1.15
2	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중	P+PP+LF	1.25
3	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중	P+PP+SB	1.25
4	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+풍하중	P+PP+W	1.25
5	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중+풍하중	P+PP+LF+W	1.35
6	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중+풍하중	P+PP+SB+W	1.35
7	차량횡하중+주하중에 해당하는 특수하중+풍하중	LF+PP+W	1.25
8	풍하중+시동하중 또는 제동하중	W+SB	1.25
9	주하중*+지진의 영향	P+E	1.55
10	주하중+충돌하중	P+CO	1.60
11	가설하중	ER	1.25

주) 주하중* - 이 경우에는 주하중에 충격하중과 원심하중을 포함시키지 않고, 단선 활하중을 포함시킨다.
가설하중의 경우, 특히 가설기간이 길거나 신공법으로 가설되는 교량에 대해서는 허용응력을 증가시키지 않는다.

② 콘크리트교

가. 가설하중에 대한 허용응력 증가계수의 값은 가설시 하중으로서 가설시의 풍하중 및 지진의 영향을 고려하지 않은 경우에 대한 규정이다. 따라서 이를 고려하는 경우에는 허용응력 증가계수를 표 4.2-1 및 표 4.2-2에 주어진 값과 관계없이 가교지점의 조건, 시공중의 구조계 등을 고려하여 별도로 정한 값으로 해야 한다.

표 4.2-2 콘크리트교에서의 하중조합 및 허용응력 증가계수

	하중 조합		허용응력 증가계수
1	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+온도변화의 영향	P+PP+T	1.15
2	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중	P+PP+LF	1.25
3	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중	P+PP+SB	1.25
4	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+풍하중	P+PP+W	1.25
5	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중+풍하중	P+PP+LF+W	1.35
6	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중+풍하중	P+PP+SB+W	1.35
7	차량횡하중+주하중에 해당하는 특수하중+풍하중	LF+PP+W	1.25
8	풍하중+시동하중 또는 제동하중	W+SB	1.25
9	주하중*+지진의 영향	P+E	1.40
10	주하중+충돌하중	P+CO	1.50
11	가설하중	ER	1.25

주) 주하중* - 이 경우에는 주하중에 충격하중과 원심하중을 포함시키지 않고, 단선 활하중을 포함시킨다.

나. 콘크리트교에서 부하중 및 부하중에 해당하는 특수하중을 고려하는 경우에 PS강재의 허용인장응력은 PS강재 항복점의 90% 이하의 값으로 하며, 프리스트레싱 직후의 콘크리트 및 PS강재의 허용응력은 증가시키지 않는다.

③하부구조

가. 철근 및 무근 콘크리트, 강구조

표 4.2-3 하부구조에서의 하중조합 및 허용응력 증가계수

하중 조합			허용응력 증가계수
1	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+온도변화의 영향	P+PP+T	1.15
2	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중	P+PP+LF	1.25
3	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중	P+PP+SB	1.25
4	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+풍하중	P+PP+W	1.25
5	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중+풍하중	P+PP+LF+W	1.35
6	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중+풍하중	P+PP+SB+W	1.35
7	차량횡하중+주하중에 해당하는 특수하중+풍하중	LF+PP+W	1.25
8	주하중+충돌하중	P+CO	
	강구조에 대하여		1.60
	무근 및 철근콘크리트 구조에 대하여		1.50
9	주하중*+지진의 영향	P+E	
	강구조에 대하여		1.55
	무근 및 철근콘크리트 구조에 대하여		1.40
10	가설하중의 조합	ER	
	완성 후의 응력이 현저히 저하되는 경우		1.50
	완성 후의 응력이 허용응력과 같은 정도로 되는 경우		1.25

주) 주하중* - 이 경우에는 주하중에 충격하중과 원심하중을 포함시키지 않고, 단선 활하중을 포함시킨다.

나. 프리스트레스트 콘크리트 말뚝

지진의 영향을 고려할 때, 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 허용휨인장응력은 표 4.2-4에 주어진 값을 따른다.

표 4.2-4 지진의 영향을 고려할 때 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 콘크리트 허용휨인장응력

유효프리스트레스f_{ce}(MPa)	$4 \leq f_{ce} < 7$	$7 \leq f_{ce}$
허용휨인장응력 (MPa)	3	5

4.2.4 강도설계법에 따른 하중조합

강도설계법을 적용하는 교량의 하중조합은 다음을 따른다.

(1) 주요 하중조합의 하중계수

$$U = 1.35D + 1.85(L + I) + 1.35\,CF(LF) + 1.6H + 1.4Q \quad (4.2\text{-}1)$$

$$U = 1.6(D + L + I + CF(LF) + H + Q) \quad (4.2\text{-}2)$$

$$U = 1.35D + 1.4(L + I) + 1.35\,CF(LF) + 1.6H + 1.35Q + 1.35G \quad (4.2\text{-}3)$$

$$U = 1.35D + 1.6H + 1.35Q + 1.35W + 1.35G \quad (4.2\text{-}4)$$

$$U = 1.35D + 1.4(L + I) + 1.35CF(LF) + 1.6H + 1.35Q + 1.35(0.5W + WL) + 1.4(SB + LR) + 1.35G \quad (4.2\text{-}5)$$

$$U = 1.0D + 1.0(L/2) + 1.0H + 1.0Q + 1.0E \quad (4.2\text{-}6)$$

여기서, 식 (4.2-6)의 L/2는 단선 활하중을 의미한다.

$$U = 1.35D + 1.4(L + I) + 1.6H + 1.35Q + 1.35CO \quad (4.2\text{-}7)$$

$$U = 1.2D + 1.5H + 1.2Q + 1.2W + 1.2CO \quad (4.2\text{-}8)$$

여기서, 원심하중(CF)과 횡하중(LF)이 동시에 작용하는 경우 큰 쪽의 하중이 작용하는 것으로 가정한다.

(2) (1)의 모든 하중조합에서 표 4.2-5의 각 경우에 대한 고정하중계수와 토압하중계수는 각 표에 제시한 값을 사용해야 한다.

표 4.2-5 주요하중조합에서 고정하중계수와 토압하중계수를 바꾸어 설계하는 경우

식	고정하중계수	토압하중계수	
	① 기등설계시 최소축하중 및 최대 모멘트 또는 최대 편심에 대하여 설계할 경우	② 라멘구조에서 횡토압에 의해 상판의 정모멘트를 검토하는 경우	③ 연직토압에 대하여 설계할 경우
(4.2-1)~(4.2-7), (4.2-9)	0.8	0.6	1.4
(4.2-10)	0.9	0.8	1.2

(3) 기초를 설계할 경우 토압이나 파일하중 등에는 하중계수에 의한 하중증가를 시키지 않는다. 또한 전도, 활동 등에 대한 안전율을 사용하여 구조물 기초의 안정성을 검토하는 경우에도 하중계수를 사용하지 않는다.

교량 설계하중조합(일반설계법)

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 12 10 : 2016

교량 설계하중조합(일반설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
05718 서울특별시 송파구 중대로 113, 3층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@krta.co.kr
http://www.kroad.or.kr

(작성기관) 한국교량및구조공학회
06732 서울특별시 관악구 관악로1 서울대학교 37동 115호 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

KDS 24 12 11 : 2016

교량 설계하중조합 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 설계하중조합(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 12 11 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 12 11 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어정의 ····· 1
1.3 기호정의 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 하중의 종류와 하중조합 ····· 1

교량 설계하중조합(한계상태설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 교량의 설계에서 사용되는 하중들에 대한 최소한의 요구 조건, 적용한계, 하중계수 및 하중조합에 대해 규정한다. 또한 이 코드는 기존 교량의 구조적 안전성 평가에도 적용될 수 있다. 이 규정들은 하중에 대한 최소 요구조건이므로, 필요한 경우 발주자의 판단에 따라 이 기준 이상의 하중을 사용할 수 있다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

내용 없음.

4. 설계

4.1 하중의 종류와 하중조합

4.1.1 하중계수와 하중조합

(1) 하중계수를 고려한 총 설계하중은 다음과 같이 결정된다.

$$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i \, Q_i \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, η_i = 하중수정계수 (KDS 24 10 11(1.3.2) 참조)

Q_i= 하중 또는 하중효과

γ_i = 하중계수 (표 4.1-1과 표 4.1-2 참조)

(2) 교량의 부재들과 연결부들은 다음의 각 한계상태에서 규정된 극한하중효과의 조합들에 대하여 식 (4.1-1)에 의해 검토하여야 한다.

① 극한한계상태 하중조합 Ⅰ: 일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합. 이때 풍하중은 고려하지 않는다.

② 극한한계상태 하중조합Ⅱ: 발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합. 풍하중은 고려하지 않는다.

③극한한계상태 하중조합Ⅲ: 거더 높이에서의 풍속 25 m/s를 초과하는 설계. 풍하중을 고려하는 하중조합

④극한한계상태 하중조합Ⅳ: 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합

⑤극한한계상태 하중조합Ⅴ: 차량 통행이 가능한 최대 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합

⑥극단상황한계상태 하중조합Ⅰ: 지진하중을 고려하는 하중조합

⑦극단상황한계상태 하중조합Ⅱ: 빙하중, 선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합. 이때 차량충돌하중 CT의 일부분인 활하중은 제외된다.

⑧사용한계상태 하중조합Ⅰ: 교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값과 25 m/s 의 풍하중을 조합한 하중상태이며, 교량의 설계 수명 동안 발생 확률이 매우 낮은 하중조합이다. 이 하중조합은 철근콘크리트의 사용성 검증에 사용할 수 있다. 또한 옹벽과 사면의 안정성 검증, 매설된 금속 구조물, 터널라이닝판과 열가소성 파이프에서의 변형제어에도 적용한다.

⑨사용한계상태 하중조합Ⅱ: 차량하중에 의한 강구조물의 항복과 마찰이음부의 미끄러짐에 대한 하중조합

⑩사용한계상태 하중조합Ⅲ: 교량의 정상 운용 상태에서 설계 수명 동안 종종 발생 가능한 하중조합이다. 이 조합은 부착된 프리스트레스 강재가 배치된 상부구조의 균열폭과 인장응력 크기를 검증하는데 사용한다.

⑪사용한계상태 하중조합IV: 설계수명 동안 종종 발생 가능한 하중조합으로 교량 특성상 하부구조는 연직하중보다 수평하중에 노출될 때 더 위험하기 때문에 연직 활하중 대신에 수평 풍하중을 고려한 하중조합이다. 따라서 이 조합은 부착된 프리스트레스 강재가 배치된 하부구조의 사용성 검증에 사용해야 한다. 물론 하부구조는 사용하중조합III에서의 사용성 요구조건도 동시에 만족하도록 설계하여야 한다.

⑫사용한계상태 하중조합V: 설계수명 동안 작용하는 고정하중과 수명의 약 50 %기간 동안 지속하여 작용하는 하중을 고려한 하중조합이다.

⑬피로한계상태 하중조합: KDS 24 12 21(4.3.2)에 규정되어 있는 피로설계트럭하중을 이용하여 반복적인 차량하중과 동적응답에 의한 피로파괴를 검토하기 위한 하중조합

(3) 이 기준의 하중조합들에 적용되는 하중계수는 표 4.1-1에 정리되어 있다. 설계 시 적절한 모든 하중조합들에 대한 검토가 이루어져야 할 것이다. 각 하중조합에서 모든 하중들은 적절한 하중계수에 의해 곱하여져야 하며, 필요시에는 KDS 24 12 21(4.3.1.2)에 제시된 다차로재하계수에 의해 곱하여져야 한다. 곱하여진 하중들은 KDS 24 10 11(식 (1.3-1))에 의해 조합되고, 최종적으로 KDS 24 10 11(1.3.2)의 하중수정계수에 의해 곱하여져야 한다.

(4) 하중계수들은 최대하중조합효과가 계산되도록 선정되어야 하며, 각 하중조합에서 정과 부의 극한상태가 모두 검토되어야 한다. 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 하중조합에

서는 그러한 하중에 최소하중계수를 적용하여야 한다. 상시하중효과에 대해서는 표 4.1-2에 제시된 두 가지 하중계수중에서 큰 하중조합효과를 주는 하중계수가 적용되어야 한다. 반면에 상시하중효과가 구조물의 안정성이나 내하성능의 증가를 가져오는 경우에는 최소 하중계수가 적용되어야 한다.

(5) TU, CR 및 SH하중에 제시된 두 가지 하중계수중에서 큰 값은 변형량 계산에 적용되며, 나머지 모든 경우에는 작은 값이 적용된다.

(6) 뒤채움이나 얕은 기초 또는 깊은 기초의 설치와 관계없이 사면의 전체 안정성은 , KDS 24 12 11(4.1.1)에서 규정된 적절한 저항계수와 사용하중조합-Ⅰ에 근거하여 평가되어야 한다.

(7) 온도 경사에 대한 하중계수(γ_{TG})와 침하에 대한 하중계수(γ_{SD})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다. 공사별 하중계수값이 없는 경우에 γ_{TG}는 다음과 같이 결정한다.

① 극한한계상태와 극단상황한계상태 조합 - 0.0 (고려하지 않음.)

② 활하중이 고려되지 않는 사용한계상태조합 - 1.0

③ 활하중이 고려되는 사용한계상태조합 - 0.5

(8) 세그먼트방식으로 가설되는 교량에서는 사용한계상태에 대하여 식 (4.1-2)의 하중조합이 고려되어야 한다.

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + PS \qquad (4.1\text{-}2)$$

(9) 극단상황한계상태조합Ⅰ에서의 활하중계수(γ_{EQ})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다.

표 4.1－1 하중조합과 하중계수

하중 / 한계상태 하중조합	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM BR PL LS CF	WA BP WP	WS	WL	FR	TU	TG	GD SD	이 하중들은 한 번에 한 가지만 고려			
										EQ	IC	CT	CV
극한Ⅰ	γ_p	1.80	1.00	–	–	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한Ⅱ	γ_p	1.40	1.00	–	–	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한Ⅲ	γ_p	–	1.00	1.40	–	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극한Ⅳ –	γ_p	–	1.00	–	–	1.00	0.50/	–	–	–	–	–	–

교량 설계하중조합(한계상태설계법)

하중 / 한계상태 하중조합	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM BR PL LS CF	WA BP WP	WS	WL	FR	TU	TG	GD SD	이 하중들은 한 번에 한 가지만 고려			
										EQ	IC	CT	CV
EH, EV, ES, DW DC만 고려							1.20						
극한Ⅴ	γ_p	1.40	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
극단상황Ⅰ	γ_p	γ_{EQ}	1.00	–	–	1.00	–	–	–	1.00	–	–	–
극단상황Ⅱ	γ_p	0.50	1.00	–	–	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00
사용Ⅰ	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
사용Ⅱ	1.00	1.30	1.00	–	–	1.00	1.00/ 1.20	–	–	–	–	–	–
사용Ⅲ	1.00	0.80	1.00	–	–	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SD}	–	–	–	–
사용IV	1.00	–	1.00	0.70	–	1.00	1.00/ 1.20	–	1.0	–	–	–	–
사용Ⅴ	1.00	–	–	–	–	–	0.50	–	–	–	–	–	–
피로 – LL, IM & CF만 고려	–	0.75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

표 4.1-2 γ_p에 관한 하중계수

하중의 종류	하중계수	
	최대	최소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25 1.50(극한한계상태 조합IV에서만)	0.90
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65
EH : 수평토압 주동 정지	 1.50 1.35	 0.90 0.90
EV : 연직토압 전체 안정성 옹벽 및 교대 강성 암거 (예, 콘크리트 박스) 뼈대형 강성구조물 (예, 라멘형) 연성 암거 (예, 파형강관) 박스형 연성 강재암거	 1.00 1.35 1.30 1.35 1.95 1.50	 – 1.00 0.90 0.90 0.90 0.90
ES : 상재토하중	1.50	0.75
EL : 시공중 발생하는 구속응력	1.0	1.0
PS : 프리스트레스힘 세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부구조 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조 – I_g를 사용하는 경우 – $I_{effective}$를 사용하는 경우 강재 하부구조	 1.0 1.0 0.5 1.0 1.0	
CR, SH : 크리프, 건조수축 세그멘탈콘크리트교량의 상부,하부구조 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조 – I_g를 사용하는 경우 – $I_{effective}$를 사용하는 경우 강재 하부구조	 DC에 대한 γ_p 사용 1.0 0.5 1.0 1.0	

4.1.2 가설 시 하중에 대한 하중계수

(1) 구조물과 부속물의 중량에 대한 하중계수는 1.25 이상의 값을 택해야 한다.

(2) 발주자에 의해 특별히 제시되지 않은 경우에는 시공하중, 설비하중 그리고 동적효과에 대한 하중계수는 1.5 이상의 값을 택해야 한다. 풍하중에 대한 하중계수 는 1.25 이상의 값이어야 한다. 모든 다른 하중계수들은 1.0을 택한다.

4.1.3 받침인상과 포스트텐션힘을 위한 하중계수

(1) 발주자에 의해 정하지 않았다면, 사용하는 설계인상력을 받침인상위치에 가장 가까운 지점에 발생하는 고정하중에 의한 반력의 1.3배보다 작아서는 안 된다. 받침인상작업 시 교통통제가 이루어지지 않은 경우에는 활하중계수를 곱한 활하중에 의한 반력을 포함하여야한다.

(2) 포스트텐션의 정착부에 대한 설계력은 최대긴장력의 1.2배를 택한다.

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	엔비코컨설턴트	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

교량 설계하중조합(한계상태설계법)

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

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 12 11 : 2016

교량 설계하중조합(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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

KDS 24 12 20 : 2016

교량 설계하중 (일반설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 설계하중에 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 샤르피 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 12 20 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 12 20 : 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 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범뮈 ····· 1
1.2 용어정의 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 하중 ····· 1

교량 설계하중(일반설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범뮈

이 기준은 철도교량의 설계하중을 결정하기 위하여 적용된다.

1.2 용어정의

KDS 24 10 10(1.2)의 관련 용어를 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

내용 없음.

4. 설계

4.1 하중

4.1.1 하중의 종류

설계에 있어서는 다음 하중을 고려한다.

(1) 영구하중

① 고정하중(자중)

② 2차 고정하중(부가되는 고정하중)

③ 환경적인 작용하중

④ 간접적인 작용하중

(2) 운행하중

① 표준열차하중

② 충격

③ 수평하중: 차량횡하중, 캔트효과, 원심하중, 시동하중과 제동하중

(3) 기타하중

① 풍하중

② 온도변화의 영향: 교량 설계시 온도변화, 단면에서의 온도변화율, 궤도-구조물간의 상호작용

③ 장대레일 종하중

④ 2차 구조부분, 장비, 설비 등에 작용하는 하중: 유지보수 통로하중, 군중하중, 승강장에 재하되는 하중, 난간하중, 방음벽, 지주 하단에 작용하는 하중, 마찰저항하중, 화물하중

⑤ 기타하중

(4) 특수하중

① 충돌하중

② 탈선하중

③ 가설시의 하중

④ 지진의 영향

교량을 설계할 때 고려해야 할 하중의 종류를 모두 열거한 것인데, 가교지점의 여러 조건과 구조에 따라 하중 및 하중의 조합을 선정해야 하며 모든 하중을 모두 고려할 필요는 없다.

4.1.2 영구하중

(1) 영구하중의 종류

① 고정하중(자중)

② 2차고정하중(부가되는 고정하중)

가. 고정된 시설과 상부구조의 설비, 장치 등

나. 제거 가능한 영구하중(자갈도상 등)

③ 환경적인 작용하중: 토압, 수압, 파압, 설하중

④ 간접적인 작용하중: 프리스트레스 힘, 콘크리트 크리프의 영향, 콘크리트 건조수축의 영향, 지점변위(받침의 변위, 지반변동의 영향, 지점이동의 영향, 구조물에 영향을 미치는 변형)의 영향

(2) 고정하중

① 고정하중은 전체구조물의 자중으로 인한 수직방향 하중과 모든 영구적으로 설치된 부재들, 예를 들어 벽체, 기둥, 칸막이, 마루, 지붕, 토공, 선로, 도상, 각종 관, 신호기, 강봉, 강선 등(강선에 관련된 인장으로 인한 하중, 전차선로(catenary) 지지 등은 제외)과 그 외 다른 고정된 시설장치를 말한다.

② 고정하중은 전체 구조물의 중량으로 다루어진다. 여러 가지 재료의 단위체적중량은 표 4.1-1의 값을 사용하는 것으로 한다.

표 4.1－1 재료 단위체적중량

재료	단위체적중량 (kN/m^3)	재료	단위체적중량 (kN/m^3)
강, 주강, 단강	77	프리스트레스트 콘크리트	24.5
연철	76.5	인공경량골재콘크리트	15~17
주철	71	모르타르	21
목재	8	방수용아스팔트	11
도상(자갈 또는 쇄석)	19	석재	26
무근콘크리트	23	모래, 자갈, 부순돌, 흙	16~20
철근콘크리트	24.5	석탄, 탄가루	10

주 1) 표에 제시된 값은 각종 측정치의 평균치보다 조금 큰 값을 취하였음.
2) 목재의 중량은 수령과 함수비에 따라 다르고, 8 kN/m^3는 흔히 사용되는 목재에 비해 좀 과대한 편이지만 못, 꺾쇠, 볼트 등의 쇠붙이를 포함하는 것으로 보고 표 4.1-1의 값으로 정하였음.
3) 흙의 단위체적중량에 대해서는 표 4.1-2를 참조해야 함.

(3) 2차고정하중(부가되는 고정하중)

①2차고정하중은 궤도, 방수, 방음벽, 신호기 기둥, 전차선 지주 등을 포함한다. 제거 가능한 2차고정하중은 자갈도상, 케이블 등이 있다.

②자갈 및 콘크리트 도상 궤도의 2차고정하중은 정량적으로 계산하여 적용하는 것으로 하며, 단선 궤도에 대한 재료의 중량은 다음 값을 사용할 수 있다.

가. 레일(체결구 포함) 1.5 kN/m
나. 침목: 일반철도용 4.1 kN/m
고속철도용 5.0 kN/m
다. 자갈도상 19 kN/m^3
보조도상 16 kN/m^3
라. 콘크리트궤도 도상 24.5 kN/m^3
콘크리트궤도 보조도상 24.5 kN/m^3

③자갈도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다. 또 곡선부에서는 캔트부설에 따른 증가량을 추가하여 사용한다.

④무도상 판형교에서의 경우 교량침목 부설궤도는 7 kN/m(단선), 직결궤도는 3 kN/m(단선)으로 한다.

⑤전선 및 신호케이블 등의 2차고정하중은 1 kN/m로 하고 트러프하중은 별도로 계산한다.

(4) 토압

①토압효과의 산정을 위해, 토질조사는 건조밀도, 습윤밀도, 점착력, 내부마찰계수에 대한 특성치를 제공해야 한다.

②계산을 쉽게 하기 위해, 궤도에 수평한 교대와 옹벽의 배면의 연속 궤도에 의한 하중효과는 무한길이로 정의될 수 있는 해당 궤도 당 3.5 m 폭의 침목 하부에 30 kN/m^2이 균등히 작용

한다고 가정해야 한다. 이때 토압은 (1±0.05)배 증감치에 대해서도 불리한 경우를 고려하여 검토해야 한다.

③ 평상시 수평토압

가. 교대, 교각, 날개벽 및 옹벽 등에 작용하는 횡방향 토압의 크기는 구조물의 종류나 토질에 따라 다르다.

(가) 구조물이 강체로서 회전하거나 전면으로 밀려나오는 경우에는 횡방향 토압의 분포는 일반적으로 3각형 분포로 볼 수 있다. 이 경우의 토압을 구하는 공식에는 Coulomb토압공식, Rankine토압공식 등이 있지만 실내외 시험에서 Coulomb토압공식이 비교적 실험결과와 가까운 값을 보이므로 Coulomb토압공식을 사용하는 것으로 한다.

(나) 역T형 또는 부벽식 옹벽과 같이 뒷굽판이 비교적 긴 경우에는 뒷굽판에서 연직으로 세운 가상면에 토압이 작용하는 것으로 보고 이 면에 작용하는 횡방향 토압은 Rankine토압공식으로 구해야 한다.

(다) 강널말뚝 등과 같이 변형되기 쉬운 연성구조물에 작용하는 횡방향 토압은 복잡한 분포를 보이므로 이 경우에는 Coulomb토압을 사용해서는 안 되며, 벽체의 변형을 고려한 토압공식을 적용해야 한다.

나. 가동벽에 작용하는 횡방향 토압은 식 (4.1-1)~ 식 (4.1-4)로 구해야 한다. Coulomb토압을 구할 때의 토압계수는 식 (4.1-5)~ 식 (4.1-6)을 적용하며, 토압의 작용방향은 벽배면의 직각방향과 벽면마찰각만큼 기울어진 방향으로 본다. Rankine토압을 구할 때의 토압계수는 식 (4.1-7)~ 식 (4.1-8)을 적용하며, 토압의 작용방향은 뒤채움 지표면과 나란한 방향으로 본다.

(가) 사질토에서의 주동토압과 수동토압

$$p_a = K_a \gamma z + K_a q \qquad (4.1\text{-}1)$$

$$p_p = K_p \gamma z + K_p q \qquad (4.1\text{-}2)$$

(나) 점성토에서의 주동토압과 수동토압

$$p_a = K_a \gamma z - 2c \sqrt{K_a} + K_a q \text{(다만, } p_a \geq 0) \qquad (4.1\text{-}3)$$

$$p_p = K_p \gamma z + 2c \sqrt{K_p} + K_p q \qquad (4.1\text{-}4)$$

식 (4.1-1)~ 식 (4.1-4)에서, 토압계수는 다음과 같이 구해야 한다.

(다) Coulomb토압의 경우

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2} \qquad (4.1\text{-}5)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\alpha)}{\cos(\theta-\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2} \quad (4.1\text{-}6)$$

다만, $\phi \pm \alpha < 0$ 인 경우에는 $\sin(\phi \pm \alpha) = 0$ 으로 해야 한다.

(라) Rankine토압의 경우

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} \quad (4.1\text{-}7)$$

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} \quad (4.1\text{-}8)$$

여기서, p_a : 깊이 z 에서의 주동토압 (kN/m^2)

p_p : 깊이 z 에서의 수동토압 (kN/m^2)

K_a : 주동토압계수

K_p : 수동토압계수

γ : 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

z : 횡방향 토압을 구하고자 하는 깊이(m)

c : 흙의 점착력 (kN/m^2)

q : 지표면 상재하중 (kN/m^2)

ϕ : 흙의 전단저항각( )

α : 지표면과 수평면이 이루는 각( )

θ : 벽배면과 연직면이 이루는 각( )

δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면마찰각( )

다. 고정벽에 작용하는 횡방향 토압은 식 (4.1-9)로 구해야 한다.

$$p_0 = K_0 \gamma z + K_0 q \quad (4.1\text{-}9)$$

여기서, p_0 : 깊이 z 에서의 정지토압 (kN/m^2)

K_0 : 정지토압계수

정지토압계수는$K_0 = 1 - \sin\phi$ 로 구하는 것으로 하며, 토질조건에 따라 보다 합리적인 공인된 경험공식 또는 경험치를 사용할 수 있다.(ϕ=흙의 배수내부마찰각)

라. 토압의 계산에 적용하는 흙의 단위체적중량은 시공장소에서 채취한 토질시료를 이용하여 구하며, 개략설계의 경우에는 표 4.1-2의 값을 이용할 수도 있다.

표 4.1-2 흙의 단위체적중량(단위 : kN/m^3)

지반	토질	느슨한 경우	촘촘한 경우
자연지반	모래 및 모래질 자갈	18	20
	사질토	17	19
	점성토	14	18
성토	모래 및 모래질 자갈	20	
	사질토	19	
	점성토	18	

주 1) 지하수위 아래에 있는 흙의 단위체적중량은 표의 값에서 9를 뺀 값으로 해야 한다.
2) 부순돌의 단위체적중량은 자갈과 같은 값으로 해야 한다. 또 슬래그, 암괴 등의 경우에는 종류, 형상, 크기 및 간격 등을 고려하여 정해야 한다.
3) 자갈 섞인 사질토 또는 자갈 섞인 점성토에 있어서는 혼합비율과 상태에 따라 합리적인 값으로 해야 한다.
4) 지표면 재하하중은 교대와 같이 벽면 치수에 비해 재하면적이 큰 경우에는 일반적으로 교량의 등급에 관계없이 활하중 q=35 kN/m^2 로 볼 수 있다. 지진시 수평토압은 별도 내진설계 조항에 따른다

(5) 수압

① 정수압

가. 정수압은 식 (4.1-10)에 의해 산출해야 한다. 구조물의 지반 속에 있는 부분에 작용하는 수압이 이 이론수압의 값까지 작용하지 않는 것이 확실한 경우에는 그 확실한 값까지 감소시킬 수 있다.

$$P_h = \omega_0 \cdot h \qquad (4.1\text{-}10)$$

여기서, P_h : 수면에서 h 만큼 깊은 곳의 정수압 (kN/m^2)

h : 수면에서의 깊이 (m)

ω_0 : 물의 단위체적중량 (kN/m^3)

나. 수위의 변동이 현저한 곳에 계획된 교대의 경우, 전면의 수위와 안쪽의 수위 사이에 수위차가 생기는 수가 있다. 이와 같은 경우에는 이 수위차에 따른 잔류수압을 고려해야 한다.

② 유수압

가. 유수압은 유수방향에 대한 교각의 연직투영면적에 작용하는 수평하중으로 하고 식 (4.1-11)에 의해 산출해야 한다. 작용위치는 하저(河底)에서 $0.6H$로 해야 한다.

$$P = K \cdot v^2 \cdot A \qquad (4.1\text{-}11)$$

여기서, P : 유수압 (kN)

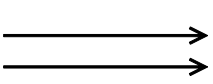
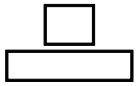
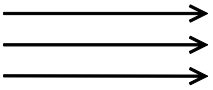
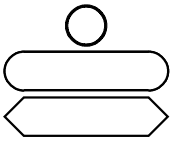
K : 표 4.1-3에 나타낸 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

v : 최대유속 (m/s)

A : 교각의 연직투영면적 (m^2)

H : 수심 (m)

표 4.1－3 교각형상에 따른 저항계수, K

교각의 유수방향	단부의 형상	계수
		0.7
		0.4
		0.2
	유송잡물이 집적되는 교각	0.7

주) 유송잡물이란 집중호우 시 우수의 흐름에 의해 나뭇가지, 토사, 자갈, 유목 등이 원 지반으로부터 분리되어 이송되는 것을 말한다.

나. 세굴의 영향이 있는 경우의 유수압을 산출할 때 사용하는 수심은 평상시에는 하부구조에 의한 세굴의 영향이 없을 때의 수심에 평상시 하부구조의 영향에 의해 발생하는 세굴의 깊이와 교량의 내용기간 중에 예상되는 전반적인 하상 저하량을 더한 깊이로 해야 한다. 홍수 시에는 평상시의 설계수심에 홍수 시 수위의 증가와 홍수 시 세굴깊이를 더한 깊이로 해야 한다. 곧, 교각부근의 수심은 세굴이 있는 경우 일반적으로 그림 4.1-1과 같은 양상을 보인다고 생각하면 된다. 이와 같은 경우의 전유수압은 식 (4.1-12) 혹은 식 (4.1-13)으로 산출하면 된다.

$$P = K \cdot {v_n}^2 \cdot A = K \cdot {v_n}^2 \cdot \left(\frac{B_a + B_b}{2} \cdot H_n \right) \text{(평상시)} \qquad (4.1\text{-}12)$$

$$\text{혹은, } P = K \cdot {v_f}^2 \cdot \left(\frac{B_a' + B_b'}{2} \cdot H_f \right) \text{ (홍수 시)} \qquad (4.1\text{-}13)$$

여기서, K : 표 4.1-3에 주어진 교각의 저항계수

H_n : 평상시의 설계수심 (m)

H : 평상시 유수의 수심 (m)

ΔH_d : 예상 하상 저하량 (m)

ΔH_{sn} : 평상시의 세굴깊이 (m)

H_f : 홍수 시의 설계수심 (m)

ΔH_f : 홍수 시의 H에 대한 증가 수심 (m)

ΔH_{sf}: 홍수 시 평상시 세굴선에서의 세굴깊이 (m)
(이 양은 홍수 후에는 없어진다.)

$B_a, B_{a'}$: a 또는 a' 에 있어서 구체의 폭 (m)

$B_b, B_{b'}$: b 또는 b'에 있어서 구체의 폭 (m)

v_n : 평상시의 최대유속 (m/s)

v_f : 홍수시의 최대유속 (m/s)

한편, 작용위치는 평상시는b 에서 $0.6\,H_n$ 까지, 홍수 시는 b' 에서 $0.6\,H_f$ 의 높이가 된다.

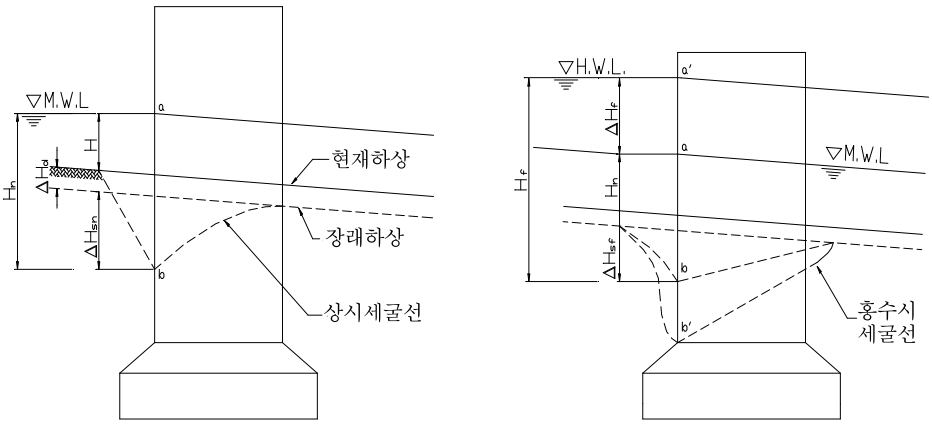


그림 4.1−1 교각부근에서 수심을 취하는 법

다. 부력 또는 양압력

(가) 부력 또는 양압력은 연직방향으로 작용하는 것으로 하고 구조물에 가장 불리하도록 재하 시킨다. 양압력이란 구조물의 전후의 수위차 또는 파랑 등에 의한 구조물 위치에서의 일시적인 수위의 상승에 의해 생기는 상향의 힘을 말한다.

(나) 부력 또는 양압력의 작용이 확실한 경우의 예를 그림 4.1-2에 확실하지 않은 경우의 예를 그림 4.1-3에 나타내었다.

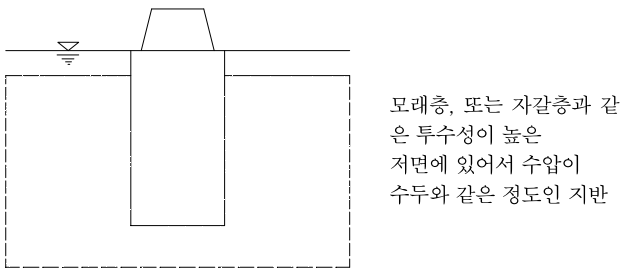


그림 4.1−2 부력 또는 양압력의 작용이 확실한 경우

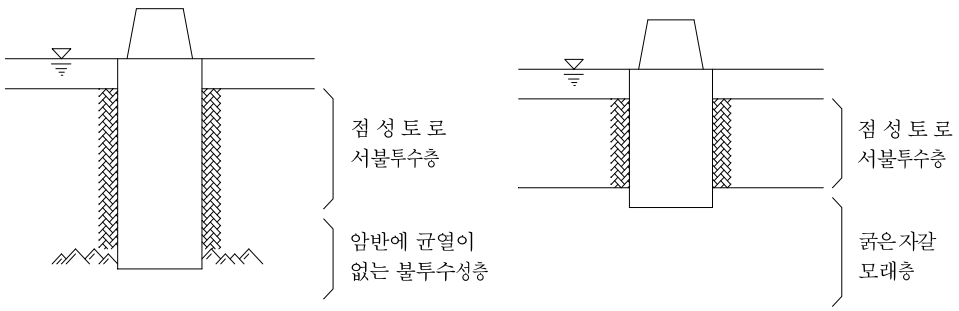


그림 4.1−3 부력 또는 양압력의 작용이 확실하지 않은 경우

(다) 부력 또는 양압력의 작용이 확실한 경우에는 이것을 고려해야 하며, 그 작용이 확실하지 않더라도 경년적(經年的)인 물의 침투 또는 구조물의 접지상태에 따라 이 힘들의 작용을 예측할 수 있다. 따라서 설계는 안전측이 되도록 그 작용을 고려한다. 즉, 안정 계산 가운데 전도나 활동 등의 경우에는 고려하고, 지지력의 경우에는 무시하여 계산할 수 있다. 부력 또는 양압력의 작용을 받는 구조물의 안정에 대한 안전율은 1.2 이상이 되어야 한다.

(6) 파압

① 연직벽에 작용하는 쇄파의 파력은 식 (4.1-14)에 의해 산출한다. 파력은 정수면상 $1.25H_0$의 높이에서 해저까지 균일하게 분포한다.

$$p = 1.5 w H_0 \qquad (4.1\text{-}14)$$

여기서, p : 쇄파(碎波)의 압력(kN/m^2)
w : 해수의 단위중량(kN/m^3)
H_0 : 심해파(Deep Water Wave)의 파고(m)

식 (4.1-14)는 쇄파의 파력의 식이므로 수심이 파고의 2배 이하일 때에만 적용한다. 이 한계를 넘으면 작용하는 파는 중복파(重複波)로서 고려해야 한다.

② 하천이나 호수 등에 설치된 교각에 대해서는 일반적으로 수심이 얕고 파압의 영향이 작아서 무시하며, 근처를 통과하는 선박에 의한 파력을 받는 경우도 파압의 영향을 무시한다.

(7) 설하중

적설이 많은 지역에 설치하는 구조물에는 필요에 따라 설하중을 고려해야 한다. 일반적인 경우 1 kN/m^{2}로 적용하며 상세한 산식은 식 (4.1-15)로 구할 수 있다.

$$SW = P \cdot Z_s \qquad (4.1\text{-}15)$$

여기서, SW : 설하중 (kN/m^2),
P : 눈의 평균단위중량 (kN/m^3),
Z_s : 설계적설깊이 (m)

(8) 프리스트레스 힘

구조물에 프리스트레스 힘을 도입하는 경우에는 설계에 이를 고려해야 하며, 프리스트레스트 콘크리트에 도입하는 프리스트레스 힘에 관해서는 다음과 같이 정하며 구체적인 사항은 별도 콘크리트교 설계조항에서 정하는 바에 따른다.

① 설계 시에 고려해야 할 프리스트레스 힘은 프리스트레싱 직후의 프리스트레스 힘과 그 후 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 PS강재의 릴랙세이션 등이 끝났을 때의 유효프리스트레스 힘이다. 필요에 따라서는 프리스트레싱 직후의 프리스트레스 힘과 유효프리스트레스 힘 사이의 중간의 프리스트레스 힘에 대해서도 고려해야 한다.

또 부정정구조물에서 프리스트레스 힘에 의해 부정정력이 일어나는 경우에는 이들을 고려해야 한다.

② 프리스트레싱 직후의 프리스트레스 힘의 감소는 프리텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형만을 고려해야 하고, 포스트텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형, PS강재와 쉬스의 마찰, 정착장치 및 긴장기구 내부의 마찰, 정착장치에서의 활동을 고려해야 한다.

가. 콘크리트의 탄성변형에 의한 PS강재의 인장력의 감소량은, 프리텐션 방식의 경우에는 배치된 PS강재 모두가 동시에 프리스트레싱되기 때문에 PS강재의 도심 위치에서의 콘크리트 응력에 탄성계수비(n)를 곱하여 산출하지만, 포스트텐션 방식의 경우에는 일반적으로 1케이블 또는 한 그룹마다 단계적으로 프리스트레싱되며 긴장단계마다 이미 정착된 PS강재의 인장력이 순차로 변해가므로 이들을 고려하여 감소량을 계산해야 한다.

나. 마찰에 의한 PS강재의 인장력의 감소는 주로 쉬스와 PS강재의 마찰손실에 의해서 생기지만 PSC공법에 따라서는 정착장치의 마찰과 긴장기구 내부의 마찰도 있기 때문에 이들에 의한 영향도 고려해야 한다. 쉬스 및 PS강재의 마찰 손실은 쉬스 및 PS강재의 종류나 각각의 녹슨 정도 및 배치상태에 따라 많은 차이가 있다. 일반적으로 마찰에 의한 PS강재의 인장력 감소는 PS강재의 각 변화와 길이의 영향으로 나누어 산출할 수 있다.

다. 정착장치의 활동에 의한 PS강재 인장력의 감소는 각종 PSC공법에 따라 다르다. 나사식 및 단추식의 정착방식에서는 활동이 근소하므로 무시할 수 있으나, 쐐기식의 정착방식에서는 비교적 큰 활동이 일어나므로 정착시의 활동을 과거의 실적 등으로부터 미리 가정하여 PS강재 인장력의 감소량과 그 영향범위를 검토해두어야 한다.

③ 유효프리스트레스 힘은 ⑵항의 규정으로 산출한 프리스트레싱 직후의 프리스트레스 힘에 다음의 영향을 고려하여 산출한다.

가. 콘크리트의 크리프

이 경우에 고려하는 지속하중은 프리스트레스 힘과 고정하중이다.

나. 콘크리트의 건조수축

다. PS강재의 릴랙세이션(Relaxation)

④ 유효프리스트레스 힘에 의한 부정정력은 부재 전체에 걸쳐 평균한 PS강재 인장력의 유효계수값을 프리스트레싱 직후의 부정정력에 곱하여 산출할 수 있다. 프리스트레스 힘을 작용시킨 직후에 발생하는 부정정력은 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 PS강재의 릴랙세이션에 의한 PS강재의 인장력의 감소에 따라 변화한다. 이 변화량은 단면에 따라 다른데 최종의 부정정력을 엄밀하게 구하자면 대단히 번잡한 계산이 필요하게 되지만 그 결과는 일반적으로 작다. 콘크리트를 균일하다고 가정하고, PS강재의 인장력의 시간적 변화만을 고려하여 엄밀한 계산을 시행한 결과에서는 PS강재 인장력의 변화에 의한 부정정력은 프리스트레싱 직후의 부정정력의 10%정도이고 방향은 다르게 나타난다. 한편, PS강재의 유효인장력을 P_e, 프리스트레싱 직후의 인장력을 P_t라 할 때, 각 단면의 유효계수$\eta(=P_e/P_t)$의 값은 일반적으로 80%~85% 정도이지만, 부재 전체에 걸친 평균값은 이것보다 큰 값이 되

므로 일반적인 경우에는 위에서 기술한 부재 전체에 걸쳐 평균한 PS강재 인장력의 유효계수를 프리스트레싱 직후의 부정정력에 곱하여 유효 프리스트레스 힘에 의한 부정정력으로 본다. 또 근사적으로는 부재 전체에 걸쳐서 평균값을 0.9로 본다.

(9) 콘크리트의 크리프의 영향

콘크리트부재 외에 강합성거더교와 같이 강재 주거더와 콘크리트 바닥판이 합성된 경우에 대해서는 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향을 고려해야 한다.

① 콘크리트 크리프는 콘크리트 구조설계기준을 따른다.

② 크리프에 대한 실험은 KS F 2453(콘크리트의 압축 크리프 시험방법)에 따라야 한다.

③ 프리케스트 콘크리트에서는 최종 크리프 변형과 즉시변형 사이의 최종 크리프 계수는 2로 가정할 수 있다.

④ 현장타설 공법을 적용한 교량 또는 타설한 직후 중량의 하중재하조건이 부여되는 시공 방법을 적용한 경우는 최종 크리프 계수는3으로 가정될 수 있다. 예를 들면 FCM(Free Cantilever Method)공법이 적용되는 경우 이 계수를 3으로 적용할 수 있다.

⑤ 크리프 값은 노출되는 교량상부구조와 같은 조건의 경우 30% 증가된 값을 적용해야 한다.

(10) 콘크리트의 건조수축의 영향

① 프리스트레스 손실량 산정시 콘크리트의 건조수축 변형률은 표 4.1-4의 값을 사용하도록 한다. 콘크리트의 건조수축 변형률의 크기는 표 4.1-4의 값보다 실제 더 큰 값을 나타내지만 이 표의 값은 콘크리트 내에 배치되어 있는 축방향 강재량에 의한 영향을 어느 정도 고려하여 정한 것이다.

표 4.1－4 콘크리트의 건조수축 변형률(10^{-6})

프리스트레스를 도입할 때 콘크리트의 재령(일)	4－5	28	90	365
건조수축 변형률	270	200	140	70

표 4.1-4는 상대습도 70-75%, 증기양생, 등가 부재두께 130 mm 등의 표준조건에 해당하는 옥외의 경우에 대해 나타낸 값이다. 옥외의 경우라는 것은 부재가 외기에 접촉하는 상태이고, 옥내의 경우라는 것은 외기와 차단되는 상태를 의미한다.

② 콘크리트의 건조수축에 의한 부정정력을 계산할 때 콘크리트의 건조수축 변형률은 150×10^{-6}으로 한다. 다만, 축방향 강재량이 부재의 콘크리트 단면적의 0.5% 미만인 경우에는 200×10^{-6}으로 한다. 이때 구조물에 배치되어 있는 강재량, 콘크리트의 크리프 등을 고려하여 콘크리트의 건조수축 변형률을 적용하는 것이 바람직하므로 콘크리트 그 자체의 건조수축 변형률보다 작은 값을 사용한다.

③ 경량 콘크리트의 건조수축 변형률은 콘크리트에 배합된 경량골재의 건조수축 변형률을 고려하여 정해야 한다.

④ 건조수축 변형률은 다음 값을 따른다.

가. 철근콘크리트 구조물 15×10^{-5}
나. 라멘구조물 15×10^{-5}
다. 아치구조물 20×10^{-5}

(11) 지점변위의 영향

① 지점변위는 받침의 변위, 지점이동의 영향, 지반침하와 기초회전 각변위, 수평변위 등으로 발생하는 변위이다.

② 지반침하는 토질조사로부터 토질 정수 등의 특성치 값과 지진으로 인한 액상화의 위험도로부터 추정할 수 있다.

③ 상부구조와 하부구조의 설계는 여러 변화하는 토질조건을 가지는 어느 구역의 정해진 시간에 어느 하나의 교각에 대한 지반침하들과 받침의 전위, 지점이동의 영향 등을 고려하여 수행해야 한다.

④ 균질의 흙의 경우 5 mm의 지반침하가 적용되어야 한다.

⑤ 지점변위의 영향에서는 변화된 콘크리트 탄성계수(장기탄성계수)가 고려되어야 한다.

⑥ 하부구조에 대한 지반변동의 영향

하부구조 완성 후 기초지반의 압밀침하 등에 의해 지반 변동이 예상되는 경우에는 그 영향을 고려한다. 지반변동의 예는 다음과 같다.

가. 기초주변지반의 압밀침하
나. 배면성토에 의한 연약지반의 측방유동
다. 하천의 흐름, 파랑에 의한 세굴, 하상저하

⑦ 상부구조에 대한 지점이동의 영향

가. 교각, 교대 등의 모든 하부구조는 인접 교각이나 교대간의 부등침하를 고려하여 상부구조 설계 시 고려해야 하며, 이때 하부구조가 콘크리트구조일 경우 크리프, 건조수축 등을 고려한 장기탄성계수를 적용해야 한다.

나. 연속보나 라멘구조, 교각과 같은 부정정 구조물에서는 지반의 부등침하 등으로 인하여 생기는 기초구조물의 침하, 수평이동, 회전 등에 따라 부재응력이 증가되는 곳이 생기므로 이들 영향을 고려해야 할 경우에는 최종 이동량을 추정하여 단면력을 산정해야 한다. 단면력의 산정은 탄성계산에 따르면 된다.

다. 콘크리트교에서는 콘크리트의 크리프 영향에 따라 그 응력은 상당히 작게 되어 크리프계수 φ=2.0의 경우 탄성계산에 의한 값의 50 % 정도로 된다. 따라서 크리프의 영향을 고려하지 않고 계산하는 경우에는 계산치의 50 %를 소요강도로 보면 된다. 그러나 처음부터 크리프의 영향을 고려하여 엄밀하게 계산할 경우에는 그렇지 않다.

라. 강교에서는 콘크리트교와 같은 크리프현상은 없으므로 탄성계산으로 구한 단면력을 그대로 소요강도로 해야 한다.

마. 교각의 길이가 보의 길이에 비하여 아주 짧은 라멘구조에서는 지점의 이동 및 회전에 따라 큰 응력이 생기는 곳도 있으므로 특히 유의해야 한다. 또 지점 이동의 영향에 대한

허용응력은 증가시키지 않는다.

4.1.3 운행하중

(1) 표준열차하중

교량구조는 해당 노선의 기능 별 표 4.1-5의 표준열차하중에 대하여 열차의 주행안전성을 확보할 수 있어야 한다.

표 4.1－5 표준열차하중

구분	표준열차하중	비고
여객화물혼용선	KRL－2012	여객전용선과 도시철도를 제외한 철도노선
여객전용선	0.75KRL－2012	관계장관이 지정, 고시한 여객전용선
전동차 전용선	EL－18	도시철도 운행이 주목적인 철도

특정 기능 목적의 선로에 대하여 새로운 표준열차하중 적용 시에는 실제 운행될 열차하중 및 향후 운행가능성이 있는 열차하중에 대하여 안전성을 확보할 수 있어야 한다.

①KRL-2012 표준열차하중 재하도

가. 여객, 화물 혼용 구간의 철도 구조물은 다음 KRL-2012 표준열차하중 재하도에 나타낸 하중을 견디도록 설계되어야 한다.

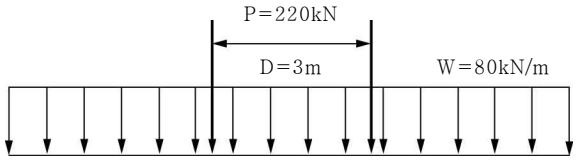


그림 4.1.4 KRL－2012 표준열차하중도 (여객, 화물 혼용선)

나. 단, 고속열차만 운행하는 여객전용선의 경우에는 KRL-2012 표준열차하중의 75 %를 적용한 KRL-2012 여객전용 표준열차하중 재하도에 나타낸 하중을 견디도록 설계한다.

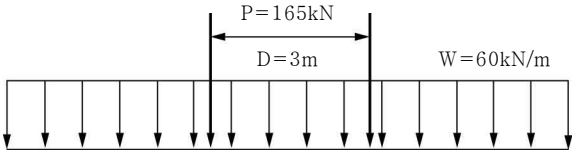


그림 4.1－5 KRL－2012 여객전용 표준열차하중도

다. 하나 혹은 두개의 궤도를 가지는 구조물은 각각의 궤도에 KRL-2012 표준열차하중이 적용되어지며 두 개 이상의 궤도를 가지는 구조물은 다음 두 경우 중 불리한 조건을 적용하여 검토해야 한다.

(가) 두개의 궤도에는 KRL-2012 표준열차하중을 전부 재하하고 세 번째 궤도에는 KRL-2012 표준열차하중 50%, 나머지 궤도에는 비 재하

(나) 모든 궤도에 KRL-2012 표준열차하중의 75 %를 재하

② KRL-2012 표준열차하중 편심

수직하중의 편심은 고려되어야 한다.

③ 구조물에 대한 KRL-2012 표준열차하중의 전달

도상구조물이나 비 도상구조물 모두 침목과 레일로 인한 KRL-2012 표준열차하중의 분산이 고려되어야 한다.

④ 피로의 영향을 검토할 때의 KRL-2012 표준열차하중

피로의 영향을 검토할 때는 단선을 지지하는 부재는 단선재하의 응력으로, 복선의 경우에도 단선재하의 상태에서 검토한다. 다만 동시재하 가능성이 높은 경우에는 동시재하 확률을 고려하여 검토한다.

⑤ 바람의 영향을 검토할 때의 KRL-2012 표준열차하중

바람에 의한 교량의 전도에 대한 검토에서 공차하중을 사용할 때는 1궤도당 16 kN/m의 등분포하중으로 하고 충격은 가산하지 않는다.

$$P = \frac{250}{1.6 \times a1} \text{ (kN)} \qquad P = \frac{250}{1.6 \times 2 \times a2} \text{ (kN)} \qquad (4.1\text{-}16)$$

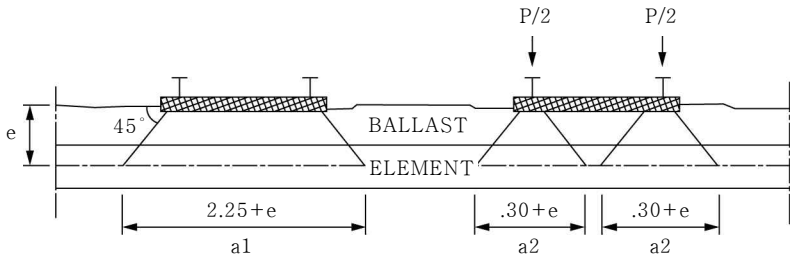


그림 4.1.6 횡방향하중분포도

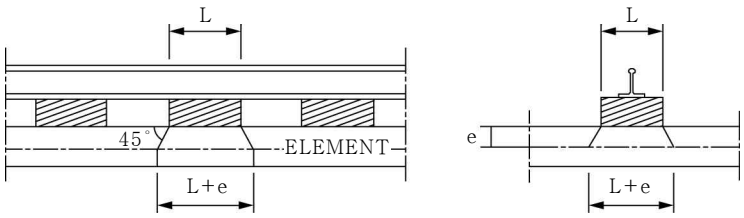


그림 4.1.7 콘크리트 도상 경우의 하중 분포도

(2) EL 표준열차하중 재하도

전동차 전용선인 경우에는 EL-18 표준열차하중을 적용한다. 그러나 특정차량만을 운전하는 선로에서는 그 차량의 중량 및 통과빈도 등을 고려하여 표준열차하중을 정할 수 있다.

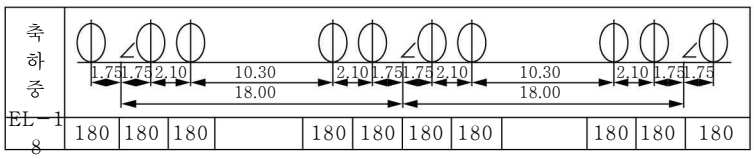


그림 4.1.8 EL표준열차하중(단위:kN/m)

① 하중의 재하방법

복선의 표준열차하중은 복선을 같은 방향으로 재하하고 3선의 경우 복선하중과 나머지 1선은 1/2하중을 재하한다. 4선의 경우에는 복선하중과 1선은 1/2하중으로 나머지 1선은 1/4하중을 재하한다.

② 피로의 영향을 검토할 때의 표준열차하중

피로의 영향을 검토할 때는 단선을 지지하는 부재는 단선재하의 응력으로, 복선의 경우에도 단선재하의 상태에서 검토한다. 다만 동시재하 가능성이 높은 경우에는 동시재하 확률을 고려하여 검토한다.

③ 바람의 영향을 검토할 때의 표준열차하중

바람에 의한 교량의 전도에 대한 검토에서 공차하중을 사용할 때는 1궤도당 16 kN/m의 등분포하중으로 하고 충격은 가산하지 않는다.

(3) 표준열차하중에 대한 동적 효과(충격계수)

① 충격계수

가. KRL 표준열차하중은 충격계수에 의한 하중이 곱해지는 동적 충격효과를 포함해야 한다.

나. 충격계수는 구조물의 진동효과와 응력의 동적확대로 산정되어진다. 그러나 공명효과와 상부구조에서 초과 진동은 이 값에서 고려되지 않으며 그 효과는 별도 해석으로 검토되어야 한다.

다. 충격계수는 철근콘크리트, 프리스트레스 콘크리트와 강구조 또는 합성구조물에서 동일한 값을 갖는다.

라. 충격계수의 값은 구조물의 길이 특성치L_c(m)에 의존해야 한다. L_c (m)의 크기는 표 4.1-6을 따른다.

마. 선로의 유지상태가 매우 불량한 경우를 제외하고는 식 (4.1-17)로 충격계수를 계산하여 적용한다.

$$I_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18 \qquad (4.1\text{-}17)$$

여기서, $0 < I_m \leq 0.67$

바. 충격계수가 적용된 하중은 다음과 같은 부분의 설계에 적용해야 한다.

표 4.1−6 충격계수 산정을 위한 구조물 길이 특성치 L_c

번호	교량 부재, 교량 유형	L_c
	바닥 부재	
1	레일베어러(Rail Bearer)	가로거더 간격 + 3.0 m
2	단순 지지된 레일베어러에 의해 재하된 가로거더	가로거더 간격의 2배 + 3.0 m
3	연속 상판 부재에 의해 재하된 가로거더	주거더의 지간 또는 가로거더 지간의 2배 중 작은 값
4	단부 가로거더	4.0 m
5	상판 슬라브	각각의 주 지간 방향에 대하여 번호 1−4에 해당하는 값
6	캔틸레버로 된 가로거더	가로거더에 해당하는 값 (번호 2−4)
7	캔틸레버로 된 레일베어러	0.50m
8	오직 가로거더에 의해서만 재하된 서스펜션 바(Suspension Bars) 또는 지지(Supports)	가로거더에 해당하는 값 (번호 2−4)
9	박스거더 돌출(Box Girder Overhang)	2 × 돌출 폭
10	박스거더 슬라브	복부 사이 거리
	주거더	
11	거더 − 2개 지지점 위에서	주거더의 지간
12	거더 − n개 지간에 걸쳐서 연속 $L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 \cdots + L_n)$	2: Lc = 1.2 × Lm (최소 Lmax) / 3: Lc = 1.3 × Lm (최소 Lmax) / 4: Lc = 1.4 × Lm (최소 Lmax) / 5 이상 지간: Lc = 1.5 × Lm (최소 Lmax)
13	캔틸레버/현수(Suspended) 지간 교량 − 캔틸레버 거더	거더의 지간
14	캔틸레버/현수(Suspended) 지간 교량 − 현수 거더	현수 거더의 지간
15	아치	지간 절반
16	주거더 위에 침목을 바로 놓는 경우, 보와 이음매에 대하여	주거더의 Lc
17	교량 부재의 L_c는 강기둥, 지지 뼈대(Support Frame), 가로보, 연결 조인트, 받침, 앵커, 주춧돌(Bed Stone) 등과 같은 부재들과 주춧돌과 벽돌 사이 및 받침 아래의 압력의 지지에 적용된다.	
18	부재에서의 총 응력이 몇 몇 항들의 합인 경우, 각 상응하는 지지 함수, 즉, 상판 슬라브 또는 레일베어러 경우의 방정식은 만약, 그 단면이 주거더의 계산에 고려된다면, 총 응력의 각 항은 상응하는 특성치 지간 L_c를 사용하여(4, 14번은 제외), 문제에 있어서의 운반 함수(Carrying Function)에 대한 동적 인자를 고려하여 계산되어야 한다.	

(가) 상부구조, 강재 또는 콘크리트로 지지하는 기둥, 라멘구조의기둥, 그리고 일반적으로 일부 주 기초에 까지 이르는 구조부분도 확장 적용해야 할 필요가 있다.

(나) 콘크리트 또는 강파일의 지반선위의 부분으로서 상부구조와 직접 연결된 강결형식이나 연속형식의 구조

사. 충격하중은 다음의 구조물에는 적용하지 않는다.

(가) 교대, 옹벽, 벽식 기초, 그리고 말뚝기초나 가구

(나) 기초와 지반, 터널안의 기초 바닥 슬래브

(다) 보도부

② 라멘교 및 아치교 등에서 구조물의 상면에 흙이 1m 이상 덮어져 있는 경우의 값은 식 (4.1-18)에 따라 저감하여 적용한다.

$$i = i_0 - 0.1(H_c - 1.0) \geq 0 \qquad (4.1\text{-}18)$$

여기서, i : 구조물의 충격계수

i_o : 구조물에 복토가 없다고 보았을 때의 충격계수

H_c : 구조물 상면에서 침목상단까지의 복토 높이(m)

③ 하부구조의 설계에 사용하는 상부구조 반력에는 표준열차하중에 의한 충격을 고려하지 않아도 된다. 그러나 받침부나 콘크리트, 강재 그리고 강합성으로 된 기둥형의 교각 또는 이와 유사한 경량의 구체로 된 하부구조의 구체부분에는 충격을 고려해야 한다.

가. 식 (4.1-18)에 의해 실제 열차하중으로 계산된 구조물의 응력이나 변형량이 (1)의 방법으로 계산된 충격계수를 사용하여 KRL 표준열차하중에 의해 계산된 값들보다 크게 되는 경우에는 구조물의 응력이나 변형치를 식 (4.1-18)로 계산한 실제 열차하중에 의한 값으로 적용해야 한다.

나. 활모양으로 불룩한 단면의 상판 내민 슬래브에서는 고정하중에서 20 %의 동적충격을 적용하여 계산해야 한다.

(4) 차량횡하중

①KRL-2012 표준열차하중의 차량횡하중

가. 차량횡하중은 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하는 것으로 하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적용한다.

나. KRL-2012 표준열차하중에 대한 차량횡하중의 크기는 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않는다. 복선 이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한 것만을 고려하는 것으로 한다.

다. 차량횡하중은 레일 체결구와 직접적으로 접촉하는 구조 부재(자갈도상이 없는 궤도가 사용되어질 때)에 고려하며, 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다. 그러나 슬래브 궤도구조(콘크리트도상)인 경우에는 고려되어야 한다.

②EL 표준열차하중의 차량횡하중

가. EL 표준열차하중에 대한 차량횡하중은 그림 4.1-9와 같이 연행집중이동하중으로 하고, 레일면의 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 작용하는 것으로 한다. 그 크기 Q는 EL하중 축중의 20 %로 값으로 한다.

나. 복선 이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한 것만을 고려하는 것으로 한다.

다. 차량횡하중은 레일 체결구와 직접적으로 접촉하는 구조 부재(자갈도상이 없는 궤도가 사용되어질 때)에 고려하며, 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다. 그러나 슬래브 궤도구조(콘크리트도상)인 경우에는 고려되어야 한다.

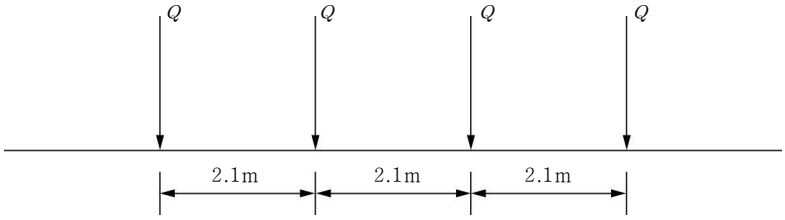


그림 4.1.9 EL 표준열차하중의 차량횡하중

(5) 캔트(cant) 효과

① 곡선궤도를 가지는 구조물에서는 캔트 효과를 고려해야 한다. 이 효과는 횡방향으로 열차의 중심을 이동시키는 것으로 고려해야 한다.

② 캔트 효과를 적용하는 데에 있어 다음의 두 가지 경우가 고려되어야 한다.

가. 정지상태 열차

나. 운행 중인 열차: 이 경우는 원심하중이 고려되어야 한다.

(6) 원심하중

① 교량상의 궤도가 일부 또는 전 구간에 걸쳐 곡선부를 갖는 경우에는 원심력을 고려한다.

② 원심력은 표준열차하중에 식 (4.1-19)에서 계산되는 계수 α를 곱한 값을 수평하중으로 계산해야 한다.

$$\alpha = \frac{V^2 f}{127 R} \qquad (4.1\text{-}19)$$

여기서, V: 설계속도

f : 곡선 궤도에서의 L과 V에 따라 고려되는 감소계수(식 (4.1-20))

R: 곡률반경 (m)

L : 지간 (m)

③ 표 4.1-7는 감소계수(f)를 계산한 결과를 표로 나타낸 값이다.

$$f = 1 - (\frac{V-120}{1000}) \times (\frac{814}{V} + 1.75) \times (1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}) \qquad (4.1\text{-}20)$$

④ 원심하중은 레일상면에서 KRL-2012 하중은 1.8 m, EL하중은 1.5 m 높이에 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하도록 해야 한다.

⑤ 원심하중에는 충격계수를 고려하지 않는다.

⑥ 자갈도상이 없는 직결식 궤도 등에 있어서와 같은 레일 체결구와 직접적으로 접하는 구조부재에서는 원심하중과 차량횡하중 100 kN이 동시에 작용한다고 본다.

표 4.1-7 설계속도에 따른 원심력 감소계수

L (m)	설계속도				
	≤120	160	200	250	≥300
≤2.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3.0	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98
4.0	1.00	0.96	0.93	0.90	0.88
5.0	1.00	0.93	0.89	0.84	0.81
6.0	1.00	0.92	0.86	0.80	0.75
7.0	1.00	0.90	0.83	0.77	0.71
8.0	1.00	0.89	0.81	0.74	0.68
9.0	1.00	0.88	0.80	0.72	0.65
10	1.00	0.87	0.78	0.70	0.63
12	1.00	0.86	0.76	0.67	0.59
15	1.00	0.85	0.74	0.63	0.55
20	1.00	0.83	0.71	0.60	0.50
30	1.00	0.81	0.68	0.55	0.45
40	1.00	0.80	0.66	0.52	0.41
50	1.00	0.79	0.65	0.50	0.39
60	1.00	0.79	0.64	0.49	0.37
70	1.00	0.78	0.63	0.48	0.36
80	1.00	0.78	0.62	0.47	0.35
90	1.00	0.78	0.62	0.47	0.34
100	1.00	0.77	0.61	0.46	0.33
≥150	1.00	0.76	0.60	0.44	0.31

⑦ 원심하중과 횡하중이 동시에 작용하는 경우 큰 쪽의 하중이 작용하는 것으로 가정한다.

⑧ 원심하중으로 인해 발생된 하중은 연직하중과 하중조합을 한다. 이때 최고속도가 120 km/h 이상인 경우는 다음과 같은 2가지를 고려해야 한다.

가. 총 연직하중+원심하중(V=120 km/h)

나. 감소 연직하중(f와 동일비례 감소)+원심하중(V=설계속도)

(7) 시동하중과 제동하중

① 작용

가. 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다. KRL-2012하중은 1.8 m, EL하중은 1.5 m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용하는 것으로 하고 구조물에 고려되어진 하중의 작용 영향길이 Lf 위에 일정하게 분포되어야 한다. 복선 이상의 경우에는 복선재하 상태에서 검토하며, “시동+제동”의 경우로 적용한다. 여기에서 충격은 모두 고려하지 않는다.

나. 시동, 제동하중의 값은 연속궤도(장대레일)에 대하여 다음의 값을 취해야 한다.

(가) KRL-2012 표준열차하중에 대하여

여객화물혼용선의 경우 (KRL-2012를 적용하는 구간)

시동하중: 25 kN/m×L(m)≤1000 kN (L≤30 m)

제동하중: 15 kN/m×L(m)≤6000 kN (L≤400 m)

여객전용선의 경우 (0.75KRL-2012를 적용하는 구간)

시동하중 : 0.75×25 kN/m×L (m)≤600 kN (L≤30 m)

제동하중 : 0.75×15 kN/m×L (m)≤4800 kN (L≤400 m)

여기서, L (m)은 하중의 재하된 길이이며 다음과 같다.

상부구조, 받침 : 상부구조물의 길이

교각, 교대 : 상부구조의 길이로서 이들 교각, 교대 부분이 상부와 고정단으로 연결된 부분에 해당하는 부분으로서 그 상부구조의 수평하중이 전달되는 길이

이 때, 시동 및 제동하중은 최댓값 제한치 이내에서 해당 하중의 전체길이 L에 적용되어 진다.(시동하중에 대해서는 시동 축하중이 재하된 길이만큼, 제동하중에 대해서는 전 열차 길이만큼 적용)

(나) EL 표준열차하중에 대하여

시동하중 : (0.27+0.95×L/Lv)×T

제동하중 : (0.27+1.00×L/Lv)×T

여기서, Lv는 1차량길이, L은 부재에 최대영향을 주는 하중재하 길이, T는 EL 표준열차하중의 축중을 나타낸다.

다. 시동 및 제동하중은 표준열차하중과 조합하여 검토되어야 한다.

② 교량에 의한 시동/제동하중의 저항

가. 궤도가 교량 구조의 양쪽 또는 한쪽 끝에서 끊어지지 않고 연속으로 이어지는 장대레일이 적용되어 있을 때, 시동하중 또는 제동하중의 그 중 일부는 궤도를 통해 연속된 부분으로 전달되어지고 그 나머지가 상부구조를 통해 받침에 전달되어진다. 궤도를 통해 전달되어지는 그 일부 하중은 교대 뒤에서 저항되는 힘으로 고려해야 한다.

나. 상부구조를 통해 받침에 전달되어지는 하중의 비는 표 4.1-8에 주어진다. 단, 이 값은 궤도-구조물 상대변위 검토 시의 변위검토에만 적용한다.

표 4.1−8 상부구조를 통해 받침에 전달되어지는 하중의 비

단위교량의 연장	연속 장대레일	한쪽 끝이 REJ가 있는 장대레일
	단선 또는 복선의 경우	단선 또는 복선의 경우
30	0.50	/
60	0.50	0.60
90	0.60	0.65
120	0.70	0.70
150	0.75	0.75
180	/	0.80
210	/	0.85
≥240	/	0.90

주) 여기서 단위교량이란 독립적인 한 개의 교량상부구조 또는 연속된 다수의 독립적인 교량상부구조 형식에서 그것을 구성하는 각각의 독립적인 교량상부구조를 말한다.

4.1.4 기타하중

(1) 풍하중

① 풍하중은 교량에 대하여 1방향으로 수평 및 직각으로 작용하는 것으로 하고, 그 크기는 다음 각 항에 의한다.

가. 교량상에 열차가 없을 때

(가) 교량의 연직투사면: 3.0 kN/m^2

(나) 트러스의 바닥틀과 겹쳐지지 않는 바람맞이 반대편 주트러스의 연직투사면: 2.0 kN/m^2

나. 교량상에 열차가 있을 때

(가) 교량의 연직투사면: 1.5 kN/m^2

(나) 트러스의 바닥틀과 겹쳐지지 않는 바람맞이 반대편 주트러스의 연직투사면: 1.0 kN/m^2

(다) 통과열차에 대하여 연직투사면: 1.5 kN/m^2

다만, 열차의 연직투사면은 레일상면으로부터 4.0 m 높이의 폭으로 하고, 열차와 겹쳐지는 보의 바람맞이 쪽과 바람맞이 반대쪽의 부재에 대하여는 풍하중을 고려하지 않는다.

② 지간 80 m까지의 하로트러스에 대하여는 전항의 규정에 관계없이 바람맞이 쪽과 바람맞이 반대쪽을 합계하여 표 4.1-9의 값을 사용하도록 한다.

표 4.1－9 지간 80 m까지의 하로트러스의 풍하중 크기(단위: kN/m)

구분	상현재	하현재
교량상에 열차가 없는 경우	5.0	6.0
교량상에 열차가 있는 경우	3.0	8.0*

주 * : 열차에 대한 풍하중을 포함한 값이다.

③ 대상지역의 풍속기록과 구조물 주변의 지형 및 환경 등에 대한 특별한 조사연구에 따라 설계풍속을 결정하였을 때에는 ① 또는 ②에 제시된 풍하중 값을 결정된 설계풍속의 제곱과 기본설계풍속의 제곱의 비율에 따라 증가시킬 수 있는데, 이 경우 풍하중의 산정근거를 명시해야 한다. 다만, ①의 값은 최솟값이다.

④ 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려하는 풍하중은 ①에 규정한 수치의 0.6배로 한다.

(2) 온도변화의 영향

① 강교 설계 시 온도변화의 범위

가. 강교에서 온도변화의 승강(昇降)은 가설 시 온도를 기준으로 하여 계산해야 한다. 온도변화의 범위는 -20 ℃에서 +50 ℃로 하되, 특히 추운 지방에서는 －30℃에서 +50℃까지로 해야 한다.

나. 가설 시 온도의 예상이 어려운 경우 온도의 승강은 기후가 보통인 지방에서는 ±35 ℃, 기후가 특히 한냉한 지반에서는 ±45 ℃로 해야 한다.

다. 타이드 아치나 보강거더가 있는 아치 및 라멘, 강바닥판교 등에서는 아치부분이나 행거 등과 같이 태양광선의 직사를 받는 부분과 타이(Tie)나 보강거더와 같이 그늘 부분에 있는 것이 있다. 이러한 교량에서는 여름철에 두 부분의 온도차가 크므로 이로 인한 응력을 고려해야 할 경우도 있다. 이 경우의 온도차는 토지의 상황 및 도료의 색에 따라 일정하지 않으나 15℃로 해야 한다.

② 합성보에서 콘크리트슬래브와 강재주거더와 온도차는 10 ℃로 하고 슬래브쪽이 고온일 때와 강재주거더 쪽이 고온일 때의 각각에 대해 조사한다. 온도의 분포에 대해서는 그림 4.1-10에 보인 상태들 중에서 양자의 경계에서의 온도차가 다른 (a)의 상태를 고려한다.

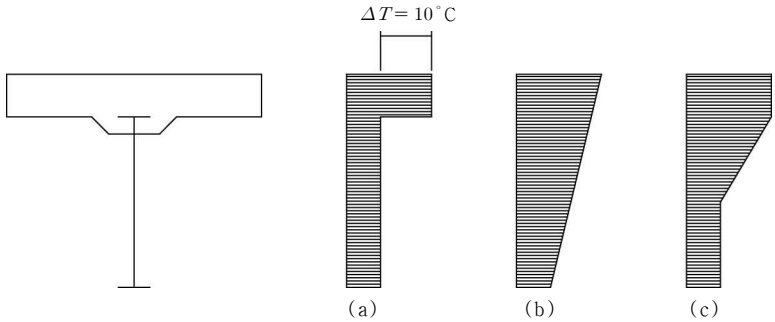


그림 4.1−10 온도차의 분포상태

③ 콘크리트교 설계 시 단면에서의 온도변화의 범위

콘크리트교의 온도변화 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정해야 한다. 보통의 경우 온도의 승강은 각각 15 ℃로 하면 된다. 단면의 최소 치수가 700 mm 이상인 경우에는 10 ℃로 하면 된다.

가. 바닥판과 기타 부분의 온도차에 의해 생기는 단면력을 산출하는 경우의 온도차는 5 ℃로 하고 온도분포는 바닥판과 기타부분에 있어서 균일하다고 본다. 실측에 의하면 바닥판의 상면과 하면에서는 5~15 ℃의 온도차가 그림 4.1-11 (a)에 보인 바와 같이 발생하고, 복부부의 온도분포는 거의 일정하다. 따라서 계산의 편의상 온도분포를 그림 4.1-11 (b)에 보인대로 온도차를 5 ℃라고 가정한다. 이 값은 실측된 온도분포에서 산출된 응력과 큰 차이가 없는 응력이 발생하도록 환산한 것이다.

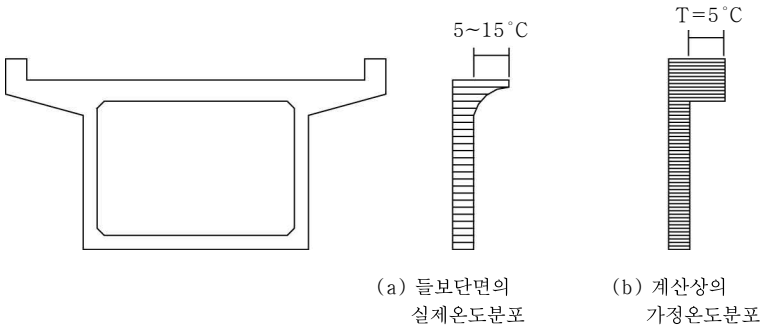


그림 4.1-11 바닥판과 보의 온도차

나. 부재 해석을 위한 수직방향의 거더의 온도변화에 대한 검토에는 거더의 가장 위쪽과 가장 아래쪽면 사이의 온도 변화를 적용하며 다음의 값을 적용할 수 있다.

(가) 무도상 교량: 10 ℃

(나) 운행면을 보호하는 도상을 가지는 교량: 5 ℃

다. 교량이 영구적으로 직사광선을 차단하는 구조물로 건설되어져 있을 경우에는 온도 변화율이 무시될 수 있다. 온도변화율은 상부구조의 상하면을 통해 선형으로 가정해야 한다.

④ 설계 시 선팽창계수

가. 강교에서 강재의 선팽창계수는 12×10^{-6} 으로 해야 한다.

나. 콘크리트교에서 철근 및 콘크리트의 선팽창계수는 10×10^{-6} 으로 해야 한다.

다. 강재와 콘크리트의 합성거더교에서 강재 및 콘크리트의 선팽창계수는 12×10^{-6}으로 해야 한다.

(가) 수중 또는 토중에 있는 구조물에 대해서는 온도변화의 영향을 고려하지 않는다.

(나) 신축이음과 받침의 이동 크기를 정할 때, 반드시 현장에서 이들 장치의 설치 시 실재 온도가 고려되어 재산정 되어야 한다.

(3) 장대레일 종하중

① 교량상의 궤도에 장대레일을 적용하는 경우 궤도에 있어서 궤도와 슬래브 각각에서의 신축이음 적용여부에 따라 종방향 응력 결과가 다르다.

② 이러한 응력은 궤도에서부터 슬래브 위쪽 면으로 마찰 등에 의해 전달되거나 상호 작용하게 된다.

③ 식(4.1-21), 식 (4.1-22)는 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 자갈도상이 있는 상부구조에 사용될 수 있다.

가. 레일신축이음장치가 없을 경우

$$f_{v0} = \pm 3L \text{ (kN) (1 레일 당)} \qquad (4.1\text{-}21)$$

여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

나. 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

$$f_{v0} = \pm 500 \text{ (kN) (1 레일 당)} \qquad (4.1\text{-}22)$$

④ 식 (4.1-23), 식 (4.1-24)는 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 콘크리트도상이 있는 상부구조에 사용될 수 있다.

가. 레일 신축이음장치가 없을 경우

$$f_{v0} = \pm 6L \text{ (kN) (1 레일 당)} \qquad (4.1\text{-}23)$$

여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

나. 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

$$f_{v0} = \pm 1{,}000 \text{ (kN) (1 레일 당)} \qquad (4.1\text{-}24)$$

⑤ 기타 다른 특별한 경우는, 그에 합리적으로 적용될 수 있는 특별한 해석을 수행 해야 한다.

(4) 2차 구조부분, 장비, 설비 등에 작용하는 하중

① 유지보수통로 하중

가. 교량의 주거더의 설계에 있어서, 유지보수 등을 위한 보행시설 상에 작용하는 해당 수직하중은 적용하지 않는다.

나. 유지보수 통로 등 보행시설을 지지하는 부재의 설계에는 5 kN/m^{2}의 등분포 수직하중이 작용하는 것으로 본다. 단, 특별한 구성 부재의 설계에서 이 보다 더 불리한 값을 나타내는 경우에는 2 kN의 집중하중을 가장 불리한 재하위치에 두고 계산할 수 있다.

다. 이때 집중하중은 0.2 m x 0.2 m 면적에 작용하는 것으로 가정하며 하중 경감효과는 고려하지 않는다.

② 군중하중, 승강장에 재하되는 하중

가. 교량의 주거더 설계에 있어서 만약 일반 보행자용 보도시설이 포함되어 있을 경우에는 보도 위에 2 kN/m^{2}의 하중을 철도차량에 따른 하중에 추가하여 고려해야 한다.

나. 일반 보행자용 보도부를 직접 지지하는 구조에 적용되는 설계에서는 5 kN/m^{2}이 적용되어야 한다.

다. 승강장에 공공 교통용 차량이 올라타지 않는 이상 승강장 면 위에는 5 kN/m^{2}의 등분포 하중을 적용할 수 있다. 또한 이 등분포 하중 재하 상태에서 가장 불리한 구조 위치에 20 kN의 집중하중을 추가로 올릴 수 있다.

라. 구조계산의 대상에 따라 표 4.1-10의 군중하중을 재하할 수 있다.

표 4.1－10 군중하중

구조계산의 대상	구조종별	상시(kN/m²)
콘크리트 슬래브	승환과선교, 승강장	5.0
	역부고가교의 중간층 슬래브 등, 캔틸레버 슬래브, 교측보도(도상궤도의 교량거더)	
	캔틸레버 슬래브, 교측보도 (슬래브궤도 또는 무도상의 교형)	3.0
보, 기둥	승환과선교, 승강장	3.5
	역부고가교의 중간층 보 등	
교량점검 시설		4.0

③ 난간하중

가. 일반보도 위의 난간은 난간의 끝에서 800 N/m의 수평하중이 작용하는 것으로 설계되어야 한다. 특별한 경우에는 2.5 kN으로 하고, 보도면에서는 1.5 m의 높이에 또 난간의 상단에 직각과 수평으로 작용한다.

나. 일반보도 위에 핸드레일이 있는 난간은 핸드레일의 높이에 하중이 작용하는 것으로 설계되어야 한다. 또한, 보도 위 난간의 핸드레일의 끝에서 800 N/m의 수직하중이 작용하는 것으로 설계되어야 한다.

다. 난간의 높이는 소음을 경감시키는 형식으로 된 경우라면 난간 높이에 따른 소음 저감효과에 따라 그 높이를 결정해야 한다.

라. 이 하중은 풍하중과 조합해야 한다.

④ 방음벽

가. 구조물과 방음벽의 연결정착부 및 방음벽 자체는 KDS 47 10 25의 표 6.2-2 지역별 풍하중의 압력에 저항할 수 있어야 한다.

나. 열차 통과로 인한 후폭풍의 압력에도 저항할 수 있도록 비교 검토해야 하며 설계속도에 따라 식 (4.1-25)를 적용할 수 있다.

$$P_V = k_v \times \frac{4100}{d} \quad (\mathrm{N/m^2}) \qquad (4.1\text{-}25)$$

여기서, PV : 설계속도에 따른 후폭풍의 압력

kv : 설계속도에 따른 계수 $((\frac{V}{350})^2)$

V : 설계속도(km/h)

d : 열차 중심에서부터 벽의 안쪽 면까지의 거리(m)

⑤ 지주 하단에 작용하는 하중

대부분 교량 상부 플랜지 상단에 설치되는 전차선주나 신호 지주 등의 지주 설계에 적용되는 하중은 일반적인 사용상태의 하중 이외에 지진, 태풍 등의 하중이 고려되어야 한다.

⑥ 마찰저항하중

마찰저항하중은 마찰면에 수직한 하중에 가동받침 마찰계수를 곱하여 얻어진 값으로 한다.

⑦ 화물하중

화물하중은 표 4.1-11의 값으로 한다.

표 4.1−11 화물하중

화물의 종류	중량 (kN/m)
소화물	10
일반 화물	15
큰 화물	30

4.1.5 특수하중

(1) 충돌하중

① 자동차의 충돌

자동차가 충돌할 염려가 있는 교각 기둥 등에는 콘크리트벽 등으로 안전한 방호시설을 설치해야 한다. 이들 방호시설을 설치하지 않는 경우에는 다음 충돌하중이 노면 위 1.8 m에서 수평으로 작용하는 것으로 보고 각주를 설계해야 한다.

가. 차도방향에 대하여 1,000 kN

나. 차도직각방향에 대하여 500 kN

② 유목(流木) 등의 충돌

가. 유목 및 기타의 유송물(流送物)이 충돌할 우려가 있는 경우에는 식 (4.1-26)에 의해 충돌력을 산출한다. 그 작용높이는 수면으로 한다.

$$P = 0.1\ W\ v \qquad (4.1\text{-}26)$$

여기서 P : 충돌력(kN)

W : 유송물의 중량(kN)

v : 표면유속(m/s)

나. 유송물의 중량을 결정함에 있어서는 가교지점 부근의 주민의 경험담, 상류의 교량 하천구조물, 산지의 상황 등을 조사한 후 합리적인 값을 정한다.

③ 선박의 충돌

가. 항로상 또는 항로근처에 교각을 설치하여 선박과 충돌할 우려가 있는 경우에는 이것을 설계에 고려해야 한다. 즉, 하천의 하류부에서 항해가 행하여지는 경우에, 통상의 하부구조에 대해 소형선박의 충돌은 거의 교량의 안정조건을 좌우하지 않는다. 그러나 하구(河口)에 가까운 항만구역의 일부든지 바다에 건설되는 교각의 경우에는 대형강철선의 충돌이 예상되기 때문에 이때는 선박의 영향을 설계에 고려해야 한다.

나. 그러나 일반적으로 선박이 충돌하는 데는 기상의 악조건에서 방향타를 잘못 잡는 경우, 기관에 고장을 일으켜 표류하는 경우 등이며 순항속도(巡航速度)로 충돌하는 경우

는 거의 없기 때문에 이를 고려하여 충돌하중을 정해야 한다.

(2) 탈선하중

①KRL-2012 표준열차하중의 탈선하중

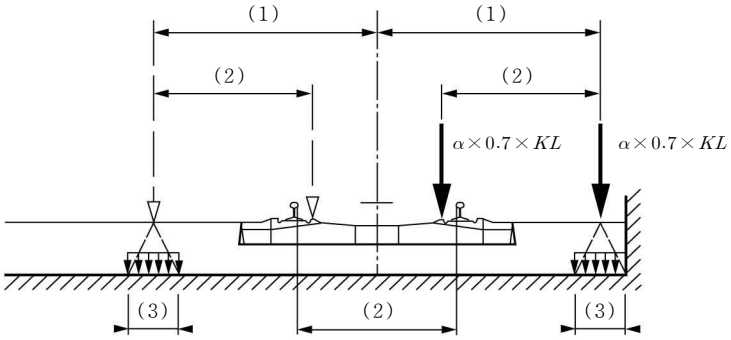
가. 교량은 탈선 사고로 인한 교량 손상이 최소가 되도록 설계해야 하고 특히 교량의 전복이나 구조물의 파괴가 방지되도록 설계해야 한다.

나. 다음과 같은 두 가지 탈선상태의 하중이 고려되어야 한다.

㉮탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조 안에 존재할 때

㉯탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때

다. 탈선상황 I에서는 그림 4.1-12와 같이 1.4×KRL-2012(집중하중과 등분포하중 모두 재하, 여객전용선의 경우 0.75 KRL-2012)의 하중이 궤도중심으로부터 궤간의 1.5배 이내에서 궤도와 평행하게 가장 불리한 위치에 재하되도록 한다.



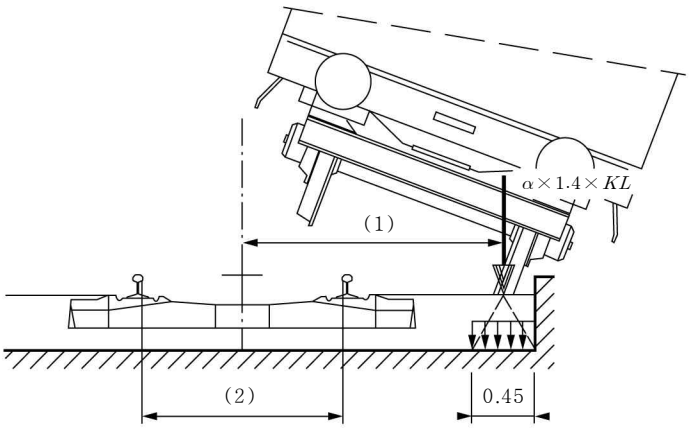
주 1) 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배
2) 궤간
3) 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450 mm 까지 분포하중으로 재하할 수 있다.

그림 4.1−12 탈선상황 I (KRL−2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

라. 탈선상황 II에서는 그림 4.1-13과 같이 1.4×KRL-2012(등분포하중만 재하, 여객전용선의 경우 0.75 KRL-2012)의 하중이 최대 20 m 길이로 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하되도록 한다.

마. 탈선상황 I과 II는 각각 따로 계산한다. 두 상황은 조합하지 않으며, 충격계수를 고려하지 않는다.

바. 교축직각방향 탈선 이동을 막아주는 장치적인 역할로서 케이블 홈통(Ditch) 등에 설치하게 되어있는 탈선 방호벽 등의 교량 상부면 돌출구조에는 150 kN의 교축직각방향 수평하중을 적용하여 탈선 시 열차의 수평 이탈을 제어할 수 있도록 해야 한다.



주 1) 교량 상판 끝에 작용
2) 궤간

그림 4.1−13 탈선상황 II (KRL−2012하중의 등분포하중만 재하)

②EL 표준열차하중의 탈선하중

가. EL 표준열차하중의 집중하중을 선로중심에서 1.5 m씩 편기하여 작용시켜 단면 검토한다.

나. 상대편 선로에는 EL 표준열차하중의 등분포하중을 불리한 경우로 재하한다.

(3) 가설시 하중

①교량 가설 시에는 가설단계별 가설방법과 가설중의 구조를 고려하여 자중, 가설장비, 기자재, 바람 지진의 영향 등 모든 재하조건에 대한 안전도 검토를 해야 한다.

②가설 시 하중이란 교량가설 시 작용하는 하중이다. 가설 시 하중으로 인한 응력은 가설방법에 따라서는 가설 후의 응력보다 큰 값을 나타낼 경우가 있어 때로는 교량주거더의 좌굴, 낙교 등의 사고가 생긴다. 또, 하부구조에서는 케이슨기초 본체 외부에 돌출하여 가설중의 상부구조를 지지하고 있는 교각이나 두부 힌지고정의 유연한 교각 등에 대해서는 시공시의 안정이나 단면조사로부터 구체와 기초의 치수나 제원이 결정되는 경우가 많다. 따라서 교량의 설계시에는 시공방법과 시공 중의 구조를 고려하여 자중, 시공기재, 바람, 지진, 온도변화 등에 대해 검토해야 한다.

(4) 지진의 영향

①지진의 영향은 교량 설계 시 필요에 따라 고려해야 한다. 내진 설계에 대한 구체적인 사항은 별도 내진 설계 조항에서 정하는 바에 따른다.

②설계자는 단층이 횡단하는 선에서 고가교의 사용을 가능한 한 피해야 한다.

③단층이 횡단하는 선 지역에 고가교의 적용이 필요한 경우에는 설계자는 발주자에게 해석결과를 제시해야 한다.

④고속철도의 설계에서는 고속도로 교량이나 일반 철도교량에 비해 지진발생 후 그리고 발생하는 동안 보다 주의 깊은 변위해석을 요구해야 한다.

⑤시속 200 km 이상 고속철도의 경우에는 요구하는 안전도를 제공하기 위하여, 다음 사항을 따른다.

가. 변위 억제장치가 상부구조와 하부구조사이의 연결을 유지하기 위해 각각의 교각위에 설치하는 것이 검토될 수 있다. 이러한 변위 억제장치는 크리프와 건조수축, 온도로 인한 구조물의 선형변화를 고려하여 설계되어야 한다.

나. 두 지지점에서의 변위 억제장치의 적용과 낙교방지를 위한 최소받침 지지길이의 적용에 있어서는 두개의 독립된 상·하부구조 사이의 예상 수평변위가 주의 깊게 검토되어야 한다.

다. 지진을 고려한 하중조합에서 PSC거더의 교량상판에서의 인장응력 발생이 제한되어야 한다.

라. 기초의 지질 상태로부터 얻어지는 지반구속조건은 변화하는 높이에서 다양한 자유장 굴곡에 대하여 조절된 수평 지반반력계수를 사용하여 깊은 기초 전체를 통하여 자유장 운동이 고려되는 방식으로 결정되어야 한다.

교량 설계하중(일반설계법)

집필위원	분야	성명	소속	직급
	총괄	길흥배	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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 12 20 : 2016

교량 설계하중(일반설계법)

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

KDS 24 12 21 : 2016

교량 설계하중 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 설계하중(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 12 21 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 12 21 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

2. 조사 및 계획 ····· 1

3. 재료 ····· 1

4. 설계 ····· 1

4.1 하중의 종류 ····· 1

4.2 고정하중: DC, DW ····· 2

4.3 활하중 ····· 3

4.4 충격하중: IM ····· 8

4.5 프리스트레스힘: PS ····· 8

4.6 콘크리트의 크리프: CR ····· 9

4.7 콘크리트의 건조수축: SH ····· 9

4.8 토압: EH, ES, LS, DD ····· 9

4.9 정수압, 유수압, 부력, 파압: WA, BP, WP ·· 10

4.10 풍하중 ····· 11

4.11 온도변화 ····· 17

4.12 지진의 영향: EQ ····· 18

4.13 설하중 및 빙하중: IC ····· 18

4.14 지반변동 및 지점이동의 영향: GD, SD ····· 18

4.15 원심하중 및 제동하중: CF, BR ····· 18

4.16 가설 시 하중: ER ····· 19

4.17 차량충돌하중: CT ····· 19

4.18 선박충돌하중: CV ····· 20

4.19 마찰력: FR ····· 30

교량 설계하중(한계상태설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 교량의 설계에서 사용되는 하중들에 대한 최소한의 요구 조건, 적용한계, 하중계수 및 하중조합에 대해 규정한다. 또한 이 규정은 기존 교량의 구조적 안전성 평가에도 적용될 수 있다. 이 규정들은 하중에 대한 최소 요구조건이므로, 필요한 경우 발주자의 판단에 따라 이 기준 이상의 하중을 사용할 수 있다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

내용 없음.

4. 설계

4.1 하중의 종류

설계에 있어서는 다음 하중을 고려한다.

(1) 지속하는 하중

① 고정하중

가. 구조부재와 비구조적 부착물의 중량(DC)

나. 포장과 설비의 고정하중(DW)

② 프리스트레스힘(PS)

포스트텐션에 의한 2차 하중효과를 포함한, 시공과정 중 발생한 누적 하중효과

③ 시공 중 발생하는 구속응력(EL)

④ 콘크리트 크리프의 영향(CR)

⑤ 콘크리트 건조수축의 영향(SH)

⑥ 토압

가. 수평토압(EH)
나. 상재토하중(ES)
다. 수직토압(EV)
라. 말뚝부마찰력(DD)

(2) 변동하는 하중
① 활하중
가. 차량활하중(LL)
나. 상재활하중(LS)
다. 보도하중(PL)
② 충격(IM)
③ 풍하중
가. 차량에 작용하는 풍하중(WL)
나. 구조물에 작용하는 풍하중(WS)
④ 온도변화의 영향
가. 단면평균온도(TU)
나. 온도 경사(TG)
⑤ 지진의 영향(EQ)
⑥ 정수압과 유수압(WA)
⑦ 부력 또는 양압력(BP)
⑧ 설하중 및 빙하중(IC)
⑨ 지반변동의 영향(GD)
⑩ 지점이동의 영향(SD)
⑪ 파압(WP)
⑫ 원심하중(CF)
⑬ 제동하중(BR)
⑭ 가설 시 하중(ER)
⑮ 충돌하중
가. 차량충돌하중(CT)
나. 선박충돌하중(CV)
⑯ 마찰력(FR)

4.2 고정하중: DC, DW

고정하중은 구조물의 자중・부속물과 그곳에 부착된 제반설비, 토피, 포장, 장래의 덧씌우기와 계획된 확폭 등에 의한 모든 예측 가능한 중량을 포함한다. 고정하중을 산출할 때는 표 4.2-1에 나타낸 단위질량을 사용하여야 한다. 다만, 실질량이 명백한 것은 그 값을 사용한다.

표 4.2−1 재료의 단위체적중량

트럭이 통행 가능한 차로 수		p
강재, 주강, 단강		77.0
주철, 주물강재		77.0
알루미늄 합금		27.5
철근콘크리트		24.5
프리스트레스트 콘크리트		24.5
콘크리트		23.0
시멘트 모르타르		21.0
역청재(방수용)		11.0
아스팔트 포장재		22.6
목재	단단한 것	9.4
	무른 것	7.8
용수	담수	9.8
	해수	10.2

4.3 활하중

4.3.1 차량활하중: LL

4.3.1.1 재하차로의 수

(1) 차량활하중의 재하를 위한 재하차로의 수 N은 식 (4.3-1)과 같다.

$$N = \frac{W_C}{W_P} \text{ 의 정수부} \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, W_C = 연석, 방호울타리(중앙분리대 포함)간의 교폭 (m)

W_P = 발주자에 의해 정해진 계획차로의 폭 (m)

다만, 식 (4.3.1)에 의한 N이 1이며 W_C가 6.0 m 이상인 경우에는 재하차로의 수(N)를 2로 한다.

(2) 재하차로의 폭 W는 식 (4.3-2)와 같다.

$$W = \frac{W_c}{N} \leq 3.6 \text{ m} \qquad (4.3\text{-}2)$$

(3) 교량 바닥판상의 차도가 중앙분리대 등에 의해 물리적으로 두 부분으로 나누어져 있는 경우에는 다음을 따른다.

① 두 부분이 영구적인 시설로 분리되어 있는 경우에는 두 부분의 폭을 각각 고려하여 재하차로의 수와 폭을 정하여야 한다.

② 두 부분이 임시적인 시설로 분리되어 있는 경우에는 전체 차도의 폭을 고려하여 재하차로

의 수와 폭을 정하여야 한다.

4.3.1.2 활하중의 동시재하

4.3.1.2는 재하차로수에 관계없이 한대의 피로설계트럭하중이 재하 되는 피로설계에는 적용되지 않는다. 특별한 언급이 없는 한, 활하중의 최대 영향은 표 4.3-1의 다차로재하계수를 곱한 재하차로의 모든 가능한 조합에 의한 영향을 비교하여 결정되어야 한다. 4.3.4에 규정된 보도하중과 1차로 이상의 차량하중을 포함하는 하중조건의 경우에 보도하중을 하나의 재하차로로 취할 수 있다.

표 4.3−1 다차로재하계수

재하차로의 수	다차로재하계수, 'm'
1	1.0
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5 이상	0.65

4.3.1.3 설계 차량활하중

교량이나 이에 부수되는 일반구조물의 노면에 작용하는 차량활하중(KL-510으로 명명함)은 4.3.1.3.1에 규정된 표준트럭하중과 4.3.1.3.2에 규정된 표준차로하중으로 이루어져 있다.
이 하중들은 재하차로 내에서 횡 방향으로 3,000 mm의 폭을 점유하는 것으로 가정한다.

4.3.1.3.1 표준트럭하중

표준트럭의 중량과 축간거리는 그림 4.3-1과 같다. 충격하중은 4.4에 규정된 대로 적용되어야 한다.

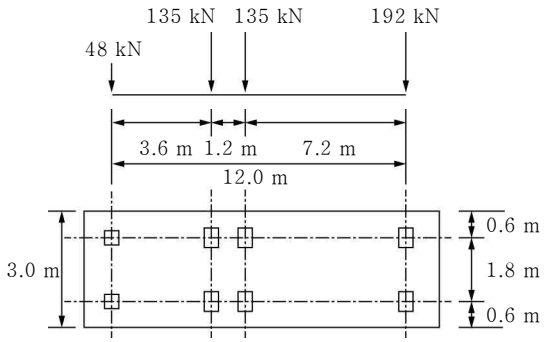


그림 4.3−1 표준트럭하중

4.3.1.3.2 표준차로하중

(1) 표준차로하중은 종방향으로 균등하게 분포된 하중으로 표 4.3-2의 값을 적용한다.

(2) 횡방향으로는 3,000 mm의 폭으로 균등하게 분포되어있다. 표준차로하중의 영향에는 충격하중을 적용하지 않는다.

표 4.3－2 표준차로하중

$L \leq 60$ m	$\omega = 12.7$ (kN/m)
$L > 60$ m	$\omega = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.10}$ (kN/m)

L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

4.3.1.4 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우의 설계차량활하중

(1) 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우에는 차도부분에 표준트럭하중을 재하 한다. 표준트럭하중은 종방향으로는 차로 당 1대를 원칙으로 하고, 횡방향으로는 재하 가능한 대수를 재하하되 동시재하계수를 고려하여 설계부재에 최대응력이 일어나도록 재하한다. 교축직각방향으로 볼 때, 표준트럭하중의 최외측 차륜중심의 재하위치는 차도부분의 단부로부터 300 mm로 한다.

(2) 차륜의 접지면은 표준트럭하중의 각 차륜에 대해 면적이 $\frac{12,500}{9}P(\text{mm}^2)$인 하나의 직사각형으로 간주하며 이 직사각형의 폭과 길이의 비는 2.5 : 1로 한다. 여기서, P는 차륜의 중량(kN)이다. 접지면이 연속적인 표면인 경우에 접지압은 규정된 접지면에 균일하게 분포하는 것으로 가정한다. 접지면이 단속적인 경우에는 접지압은 바퀴자국이 있는 실제의 접촉면에 균등하게 분포되어 있으며 규정된 접지면과 실제 접지면의 비만큼 압력을 증가시킨다.

4.3.1.5 주거더를 설계하는 경우의 설계차량활하중

(1) 만약 다른 특별한 규정이 없다면 최대 하중영향은 아래의 경우 중 큰 값을 사용한다.

①4.3.1.3.1에 정의된 표준트럭하중의 영향

②4.3.1.3.1에 정의된 표준트럭하중 영향의 75 %와 4.3.1.3.2에 정의된 표준차로하중의 영향의 합

(2) 최대 하중효과에 영향을 주지 않는 바퀴는 무시해도 된다.

(3) 재하차로와 각 차로에 재하되는 3,000 mm 폭은 최대 하중영향을 갖도록 배치되어야한다.

(4) 표준트럭하중 최외측 차륜중심의 횡방향 재하위치는 차도부분의 단부로부터 600 mm로 한다.

4.3.1.6 흙 채움에 의한 윤하중의 분배

(1) 채움의 깊이가 600 mm 보다 작은 경우 활하중 분배에 대한 채움의 영향을 무시할 수 있다. 암거상부의 활하중 분배는 KDS 24 10 11(4.6.2.1)과 (4.6.3.2)의 차량방향과 평행한 바닥판의

규정을 근거로 한다.

(2) 채움의 깊이가 600 mm를 초과할 때는 정밀해석 대신에 윤하중이 4.3.1.4(2)에 규정된 타이어 접촉면적과 크기가 같은 직사각형에 균등하게 작용하는 분포하중으로 간주하며 양질의 입상 채움에서는 깊이의 1.15배, 다른 채움에서는 그 깊이만큼 증가시킨다. 4.3.1.3의 규정이 적용된다.

(3) 몇 개의 바퀴하중이 중복되어 받는 경우에 전체하중은 전 면적에 균일하게 분포시킬 수 있다.

(4) 단경간 암거에서 채움의 깊이가 2,400 mm이상이며 경간 길이보다 큰 경우에는 활하중 효과를 무시할 수 있다. 다경간 암거의 경우에는 채움의 깊이가 벽 사이 거리보다 크면 활하중효과를 무시할 수 있다. 흙채움을 통한 하중분배에 기초한 콘크리트 바닥판의 활하중과 충격하중에 의한 모멘트가 KDS 24 10 11(4.6.2.1)과 (4.6.3.2)에서 계산된 활하중이나 충격하중의 모멘트보다 크면 후자의 모멘트를 사용한다.

4.3.1.7 처짐 평가를 위한 하중재하

만약 발주자가 규정된 활하중에 대한 처짐의 허용기준을 요구할 때 처짐은 아래의 값 중 큰 값을 사용해야 한다.

(1) 표준트럭하중만으로 얻은 처짐

(2) 표준차로하중과 조합된 표준트럭하중의 25%에 의해 얻은 처짐

4.3.2 피로하중

4.3.2.1 크기와 형태

피로의 영향을 검토하는 경우의 활하중은 4.3.1.3.1에서 규정된 표준트럭하중의 80 %를 적용한다. 이때 적용하는 충격계수는 4.4의 충격하중 조항을 적용한다.

4.3.2.2 빈도

(1) 피로하중의 빈도는 단일차로 일평균트럭교통량($ADTT_{SL}$)을 사용한다. 이 빈도는 교량의 모든 부재에 적용하며 통행차량수가 적은 차로에도 적용한다.

(2) 단일차로의 일평균 트럭교통량에 대한 확실한 정보가 없을 때는 식 (4.3-3)의 차로 당 통행비율을 적용하여 산정할 수 있다. 즉,

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \qquad (4.3\text{-}3)$$

여기서, ADTT = 한 방향 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

$ADTT_{SL}$= 한 방향 한 차로의 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

p= 표 4.3.3의 값

표 4.3-3 한 차로에서의 트럭교통량 비율, p

트럭이 통행 가능한 차로 수	p
1차로	1.00
2차로	0.85
3차로 이상	0.80

4.3.2.3 피로설계에서의 하중분배

(1) 정밀한 방법

교량을 KDS 24 10 11(4.6.11)에 규정된 정밀한 방법으로 해석하는 경우 고려하는 상세부위에 최대응력이 발생하도록 바닥판의 통행위치나 재하차로의 위치에 관계없이 횡방향, 종방향으로 하나의 설계트럭을 배치한다.

(2) 근사적 방법

교량을 KDS 24 10 11(4.6.3)에 규정된 것처럼 근사적 하중 분배로 해석하는 경우 한 차선의 분배계수를 사용해야 한다.

4.3.3 궤도차량하중

교량에 궤도차량하중이 있다면 발주자가 궤도차량하중의 특성과 궤도차량과 일반차량간의 예상되는 상호관계를 규정해야 한다.

4.3.4 보도하중

(1) 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우에 보도 등에는 5×10^{-3} MPa의 보도하중이 설계차량활하중과 동시에 적용된다.

(2) 주거더를 설계하는 경우에 보도 등에는 표 4.3-4의 등분포하중을 재하한다.

(3) 보도나 보행자 또는 자전거용 교량에서 유지관리용 또는 이에 부수되는 차량통행이 예상되는 경우 이 하중은 설계에 고려되어야한다. 이 차량에 대해 충격하중은 고려하지 않는다.

표 4.3-4 보도 등에 재하하는 등분포하중

지간장 L(m)	$L \le 80$	$80 < L \le 130$	$L > 130$
등분포하중의 크기(MPa)	3.5×10^{-3}	$(4.3-0.01L)\times10^{-3}$	3.0×10^{-3}

4.4 충격하중: IM

4.4.1 일반사항

(1) 4.4.2와 4.4.3에서 허용된 경우를 제외하고 원심력과 제동력 이외의 표준트럭하중에 의한 정적효과는 표 4.4-1에 규정된 충격하중의 비율에 따라 증가시켜야한다.

(2) 정적 하중에 적용시켜야 할 충격하중계수는 다음과 같다. (1+IM/100)

(3) 충격하중은 보도하중이나 표준차로하중에는 적용되지 않는다.

표 4.4-1 충격하중계수, IM

성 분		IM
바닥판 신축이음장치를 제외한 모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25%
	피로한계상태	15%

(4) 다음과 같은 경우에는 충격하중을 적용할 필요가 없다.
① 상부구조물로부터 수직반력을 받지 않는 옹벽
② 전체가 지표면이하인 기초부재

(5) 충격하중은 KDS 24 10 11(4.7.2.1)의 규정에 따라 충분한 증거에 의해 검증될 수 있다면 연결부를 제외한 다른 부재에 대하여 감소시킬 수 있다.

4.4.2 매설된 부재

암거나 매설된 구조물에 대한 충격하중은 백분율로 식 (4.4-1)과 같다.

$$\mathrm{IM} = 40(1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, D_E = 구조물을 덮고 있는 최소깊이(mm)

4.4.3 목재부재

목교나 교량의 목재부재에 대해서는 4.4.1에 규정된 충격하중을 표 4.4-1에 제시된 값의 50%로 줄일 수 있다.

4.5 프리스트레스힘: PS

구조물에 프리스트레스힘을 도입하는 경우에는 설계에 이를 고려하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트에 도입하는 프리스트레스힘에 관해서는 다음과 같이 정한다.

(1) 설계 시에 고려하여야 할 프리스트레스힘은 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘과 유효프리스트레스힘이다. 또 프리스트레스힘에 의하여 부정정력이 일어나는 경우에는 이들도 고려하여야 한다.

(2) 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘의 감소는 프리텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형만을 고려하여야 하고, 포스트텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형, PS강재와 쉬스의 마찰, 정착장치 및 정착부 내부의 마찰, 정착장치에서의 활동량을 고려하여야 한다.

(3) 유효프리스트레스힘은 (2)의 규정으로 산출한 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘에 다음의 영향을 고려하여 산출한다.

① 콘크리트의 크리프

이 경우에 고려하는 지속하중은 프리스트레스힘과 고정하중이다.

②콘크리트의 건조수축

③PS강재의 릴랙세이션

(4) 일반적으로 프리스트레스힘에 의해 보의 변형이 구속되어 이로 인하여 부정정력이 발생하게 되는데 단면의 응력을 검사할 경우에 이 부정정력을 고려하여야 한다. 유효프리스트레스힘에 의한 부정정력은 PS강재 인장력의 유효계수를 부재 전체에 걸쳐 평균한 값을 프리스트레싱 직후의 부정정력에 곱하여 산출할 수 있다.

4.6 콘크리트의 크리프: CR

콘크리트와 목재의 크리프 변형도는 KDS 24 14 21에 따른다. 크리프로 인한 하중과 변형량을 결정하기 위하여 시간의존성과 압축응력의 변화를 고려하여야 한다.

4.7 콘크리트의 건조수축: SH

다른 재령과 재질의 콘크리트 사이, 콘크리트와 강재 또는 목재와의 사이에서 발생하는 부등건조수축에 의한 변형도는 일반적으로 KDS 24 14 21에 따라 결정되어야 한다.

4.8 토압: EH, ES, LS, DD

(1) 토압은 구조물과 지반의 상대적인 변위와 관계하여 정지토압, 주동토압 및 수동토압으로 구분된다.

(2) 토압과 토압분포는 구조물과 지반과의 상대적인 변위, 구조물의 형태, 토질종류, 토층상태, 배면지형, 상재하중조건 등을 고려하여 산정한다.

(3) 토압은 다음과 같은 요인에 의하여 영향을 받는다.

①지반의 종류와 밀도

②함수비

③흙의 크리프특성

④다짐도

⑤지하수위

⑥ 지반-구조물 상호작용
⑦ 상재하중
⑧ 지진효과
⑨ 후면경사각
⑩ 벽체 경사

4.9 정수압, 유수압, 부력, 파압: WA, BP, WP

4.9.1 정수압

정수압은 수압을 지지하고 있는 구조물의 벽면에 직각으로 작용한다고 가정한다. 압력은 작용점으로부터 연직상방 수면까지의 거리에 물의 밀도와 중력가속도 (g)를 곱하여 계산된다. 다양한 한계상태의 설계수위는 발주자에 의해 규정된 것이거나 승인 받은 것이어야 한다.

4.9.2 유수압

4.9.2.1 종방향

(1) 하부구조물에 종방향으로 작용되는 유수에 의한 압력은 식 (4.9-1)과 같이 구한다.

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \qquad (4.9\text{-}1)$$

여기서, p= 유수에 의한 압력(MPa)
C_D= 표 4.9.1에 의해 주어지는 교각의 기하학적 형상에 따른 항력계수
V = 설계홍수시의 설계유속(m/s)

표 4.9−1 항력계수

교각의 단면 형상	C_D
반원형(선단) 교각	0.7
사각형 교각	1.4
부유물질이 부착·집적된 교각	1.4
쐐기형 선단 교각(선단각 90^o이하)	0.8

(2) 종방향 항력은 종방향 동수압과 흐름에 노출된 투영면적을 곱하여 구한다.

4.9.2.2 횡방향

(1) 교각단면의 종축에 θ의 각도로 접근하는 흐름이 하부구조에 미치는 횡방향 등분포 압력은 식 (4.9-2)와 같이 구한다.

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \qquad (4.9\text{-}2)$$

여기서, p = 횡방향 압력(MPa)
C_L= 표 4.9.2로 주어지는 횡방향 항력계수

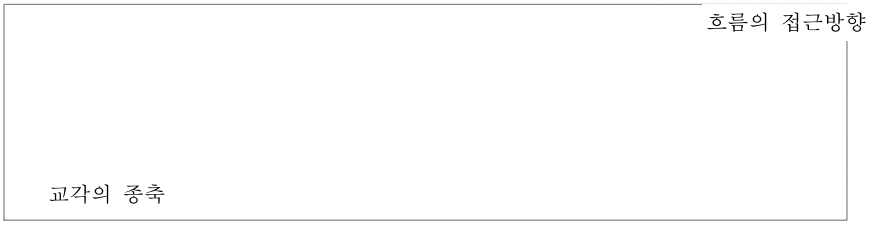


그림 4.9.1 동수압을 보여 주는 교각의 평면도

표 4.9-2 횡방향 항력계수

흐름과 교각의 종축이 이루는 각도, θ	C_L
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
$\geq 30^o$	1.0

(2) 횡방향 항력은 횡방향 동수압과 흐름에 노출된 면적의 곱으로 구한다.

4.9.3 부력(BP)

부력은 양압력으로 간주되며, 4.9.1에 기술된 바와 같이 설계수면고 하부의 모든 구조물에 작용하는 정수압의 연직상방분력의 합으로 취한다.

4.9.4 파압(WP)

상당한 파력이 발생하는 지역에서 파랑에 노출된 교량구조물에 대해서는 이의 영향을 고려하여야 한다.

4.9.5 세굴에 대한 한계상태에서의 기초의 변화

KDS 24 10 11(2.6.4(4))의 규정이 적용된다. 세굴설계홍수로 인한 기초상태 변화의 영향은 교량의 극한한계상태 및 사용한계상태 검토 시 고려한다. 세굴검측홍수 및 태풍에 의한 기초상태 변화의 영향은 극단상황한계상태 검토 시 고려한다.

4.10 풍하중

4.10.1 풍속

4.10.1.1 기본풍속

기본풍속(V_{10})이란 재현기간 100년에 해당하는 개활지에서의 지상 10 m의 10분 평균 풍속을 말한다. 기본풍속은 대상지역 인근 기상관측소의 장기풍속기록(태풍 또는 계절풍)과 지역적 위치

를 동시에 고려하여 극치분포로부터 추정하거나 태풍자료의 시뮬레이션 등의 합리적인 방법으로 추정한다. 단 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 표 4.10-1에 주어진 지역별 기본풍속을 사용할 수 있다.

표 4.10−1 지역별 기본풍속(V_{10})

구분	지역	지명	기본풍속(m/s)
Ⅰ	내륙	서울, 대구, 대전, 춘천, 청주, 수원, 추풍령, 전주, 익산, 진주, 광주	30
Ⅱ	서해안	서산, 인천	35
Ⅲ	서남해안 남해안 동남해안	군산 여수, 충무, 부산 포항, 울산	40
Ⅳ	동해안 제주지역 특수지역	속초, 강릉 제주, 서귀포 목포	45
Ⅴ		울릉도	50

4.10.1.2 설계기준풍속

(1) 일반 중소지간 교량의 설계기준풍속(V_D)은 40 m/s로 한다.

(2) 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간 교량의 설계기준풍속(V_D)은 대상지역의 풍속기록과 구조물 주변의 지형 및 환경 그리고 교량상부구조의 지상 높이 등을 고려하여 합리적으로 결정한 10분 평균 풍속이다. 그러나 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 고도보정을 위하여 식 (4.10-1)을 사용할 수 있다.

$$V_D = 1.723\left(\frac{z_D}{z_G}\right)^{\alpha} V_{10} \qquad (4.10\text{-}1)$$

여기서, a = 표 4.10.2의 지표조도지수

z = 지상 또는 수면으로부터 구조물의 대표 높이(m)로 교량 주거더와 같은 수평 구조물의 경우에는 평균 높이를, 교각과 같은 수직 구조물의 경우에는 총 높이의 65 %를 사용한다.

V_D = 설계고도 z 에서의 10분 평균 설계기준풍속(m/s)

z_D = z 와 표 4.10.2의 z_b 중에서 큰 값

표 4.10－2 지표조도구분에 의한 각종 계수들

지표조도 구분	지표 상황	a	a_2	β	c	e	l(m)	z_b(m)	z_G(m)
I	• 해상, 해안	0.12	0.174	1.25	0.15	0.125	200	2	200
II	• 개활지, 농지, 전원 수목과 저층건축물이 산재하여 있는 지역	0.16	0.210	1.54	0.20	0.200	150	5	300
III	• 수목과 저층건축물이 밀집하여 있는 지역 • 중, 고층 건물이 산재하여 있는 지역 • 완만한 구릉지	0.22	0.286	2.22	0.30	0.333	100	10	400
IV	• 중, 고층 건물이 밀집하여 있는 지역 • 기복이 심한 구릉지	0.29	0.400	3.33	0.45	0.500	50	20	500

4.10.1.3 시공기준풍속

시공기준풍속은 태풍에 취약한 지역에 위치한 중장대 지간 교량의 시공중 검토를 위한 풍속으로, 공사기간에 대한 최대풍속의 비초과확률 80%에 해당하는 10분 평균 풍속이다. 이때 재현기간 R, 비초과확률 P_{NE}, 공사기간 N의 관계는 식 (4.10-2)를 사용하여 구할 수 있다.

$$R = \frac{1}{1-(P_{NE})^{1/N}} \qquad (4.10\text{-}2)$$

4.10.2 설계풍압

4.10.2.1 일반 중소지간 교량의 설계풍압

(1) 박스거더교, 플레이트거더교, 슬래브교에 작용하는 풍압은 표 4.10-3에 나타낸 값으로 한다.

표 4.10－3 거더교의 풍압(kPa)

단면형상	풍압(kPa)
$1 \le B/D < 8$	$\left(4.0-0.2\frac{B}{D}\right)$
$8 \le B/D$	2.4

여기서, B= 교량 총폭(m) (그림 4.10-1 참조)

D= 교량 총높이(m) (그림 4.10-1 참조)

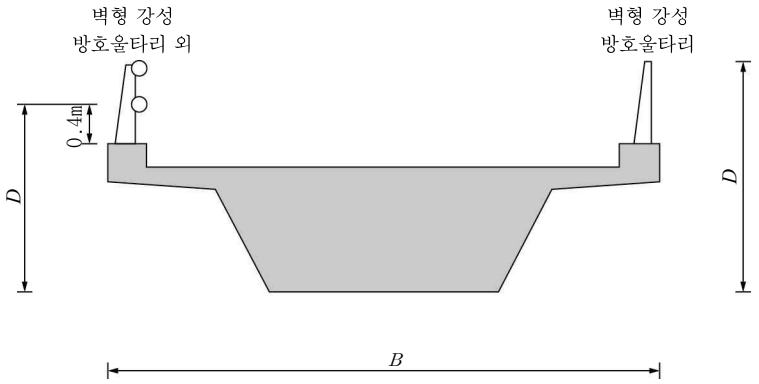


그림 4.10.1 교량 총폭 B와 총높이 D

(2) 풍상측 트러스에는 활하중 비재하시 유효연직투영면적당 $2.4/\sqrt{\phi}$ 의 풍압이 작용하고, 풍하측 트러스에는 그 절반이 작용한다. 이때 ϕ는 트러스의 충실률로 트러스 외곽 면적에 대한 트러스 투영면적의 비율이다.

(3) 기타 형식 교량의 주거더 부분에 작용하는 풍하중은 주거더의 형상에 따라 (1) 또는 (2)를 적용한다. (1) 또는 (2)에 규정되지 않은 부재에 작용하는 활하중 비재하시 풍압은 단면형상에 따라 표 4.10-4에 나타낸 값을 사용한다.

표 4.10−4 기타 교량 부재에 작용하는 풍압(kPa)

단면형상	풍상측 부재	풍하측 부재
원형	1.5	1.5
각형	3.0	1.5

(4) 거더교가 병렬로 놓여있는 경우에는 이 영향을 고려하여 풍하중을 적절히 보정하여야 한다.

(5) 활하중이 재하될 때에는 교면상 l.5 m의 높이에서 1.5 kN/m의 풍하중이 활하중에 작용하여 상부구조로 전달되는 것으로 본다.

4.10.2.2 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간 교량의 설계풍압

구조물의 정적설계를 위한 단위면적당 작용하는 풍압 p(Pa)는 설계기준풍속 V_D(m/s), 공기밀도 ρ(=1.25 kg/m^3), 항력계수 C_D 및 거스트계수 G를 사용하여 식 (4.10-3)에 의하여 구한다.

$$p = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_D G_r \quad f_1 > 1Hz \qquad (4.10\text{-}3)$$

$$p = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_D G_f \quad f_1 \le 1Hz$$

여기서, f_1은 구조물의 바람방향 1차 모드 고유진동수이고, 항력계수 C_D는 기존 문헌, 실험, 해

석 등의 합리적인 방법으로 산정한다. 거스트계수 G는 풍속의 순간적인 변동의 영향을 보정하기 위한 계수이며, 강체 및 유연 구조물에 따라 구분하며 4.10.3의 방법에 따라 구한다.

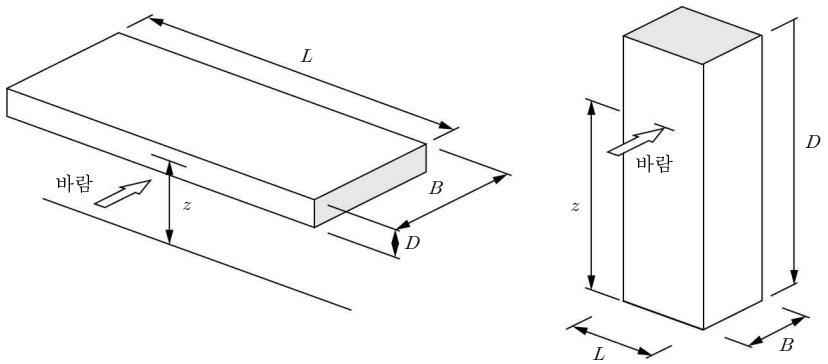


그림 4.10−2 수평 및 수직 구조물의 제원

4.10.2.3 하부구조에 작용하는 풍압

하부구조에 직접 작용하는 풍압은 교축직각방향 및 교축방향에 작용하는 수평하중으로 한다. 그러나 동시에 2방향으로 작용하지 않는 것으로 한다. 풍압의 크기는 표 4.10-4의 값을 사용하거나, 유효연직투영면적에 대하여 식 (4.10-3)을 사용하여 구한다. 식 (4.10-3)을 적용할 경우에 항력계수로 원형 및 트랙형 단면의 경우에 0.6, 각형 단면의 경우에 1.2를 사용할 수 있다.

4.10.3 거스트계수

4.10.3.1 강체구조물

바람방향 1차 모드 고유진동수가 1 Hz를 초과하는 구조물은 강체구조물로 분류되며, 거스트계수 G_r은 식 (4.10-4)와 표 4.10-2에 의하여 구한다.

$$G_r = K_p \frac{1+5.78 I_z Q}{1+5.78 I_z} \qquad (4.10\text{-}4)$$

여기서, B, D, L = 그림 4.10.2의 제원

$I_z = c\left(\frac{10}{z_D}\right)^{1/6}$: 난류강도

$L_z = l\left(\frac{z_D}{10}\right)^{\epsilon}$: 난류길이

z_5 : z 와 5 m 중 큰 값

$K_p = 2.01\beta^2\left(\frac{10 z_5}{z_D z_G}\right)^{\alpha_2}$: 풍압보정계수

$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63\left(\frac{L+D}{L_z}\right)^{0.63}}}$

4.10.3.2 유연구조물

바람방향 1차 모드 고유진동수가 1 Hz 이하인 구조물은 유연구조물로 분류되며, 거스트계수 G_f는 식 (4.10-5)와 표 4.10-2에 의하여 구한다.

$$G_f = K_p \frac{1 + 1.7 I_z \sqrt{11.56 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 5.78 I_z} \qquad (4.10\text{-}5)$$

여기서, B, D, L, K_p, I_z, Q = 4.10.3.1절의 값을 사용

ξ= 한계감쇠에 대한 구조 감쇠비(예를 들면, 감쇠비 2%인 경우에 0.02를 사용)

$$B_1 = 15.4 f_1 \frac{B}{V_D}$$

$$D_1 = 4.6 f_1 \frac{D}{V_D}$$

$$L_1 = 4.6 f_1 \frac{L}{V_D}$$

$$N_1 = \frac{f_1 L_z}{V_D}$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{5/3}}$$

$$R_B = \frac{1}{B_1} - \frac{1}{2B_1^2}(1 - e^{-2B_1})$$

$$R_D = \frac{1}{D_1} - \frac{1}{2D_1^2}(1 - e^{-2D_1})$$

$$R_L = \frac{1}{L_1} - \frac{1}{2L_1^2}(1 - e^{-2L_1})$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\xi} R_n R_D R_L (0.53 + 0.47 R_B)}$$

$$g_R = \sqrt{2\log_e(600 f_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\log_e(600 f_1)}}$$

4.10.4 공기역학적 안정성

주경간 길이가 200 m 이상인 장대 특수교량이나 주경간 길이와 폭(또는 높이)의 비율이 30을 넘는 교량이나 부재는 바람에 의한 진동이 발생하기 쉽다. 장대 특수교량이나 세장 구조부재는 전항의 정적설계 결과에 대하여, 동적해석과 풍동실험을 통하여 풍하중의 동적효과에 대한 제반 공기역학적 안정성을 검토하여야 한다. 또한 가설단계에서의 내풍안정성에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.

4.11 온도변화

4.11.1 평균온도(TU)

4.11.1.1 온도범위

온도에 관한 정확한 자료가 없을 때, 온도의 범위는 표 4.11-1에 나타낸 값을 사용한다. 온도에 의한 변형효과를 고려하기 위하여 설계 시 기준으로 택했던 온도와 최저 혹은 최고온도와의 차이 값이 사용되어야 한다.

표 4.11−1 온도의 범위

기후	강교(강바닥판)	합성교(강거더와 콘크리트바닥판)	콘크리트교
보통	−10°에서 50 °C	−10°에서 40 °C	−5°에서 35 °C
한랭	−30°에서 50 °C	−20°에서 40 °C	−15°에서 35 °C

4.11.1.2 가설 기준온도

교량이나 교량부재의 가설 기준온도는 가설 직전 24시간 평균값을 사용하여야 한다.

4.11.1.3 계절별 온도변화

계절별 온도 변화는 가설지점이나 가장 가까운 기상청의 자료를 사용할 수 있다.

4.11.2 온도경사(TG)

(1) 바닥판이 콘크리트인 강재나 콘크리트 상부구조에서 수직온도경사는 그림 4.11-1과 같이 택한다. 그림 4.11-1에서 A의 제원은 다음과 같다.

두께가 400 mm 이상인 콘크리트 상부구조물의 경우,

A = 300 mm

400 mm 이하의 콘크리트단면의 경우,

A = 실제 두께보다 100 mm 작은 값

강재로 된 상부구조물인 경우,

A = 300 mm, t = 콘크리트 바닥판의 두께

(2) 상부의 온도가 높을 때의 T_1과 T_2의 값은 표 4.11-2와 같다. 하부의 온도가 높을 때의 값은 표 4.11-2에 정해진 값에 콘크리트 포장에는 -0.3을, 아스팔트포장에는 -0.2를 곱하여 구한다.

(3) 현장조사에 의하여 T_3의 값을 정하지 않는 경우, T_3의 값은 영(0 °C)으로 하여야 한다. 그러나 3 °C를 넘어서는 안 된다.

(3) 온도경사를 고려할 때 양 또는 음의 온도변화에 의한 내부응력과 구조변형은 KDS 24 10 11(4.6.13)에 의하여 결정하여야 한다.

표 4.11-2 온도경사 기본값

T_1 (°C)	T_2 (°C)
23	6

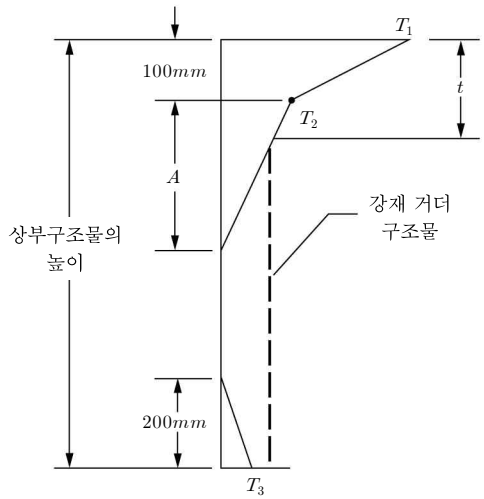


그림 4.11-1 콘크리트와 강재상부구조물에
발생하는 온도의 수직변화곡선

4.12 지진의 영향: EQ

지진의 영향에 대해서는 KDS 24 17 11에서 정하는 바에 따른다.

4.13 설하중 및 빙하중: IC

설하중 및 빙하중을 고려할 필요가 있는 지방에서는 가설지점의 실제 상황에 따라 적당한 값을 정하도록 한다.

4.14 지반변동 및 지점이동의 영향: GD, SD

하부 구조물들 사이 또는 하부구조물의 세부구조들 사이에서 발생하는 최대 부등침하에 의한 하중을 고려하여야 한다. 침하량의 산정은 KDS 24 14 51(3.3.2.3)에 따라 계산한다.

4.15 원심하중 및 제동하중: CF, BR

(1) 원심하중

① 원심하중은 표준트럭하중의 축중량에 계수 C를 곱한 값이다. C는 식 (4.15-1)과 같다.

$$C = \frac{4}{3}\frac{v^2}{gR} \qquad (4.15\text{-}1)$$

여기서, v = 도로 설계속도(m/s),

g = 중력가속도(m/s^2),

R = 통행차선의 회전반경(m)이다.

② 도로 설계속도는 KDS 44 10 00에서 규정된 값보다 적어서는 안 된다.

③ 4.3.1.2에 규정된 동시재하계수를 적용해야 한다.

④ 원심하중은 교면상 1,800 mm 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

(2) 제동하중

자동차의 제동하중 및 궤도차량의 제동하중은 극단적으로 가벼운 교량 및 궤도가 있는 교량 등 특별한 경우에 고려하는 것으로 한다. 자동차의 제동하중은 최대하중 효과가 발생되도록 재하차로 위에 재하한 표준트럭하중의 10%로 하고 교면상 1,800 mm 되는 위치에서 자동차의 진행방향으로 작용하는 것으로 본다. 궤도상의 제동하중은 윤하중 전체의 10%로 하고 레일면상 1,800 mm 높이에서 차량의 진행방향으로 작용하는 것으로 한다.

4.16 가설 시 하중: ER

교량 가설 시에는 가설단계별 가설방법과 가설중의 구조를 고려하여 자중, 가설장비, 기자재, 바람, 지진의 영향 등 모든 재하조건에 대한 안전도 검토를 수행하여야 한다.

4.17 차량충돌하중: CT

4.17.1 구조물의 보호

구조물이 아래와 같이 충돌로부터 보호된 경우 차량충돌하중을 적용시킬 필요가 없다.

(1) 제방

(2) 구조적으로 독립된, 충돌에 강한 높이 1,370 mm가 넘는 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000 mm 내에 있는 경우

(3) 높이 1,070 mm인 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000 mm 이상 떨어져 있는 경우

(4) 이러한 경우 방호울타리는 구조적, 기하적으로 도로안전시설 설치 및 관리 지침의 규정에 따라야 한다.

4.17.2 구조물과 차량이나 열차의 충돌

4.17.1에서 허용된 경우를 제외하고 도로의 가장자리로부터 9,000 mm 내에 위치하거나, 궤도의 중심선으로부터 15,000 mm 거리 내에 위치한 교대나 교각은 1,800 kN 크기의 등가정적 하중에 대해 설계된다. 이 하중은 노면상 1,200 mm 높이에서 수평으로 임의의 방향으로 작용할 수 있다.

4.18 선박충돌하중: CV

4.18.1 일반사항

(1) 설계수심이 600 mm 이상 되는 곳에 위치하며 배가 통행할 수 있는 수로에 건설된 교량의 모든 구조부재는 설계 시에 선박 충돌의 영향을 고려하여야 한다.

(2) 하부구조물의 설계를 위한 최소 설계충돌하중은 수로에서의 연평균유속과 같은 속도로 떠내려가는 빈 호퍼바지선을 기준으로 계산하여야 한다. 만일 교량 발주자에 의해서 특별히 승인된 것이 없다면, 설계 바지선은 화물을 싣지 않은 경우 중량이 200톤이고 10,700 mm×60,000 mm 크기의 것으로 한다.

(3) 교량이 깊은 수로를 가로지르며 놓여 있고 배와 부딪치는 것을 예방할 수 있을 만큼 높이 설치되어있지 않은 경우에, 상부구조물에 가해지는 충격의 최소 설계값은 4.18.10.3에 규정된 돛대의 충돌에 의한 충격하중을 사용할 수 있다.

(4) 선박에 의한 충돌이 예상되는 하천에 건설되는 구조물은 다음의 사항을 만족하여야 한다.
① 선박에 의한 충돌하중에 견딜 수 있게 설계되거나,
② 방호물, 계선말뚝, 통로 또는 다른 안전을 위한 시설에 의해서 적절히 보호되어야 한다.

(5) 선박과의 충돌에 의한 충격하중은 교량과 아래사항과의 관계를 고려하여 결정하여야 한다.
① 수로의 기하학적 형상
② 수로를 이용하는 선박의 크기, 형태, 하중조건, 통과빈도
③ 가용 수심
④ 선박의 속도와 방향
⑤ 충돌에 의한 교량의 구조적 거동

4.18.2 교량 발주자의 책임

교량 발주자는 교량의 중요도 등급, 해당교량에 대한 수로를 통행하는 선박의 밀도와 선박의 설계속도, 선박통과를 고려한 다리밑공간 확보를 위한 높이를 규정하거나 승인하여야 한다. 발주자는 방호시스템을 포함한 교량의 구성부재에 발생이 허용되는 손상의 정도를 규정하거나 승인해야 한다.

4.18.3 중요도 등급

4.18의 조항을 위하여, 항행 수로에 있는 모든 교량에 대하여 '중요' 또는 '보통'의 중요도등급을 결정하여야 한다. 중요 교량은 보통 교량에 비하여 발생확률이 더 낮은 충돌 후에도 제 기능을 발휘해야 한다.

4.18.4 설계선박

(1) 각 교각과 경간구조부재에 대한 설계선박을 선택하여야 한다. 이때, 그 설계선박 보다 더 큰 선박에 대하여 4.18.5에 의하여 계산한 추정 연간파괴빈도가 그 구조부재의 허용기준 보다 작아야 한다.

(2) 설계선박은 교량의 중요도등급과 선박, 교량 및 항로의 특성에 의하여 결정된다.

4.18.5 연간파괴빈도

(1) 교량구성부재의 연간파괴빈도는 식 (4.18-1)과 같이 산정한다.

$$AF = (N)(PA)(PG)(PC) \qquad (4.18\text{-}1)$$

여기서, AF= 선박충돌에 의한 교량구성부재 파괴의 연간빈도
N= 형태, 크기 및 하중조건에 의해 분류된 수로를 이용하는 연간 선박의 수
PA= 선박의 항로이탈 확률
PG= 항로이탈한 선박이 교각이나 상부구조와 충돌할 기하학적 확률
PC= 항로이탈한 선박과 충돌할 때 교량이 파괴될 확률

(2) AF는 각 교량구조부재와 선박 등급별로 계산되어야 한다. 전 교량에 대한 연간파괴빈도는 모든 부재의 AF를 합하여 구한다.

(3) 중요 교량에 대하여 전 교량에 대한 최대 연간파괴빈도 AF는 0.0001을 사용한다.

(4) 보통 교량에 대하여 전 교량에 대한 최대 연간파괴빈도 AF는 0.001을 사용한다.

(5) 설계선박 전체길이(LOA)의 6배보다 작은 수로에 대하여, 각 교각과 선박 상부구조물 구성부재의 연간 파괴빈도에 대한 허용기준은 전 교량의 허용기준을 수로에 위치한 교각과 경간 구성부재에 분포시킴으로 결정할 수 있다.

(6) 폭이 LOA의 6배보다 큰 넓은 수로에 대하여, 각 기둥과 경간구조부재의 연간파괴빈도에 대한 허용기준은 전체 교량에 대한 허용기준을 입출항 항로의 두 중심선에서 좌우로 LOA의 3배 거리 내에 위치한 기둥과 상부 구조재들에 분포시켜 결정하여야 한다.

4.18.5.1 선박의 빈도분포

크기, 형태, 하중조건 및 이용가능수심에 근거하여 교량 밑을 통과하는 선박의 수(N)를 각각 기둥과 지간부재들에 대하여 구한다. 수로의 상태에 따른 왕래하는 선박의 수와 하중조건 간의 차이를 고려하여야 한다.

4.18.5.2 항로이탈확률

(1) 일반사항

선박의 항로이탈확률(PA)은 통계적 방법이나 근사적 방법으로 결정할 수 있다.

(2) 통계적 방법

해당 수로에서의 선박충돌, 추돌, 좌초에 대한 역사적 자료와 사고가 보고된 기간 동안 해당 수로를 통과한 선박 수에 대한 자료를 활용하여 통계분석 함으로써 항로이탈확률을 계산할 수 있다.

(3) 근사적 방법

① 항로이탈확률은 식 (4.18-2)와 같이 구할 수 있다.

$$PA = (BR)(R_B)(R_C)(R_{XC})(R_D) \tag{4.18-2}$$

여기서, PA = 항로이탈확률
BR = 항로이탈의 기본율
R_B = 교량의 위치에 따른 보정계수
R_C = 선박의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수
R_{XC} = 선박의 통과경로의 직각방향 유속에 대한 보정계수
R_D = 통행선박의 밀도에 대한 보정계수

② 항로이탈의 기본율(BR)은 다음과 같다.

가. 선박의 경우

$$BR = 0.6 \times 10^{-4} \tag{4.18-3}$$

나. 바지선의 경우

$$BR = 1.2 \times 10^{-4} \tag{4.18-4}$$

(4) 그림 4.18.1에 나타낸 세 가지 수로영역에 대한 교량의 상대적인 위치에 관련된 교량위치에 따른 보정계수(R_B)는 식(4.18-5)~식(4.18-7)과 같다.

① 직선 영역

$$R_B = 1.0 \tag{4.18-5}$$

② 전이 영역

$$R_B = 1 + \frac{\theta}{90^o} \tag{4.18-6}$$

③ 꺾임/곡선 영역

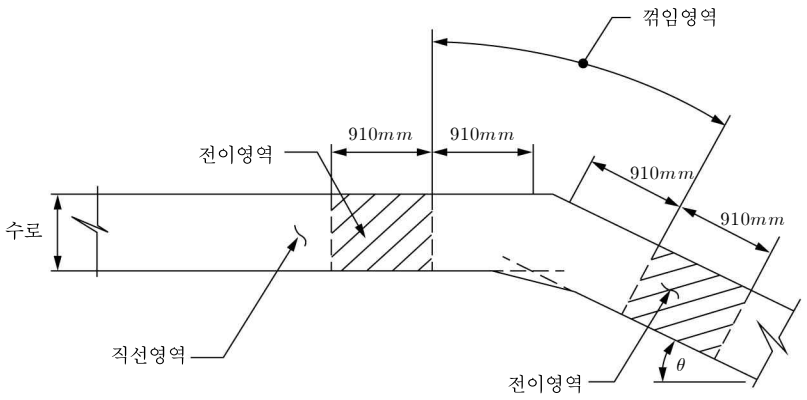
$$R_B = 1 + \frac{\theta}{45^o} \tag{4.18-7}$$

여기서, θ = 그림 4.18.1에 나타낸 꺾임 혹은 곡선영역의 회전 각도(단위: 도)

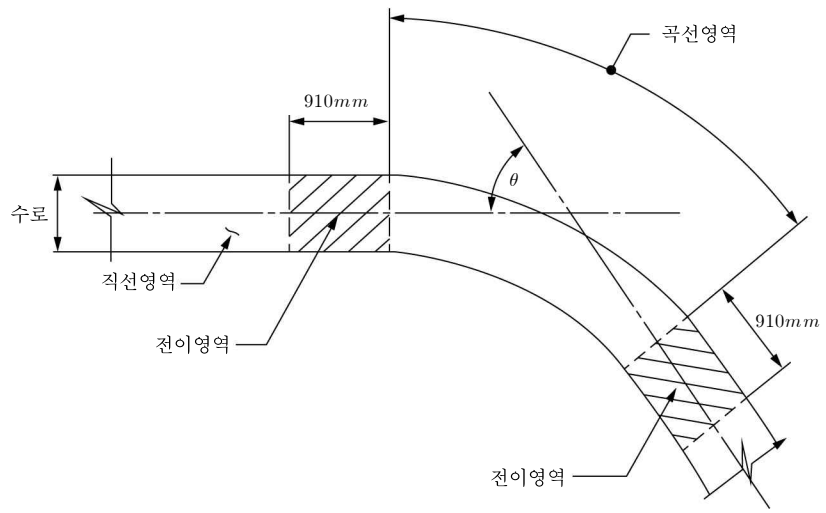
(5) 선박의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수(R_C)는 식 (4.18-8)과 같다.

$$R_C = 1 + \frac{V_c}{19} \qquad (4.18\text{-}8)$$

여기서, V_c = 선박의 통과경로에 평행한 유속성분(단위: km/h)



a. 수로의 꺾임부



b. 수로의 곡선부

그림 4.18−1 교량 위치에 대한 수로 영역

(6) 수로에서 선박의 통과경로에 직각방향 유속에 대한 보정계수(R_{XC})는 식 (4.18-9)와 같다.

$$R_{XC} = 1.0 + 0.54\, V_{XC} \qquad (4.18\text{-}9)$$

여기서, V_{XC} = 선박의 통과경로에 직각방향 유속성분(단위: km/h)

(7) 통행선박의 밀도에 대한 보정계수(R_D)는 교량에 인접한 수로에서 선박의 통행 밀도에 의해 선정된다.

① 저밀도: 교량 인접부근에서 선박이 서로 만나거나 추월 하는 것이 드문 경우

$$R_D = 1.0 \qquad (4.18\text{-}10)$$

② 평균밀도: 교량 인접부근에서 선박이 서로 만나거나 추월하는 것이 간혹 있는 경우

$$R_D = 1.3 \qquad (4.18\text{-}11)$$

③ 고밀도: 교량 인접부근에서 선박들이 일상적으로 만나거나 추월하는 경우

$$R_D = 1.6 \qquad (4.18\text{-}12)$$

4.18.5.3 기하학적 확률

(1) 교량부근에서 항로를 이탈한 선박의 항로를 모형화하는데 정규분포를 이용할 수 있다. 기하학적 확률분포(PG)는 그림 4.18-2에 나타낸 바와 같이 교각의 양 측면에 놓인 두 선박의 중심선 사이의 범위에서 정규분포곡선을 적분한 면적이다. 이 정규분포의 표준편차(σ)는 4.18.4에 따라서 선택된 설계선박의 총길이(LOA)와 같다고 가정한다.

(2) 이 정규분포의 평균위치는 선박통과경로의 중심선으로 잡아야 한다. PG는 각 선박분류등급에 대한 선폭(B_M)에 근거하여 결정되거나 모든 분류간격에 대해 4.18.4에 따라 선택된 설계선박의 선폭(B_M)을 이용하여 결정될 수 있다.

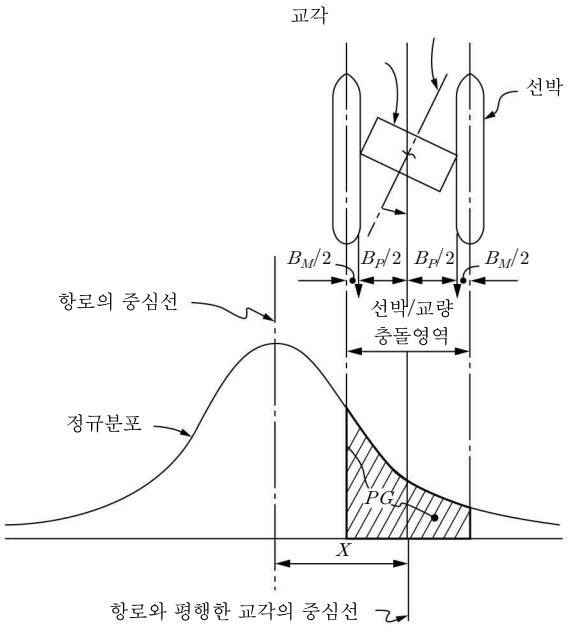


그림 4.18−2 교각충돌의 기하학적 확률

4.18.5.4 파괴확률

교량파괴확률(PC)은 선박의 충격하중(P)에 대한 교각의 횡방향 내하력(H_p)과 경간의 횡방향 내하력(H_S)의 비율에 따라 식 (4.18-13)~식 (4.18-15)와 같이 결정된다.

(1) $0.0 \le H/P < 0.1$ 이면,

$$PC = 0.1 + 9\left(0.1 - \frac{H}{P}\right) \qquad (4.18\text{-}13)$$

(2) $0.1 \le H/P < 1.0$ 이면,

$$PC = \frac{1}{9}\left(1.0 - \frac{H}{P}\right) \qquad (4.18\text{-}14)$$

(3) $\frac{H}{P} \ge 1.0$ 이면,

$$PC = 0.0 \qquad (4.18\text{-}15)$$

여기서, PC = 파괴확률

H = 교각내하력(H_P)이 상부구조물의 횡방향 내하력(H_S)으로 표현되는 수평하중에 대한 교량구조물의 강도(단위: N)

P = 선박충격하중, P_S, P_{BH}, P_{DH}, 또는 P_{MT}, 이들은 각각 4.18.8, 4.18.10.1, 4.18.10.2 및 4.18.10.3에 기술되었다.(단위 : N)

4.18.6 설계 충돌 속도

(1) 설계충돌속도는 그림 4.18-3에서와 같이 결정된다.

V = 설계충돌속도(단위: m/s)

V_T = 정상기상조건에서 수로를 지나는 선박의 보통 속도(단위 : m/s)로서 반드시 V_{MIN}보다 커야 한다.

V_{MIN} = 최소설계충돌속도(단위: m/s), 교량이 설치된 곳의 연평균유속보다 커야 한다.

X = 수로의 중심선에서 교각표면까지의 거리(단위: mm)

X_C = 수로의 중심선에서 항로폭 끝단까지의 거리(단위: mm)

X_L = 설계선박의 전체길이의 3배거리(단위: mm)

(2) 바지선 예인의 경우에 설계선박의 전체길이(LOA)는 바지선과 예인선 길이의 합에 예인 로우프의 길이를 더하여 구한다.

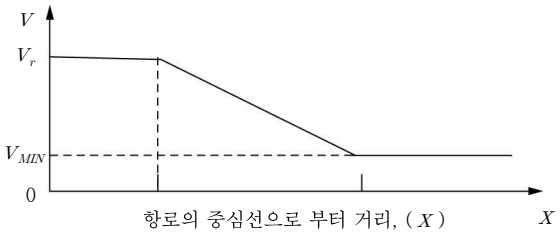


그림 4.18－3 설계충돌속도의 분포도

4.18.7 선박충돌에너지

(1) 이동 중인 선박이 교각과 정면으로 충돌하는 경우의 운동에너지는 식 (4.18-16)과 같이 구한다.

$$KE = 500\, C_H M V^2 \qquad (4.18\text{-}16)$$

여기서, KE = 선박의 충돌 에너지(단위: J)
M = 선박의 용적 톤수(단위: 미터톤)
C_H = 수리동적질량계수
V = 선박충돌속도(단위: m/s)

선박의 질량(M)은 선박의 재하조건에 따라 결정되고 적재선박의 경우에는 비적재선박의 질량에 화물질량을 더하여 계산하며, 비적재나 가벼운 화물만을 실은 경우에는 비적재 선박의 질량에 선박의 수송을 위한 water ballast의 질량을 더하여 계산한다. 견인되는 바지선의 경우에는 용적톤수는 예인선의 질량과 예인되는 바지선들의 질량의 합이다.

(2) 수리동적질량계수 C_H는 식 (4.18-17)~식 (4.18-18)과 같이 구할 수 있다.

① 용골과 수로바닥과의 간격이 선박의 흘수 × 0.5 보다 큰 경우

$$C_H = 1.05 \qquad (4.18\text{-}17)$$

② 용골과 수로바닥과의 간격이 선박의 흘수 × 0.1 보다 작은 경우

$$C_H = 1.25 \qquad (4.18\text{-}18)$$

③ 용골과 수로바닥과의 간격이 위의 기준치 사이에 있는 경우에는 적절히 보간하여 C_H값을 구한다. 용골과 수로바닥과의 간격(Underkeel clearance)은 선박의 바닥과 수로의 바닥간의 간격으로 한다.

4.18.8 교각에 작용되는 선박 충격력

선박과 교각이 정면충돌하는 경우에 교각에 작용되는 힘은 식 (4.18-19)와 같다.

$$P_s = 1.2 \times 10^5\, V\sqrt{DWT} \qquad (4.18\text{-}19)$$

여기서, P_s= 등가 정적선박충격하중(단위: N)
DWT= 선박의 적재중량톤수(단위: 미터톤)
V= 선박의 충돌속도(단위: m/s)

4.18.9 선박의 이물손상길이

견고한 물체에 부딪쳐 부서진 이물의 수평길이는 식 (4.18-20)과 같이 구할 수 있다.

$$a_S = 1.54 \times 10^3 \left(\frac{KE}{P_S}\right) \qquad (4.18\text{-}20)$$

여기서, a_S = 손상을 입은 이물의 길이(단위: mm)

KE = 선박의 충돌에너지(단위: J)

P_S = 식 (4.18-17)에서 규정된 배의 충격력(단위: N)

4.18.10 상부구조물에 작용하는 선박의 충격력

4.18.10.1 이물의 충돌

(1) 상부구조물에 작용되는 이물충격력은 식 (4.18-21)과 같다.

$$P_{BH} = (R_{BH})(P_S) \qquad (4.18\text{-}21)$$

여기서, P_{BH} = 노출된 상부구조물에 작용하는 이물충격력(단위 : N)

R_{BH} = 노출된 상부구조부깊이의 전체이물 깊이에 대한 비

P_S = 식 (4.18-17)에서 규정된 선박의 충격력(단위 : N)

(2) 4.18.10.1에서 노출부는 충격영역에서 선박과 교량상부구조가 연직으로 겹쳐진 부분을 나타낸다.

4.18.10.2 갑판실과의 충돌

(1) 갑판실과의 충돌에 의하여 상부구조부에 미치는 충격력은 식 (4.18-22)와 같이 구한다.

$$P_{DH} = (R_{DH})(P_S) \qquad (4.18\text{-}22)$$

여기서, P_{DH} = 선박 갑판실의 충격력(단위: N)

R_{DH} = 아래에 규정된 감소계수

P_S= 식 (4.18-17)에서 규정된 선박의 충격력(단위: N)

(2) 선박이 100,000 DWT 이상인 경우에는 R_{DH}는 0.1로 간주하고, 선박이 100,000 DWT 이하인 경우에는 감소계수를 식 (4.18-23)과 같이 구한다.

$$R_{DH} = 0.2 - (DWT/10{,}000) \times 0.10 \qquad (4.18\text{-}23)$$

4.18.10.3 돛대와의 충돌

돛대와의 충돌에 의하여 상부구조부에 미치는 충돌력은 식 (4.18-24)와 같이 구한다.

$$P_{MT} = 0.10 P_{DH} \qquad (4.18\text{-}24)$$

여기서, P_{MT} = 선박의 돛대 충격력 (단위: N)

P_{DH} = 식 (4.18-20)에서 규정된 갑판실의 충격력 (단위: N)

4.18.11 교각에 작용하는 바지선의 충격력

(1) 4.18에서는 표준호퍼바지선을 다음과 같은 제원을 가진 내륙하천에서 운항되는 바지선으로 택한다.

폭 = 10,700 mm
길이 = 60,000 mm
깊이 = 3,700 mm
비적재 흘수 = 520 mm
적재 흘수 = 2,700 mm
질량 = 1,730 미터톤

(2) 교각에 작용되는 표준호퍼바지선의 충격력은 다음과 같이 구한다.

① a_B < 100 mm 인 경우

$$P_B = 6.0 \times 10^4 \ a_B \qquad (4.18\text{-}25)$$

② a_B > 100 mm 인 경우

$$P_B = 6.0 \times 10^6 + 1{,}600 \ a_B \qquad (4.18\text{-}26)$$

여기서, P_B = 등가정적 바지선의 충격력(단위: N)
a_B = 식 (4.18-25)에 규정된 바지선의 이물 손상길이(단위: mm)

(3) 표준호퍼바지선 보다 큰 설계바지선의 충격력은 표준호퍼바지선의 충격력을 표준호퍼바지선 폭에 대한 큰 바지선 폭의 비율만큼 증가시켜서 사용한다.

4.18.12 바지선의 이물 손상길이

표준호퍼바지선에 대한 바지선의 이물 수평손상길이는 식 (4.18-27)과 같이 구할 수 있다.

$$a_B = 3{,}100\left(\sqrt{1 + 1.3 \times 10^{-7} KE} - 1\right) \qquad (4.18\text{-}27)$$

여기서, a_B = 바지선의 이물 손상길이(단위: mm)
KE = 선박의 충돌에너지(단위: J)

4.18.13 극단상황한계상태에서의 손상

(1) 극단상황한계상태에서 상부구조의 붕괴를 방지하기 위한 충분한 연성과 구조여용력이 잔여구조계에 존재하는 경우에는 하부구조와 상부구조 부재에 대하여 비탄성 거동과 하중 재분배를 허용할 수 있다.

(2) 다른 방법으로서 교량구조물에 작용하는 선박의 충돌 하중을 없애거나 허용수준까지 줄이기 위해서 교각방호공을 설치할 수도 있다.

4.18.14 충격력의 작용

4.18.14.1 하부구조 설계

(1) 하부구조물의 설계를 위하여 항해수로의 중앙선에 평행한 방향 및 수직인 방향으로의 등가정적하중을 다음과 같이 독립적으로 작용시켜야 한다.

① 항해수로의 중앙선과 평행한 방향으로 작용하는 설계충격하중의 100%

② 항해수로의 중앙선과 수직인 방향으로 작용하는 설계충격하중의 50%

(2) 설계선박에 대하여 선체의 어떤 부분이나 이물 등에 의한 접촉에 노출되어 있는 하부구조물의 모든 부재는 작용하는 하중을 견뎌낼 수 있도록 설계되어야 한다. 배나 바지선 이물의 돌출부, 경사 또는 flair 거리(overhang, rake or flair distance) 등은 선박과의 접촉에 노출되어 있는 하부구조물의 부위를 결정하는데 고려되어져야 한다. 선체의 이물이 파손되어 하부구조의 퇴행부분이 접촉되는 경우도 고려되어져야 한다.

(3) 여기에서 규정된 두 가지 설계의 경우에 있어서 충격하중은 하부구조물에 다음과 같이 작용되어야 할 것이다.

① 전체적인 안정을 위해서, 설계충격하중은 그림 4.18-4에서와 같이 수로의 평균수위 높이에서 하부구조물에 집중하중의 형태로 가해진다.

② 국부적인 충돌하중에 대해서, 설계충격하중은 그림 4.18-5에서와 같이 이물 깊이에 대하여 등분포된 수직선상의 하중으로 가한다. 하부구조물에 충격하중이 가해질 수 있는 접촉면적을 결정하는데 있어서 이물의 형태는 전방으로 경사됐다고 가정한다. 바지선에 있어서의 국부적인 충격하중은 그림 4.18-6과 같이 최선단 블럭의 깊이에 대하여 등분포된 수직선상의 하중으로 고려한다.

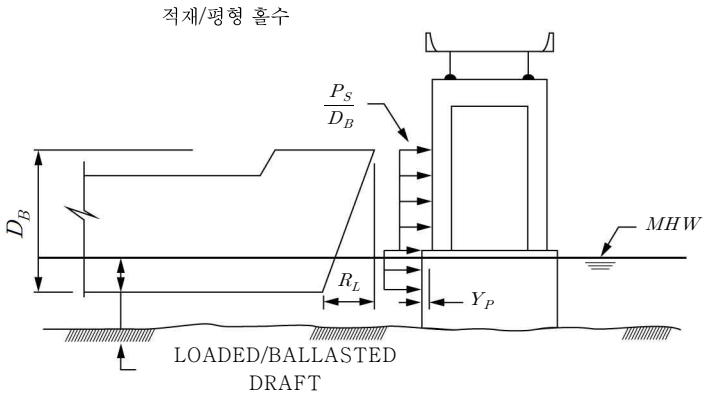


그림 4.18－5 교각에 작용되는 배의 선충격력

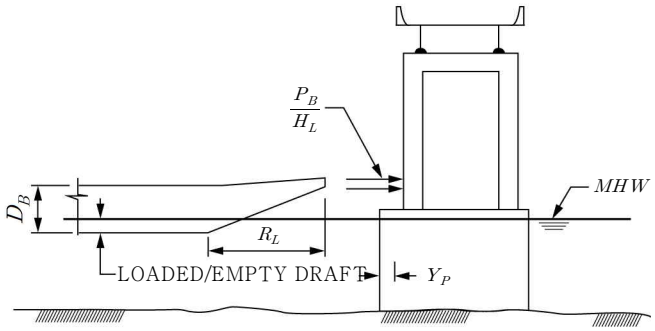


그림 4.18.6 교각에 작용되는 바지선의 충격력

4.18.14.2 상부구조 설계

상부구조물의 설계 시에 설계충격하중은 항행항로 중심선에 평행한 방향을 따라 상부구조 부재에 횡방향으로 재하한다. 이 때 설계충격하중은 등가정적하중으로 재하한다.

4.18.15 하부구조물의 보호

(1) 선박충돌에 대한 교각의 노출 위험도를 줄이거나 없애기 위해 펜더, 군말뚝, 말뚝지지 구조물, 돌핀, 인공섬 또는 이들을 조합한 방호공을 설치할 수 있다.

(2) 방호공은 충돌에 대해 심한 손상을 받거나 붕괴될 수도 있지만 이는 충돌선박이 교각에 충돌 전에 방호공에 의해 정지되거나 또는 방향이 재조정되어 교각으로부터 멀어지는 경우에 한한다.

4.19 마찰력: FR

마찰력은 마찰면 사이의 최대 마찰계수에 기초하여 계산하여야 한다. 일반적인 경우에 수분의 영향과 마찰면 또는 회전면의 마모 또는 오염으로 인한 마찰계수의 변화를 고려하여야 한다.

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	엔비코컨설턴트	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

교량 설계하중(한계상태설계법)

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

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 12 21 : 2016

교량 설계하중(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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

KDS 24 14 20 : 2016

콘크리트교 설계기준 (극한강도설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 콘크리트교 설계기준에 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 샤르피 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 14 20 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 14 20 : 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 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 용어정의 ····· 1

1.3 기호정의 ····· 6

2. 조사 및 계획 ····· 7

3. 재료 ····· 7

3.1 일반사항 ····· 7

3.2 재료특성 ····· 8

4. 설계 ····· 10

4.1 설계일반 ····· 10

4.2 철근 상세 ····· 15

4.3 철근의 정착 및 이음 ····· 15

4.4 강도설계법 ····· 15

4.5 프리스트레스트 콘크리트 ····· 21

4.6 슬래브 ····· 61

4.7 벽체 ····· 61

4.8 바닥판 ····· 61

4.9 슬래브교 ····· 73

4.10 T형교 ····· 80

4.11 연속형교 ····· 83

4.12 라멘교 ····· 87

4.13 박스거더교 ····· 93

4.14 아치교 ····· 99

4.15 허용응력설계법 ····· 102

콘크리트교 설계기준(극한강도설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 선로를 지지・보호하는 철도교 구조물 중 철근콘크리트 및 프리스트레스 콘크리트 교량의 상부구조 설계에 주로 적용한다. 다만, 라멘교의 교각 등 상부구조와 하부구조의 구별이 명확하지 않은 부재의 설계에도 적용할 수 있다.

1.2 용어정의

- 가외철근: 콘크리트의 건조수축, 온도변화, 기타의 원인에 의하여 콘크리트에 일어나는 인장응력에 대비하여 가외로 더 넣는 보조적인 철근
- 갈고리: 철근의 정착 또는 겹침이음을 위하여 철근 끝의 구부린 부분을 말하며, 모양에 따라 180° 표준갈고리, 90° 표준갈고리, 135° 표준갈고리가 있음.
- 강재의 인장강도: 한국산업표준(KS)에 규정되어 있는 인장강도의 규격 최솟값. PS강선 및 PS강연선에서는 인장하중의 최솟값
- 강재의 항복점: 한국산업표준(KS)에 규정되어 있는 강재의 항복점 또는 내력의 규격 최솟값. PS강선 및 PS강연선에서는 0.2% 영구옵셋(offset)에 대한 하중의 최솟값
- 검토등급 Ⅰ: 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중에만 인장응력을 허용하는 콘크리트 단면의 등급
- 검토등급 Ⅱ: 평상시의 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중과 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용하는 콘크리트 단면의 등급
- 검토등급 Ⅲ: 총 단면을 고려하는 경우에는 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용하며, 콘크리트 피복두께 단면을 고려하는 경우에는 평상시의 사용하중에 대하여 인장응력을 허용하나 반영구적 하중조합에 대하여는 인장응력을 허용하지 않는 콘크리트 단면의 등급
- 격벽: 단면 형상을 유지시키기 위하여 거더에 배치하는 횡방향 보강재, 다이아프램, 또는 단일박스 또는 다중 박스거더의 받침점부나 경간 내에 비틀림 등에 저항하기 위하여 설치하는 칸막이 벽
- 계수하중: 강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용되는 하중으로서, 사용하중에 하중계수를 곱한 하중
- 공칭강도: 강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도로 강도감소계수를 적용하기 전의 강도

- 국소구역(local zone): 정착장치 주위 및 바로 앞 콘크리트 부분으로 높은 국부지압응력을 받는 부분
- 긴장력(jacking force): 긴장재에 인장력을 도입하는 장치에 의해 발휘되는 임시적인 힘
- 긴장재(tendon) : 콘크리트에 프리스트레스를 가하는 데 사용되는 강선, 강연선, 강봉 또는 이들의 다발
- 단부 스트럿(end strut): 거더에 작용하는 모든 힘을 받침부로 전달시키는 통로로서 특별한 전단보강 철근이 필요한 곳
- 단블록(end block): 정착부의 응력을 감소시키기 위해 부재의 단부를 확대하는 것
- 덕트(duct): 포스트텐션 방식의 PSC부재에서 콘크리트 경화전이나 또는 후에 PS강재를 배치시켜 긴장할 수 있도록 미리 콘크리트 속에 설치해둔 원형의 관
- 마찰: 프리스트레싱 동안 접촉하게 되는 긴장재와 덕트 사이의 표면 저항. 곡률마찰과 파상마찰이 있음.
- 묻힘길이: 위험단면을 넘어 더 연장하여 묻어 넣은 철근길이
- 바닥판: 도상이나 침목, 레일 등을 통해 열차하중을 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되는 판부재
- 방향 변환력(deviation force): 긴장재의 곡률 또는 방향변경에 의해 곡선부 또는 방향변경부에 작용하게 되는 힘
- 방향변환블록(deviation saddle): 거더단면 내외측에 PS강재(external tendon)의 방향변환을 위해 복부, 플랜지, 복부와 플랜지의 접합부에 두는 블록
- 배력철근(distributing bar): 집중하중을 분포시키거나 균열을 제어할 목적으로 주철근과 직각에 가까운 방향으로 배치한 보조철근
- 부모멘트: 바닥판 및 부재 상측에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트
- 부착된 긴장재(bonded tendon): 직접 또는 그라우팅을 통해 콘크리트에 부착되는 긴장재
- 부철근: 부모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배치하는 철근
- 브래킷 또는 내민받침(코벨): 집중하중이나 보의 반력을 지지하기 위하여 기둥면 또는 벽체면에서부터 나와 있는 짧은 캔틸레버 부재
- 블록공법: 프리캐스트 부재를 부재 방향으로 몇 개의 블록으로 나누어서 제작하고, 블록을 서로 연결시키기 위해 프리스트레스를 주어 구조부재로 만든 공법
- 사용 프리스트레스 힘(unfactored prestressing force): 프리스트레싱에 의해 부재 단면에 작용하는 힘으로서 하중계수를 곱하지 않은 것
- 사용하중: 하중계수를 곱하지 않는 하중으로서, 작용하중이라고도 함.

- 사인장철근: 철근 콘크리트 보에 하중 작용으로 인해 사인장 균열이 발생하며 균열은 휨균열과 달리 주로 전단응력에 지배되어 갑작스러운 파괴를 유발하므로 이를 방지하기 위하여 전단(보강)철근을 배근해야 한다. 이때 보에 배치하는 전단철근을 복부철근 또는 사인장철근이라 함.
- 설계강도: 공칭강도에 강도감소계수 ϕ를 곱한 강도
- 설계단면력: 하중작용에 의해 부재단면에 생기는 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트. 강도설계법에서는 계수하중작용에 의해 생기는 부재의 단면력이므로 소요강도라고도 함.
- 설계하중: 부재를 설계할 때 사용되는 적용가능한 모든 하중과 힘, 또는 이와 관련된 내적 모멘트와 힘으로서, 허용응력설계법에 의한 설계에서는 하중계수가 없는 하중(사용하중)이고, 강도설계법에 의한 설계에서는 적절한 하중계수를 곱한 하중(계수하중)이 설계하중이 됨.
- 소요강도: 하중조합에 따른 계수하중을 저항하는데 필요한 부재 또는 단면의 강도, 또는 이와 관련된 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트 등으로 나타낸 단면력
- 쉬스: 덕트를 형성하기 위한 관
- 압출용 받침 (launching bearing): 압출공법(incremental launching method)으로 가설할 때 설치하는 마찰이 작은 임시가설용 받침
- 압출코(launching nose): 교량을 압출하는 동안 상부구조의 휨모멘트를 감소시키기 위하여 압출되는 상부구조의 선단에 부착한 가설용 강재부재(temporary steel assembly)
- 옵셋 굽힘철근: 기둥연결부에서 단면치수가 변하는 경우에 배치되는 구부린 주철근
- 유효깊이: 휨모멘트가 작용하는 부재단면에서 콘크리트의 압축단에서 인장철근의 도심까지의 거리
- 유효폭: T형보의 플랜지 등에서 유효하게 작용한다고 보는 플랜지 등의 폭
- 유효 프리스트레스: 프리스트레싱에 의한 콘크리트 내 응력 중 자중과 외력에 의한 영향을 제외하고 계산된 모든 응력 손실량을 뺀 나머지 응력, 또는 자중과 외력의 영향을 제외하고 모든 손실이 발생한 후에 프리스트레스트 긴장재 내에 남아있는 응력
- 일반구역: 집중된 프리캐스트레스 힘이 부재 단면상에 선형에 가까운 응력분포로 확산되는 구역, 또는 거더의 단부로부터 거더 높이(h)만큼 떨어진 일반단면 사이의 정착부 앞 구역을 의미하고, 부재의 단부가 아닌 보의 중간위치에 정착부가 있는 경우에는 정착장치 전방으로 거더 높이만큼 떨어진 구역(그림 1.2-1 참조)

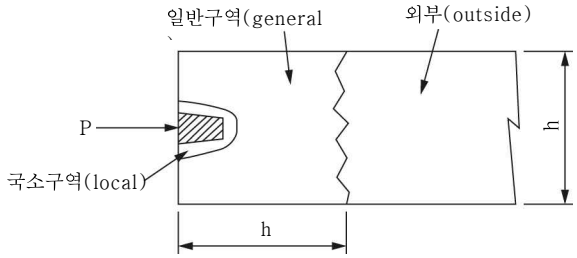


그림 1.2-1 정착구역

- 일반단면: 프리스트레스 힘이 콘크리트부재에 충분히 전달되어 단면내의 응력분포가 선형연속분포가 되는 단면. 일반적으로 단부 단면(end section)으로부터 거더의 높이만큼 떨어진 위치의 단면
- 전달길이(transfer length): 프리텐션 부재에서 부착에 의해 콘크리트에 프리스트레스 힘을 전달하는데 필요한 길이
- 접속구 또는 커플러(coupler): PS강재와 PS강재 또는 정착장치와 정착장치를 접속하여 프리스트레스 힘이 전달되도록 하는 장치
- 정모멘트: 바닥판 및 부재 하측에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트
- 정착구역(anchorage zone): 부재에서 집중된 프리스트레스 힘이 정착장치로부터 콘크리트로 도입되고(국소구역), 부재 내로 넓게 분포되는(일반구역) 부분
- 정착길이: 위험단면에서 철근의 설계강도를 발휘하기 위해 필요한 철근의 묻힘길이
- 정착 단면(anchored section): 정착부가 있는 거더의 끝단부의 단면
- 정착돌출부(anchorage blister): 한 개 이상의 PS강재 정착부에서 면적 확보를 위하여 복부, 플랜지, 복부와 플랜지의 접합부에 돌출시킨 부분
- 정착장치: 포스트텐션방식에 의한 프리스트레스트 콘크리트에서 인장력을 준 PS강재를 경화한 콘크리트에 고정시키기 위한 장치
- 정착장치의 슬립량: PS강재를 정착장치에 정착시킬 때에 PS강재가 정착장치 내에 딸려 들어가는 양
- 정철근: 정모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배근하는 철근
- 주철근: 철근콘크리트 부재의 설계에서 하중작용에 의해 생긴 단면력에 대하여 소요단면적을 산출한 철근
- 축방향철근: 부재축 방향으로 배치하는 철근
- 코팅재: 철근 또는 긴장재를 부식에 대해 보호하거나 덕트와 긴장재사이의 마찰을 감소시키기 위해 사용하는 재료

- 콘크리트의 건조수축: 콘크리트의 건조 또는 수화반응에 의해 시간 경과에 따라 발생하는 수축 변형
- 콘크리트의 크리프: 콘크리트에 일정한 응력이 장기 지속적으로 작용하는 상태에서 시간의 경과와 더불어 변형이 증가하는 현상
- 콘크리트의 탄성수축(elastic shortening): 축방향 압축력에 의해 부재가 수축되는 현상
- 콘크리트 피복두께 단면(concrete covering area of section): 단면외곽선과 PS강재에서 PS강재의 최소 피복두께(c) 만큼 떨어진 휨 축에 평행한 두 직선으로 이루어진 단면
- 파상마찰: 프리스트레스를 도입할 때 쉬스 또는 덕트의 시공상 오차에 의해 발생하는 마찰
- 파열력(bursting forces): 정착장치 또는 교량받침 설치위치 등 하중집중점에서 발생하는 파열력으로서, 콘크리트 부재의 치수와 집중하중의 크기, 방향, 위치에 따라 좌우되는 힘
- 폐합부(closure): 한 경간을 완성하기 위하여 사용하는 현장치기 콘크리트의 세그먼트
- 포스트텐션 방식: 콘크리트와 부착하지 않도록 쉬스를 통하여 배치한 PS강재를 콘크리트가 굳은 다음에 긴장시켜 프리스트레스를 주는 방식
- 프리스트레스: 외력의 작용에 의한 인장응력을 상쇄할 목적으로 미리 계획적으로 콘크리트에 준 응력
- 프리스트레스 강재의 릴렉세이션율: PS강재에 인장력을 주어 일정한 변형이 유지되는 상태에서 시간의 경과와 더불어 감소된 인장력을 최초로 준 PS강재 인장력에 대한 백분율로 나타낸 값
- 프리스트레스 힘: 프리스트레싱에 의하여 부재의 단면에 작용하고 있는 힘
- 프리스트레스 힘의 전달(prestressing transfer): 정착단면으로부터 일반단면으로 프리스트레스 힘이 전달되면서 단면 내에서의 응력분포곡선은 비연속 분포로부터 점차적으로 선형 연속분포로 바뀌게 되는데 이 과정에서 단면 내에 수직응력(f)과 전단응력(τ)이 발생하는 3차원적인 현상
- 프리스트레싱: 프리스트레스를 주는 일
- 프리텐션 방식: 콘크리트를 치기 전에 거푸집내의 소정의 위치에 PS강재를 긴장시켜 놓고, 그 주위에 콘크리트를 치며, 콘크리트가 굳은 다음에 긴장력을 풀어주어 PS강재와 콘크리트의 부착력에 의하여 콘크리트에 프리스트레스를 주는 방식
- 피복두께: 철근, PS강재 또는 쉬스의 표면에서 콘크리트 표면까지의 최단거리
- 하단 코너부(lower coner): 받침 안쪽에서 시작하여 거더의 끝부분을 분리시키려는 힘에 저항하도록 설계해야 하는 곳
- 횡방향철근: 부재축에 직각방향으로 배근하는 철근으로 기둥부재의 띠철근이나 보 부재의 스터럽 등

- A형 이음부: 현장타설콘크리트 이음부, 프리캐스트부재 사이의 습윤콘크리트나 에폭시 이음부
- B형 이음부: 프리캐스트 부재사이에 특별한 재료를 두지 않은 이음부(dry joint)

1.3 기호정의

A_c = 부재의 단면적(mm^2)
E_c = 콘크리트의 탄성계수(MPa)
E_{ci} = 재령 28일에서 콘크리트의 초기 접선탄성계수(MPa)
$E_{ci}(t')$ = 재령 t'일에서 콘크리트의 초기 접선탄성계수(MPa)
E_{dj} = 장기변형을 고려할 경우의 탄성계수(MPa)
E_{ij} = 콘크리트의 순간탄성계수(MPa)
E_s = 철근의 탄성계수(MPa)
$f_c(t')$ = 재령 t'일에서 콘크리트의 압축응력(MPa)
f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)
f_{cj} = 콘크리트 타설 후 j일의 압축강도(MPa)
f_{cr} = 콘크리트의 배합강도(MPa)
f_{cu} = 재령 28일에서 콘크리트의 평균압축강도(MPa)
$f_{cu}(t)$ = 재령t일에서 콘크리트의 평균압축강도(MPa)
f_{tj} = 콘크리트 타설 후 j일에서의 콘크리트의 인장강도(MPa)
h = 개념 부재치수(mm)
= $2A_c / u$
RH = 외기의 상대습도, %
s = 표준편차(MPa)
t = 콘크리트의 재령, 일(day)
t' = 하중이 가해질 때의 재령, 일(day)
t_s = 콘크리트가 외기 중에 노출되었을 때의 재령, 일(day)
t'_T = 온도가 20 / ℃가 아닌 T / ℃에서 양생할 경우 등가재령, 일(day)
T = 외기 또는 양생온도, ℃
u = 단면적 A_c의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이(mm)
$\beta(f_{cu})$ = 콘크리트 강도가 크리프에 미치는 영향함수
$\beta(t')$ = 지속하중이 가해지는 시간 t'가 크리프에 미치는 영향함수
$\beta_c(t-t')$ = 재하기간에 따라 크리프에 미치는 영향함수
$\beta_{cc}(t)$ = 콘크리트 강도 발현에 대한 재령에 따른 보정계수
β_H = 외기의 상대습도와 부재의 두께에 따른 계수
β_{RH} = 외기습도에 따른 크리프와 건조수축에 미치는 영향계수

$\beta_s(t-t_s)$ = 건조기간에 따른 건조수축 변형률 함수

β_{sc} = 시멘트 종류에 따른 건조수축에 미치는 영향계수

$\epsilon_{cf}(t, t')$ = 재령 t'일에서$f_c(t')$의 응력이 가해졌을 때 시간 t일에서의 탄성변형률과 크리프를 포함한 전체 변형률

$\varepsilon_{sh}(t, t_s)$ = 재령 t_s에서 외기에 노출된 콘크리트의 재령 t에서의 전체 건조수축 변형률

ϵ_{sho} = 개념 건조수축계수

$\phi(t, t')$ = 콘크리트의 크리프계수

ϕ_o = 콘크리트의 개념 크리프계수

ϕ_{RH} = 외기의 상대습도와 부재 두께가 크리프에 미치는 영향계수

ν = 콘크리트의 포아송비

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 일반사항

3.1.1 콘크리트

(1) 콘크리트의 설계기준 압축강도는 재령 28일 강도를 기준으로 해야 한다.

(2) 설계 시 적용한 각 부재의 설계기준 압축강도를 도면상에 명시해야 한다.

(3) 콘크리트의 설계기준 압축강도는 실무에서 적용가능한 강도범위내에서 정해야 한다.

(4) 콘크리트의 설계기준 압축강도는 원주형 표준공시체의 시험결과에 기초를 두어야 한다.

3.1.2 강재

(1) 설계 시 적용한 철근의 항복강도는 도면상에 명시해야 한다.

(2) 용접해야 할 철근은 도면상에 도시해야 하고, 이 때 적용할 용접절차도 명시해 두어야 한다.

(3) 보강철근은 이형철근만 사용해야 한다. 다만, 나선철근으로는 원형철근 또는 원형 철선을 사용할 수 있다.

3.2 재료특성

3.2.1 콘크리트

(1) 설계기준 압축강도

① 콘크리트의 설계기준 압축강도 f_{ck}는 표 3.2-1에 규정된 값 이상이라야 한다.

표 3.2-1 콘크리트의 최저 설계기준압축강도

부재의 종류		최저 설계기준압축강도(MPa)
무근 콘크리트 부재		18
철근 콘크리트 부재		21
프리스트레스트 콘크리트 부재	프리텐션 방식	35
	포스트텐션 방식	30

주) PSM(Precast Span Method)공법 및 FCM(Free Cantilevered Method)공법의 경우 콘크리트 최저 설계기준압축강도 40 MPa로 해야 한다.

② 콘크리트 타설 후 j일의 압축강도는 f_{cj}로 표시한다.

(2) 콘크리트의 탄성계수

콘크리트의 탄성계수는 KDS 14 20 10(4.3)의 해당 규정을 따른다.

(3) 콘크리트의 포아송비는 실험에 의하여 결정되지 않는 경우에는 일반적으로 1/6로 가정한다.

(4) 콘크리트의 전단탄성계수는 식 (3.2-1)로 계산한다.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \qquad (3.2\text{-}1)$$

여기서, G_c : 콘크리트의 전단탄성계수(MPa)

E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)

ν : 포아송비

(5) 온도팽창계수

① 보통 콘크리트의 온도팽창계수는 일반적으로 $10.0 \times 10^{-6}/℃$ 로 가정한다.

② 경량 콘크리트의 온도팽창계수는 콘크리트에 배합된 경량골재의 온도팽창계수를 고려하여 정해야 한다.

(6) 콘크리트의 건조수축 변형률은 KDS 14 20 01(3.1.2(6))의 해당규정을 따른다.

(7) 콘크리트의 크리프는 KDS 14 20 01(3.1.2(5))의 해당규정을 따른다.

3.2.2 강재

(1) 강재의 설계강도 및 탄성계수

① 프리스트레싱 긴장재를 제외하고는 철근의 설계기준항복강도 f_y는 600 MPa를 초과하지 않아야 한다. 다만, 전단철근의 항복강도f_y는 500 MPa 보다 더 큰 값으로 설계할 수 없다.

② 철근의 탄성계수는 $E_s = 200{,}000$ (MPa) 값으로 한다.

③ 형강의 탄성계수는 $E_{ss} = 205{,}000$ (MPa) 값으로 한다.

(2) 강재의 온도팽창계수는 $10.0 \times 10^{-6}/℃$ 로 한다.

(3) 프리스트레싱용 강재

①PS강재의 특성 중 고려할 사항은 다음과 같다.

가. 긴장재의 공칭 단면적, A_P

나. 긴장재의 인장강도(f_{pu}) 및 항복강도(f_{py})

다. 릴랙세이션 특성

라. 콘크리트에 대한 부착특성

마. 열팽창계수

바. 종방향 탄성계수

② PS강재의 온도팽창계수는 $10.0\times10^{-6}/℃$ 의 값을 사용한다.

③ PS강재의 종방향탄성계수(E_p)는 PS강선인 경우나 PS강연선 모두 200,000 MPa의 값을 사용한다.

④PS강재는 고강도의 강재로서 시험에 의하여 그 품질이 확인된 것이어야 하며 저 릴랙세이션 강재를 사용해야 한다.

⑤PS강선 및 PS강연선는 KS D7002에 적합한 것이어야 한다.

⑥PS강봉은 KS D3505에 적합한 것이어야 한다.

⑦PS강봉의 기계적 성질과 종류는 표 3.2-2와 표 3.2-3과 같다.

표 3.2−2 PS강봉의 기계적 성질

종류		기호	인장시험			릴랙세이션값 (%)
			항복점 (MPa)	인장강도 (MPa)	연신율 (%)	
원형봉강 A종	2호	SBPR 785/1030	800이상	1,050이상	5이상	1.5이하
원형봉강 B종	1호	SBPR 930/1080	950이상	1,100이상	5이상	1.5이하
	2호	SBPR 930/1180	950이상	1,200이상	5이상	1.5이하

표 3.2-3 PS강봉의 종류

호칭명	기본지름 (mm)	나사의 호칭	핏치 (mm)	공칭단면적 (mm^2)	단위중량 (N/m)
9.2mm	9.2	M10	1.25	66.48	5.2
11mm	11.0	M12	1.5	95.03	7.5
13mm	13.0	M14	1.5	132.7	10.4
17mm	110.0	M18	1.5	2210.9	110.8
23mm	23.0	M24	2	415.5	32.6
26mm	26.0	M27	2	530.9	41.7
32mm	32.0	M33	2	804.2	63.1

(4) 정착장치 및 접속구

① 정착장치 및 접속구는 정착 또는 접속된 PS강재가 규정된 규격에 정해진 인장하중 값에 이르기 전에 파괴되거나 현저한 변형이 일어나는 일이 없는 구조 및 강도를 갖는 것이라야 한다.

②PS강재의 정착장치 및 접속구는 정착 또는 접속되는 PS강재가 KS D 7002 혹은 KS D 3505에 규정된 인장강도를 발휘하기 전에 유해한 변형을 발생시키거나 파괴되어서는 안 된다. 따라서 PS강재의 정착장치 및 접속구는 PS강재의 인장강도를 발휘할 수 있는지에 대하여 정적시험 및 피로시험에 의해 확인하지 않으면 안 된다. 다만, 일반적으로 많이 사용되고 있어 안전성이 확인되어 있는 정착장치나 접속구에 대해서는 시험을 생략할 수 있다.

(5) 쉬스는 그 취급 중 또는 콘크리트 치기를 할 때에 쉽게 변형되지 않는 것이어야 하며 맞물림이나 이음부 등에서 시멘트 풀이 흘러들어가지 않는 것이어야 한다.

(6) PS그라우트

① PS그라우트는 PS강재를 충분히 피복함으로써 녹슬지 않도록 보호하고 부재 콘크리트와 긴장재가 확실하게 부착이 될 수 있는 품질이라야 한다.

② 그라우트는 재령 28일에서의 압축강도가 21 MPa 이상으로 또 PS강재와 프리스트레스트 콘크리트 부재사이에서 충분한 부착이 있어야 한다.

4. 설계

4.1 설계일반

4.1.1 일반내용

(1) 구조의 각 부재는 단순한 구조로 하고 시공, 검사, 배수, 유지관리 등에 편리하도록 설계해야 한다. 여기서 단순하다는 의미는 단순보만을 의미하는 것이 아니라, 구조의 각 부재가 단순명확한 구조로 되어야 한다는 것이다.

(2) 설계계산에 있어서는 최종단계에서 유효숫자 3자리를 얻을 수 있도록 해야 한다.

4.1.2 설계계산

(1) 설계계산의 원칙

① 부재를 설계함에 있어서 설계하중 작용 시에 대하여 다음 사항을 검사하고, 부재가 안전한가를 확인해야 한다.

가. 계수하중이 설계하중으로 작용 시 부재단면의 설계강도가 소요강도(설계단면력) 이상이 되어야 한다.

나. 사용하중이 설계하중으로 작용할 때의 부재단면의 응력은 허용응력 이하가 되어야 하고, 또 사용성 조건을 충족시키기 위해 처짐 등이 조절되어야 한다.

② 위에서 규정한 사용하중 및 계수하중 작용시의 하중조합은 각각 다음과 같다.

가. 강도설계법에서의 하중조합은 KDS 24 12 10(4.2.4)에 규정된 하중의 조합으로 해야 한다.

나. 허용응력설계법에서의 하중조합은 KDS 24 12 10(4.2.4)에 규정된 하중의 조합으로 해야 한다.

(2) 강성 및 단면력

① 연속구조물과 골조구조물 부재의 상대적 휨강성과 비틀림강성을 구할 때는 어떠한 합리적 가정도 사용될 수 있다. 그러나 사용된 가정은 해당 해석과정을 통하여 일관성이 있어야 한다. 부재의 강성은 부재단면의 균열 등을 고려하여 구한 강성을 사용하나, 부재에 생기는 단면력의 계산에 사용되는 강성은 부재상호의 강성비, 즉 상대적 강성이므로 강성의 크기 그 자체로 인하여 단면력 계산에 미치는 영향은 작다고 볼 수 있다. 이러한 사유에서 상대적인 휨강성과 비틀림강성을 구할 때 어느 합리적 가정도 사용될 수 있다. 균열단면 대신에 콘크리트의 전단면에 준한 강성을 흔히 사용하고 있다.

② 휨모멘트를 결정할 때, 또 부재를 설계할 때 모두 헌치의 영향을 고려해야 한다.

③ 부재를 설계할 때 쓰는 단면력은 탄성해석에 의해 계산하는 것으로 해야 한다. 콘크리트는 엄밀하게 말하면 응력과 변형률이 선형으로 비례하지 않으며 완전한 탄성체가 아니다. 그러나 이를 탄성체로 가정하여 해석하는 것이 단면력의 계산이 간단하고, 또 그 단면력에 의해 설계된 부재가 엄밀한 계산에 의해 설계된 부재와 비교하여 안전성이 떨어지지 않는다. 이와 같은 이유에서 부재를 설계할 때 쓰이는 단면력은 콘크리트를 완전한 탄성체로 보고 탄성이론에의해 계산하도록 하였다. 이때 부재의 휨강성 및 비틀림강성은 콘크리트의 전단면을 유효단면으로 하여 계산하여도 좋다. 콘크리트의 전 단면이란 덕트와 강재를 콘크리트 단면으로 환산한 단면이며, 균열의 발생을 무시한 단면이다.

(3) 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 영향에 의한 부정정력

콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 변형이 구속되는 부정정구조물에서 발생되는 부정정력은 다음의 규정에 따른다.

①구조계에 변화가 없는 경우: 구조물 전체를 한 번에 동바리상에서 시공하여 시공 중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 없는 경우에는 다음의 규정에 의해 부정정력을 계산하는 것으로 한다.

가. 콘크리트의 크리프의 영향

일반적으로 고려하지 않아도 좋다. 그러나 장경간의 아치교 등에서 부재 축선의 이동을 고려하여 단면력을 계산하는 경우에는 크리프에 의한 변형이 단면력에 영향을 미치게 됨으로 검토해야 한다.

나. 콘크리트의 건조수축의 영향

3.2.1(6)에 의해 계산하는 것으로 한다.

②구조계에 변화가 있는 경우: 구조물 전체를 한 번에 시공하지 않아, 시공 중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 있는 경우에는 다음의 규정에 의해 부정정력을 계산하는 것으로 한다.

가. 콘크리트의 크리프 영향

3.2.1(7)에 의해 계산하는 것으로 한다. 이때 고려할 지속하중은 고정하중, 프리스트레스 힘, 건조수축의 영향 등으로 한다. 한편 크리프에 의한 부정정력은 엄밀하게는 구조계가 변화할 때의 콘크리트의 재령으로부터 구조계 각부의 크리프계수를 구하여 지속하중에 의한 단면력을 고려해야 한다. 그러나 엄밀한 방법은 구조계가 변화하는 횟수가 많아짐에 따라 복잡하게 되므로 크리프에 의한 부정정력을 식 (4.1-1)에 의해서 크리프에 의한 반력의 변화량을 계산하여 근사적으로 계산할 수 있다.

$$\triangle R_{\phi} = (R_0 - R_1)(1 - e^{-\phi}) \qquad (4.1\text{-}1)$$

나. 콘크리트의 건조수축의 영향

3.2.1(6)에 의해 계산하는 것으로 한다. 한편, 건조수축에 의한 부정정력을 엄밀하게 계산하기 위해서는 각각의 구조계에 대해 각 시공기간에 따른 부정정력을 산출해서 합계해야 한다. 그러나 건조수축에 의한 부정정력이 그리 크지 않다고 생각되는 경우에는 근사적으로 최종 구조계에 대한 건조수축에 의한 부정정력을 사용해도 좋다.

(4) 교량의 신축

①일반적으로 단순지간에서는 지간길이가 12 m를 초과할 때는 온도변화에 대해 고려해야 한다.

②연속교량에서는 설계 시 온도응력 또는 로커, 활동판, 탄성패드(elastomeric pad) 등을 사용하는 방법으로 온도이동 조절을 고려해야 한다.

③보통 콘크리트에 대한 온도팽창 및 건조수축에 대해서는 3.2.1의 규정에 따라야 한다.

④경량 콘크리트에 대한 온도팽창계수와 건조수축계수는 사용된 경량골재의 종류에 따라 결

정되어야 한다.

(5) 압축플랜지의 유효폭

① T형거더의 압축플랜지의 유효폭은 다음과 같이 결정해야 한다.

가. 대칭 T형거더의 경우

유효폭b는 $12h_f + b_w$, 양쪽 슬래브의 중심간 거리, 거더 경간의 1/4 가운데 가장 작은 값으로 해야 한다. 여기서 b_w는 거더의 복부폭, h_f는 플랜지의 두께이다.

나. 반T형거더의 경우

유효폭b는 $6h_f + b_w$, 거더경간/12$+b_w$, 인접거더와의 순경간/2$+b_w$ 가운데 가장 작은 값으로 해야 한다. 여기서 b_w은 거더의 복부폭에 돌출된 플랜지의 길이를 더한 거리이다.

다. 독립 T형거더의 경우

독립 T형거더의 플랜지 두께는 거더의 복부폭의 1/2 이상, 플랜지의 유효폭은 거더의 복부폭의 4배 이하라야 한다.

② 박스거더의 압축플랜지의 유효폭은 전체 슬래브 폭이 압축에 유효하다고 가정한다.

(6) 슬래브 및 복부의 최소두께

① 바닥판의 두께는 4.8에 따라야 한다.

② 박스거더의 하부 슬래브의 두께는 거더 복부의 순지간의 1/16 이상, 또는 140 mm 이상이라야 한다. 하부 슬래브에는 직접 활하중이 작용하지 않기 때문에 상부 슬래브보다 그 두께를 얇게 취하지만, 시공성 및 박스거더로서의 특성 등을 고려하여 최소두께를 140 mm로 규정한 것이다. 다만, 두께가 설계에 의해 요구되지 않는 한, 상부 슬래브보다 클 필요는 없다.

③ 거더 복부의 폭이 높이에 따라 변하도록 설계하는 경우 이 변화는 복부폭의 차이의 12배 이상의 길이에 걸쳐서 변하게 해야 한다.

(7) 격벽

① T형거더와 박스거더의 단부에는 다른 방법에 의해 횡력에 저항 하지 못하거나 단면 형상을 유지하지 못할 경우에는 다이아프램을 사용한다. 단, 다이아프램을 시험이나 구조해석에 의해 충분한 강도가 있다고 확인될 경우에는 두지 않아도 좋다. T형거더와 박스거더는 다이아프램이 없으면 주거더 직각방향 강성의 감소로 인하여 바닥판, 받침 등의 구조에 해로운 영향을 미칠 수 있으므로 단부에는 다이아프램을 두어야 한다.

② T형거더에는 중간 다이아프램을 1경간에 1개소 이상, 15 m 이하의 간격으로 설치한다. 다만, 실험이나 구조해석에 의해 다이아프램이 필요하지 않다는 것이 확인되는 경우에는 두지 않아도 좋다.

(8) 지간

① 받침부와 일체로 되어있지 않는 부재에서는 순경간에 부재의 두께를 더한 값을 지간으로 해야 한다. 그러나 그 값이 받침부의 중심간 거리를 초과할 수 없다.

② 연속구조물과 골조구조물 해석에서 휨모멘트를 구할 때 사용하는 지간은 받침부 중심간 거리로 한다. 그러나 받침부 내면에서의 모멘트를 부재설계에 사용해도 좋다. 헌치가 부재의 받침부와 일체로 만들어지고, 그 기울기가 연속부재나 구속부재의 축과 45° 이상인 경우에는 받침부 내면은 부재와 헌치 부분이 결합된 높이가 적어도 부재 두께의 1.5배되는 단면으로 보아야 한다. 그러나 이 받침부 내면에서의 헌치 부분이 유효높이에 더해지는 것으로 보아서는 안 된다.

(9) 합성 휨부재

①콘크리트 합성휨부재는 별개로 분리 시공되었으나 외력에 일체로 작용하도록 상호 연결된 프리캐스트 또는 현장치기 콘크리트 요소로 구성된다. 동바리를 제거하였을 때 모든 하중을 지지할 수 있을 뿐 아니라 요구되는 처짐 및 균열한계 등을 충분히 만족시킬 수 있을 정도로 충분한 강도를 발휘할 수 있을 때까지는 동바리를 제거하여서는 안 된다.

② 전체 합성부재 또는 그 일부만이 전단 및 휨에 저항하도록 사용될 수 있다. 각각의 요소는 각 재하단계에서의 모든 위험한 하중조건에 대해 검토되어야 한다. 또 합성부재로서의 설계강도를 완전히 발휘하기 전에 작용하는 모든 작용외력을 지지할 수 있도록 설계되어야 한다.

③ 여러 요소간의 특정강도나 단위중량 또는 그 밖의 성질 등이 서로 다를 경우에는 설계시 각 요소들의 성질을 각각 사용하거나 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용해야 한다.

④ 합성부재의 강도계산에서는 동바리를 받쳐 시공한 부재와 동바리없이 시공한 부재간의 구분은 하지 않도록 해야 한다.

⑤ 각 요소의 분리를 막고, 균열을 억제하기 위해서 철근을 사용해야 한다.

⑥ 전체 합성부재가 수직전단에 저항한다고 가정하는 경우, 전단설계는 동일한 단면 형상으로서 일체로 사용된 부재에 관한 강도설계법 또는 허용응력설계법의 전단규정에 따라야 한다.

⑦ 전단철근은 구조상세의 규정에 따라 상호 연결된 요소 내로 충분히 정착시켜야 한다. 연장되어 정착된 전단철근은 수평전단에 대한 연결재로 포함될 수 있다.

⑧ 상호 연결된 요소 간의 접촉면에서 수평전단력이 충분히 전달되도록 설계해야 한다. 수평전단에 대한 설계는 강도설계법 또는 허용응력설계법의 전단규정에 따라야 한다.

(10) 설계 방법

①철근콘크리트 구조물 설계 시에는 이 설계기준에서 규정한 강도설계법에 따라 하중계수와 강도감소계수를 사용하여 충분한 강도를 갖도록 부재 단면을 산정하며, 이와 같이 산정된 부재단면은 사용성 요구조건을 만족해야 한다. 한편, 거동특성 및 기능을 감안하여 허용응력설계법의 규정에 따라 설계할 수도 있다.

② 프리스트레스트 부재는 4.5의 규정에 따라 설계해야 한다.

4.2 철근 상세

(1) 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 부재의 철근과 용접철망의 가공 및 배치 상세, 그리고 긴장재와 덕트의 배치는 KDS 14 20 50의 해당규정을 따른다.

(2) 철근의 피복 두께, 수축 및 온도 변화에 대한 보강도 KDS 14 20 50의 해당규정을 따른다.

(3) 압축부재의 철근량에 대한 제한은 KDS 14 20 20(4.3.2))의 해당규정을 따른다.

(4) 수축·온도 철근은 KDS 14 20 50(4.6)의 해당규정을 따른다. 다만, 교대, 기초 등 교량 하부구조에 배치해야 하는 온도·수축철근의 단면적은 0.0015·h·s 이상이어야 한다. 여기서, h는 부재의 두께이며 s는 온도·수축철근의 간격이다. 다만, 부재의 두께가 1,200 mm를 초과하는 기초판의 경우에는 h를 1,200 mm보다 크게 취할 필요는 없다.

4.3 철근의 정착 및 이음

철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 부재의 철근과 용접철망, 그리고 프리스트레싱 강연선의 정착은 KDS 14 20 52의 해당규정을 따른다.

4.4 강도설계법

4.4.1 일반내용

(1) 4.4는 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교량에 적용할 수 있다.

(2) 기호

A_c = 전단전달에 저항하는 콘크리트의 단면적(mm^2)

A_{cp} = 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적. 뚫린 단면에서도 뚫린 면적을 포함함 (mm^2)

A_f = 브래킷이나 내민받침에서 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$에 저항하는 철근의 단면적(mm^2)

A_g = 단면의 총단면적(mm^2)

A_l = 비틀림에 저항하는 종방향 철근의 전체단면적(mm^2)

A_n = 브래킷이나 내민받침에서 인장력N_{uc}에 저항하는 철근의 면적(mm^2)

A_{oh} = 가장 바깥의 비틀림 저항철근의 중심선으로 폐합된 면적(mm^2)

A_s = 인장철근의 단면적(mm^2)

A_s' = 압축철근의 단면적(mm^2)

A_{st} = 축방향 철근의 총단면적(mm^2)

A_t = 거리s 내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽의 다리 1개의 면적(mm^2)

A_v = 거리 s 내의 전단철근의 단면적 또는 깊은 보의 경우 간격 s 내의 휨인장철근에 수직한 전단철근의 전체 단면적(mm^2)

a = 등가사각형 응력분포의 깊이

b = 단면의 폭

b_v = 수평전단을 고려할 때의 접촉면의 단면폭(mm)

b_w = 복부의 폭

C_m = 등가모멘트 수정계수

c = 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 수직거리

d = 압축연단에서 인장철근의 중심까지의 거리(유효깊이)

d' = 압축연단에서 압축철근의 중심까지의 거리

d'' = 총단면의 중심에서부터 압축철근의 중심까지의 거리

E_s = 철근의 탄성계수(MPa)

f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

f_{ct} = 경량 콘크리트의 평균쪼갬인장강도(MPa)

f_{sb}' = 평형변형률 상태의 압축철근의 응력(MPa)

f_y = 철근의 항복강도(MPa)

f_{yl} = 종방향 비틀림 철근의 항복강도(MPa)

f_{yv} = 폐합된 횡비틀림 철근의 항복강도(MPa)

I_g = 단면의 도심에 대한 콘크리트 총단면의 단면 2차모멘트

I_{se} = 단면의 도심에 대한 철근의 단면 2차모멘트

k = 유효길이계수

l_n = 지지부 내면 사이의 순지간

l_u = 압축부재의 비지지장

M_n = 단면의 공칭휨강도

M_u = 소요 휨강도

M_{ux}, M_{uy} = 2축휨을 받는 경우의 단면의 x , y 방향으로의 계수휨강도

M_{nx}, M_{ny} = 2축휨을 받는 경우의 단면의x , y 방향으로의 공칭휨강도

M_1, M_2 = 압축부재 끝단의 계수 모멘트,M_2 는 기둥의 상·하부 단모멘트 중 큰 값

M_c = 부재곡률의 영향을 고려한 확대모멘트

P_c = 임계하중

P_{nxy} = 2축휨을 받는 경우의 공칭 축하중강도

P_{nx} = 휨이 x축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{nx}에 부합하는 단면의 공칭축하중강도 ($M_{nx} = P_{nx} e_y$, $e_x = 0$)

P_{ny} = 휨이 y축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{ny}에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도 ($M_{ny} = P_{ny} e_x$, $e_y = 0$)

P_o = 순수 축하중강도 ($e_x = e_y = 0$)

P_u = 계수축하중

p_h = 외곽부 폐합 횡방향 비틀림 철근의 중심선의 둘레길이

p_{cp} = 전단면의 둘레 길이

r = 회전반경

s = 부재 축방향으로의 전단철근의 간격

T_{cr} = 비틀림 균열모멘트

T_u = 계수 비틀림모멘트

V_n = 단면의 공칭전단력

V_{nh} = 공칭 수평전단강도

V_u = 소요전단력

α = 경사스터럽과 부재축선 사이의 각

α_f = 전단마찰철근과 전단면 사이의 각

β_c = 집중하중이나 반력면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

β_d = 1) 횡변위가 지지된 경우

전체 계수축하중에 대한 최대 계수축고정하중의 비

2) 횡변위가 지지되지 않은 경우

해당 층의 전체 계수전단력에 대한 해당 층의 최대 계수지속전단력의 비

3) 안정성 검토의 경우

전체 계수축하중에 대한 최대 계수지속축하중의 비

Δ_o = 일차탄성 골조해석으로 구한 V_u로 인해 발생한 해당 층의 상·하부 사이의 상대횡변위

δ_{ns} = 횡방향 변위가 방지된 골조구조에서 압축부재의 양단사이의 부재곡률의 영향을 반영한 모멘트 확대계수

ϕ_k = 강성감소계수

μ = 마찰계수

4.4.2 강도

(1) 소요강도

단면의 소요강도는 규정된 설계 하중조합에 의한 계수하중을 저항하는데 필요한 강도이다. 구조물과 구조부재의 모든 단면은 적어도 설계단면력과 같은 크기의 설계강도를 가져야 한다. 강도설계법의 기본 요구조건은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{설계강도} \geq \text{설계단면력} \qquad (4.4\text{-}1)$$

(2) 설계강도

① 하중, 휨, 전단 또는 응력으로 표시되는 부재나 단면의 설계강도는 강도설계법의 요구사항과 가정에 따라 계산되는 공칭강도에 강도감소계수 ϕ를 곱한 강도이다.

② 강도감소계수는 다음과 같다.

가. KDS 14 20 20(4.1.2(4))에 정의된 인장지배단면 0.85

나. KDS 14 20 20(4.1.2(3))에 정의된 압축지배단면

(가) 나선철근 규정에 따라 나선철근으로 보강된 철근콘크리트 부재 0.70

(나) 그 외의 철근콘크리트 부재 0.65

(다) 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 압축지배와 인장지배단면 사이일 경우에는, ε_t가 압축지배변형률 한계에서 인장지배변형률 한계로 증가함에 따라 ϕ값을 압축지배단면에 대한 값에서 0.85까지 증가시킨다.다. 전단력과 비틀림모멘트 0.70

라. 콘크리트의 지압력(포스트텐션 정착부나 스트럿-타이 모델은 제외) 0.65

마. 포스트텐션 정착구역 0.85

바. 스트럿-타이 모델에서

(가) 스트럿, 절점부 및 지압부 0.75

(나) 타이 0.85

사. 긴장재 묻힘길이가 정착길이보다 작은 프리텐션 부재의 휨 단면

(가) 부재의 단부부터 전달길이 단부까지 0.75

(나) 전달길이 단부부터 정착길이 단부 사이의 ϕ값은 0.75에서 0.85까지 선형적으로 증가시킨다. 다만, 긴장재가 부재 단부까지 부착되지 않은 경우에는 부착력 저하길이의 끝부터 긴장재가 매입된다고 가정하여야 한다.

아. 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력, 지압력 0.55

③ 철근의 정착길이와 이음길이에는 강도감소계수를 적용할 필요가 없다.

4.4.3 휨 및 압축

(1) 휨모멘트나 축력을 받는 부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 설계는 KDS 14 20 20의 해당규정을 따른다.

(2) 부재 단면에 작용하는 휨모멘트와 축력의 계산 및 강도 계산은 KDS 14 20 20의 해당규정을 따른다.

(3) 부재 단면의 전단력과 비틀림모멘트의 계산 및 강도 계산은 KDS 14 20 22의 규정에 따라야 한다.

4.4.4 전단 및 비틀림

(1) 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단력과 비틀림모멘트의 설계는 KDS 14 20 22의 규정에 따라야 한다.

(2) 합성콘크리트 휨부재의 수평전단강도

① 합성콘크리트 휨부재에서 수평전단력이 상호 연결된 요소들의 접촉면에서 충분히 전달되는지 여부를 확인해야 한다.

② 계산결과가 다음 바이나 사의 규정에 부합되도록 계산된 경우를 제외하고, 수평전단에 대한 단면설계는 식 (4.4-2)에 따라야 한다.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, V_u는 고려되는 단면에서의 계수전단력이고, V_{nh}는 공칭 수평전단강도로서 다음과 같이 규정한다.

가. 접촉면이 청결하고, 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh}는 $0.56 b_v d$ 이하로 한다.

나. 4.4.4(2)③에서 규정한 최소전단연결재가 있으며, 접촉면이 청결하고 부유물은 없으나 표면이 거칠게 만들어지지 않은 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh}는 $0.56 b_v d$ 이하로 한다.

다. 4.4.4(2)③에 규정된 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우,
공칭수평전단강도 V_{nh}는 $(1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \lambda b_v d$로 하며, $3.5 b_v d$보다 크게 취할 수 없다.
여기서, ρ_v는 $A_v/(b_v s)$이다.

라. 고려하는 단면에서 계수전단력 V_u가 $\phi(3.5 b_v d)$를 초과하는 경우, 수평전단력에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.6)의 전단마찰 규정에 부합되도록 해야 한다.

마. 4.4.4(2)에서 d는 긴장재와 종방향 인장철근의 중심에서 압축측 연단까지의 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의경우 $0.8h$ 이상이어야 한다.

바. 수평전단력은 합성부재의 임의 요소에서의 압축력이나 인장력의 실제 변화량을 계산하여 구하며, 이러한 힘은 이를 지지하는 요소에 수평전단력으로 전달할 수 있도록 조치하여야 한다. 계수수평전단력은 4.4.4(2)②에 규정된 수평전단강도 ϕV_{nh} 이하이어야 한다. 이때, $b_v d$ 대신에 접촉면적 A_c를 사용해야 한다.

사. 수평전단력에 저항하는 전단연결재를 4.4.4(2)②바에 만족되도록 설계할 때, 부재축을 따라 전단연결재의 간격과 단면적은 부재 내의 전단력 분포를 반영하여 결정하여

야 한다.

아. 상호 연결된 요소사이에 접촉면을 가로질러 인장력이 존재할 경우에, 최소의 전단연결재가 KDS 14 20 22(4.6)에 따라 배치된 경우에만 접촉에 의한 전단전달을 허용해야 한다. 접촉면을 통과하는 철근 중 KDS 14 20 22(4.6)에 규정된 최소량을 초과하는 철근량의 매 %당 전단강도 V_{nh} 를 $0.004\,b_v d$ 씩 증가시켜도 좋다.

③ 수평전단에 대한 연결재

가. 수평전단력을 전달시키기 위해 전단연결재를 사용할 경우, 연결재의 단면적은 $0.0625\sqrt{f_{ck}}(b_w s/f_{yt})$ 이상으로 하고, $0.35\,b_w s/f_{yt}$ 보다 적어서는 안 된다. 또한 연결재의 간격은 지지요소의 최소 치수의 4배, 또한 600 mm 이하이어야 한다.

나. 수평전단력에 대한 전단연결재로는 단일철근이나 철선, 다중 스터럽 또는 용접철망의 수직철근 등이 사용될 수 있다.

다. 모든 전단연결재는 상호 연결된 요소들에 충분히 정착되어야 한다.

(3) 슬래브와 기초판의 전단 설계는 KDS 14 20 22(4.11)에 따른다.

(4) 박스형 암거슬래브의 전단

① 박스형 암거슬래브의 전단강도 V_c는 그 위에 채움흙 높이가 60 mm 이상의 경우 식 (4.4-3)에 의해 계산해도 좋다.

$$V_c = \left(0.178\sqrt{f_{ck}} + 32.4\frac{\rho\, V_u d}{M_u}\right) b\, d \qquad (4.4\text{-}3)$$

② 그러나 V_c는 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\,b\,d$ 를 초과할 수 없다. 다만, 단일 사각형 암거에 대해서만은 벽체와 일체로 된 슬래브의 V_c는 $0.25\sqrt{f_{ck}}\,b\,d$ 보다 작게 취할 필요는 없으며, 또 단순지지된 슬래브의 V_c는 $0.20\sqrt{f_{ck}}\,b\,d$ 보다 작게 취할 필요는 없다. M_u 와 V_u 는 고려되는 단면에서 동시에 발생하는 계수단면력으로서 $V_u d/M_u$ 의 값은 1.0보다 크게 취하여서는 안 된다.

(5) 브래킷 및 내민받침의 전단 설계는 KDS 14 20 22(4.8)에 따른다.

(6) 깊은 보의 전단 설계는 KDS 14 20 22(4.7)에 따른다.

(7) 비틀림에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.4)에 따른다.

4.4.5 지압강도

(1) 콘크리트의 설계지압강도는 아래 (2), (3) 및 (4) 경우를 제외하고는 $\phi(0.85 f_{ck} A_1)$을 초과할 수 없다. 여기서 A_1은 재하면적이다.

(2) 지지표면이 재하면보다 모든 측면에서 큰 경우에는 설계지압강도는 $\sqrt{A_2/A_1}$을 곱한 값을 사용할 수 있으되, $\sqrt{A_2/A_1}$의 값은 2.0이하라야 한다. 여기서 A_2는 재하면과 닮은 꼴이고

중심이 같은 지지표면 일부분의 최대면적이다.

(3) 지지표면이 경사지거나 층을 이루고 있는 경우에는 재하면으로부터 수직과 수평을 1:2의 비율로 경사를 그렸을 때 형성되어 지지부내에 포함되는 가장 큰 절두체(截頭體)의 밑면적을 A_2로 취해야 한다.

(4) 재하면이 처짐이나 편심하중으로 인하여 재하면의 단에서 큰 지압응력이 발생하는 경우에는 위의 (1), (2) 및 (3)에서 구한 설계지압강도에 0.75를 곱해야 한다.

4.5 프리스트레스트 콘크리트

4.5.1 일반내용

(1) 이 항목은 철도교를 위한 프리스트레스트 콘크리트 교량 구조물의 설계에 관한 일반적인 표준을 규정한다.

(2) 기호는 1.2및 다음을 따라야 한다.

A_s = 인장철근의 단면적(mm^2)

A_s = 압축철근의 단면적(mm^2)

A_{ps} = 긴장재의 단면적(mm^2)

A_{pf} = 플랜지의 압축강도를 발휘하기 위해 요구되는 철근량(mm^2)

A_{pw} = 복부의 압축강도를 발휘하기 위해 요구되는 철근량(mm^2)

A_v = 복부 철근량(mm^2)

b = 플랜지를 갖는 부재의 플랜지 폭 또는 4각 거더 부재의 폭(mm)

b_1 = 보의 복부폭 b_w와 내민 플랜지의 길이를 합한 거리(mm)

b_w = 플랜지를 갖는 부재의 복부폭(mm)

D = 긴장재의 공칭지름(mm)

d_p = 압축측 연단에서 긴장재 도심까지의 거리 또는 프리캐스트연속 거더교에서 압축측 연단으로부터 부모멘트 보강철근 도심까지의 거리(mm)

f_{cds} = 총고정하중하에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트평균압축응력(MPa)

f_{cir} = 프리스트레스 손실 후 긴장재의 도심에서의 콘크리트 평균압축응력(MPa)

f_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도(MPa)

f_{ck} = 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

f_{pe} = 손실이 일어난 후 유효 긴장응력(MPa)

f_{po} = 포스트텐션 부재에서 정착단에서의 긴장응력(MPa)

f_{ps} = 계수하중 하에서 긴장재의 평균응력(MPa)

f_{pu} = 긴장재의 극한강도(MPa)

f_{ru} = 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_y = 인장철근의 항복강도(MPa)
f_y' = 압축철근의 항복강도(MPa)
f_{py} = 긴장재의 항복점 응력(MPa)
$\triangle f_p$ = 마찰손실을 제외한 총 손실(MPa)
$\triangle f_{pcr}$ = 콘크리트의 크리프에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{pel}$ = 탄성수축에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{pf}$ = PS강재의 마찰에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{pr}$ = PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{ps}$ = 정착장치에서의 슬립량에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{psh}$ = 콘크리트의 건조수축에 의한 손실(MPa)
h = 부재의 총 높이(mm)
H_r = 주위의 연간 평균상대습도(%)
h_f = 플랜지를 갖는 부재의 플랜지 평균 두께(mm)
I = 단면도심에서의 단면 2차모멘트(mm^4)
k = 긴장재의 단위 길이당 파상마찰 계수 (1/m)
μ = 곡률마찰계수 (1/rad)
L_x = 패널의 중심에서 긴장재 중심까지의 거리(mm)
l_x = 정착단으로부터 임의의 점 x까지의 긴장재의 길이(mm)
M_{cr} = 외부작용하중에 의한 휨균열 모멘트
$M_{\max}$ = 계수하중에 의해 발생하는 단면의 최대 모멘트
M_n = 부재의 공칭모멘트
M_u = 단면의 계수모멘트($< \phi M_n$)
Q = 단면도심에서의 단면 1차 모멘트(mm^4)
q_p = 강재지수($= \rho_p f_{ps} / f_{ck}$)
s = 복부철근의 횡방향 간격(mm)
v = 횡방향 허용 수평 전단응력
V_c = 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도
V_{ci} = 전단과 모멘트의 조합에 의해 사인장균열이 발생할 때 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도
V_{cw} = 복부의 과도한 주인장응력으로 인해 사인장균열이 발생할 때 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도
V_d = 사용 고정하중에 의해 발생하는 단면의 전단력
V_i = $M_{\max}$를 발생시키는 외부 작용하중에 의해 발생하는 단면의 계수전단력
V_p = 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직분력

V_s = 전단철근이 부담하는 공칭 전단강도

V_u = 단면의 계수 전단력

Z_c = 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성단면의 계수

m_c = 콘크리트의 단위질량(kg/m^3)

y_t = 철근을 무시한 총 단면의 도심축으로부터 인장측 연단까지의 거리(mm)

α = 정착단에서 임의점 x까지 프리스트레스 긴장재의 각의 총 변화(rad)

β_1 = 등가직사각형 응력분포의 깊이와 중립축 거리와의 비

ρ = 인장철근비($= A_s/bd$)

ρ_p = 긴장재비($= A_{ps}/bd_p$)

ρ' = 압축철근비($= A_s'/bd$)

4.5.2 원리 및 정의

(1) 사용 콘크리트의 강도 - 이 절은 설계기준 압축 강도가 60 MPa 이하인 콘크리트에 대하여 적용할 수 있다.

(2) 검토등급

① 콘크리트 단면의 세 개 검토 등급을 다음과 같이 정의한다.

가. 등급 Ⅰ: 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공중에만 인장응력을 허용해야 한다.

나. 등급 Ⅱ: 평상시의 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중과 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용해야 한다. 축응력은 비균열단면으로 계산해야 한다.

다. 등급 Ⅲ: 총 단면을 고려하는 경우에는 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용해야 한다. 콘크리트 피복두께 단면을 고려하는 경우에는 평상시의 사용하중에 대하여 인장응력을 허용하나 반영구적 하중조합에 대하여는 인장응력은 허용되지 않는다.

② 사용하중에 대하여 등급 I로 검토해야 한다. 즉, 프리스트레스 구조물이며 계산된 단면에 철근이 배근된 경우에 최악의 사용하중 조합에 대하여 인장응력이 발생하지 않아야 한다.

③ 철도선로를 가로지르는 도로교나 보도교는 관련기관에서 요구하지 않은 경우를 제외하고는 등급 II로 검토해야 한다.

④ 시공 중의 철도교량 또는 일시적으로 사용하는 철도교량에 대해서는 KDS 24 14 30(4.5.1)을 만족한다면 등급 II로 검토할 수 있다.

⑤ 위에서 정하지 않은 프리스트레스트 콘크리트구조물의 경우에는 관련기관의 요구에 따라 검토해야 한다.

4.5.3 적용범위 및 재료

(1) 콘크리트

① 구조물 각 부분의 콘크리트의 설계기준강도f_{ck}는 명확히 제시되어야 한다. 프리스트레스트 콘크리트(PSC)에 쓰이는 콘크리트는 압축강도가 높아야 하고 건조수축과 크리프가 작아야 한다. PSC의 목적을 달성하고 그 장점을 충분히 발휘시키기 위해서는 높은 압축강도의 콘크리트가 필요하다. 특히 설계계산에 사용한 압축강도 즉, 설계기준강도가 확실하게 현장시공에서 얻어져야 한다. PSC는 RC와 달라서 설계계산상의 큰 응력이 프리스트레싱에 의해서 실제로 콘크리트에 발생하기 때문이다. 따라서 PSC에서는 콘크리트의 설계기준강도f_{ck}을 적어도 다음 값 이상이 되게 해야 한다.

가. 프리텐션 방식의 경우 35 MPa

나. 포스트텐션 방식의 경우 30 MPa

② 구조물에 사용한 실제의 콘크리트 강도가 위의 설계기준강도보다 작게 되는 일이 있어서는 안 된다. 따라서 현장의 콘크리트 강도의 변동에 따라 콘크리트의 배합강도를 설계기준강도 f_{ck}보다 크게 정해야 한다.

(2) PS강재 및 철근

①PS강재

PS강선, PS강봉, PS강연선은 한국산업표준 KS D 7002, KS D 3505에 따라야 한다. 즉, PS용 강재는 일반적으로 다음과 같은 성질이 요구된다.

가. 초기 프리스트레스가 감소한 후에도 PSC가 성립되기 위해서는 소요의 유효 프리스트레스가 남아 있어야 하므로 PS강재를 높은 인장응력으로 긴장해 두어야 한다. 따라서 PSC에서는 고강도 강재가 필요하다. 보통의 PS강재는 연강의 2~4배정도의 인장강도를 나타낸다. 즉, PS강선의 인장강도는 1,450~1,950 MPa,항복강도는 1,250~1,750 MPa, PS강봉의 인장강도는 950~1,450 MPa, 항복강도는 800~1,300 MPa 정도를 요구하고 있다. 이것은 항복비(항복강도/인장강도, %)로는 PS강선이 86~90%, PS강봉이 84~90%정도이다.

나. PS강재의 릴랙세이션이 크면 프리스트레스가 많이 감소하기 때문에 PS강재는 장기간에 걸쳐서 릴랙세이션이 작아야 한다. KS규격에서는 PS강선 및 PS강연선의 릴랙세이션은 3% 이하, PS강봉의 릴랙세이션은 1.5% 이하를 요구하고 있다.

다. 파괴에 이르기까지 높은 응력에 견디며 큰 변형을 나타내는 재료의 성질을 연성(ductility)이라 하며, 연성이 큰 재료는 연신율도 크다. KS D 7002에서는 PS강재의 파단시의 연신율을 지름에 따라 3.5~4.5%, PS강연선에 대해서는 3.5% 이상을 요구하고 있다. 또 KS D 3505에서는 PS강봉의 연신율을 5% 이상 요구하고 있다.

라. 높은 응력을 받는 강재는 급속하게 녹스는 일이 있고 또 표면에 녹이 보이지 않더라도 조직이 취약해지는 경우가 있으므로 응력부식에 대한 저항성이 커야 한다.

마. 프리텐션 방식과 같이 PS강재를 부착시켜 사용하는 경우에는 PS강재가 콘크리트와 부착강도가 커야 하며 콘크리트와의 부착강도를 높이기 위해서는 몇 개의 강선을 꼰 PS강연선이나 이형 PS강재를 사용하는 것이 좋다. 곧은 상태로 출하된 PS강봉은 문제가 되지 않으나 타래로 감아서 출하되는 PS강재는 풀어서 사용하는데, 이때 감기지 않고 곧게 잘 펴져야 한다. 즉, 직선성이 좋아야 하는데 이점이 시공상 중요하다. 타래의 지름이 소선 지름의 150배 이상인 것이 좋다.

바. 철도교와 같이 하중 변동이 큰 구조물에 사용할 PS강재는 피로강도를 조사해 두어야 한다.

② 철근

가. 철근의 항복강도는 계획시 주어져야 하고, 용접된 철근은 계획에 제시되어야 하며 용접과정도 규정되어야 한다.

나. 철근의 항복강도 f_y는 500 MPa를 초과하지 않아야 한다.

다. 나선철근이나 띠철근으로 사용하는 것이 허용된 원형철근이나 강선을 제외하고는 이형철근을 사용해야 한다.

4.5.4 해석

(1) 일반사항

이 규정들을 사용하여 부재들이 적당한 강도를 갖도록 해야 한다. 연속보와 부정정 구조물들은 적당한 강도를 갖고 만족스러운 거동을 하도록 설계해야 한다. 거동은 탄성해석에 의해 결정되며, 이때 프리스트레싱에 의해 유발되는 반력, 모멘트, 전단력 그리고 축력과 온도, 크리프, 건조수축, 축방향 변형, 접촉된 구조요소의 구속 그리고 기초의 침하에 의한 영향 등을 고려해야 한다.

(2) 교량의 신축

① 모든 교량은 온도응력에 저항하도록 설계해야 하며, 온도의 변화에 의해 발생하는 이동을 고려하여 설계해야 한다.

② 프리스트레스를 도입하는 동안에 발생하는 수축을 포함한 이동에 관해 적절히 대처하도록 설계해야 한다.

③ 신축장치 형식의 결정시 중요한 요소는 신축량이다. 먼저 신축량으로 장치의 형식을 결정하고, 그 후 설치하는 장소에서는 어떤 요소가 우선하는가 등을 종합적으로 판단하여 정한다.

(3) 지간

단순지지된 보의 지간은 보의 순지간에 보의 높이를 더한 길이를 초과해서는 안 된다. 연속 또는 구속된 바닥 슬래브와 보의 지간은 지점의 내측사이의 순길이이다. 연속 슬래브 또는 슬래브와 지지부가 일체로 만들어져 구속된 슬래브 축과 45° 또는 그 이상으로 헌치가 만들어져 있는 경우에는 슬래브와 필릿의 조합된 두께가 슬래브 두께보다 적어도 1.5배 이상이 되는 단

면으로부터 지간길이를 측정한다. 위와 같은 경우, 지간의 단부에 최대 부모멘트가 있으면 이를 고려해야 한다. 필렛 부분을 부재의 유효깊이에 추가해서 고려하지는 않는다.

(4) 라멘 및 연속교

① 현장치기 포스트텐션 교량 작업하중으로 인해 발생하는 응력을 계산할 때에는 프리스트레싱에 의한 2차모멘트의 영향을 고려해야 한다. 소요모멘트강도 및 소요 전단강도를 계산할 때에는 프리스트레싱(하중계수 = 1.0)에 의해 유발되는 2차모멘트 및 전단력을 계수고정하중과 계수활하중에 의해 발생하는 모멘트 및 전단력에 더해야 한다.

② 연속된 단순지간 프리캐스트 PSC거더의 합성에 의한 교량

가. 일반사항활하중과 충격하중 및 고정하중에 의한 휨모멘트 계산시 구조적 연속성이 가정되었을 때, 단순지간 프리캐스트 프리스트레스트 거더와 두 개 이상의 지간으로 이루어진 바닥판 슬래브를 포함한 교량을 설계할 때에는 크리프와 건조수축의 영향을 고려해야 한다.

나. 구체에 정모멘트 연결

㉮ 이 규정은 부모멘트 영역에서 거더와 바닥판 슬래브의 크리프와 건조수축의 조합된 영향 그리고 원거리 지간에서의 활하중과 충격하중에 의해서 발생하는 정모멘트에 대한 설계를 규정한다. 구체의 건조수축과 탄성수축이 중요할 때에는 이를 고려해야 한다.

㉯ 구체에서의 정모멘트에 대한 연결철근(tie reinforcement)은 작용응력이 항복응력의 60% 이내가 되도록 설계해야 하며 250 MPa를 넘지 않아야 한다.

다. 부모멘트

㉮ 부모멘트에 대한 보강철근은 4.5.5에 따라 저항계수가 곱해진 설계 모멘트 강도에 비례해야 한다.

㉯ 프리스트레스에 의한 최대 압축응력이 $0.4f_{ck}$보다 작고, 바닥판 슬래브의 연속 보강철근의 철근비($\rho = A_s/bd$)가 0.015보다 작으면 극한강도의 부모멘트를 계산할 때 프리스트레스로 인한 거더의 초기 프리컴프레션(Pre-compression)의 영향은 무시한다.

㉰ 다이아프램(diaphragm) 콘크리트의 강도를 고려하지 않고 거더 콘크리트의 압축강도를 사용하여 계수 부(−)저항모멘트를 계산한다.

라. 사용하중상태에서 구체 근처 거더의 압축프리스트레스와 부 활하중모멘트의 영향에 의한 구체 근처의 거더 단부에서의 압축응력은 $0.60f_{ck}$를 넘지 않아야 한다.

③ 세그멘탈 박스거더

가. 일반사항

(가) 세그멘탈 박스거더 구조물의 설계에는 탄성해석과 보 이론을 사용한다.

(나) 프리캐스트 박스거더 교량의 해석에서 세그멘탈의 가설하중이나 사용하중이 작용할 때 세그먼트 사이의 연결부에는 인장응력을 허용하지 않는다. 부 구조물의

설계 시 일반적으로 고려되는 사항 이외에 세그먼트의 자중과 가설하중에 의한 불평형 캔틸레버 모멘트는 구체 또는 보조의 지보를 설계할 때에 고려되어야 한다. 이와 같은 불평형모멘트를 제거할 수 있는 가설 장비를 사용할 수 있다.

나. 휨

세그멘탈 박스거더의 횡방향 휨을 해석할 때에는 판해석을 원칙으로 하되 세그먼트를 상자형 골조구조로 해석할 수도 있다. 상자형 골조구조로 해석하는 경우에는 플랜지와 복부 사이의 변단면까지 고려하여 플랜지를 변단면 부재로 보고 해석해야 한다.

다. 비틀림

편심을 갖는 하중이나 구조물의 형상으로부터 야기되는 복부전단력의 증가를 단면의 설계 시 고려해야 한다.

(5) 유효 플랜지 폭

①T형보

가. 슬래브나 플랜지가 보와 일체로 작용하는 합성거더 프리스트레스트구조에서의 유효 플랜지 폭은 다음과 같이 취한다.

(가) 대칭형 단면: 다음 중에서 작은 값을 취한다.

㉮ 지간의 1/4

㉯ $b_w + 12h_f$

㉰ 거더의 중심간 거리

(나) 비대칭 단면 : 다음 중에서 작은 값을 취한다.

㉮ b_w + (지간의 1/12)

㉯ $b_w + 6h_f$

㉰ b_w + (인접거더와의 순지간의 1/2)

(다) 독립된 T형보

㉮ 플랜지의 두께는 복부폭의 1/2배 이상이어야 한다.

㉯ 유효 플랜지 폭은 보의 복부폭의 4배 이하이어야 한다.

(라) 일체 벤트 캡

벤트 캡의 캔틸레버 부분의 유효 플랜지 폭은 슬래브 두께의 6배 이하, 벤트 캡 지간 길이의 1/10배 이하이어야 한다.

(마) 캔틸레버 벤트 캡

지간은 캔틸레버 지간 길이의 2배로 취한다.

나. 보통의 슬래브 지간과 거더의 간격을 갖는 일체의(monolithic) 프리스트레스트 구조에서의 유효플랜지 폭은 보의 중심간 거리로 한다. 지간이 매우 짧거나 거더 간격이 과도한 경우에는 보와 함께 작용하는 플랜지의 예상폭을 결정하기 위해 해석적 연구를 수행해야 한다.

다. 독립된 보를 갖는 일체의 프리스트레스트 구조의 설계에서는 플랜지폭이 복부폭의 15

배를 초과해서는 안 되고, 모든 설계 하중에 대해 적절해야 한다.

② 박스거더

가. 슬래브가 거더와 일체로 간주되는 보통의 슬래브 지간과 거더 간격을 갖는 현장치기 박스거더에서는 슬래브의 전 폭이 압축에 대해 유효하다고 가정한다.

나. 세그멘탈 박스거더를 포함한 특별히 큰 박스거더에서 횡방향 휨에 의해 발생하는 단면의 응력을 결정하기 위해서는 전단지연(shear lag)을 고려하는 해석방법을 사용한다.

다. 헌치가 필요하지 않은 복부와 플랜지 하부와의 접촉부분을 제외하고는 박스거더의 표면과 교차되는 모든 곳에는 헌치를 적절히 설치해야 한다.

(6) 박스거더의 복부 및 플랜지 두께

① 상부플랜지

상부플랜지의 최소두께는 헌치 또는 복부사이의 순길이의 1/30 이상이어야 하고, 160 mm 이상이어야 한다. 다만 공장에서 생산된 프리캐스트 프리텐션 요소에 대한 최소 두께는 140 mm 이상이어야 한다.

② 하부플랜지

하부플랜지의 최소두께는 직접 활하중이 작용하지 않기 때문에 상부플랜지보다 얇게 해도 좋다. 하지만 하부플랜지의 최소두께는 헌치 또는 복부사이의 순길이의 1/30 이상이어야 하고, 160 mm 이상이어야 한다. 다만 공장에서 생산된 프리캐스트 프리텐션 요소에 대한 최소두께는 140 mm 이상이어야 한다.

③ 복부

박스거더에서 복부두께의 변화는 복부 두께 차이의 12배 이상이 되는 길이에 걸쳐서 점차적으로 변해야 한다.

(7) 격벽 및 가로보

실험결과나 정밀구조해석에 근거하여 격벽이나 가로보를 생략해도 되는 곳을 제외하고는 ①과 ②에 따라 격벽이나 가로보를 설계해야 한다.

① T형보

슬래브의 가장자리 자유단을 보강하고 횡방향력을 부구조물에 전달하기 위해서 지간의 끝부분에 가로보를 설치한다. 지간이 12 m를 넘는 경우에는 중간 가로보를 최대모멘트가 발생하는 지점에 있는 보와 보 사이에 설치한다.

② 박스거더

박스거더의 격벽 및 가로보는 4.13.2를 따른다.

(8) 바닥판

① 일반사항

가. 세로보(stringer) 사이에서 영구지간으로 사용되는 프리캐스트 프리스트레스트 바닥판은 추가 고정하중과 활하중을 지탱하기 위해서 슬래브의 현장치기 부분과 합성으로 설

계되어야 한다.

나. 바닥판은 바닥판의 자중, 시공하중, 그리고 현장치기 콘크리트의 무게를 지탱하는 것으로 가정하고 해석하며, 추가 고정하중과 활하중에 의한 모멘트를 지탱하기 위해서 현장치기 콘크리트와 합성으로 작용한다고 가정하고 해석한다.

4.5.5 설계일반

(1) 일반사항

① 설계이론 및 일반 고려사항

부재들은 규정된 요구강도에 부합해야 한다. PSC구조물은 보수, 보강, 개량 등이 어려운 경우가 많으므로 설계에 앞서 충분히 조사하여 그 결과에 따른 적절한 판단을 내려야 하고 구조물에 유해한 균열, 파손 등의 결함이나 변형이 생기지 않도록 해야 한다. 이를 위하여 시험결과 및 과거의 경험을 기초로 구조물이 받는 하중, 온도변화, 기상작용, 지반의 지지력, 특별한 경우에는 지진의 영향 등을 충분히 조사해야 한다. 그리고 구조물의 중요도 검사, 보수의 난이, 미관, 기타 현장의 실정을 고려하여 이들에 작용할 수 있는 구조물의 형식, 허용응력 및 구조상세 등을 결정하여 설계해야 한다.

② 설계는 강도(강도설계법)와 사용상태에서의 거동(허용응력설계)을 토대로 한다. 이때 사용되는 모든 하중단계에는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명이 다하는 동안에 일어날 수 있는 모든 극단적인 경우가 고려되어야 한다. 설계 시 고려해야 할 활하중 단계는 다음과 같다.

(가) 프리스트레스 도입 시: 긴장재의 인장력은 최대인 반면에 콘크리트의 강도는 최소이다.

(나) 사용하중 작용 시: 하중이 장시간 작용하면 PSC구조물에 체적변화가 생긴다.

(다) 계수하중 작용 시: 부재의 안전성을 검토하기 위해서 내하력 계산이 필요하다.

이 밖에 균열하중단계, 수송 및 조립시의 하중단계에 대해서도 검토가 필요하다.

③ 프리스트레싱에 의한 응력집중 현상이 설계 시 고려되어야 한다. 프리스트레싱을 함으로써 정착부나 긴장재의 굴곡부 또는 절곡부 등에 응력이 집중되게 된다. 이 응력집중이 부재에 주는 영향을 설계시 검토하여 이에 대한 적절한 보강을 해야 한다.

④ 온도, 건조수축, 크리프와 강연선의 릴랙세이션에 의한 영향을 고려해야 한다.

(2) 기본가정

다음의 가정들은 일체로 된 부재의 설계 목적에 적용된다.

① 전체 하중범위에 걸쳐 변형률은 부재의 깊이에 따라 직선적으로 변한다. 그러나 깊은 보에서는 변형도 분포가 비선형이 되므로 이를 해석과 설계에 고려해야 한다.

② 균열이 발생하기 전에는 응력은 변형률에 직선적으로 비례한다.

③ 균열이 발생한 후에는 콘크리트의 인장력을 무시한다.

(3) 합성 휨부재

프리캐스트 요소와 현장치기 콘크리트 요소로 구성되어 있으나, 작용하중에 대해 일체로 거동을 하는 합성거더 휨부재는 다음의 규정에 따라 설계한다.

① 모든 하중을 지탱하고 처짐과 균열을 제한하기 위해 요구되는 지지부재가 완성될 때까지는 지주를 제거해서는 안 된다.

② 완전합성 또는 부분합성 부재는 전단력과 모멘트에 저항하도록 설계되어야 한다. 독립된 구조요소는 모든 임계하중단계에 대해 조사되어야 하고, 합성부재의 설계강도가 완전히 발휘하기 전에 도입되는 모든 하중에 대해 저항할 수 있도록 설계해야 한다. 독립된 구조요소의 분리를 방지하기 위해 필요한 만큼 보강철근을 배근해야 한다.

③ 여러 구조요소의 규정된 강도, 단위질량 또는 그 외의 성질들이 서로 상이한 경우에는 독립된 구조요소의 성질 또는 임계값이 설계에 사용된다.

④ 강도설계법에 의해서 합성부재의 휨강도를 계산할 때에는 지주로 받쳐진 부재와 받쳐지지 않은 부재를 구별하지는 않는다.

⑤ 전단보강철근은 전단철근의 정착규정에 따라 연결구조 요소에 완전 정착시켜야 한다. 정착된 전단보강철근은 수평전단에 대한 보강철근(ties)으로 포함시켜도 좋다.

⑥ 부재 전체가 수직 전단력에 저항한다고 가정되는 단면에서의 설계는 4.5.12(1)에서 4.5.12(4)의 규정을 따른다.

⑦ 교차요소의 접촉면에서는 수평전단력이 완전히 전달되도록 설계를 해야 하며, 수평전단력에 대한 설계는 4.5.12(4)④의 규정을 따른다.

⑧ 프리캐스트보 위에 현장치기된 슬래브로 이루어진 구조물에서는 서로 다른 건조수축으로 인하여 보의 하단부분과 슬래브에 인장응력이 발생한다. 인장건조수축은 지속된 시간에 걸쳐 발생하기 때문에 보에 대한 건조수축의 영향은 크리프에 의해 감소된다. 서로 다른 건조수축은 균열하중과 보의 처짐곡선에 영향을 준다. 이와 같은 요소들이 특별히 중요할 때에는 서로 다른 건조수축에 의한 영향을 하중에 의한 영향에 추가해야 한다.

(4) 강도감소계수

계산된 부재의 강도가 하중계수 설계에서 계산한 값의 가장 큰 값보다 작지 않아야 한다. 강도감소계수는 다음과 같다.

① 휨부재, 휨과 축방향력을 겸하여 받는 프리스트레스트 콘크리트부재

$$\phi = 0.85$$

품질제어 조건하에서 공장 생산된 프리캐스트 프리스트레스트 부재

$$\phi = 0.90$$

② 전단강도

$$\phi = 0.80$$

그 외의 모든 경우에는 4.4.2(2)②의 강도감소계수를 따른다.

4.5.6 프리스트레싱

(1) 프리스트레스 힘은 외부 등가하중(external equivalent load)과 같이 고려하며, KDS 24 12 20(4.1.2(8))에 따라 계산해야 한다.

(2) 프리스트레싱 긴장재의 허용응력

① 긴장을 할 때 프리스트레싱 긴장재의 인장응력은 0.8 f_{pu} 또는 0.94 f_{py} 중 작은 값 이하로 해야 한다.

② 프리스트레스 도입 직후에 프리스트레싱 긴장재의 인장응력은 다음 값 이하로 해야 한다.

가. 프리텐셔닝 ..... $0.8f_{pu}$ 또는 $0.9f_{py}$ 중 작은 값

나. 포스트텐셔닝 ..... $0.7f_{pu}$ 또는 $0.8f_{py}$ 중 작은 값

(3) 프리스트레스 도입 시의 콘크리트 강도

① 프리스트레스를 도입할 때의 콘크리트의 압축강도는 프리스트레싱 직후에 콘크리트에 발생하는 최대압축응력의 1.7배 이상이 되지 않으면 안 된다. 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도는 프리스트레싱 직후의 최대압축응력에 대하여 어느 정도 안전율을 갖고 있지 않으면 안 된다. 이 최대압축응력은 PS강재의 릴랙세이션, 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 고정하중 등에 의해 감소되는 것이므로 이 경우의 안전율은 설계하중 작용시의 안전율보다 작아도 좋다. 그러나 프리스트레스 힘이 과하면 콘크리트의 크리프가 응력에 비례하는 범위를 넘어 커지게 되므로 최대압축응력은 콘크리트 압축강도의 60% 이하로 하여 1.7보다 큰 안전율을 갖도록 규정하였다. 다만, 특별한 규정이 없으면 부재의 양생조건과 동일한 상태에서 양생시킨 콘크리트시편의 압축강도가 프리텐션 부재에서는 30 MPa, 포스트텐션 부재에서는 27 MPa이 될 때까지 콘크리트에 힘을 가하지 않아야 한다. 프리텐션 방식에 서 프리스트레싱시의 콘크리트 압축강도를 30 MPa 이상으로 한 것은 콘크리트에서의 최대압축응력에 대한 안전도를 갖게 할뿐만 아니라 PS강재와 콘크리트의 충분한 부착응력이 필요하므로 이것을 고려하여 정한 것이다.

② 프리스트레스 도입시 정착부 부근의 콘크리트는 정착에 의해 생기는 지압응력에 견딜 수 있는 강도 이상이 되어야 한다. PS강재의 정착에 의하여 발생하는 정착부 부근의 국부적인 지압응력이나 인장응력은 정착장치의 종류, 정착장치의 간격 및 피복두께 등에 따라 다르므로 정착장치 부근의 콘크리트 강도가 각 PSC공법의 설계방법 등에 규정되어 있는 콘크리트의 강도에 도달한 후에 PS강재를 긴장해야 한다. 특히, 콘크리트의 재령이 조기일 때 PS강재를 긴장하는 경우에는 정착장치의 간격이나 피복두께에 대하여 충분한 주의를 필요로 하고, 필요에 따라서는 시험에 의하여 그 외의 안전성을 확보해야 한다.

(4) 프리스트레싱 손실

프리스트레스는 최초에 PS강재를 긴장할 때 긴장장치에서 측정된 인장능력과 같지 않다. PS강재의 긴장작업 중이거나 긴장작업이 끝난 후의 여러 가지 원인에 의해서 인장능력의 상당량이 손실된다. 최초에 긴장한 초기 프리스트레스에서 여러 가지 원인에 의한 손실량을 뺀 값

이 유효프리스트레스이다. 계산된 프리스트레스 손실량과 실제 손실량과의 오차는 부재의 설계강도에는 영향을 미치지 않지만 사용하중 작용 시 구조의 거동, 처짐, 솟음, 균열 등에는 영향을 미친다. 예를 들면 사용하중 작용 시 프리스트레스 손실량을 과대하게 예측한 것은 실제 시공시 지나치게 큰 프리스트레스를 주는 효과를 가져 오고, 이로 인해 지나친 솟음과 구조물에 좋지 않은 수평변위가 생길 수 있다.

① 프리스트레싱 직후의 초기 프리스트레스 힘은 PS강재 인장단에 다음의 영향으로 인한 손실을 고려하여 계산해야 한다.

가. PS강재와 쉬스 사이의 마찰

나. 정착장치에서의 슬립량

다. 콘크리트의 탄성수축

② 유효 프리스트레스 힘은 위 ①의 규정에 의하여 계산된 초기 프리스트레스 힘에 아래와 같은 시간 의존적 영향으로 인한 손실을 고려하여 계산해야 한다.

가. 콘크리트의 크리프

나. 콘크리트의 건조수축

다. PS강재의 릴랙세이션

③ 상기의 각 영향인자별 손실량 계산은 다음과 같이 계산한다.

가. PS강재와 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량(포스트텐션 부재)

포스트텐션 부재에서 마찰에 의한 손실은 실험적으로 결정된 PS강재의 파상 및 곡률계수에 의해 계산되며, 긴장력을 도입하는 동안에 발생하는 마찰손실을 규명해야 한다. 긴장재의 파상 및 곡률에 의한 마찰 손실은 식 (4.5-1)과 같이 계산한다.

$$\triangle f_{pf} = f_{po}\left[1 - e^{-(kl_x + \mu\alpha)}\right] \qquad (4.5\text{-}1)$$

$(kl_x + \mu\alpha)$가 0.3보다 크지 않으면, 식 (4.5-2)의 근사식을 사용해도 좋다.

$$\triangle f_{pf} = f_{po}(kl_x + \mu\alpha) \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, k : 긴장재의 단위 길이당 파상마찰 계수

l_x : 정착단으로부터 임의의 점 x까지의 긴장재의 길이

μ : 곡률마찰계수

α : 정착단에서 임의의 점 x까지의 프리스트레스 긴장재의 각의 총변화(rad)

사용재료에 대한 상수 κ와 μ의 실험자료가 없을 때에는 표 4.5-1의 값을 사용할 수 있다. 다만, 표 4.5-1은 일반적으로 예측할 수 있는 값의 범위를 제시한 것으로서 특수한 긴장재와 쉬스를 사용하는 경우에는 이들 계수의 값을 제작자로부터 얻어야 한다. 정착을 하기 전에 일어나는 마찰손실은 설계시에 평가하여 프리스트레스를 도입하는 동안에 고려되어야 한다. 강성 덕트는 콘크리트를 치는 동안에 확연하게 나타나는 울퉁불퉁함이 없이 덕트의 정확한 위치를 유지할 수 있도록 충분한 강도를 가져야한다. 강성 덕트는 서로 용접되거나 연결되어 만들어져야 한다. 용접연결에 대해서는 아연도금이 요구되지 않는다.

표 4.5-1 파상마찰계수(k)와 곡률마찰계수(μ)

긴장재의 형태	덕트의 형태	파상마찰계수 $k(/m)$	곡률마찰계수 $\mu(/rad)$
PS강선 또는 도금되지 않은 PS강연선	금속쉬스	0.0066	0.30
	아연도금 금속쉬스	0.0050	0.25
	아스팔트 또는 그리스로 코팅되고 피복된 것	0.0066	0.30
	아연도금된 강성덕트	0.0007	0.25
고강도 강봉	금속쉬스	0.0010	0.20
	아연도금된 금속쉬스	0.0007	0.15

나. 정착장치에서의 활동에 의한 손실량

정착장치의 슬립에 의한 PS강재의 인장력 감소는 PSC공법에 따라 다르다. 나사식이나 단추식의 정착장치에서는 슬립량이 작기 때문에 무시할 수 있지만 쐐기식의 정착장치에서는 비교적 큰 슬립량이 생긴다. 따라서 과거의 실적 등을 고려하여 정착할 때의 슬립량을 미리 가정하여 PS강재 인장력의 감소량과 그의 영향범위를 검토해 놓지 않으면 안 된다.

$$\triangle f_{ps} = E_p \bullet \triangle l / l \qquad (4.5\text{-}3)$$

여기서, $\triangle f_{ps}$: 정착장치에서의 활동에 의한 PS강재의 인장 응력의 감소량(MPa)

$\triangle l$: 슬립량(mm)

l : PS강재의 길이(mm)

E_p : PS강재의 탄성계수(MPa)

다. 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

$$\triangle f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \qquad (4.5\text{-}4)$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\triangle f_{pel} = 0.5 \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, E_p : PS강재의 탄성계수(200,000MPa로 가정할 수 있다.)

E_{ci} : 정착시의 콘크리트의 탄성계수

$E_{ci} = 0.77 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa)

여기서, m_c : 콘크리트의 단위질량(kg/m^3)

f_{cu} : 재령 28일에서 콘크리트의 평균압축강도(MPa)

$f_{cu} = f_{ck} + \triangle f$로 취하며, $\triangle f$는 f_{ck}가 40MPa 이하이면 4MPa, 60MPa 이상이면 6MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다.

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도(MPa)

f_{cir} : 정착 직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트 응력으로서 f_{cir}은 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산한다. 이 단계에서, 프리텐션 부재에서는 콘크리트의 치기와 양생기간 동안에 발생하는 콘크리트의 탄성수축 및 긴장재의 릴랙세이션에 의해 긴장재의 초기응력이 감소하며, 포스트텐션 부재에서는 콘크리트의 탄성수축과 긴장재의 마찰에 의해서 긴장재의 초기응력이 감소한다. 이와 같은 인자들에 의한 긴장재의 초기응력감소를 평가할 수 있으며, 감소된 긴장재의 응력은 응력제거 강연선(stress relieved strand)에 대해서는 $0.63f_{pu}$, 저릴랙세이션 강연선 (1ow relaxation strand)에 대해서는 $0.69f_{pu}$로 취할 수 있다.

라. 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

프리텐션과 포스트텐션 부재에서

$$\triangle f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, f_{cds} : 프리스트레스를 가한 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 이후에 추가되는 모든 고정하중에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트의 응력(MPa)

마. 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

$$\triangle f_{psh} = 119 - 1.05H_r \qquad (4.5\text{-}7)$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\triangle f_{psh} = 0.80(119 - 1.05H_r) \qquad (4.5\text{-}8)$$

여기서, H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%)

바. PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

인장강도가 1,750~1,900 MPa인 강연선에서

㉮ 응력제거 강연선

$$\triangle f_{pr} = 140 - 0.4\triangle f_{pel} - 0.2(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}9)$$

㉯ 저 릴랙세이션 강연선

$$\triangle f_{pr} = 35 - 0.1\triangle f_{pel} - 0.05(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}10)$$

(나) 포스트텐션 부재

인장강도가 1,750~1,900 MPa인 강연선에서

㉮ 응력제거 강연선

$$\triangle f_{pr} = 140 - 0.3\triangle_{pf} - 0.4\triangle f_{pel} - 0.2(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}11)$$

㉯ 저 릴랙세이션 강연선

$$\triangle f_{pr} = 35 - 0.07\triangle f_{pf} - 0.1\triangle f_{pel} - 0.05(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}12)$$

인장강도가 1,680MPa인 강선(wire)에서

$$\triangle f_{pr} = 126 - 0.3\triangle f_{pf} - 0.4\triangle f_{pel} - 0.2(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \quad (4.5\text{-}13)$$

인장강도가 1,015~1,120MPa인 강봉에서

$$\triangle f_{pr} = 21\text{MPa} \quad (4.5\text{-}14)$$

여기서, $\triangle f_{pf}$: 고려되는 시점인 $0.7f_{pu}$ 수준 이하에서 마찰 손실에 의한 응력 감소로 4.5.6(4)③가항 에 의해 계산한다.

$\triangle f_{pel}$, $\triangle f_{psh}$, $\triangle f_{pcr}$: 프리텐션 또는 포스트텐션 부재에 대해 결정된 손실

④ 프리스트레스 전체 손실량의 간이계산법

앞에 소개된 방법에 의한 총 손실 대신에 프리스트레스트 부재 또는 구조물의 설계에 있어 총 손실량은 표 4.5-2와 같이 간이 계산된 값을 사용할 수 있다. 이 손실 값은 보통 콘크리트, 보통프리스트레스 수준 그리고 평균 노출상태에 있는 프리스트레스트 구조물에 적용한다. 특별히 지간이 길거나 특별한 설계에 대해서는 앞서 소개된 방법에 의하거나 또는 더 정확한 방법에 의해 프리스트레스의 손실량을 계산해야 한다. 따라서 이 간이계산법은 단순하고 작은 교량 이외에는 사용하지 않아야 한다.

표 4.5-2 프리스트레스 손실량(MPa)

긴장재의 형태	총손실량	
	콘크리트압축강도 f_{ck} = 28MPa	콘크리트압축강도 f_{ck} = 35MPa
프리텐션 강연선	–	–
응력제거 강연선		315
저 릴랙세이션 강연선		245
포스트텐션 강선 또는 강연선	–	–
응력제거 강연선	225	231
저 릴랙세이션 강연선	168	175
포스트텐션 강봉	155	160

*)표 4.5-2는 프리스트레스 감소량의 대략의 값으로 포스트텐션 방식에 대해서는 표의 값에는 마찰에 의한 감소는 포함되지 않았으며, 이 값은 ①에 따라 별도로 계산해야 한다. 표 4.5-2는 콘크리트의 설계기준강도 28 MPa과 35 MPa에 대한 감소량을 주고 있지만 이 강도보다 3.5 MPa정도 상하의 설계기준강도를 갖는 교량에 대해 사용해도 좋다. 즉, 24.5 MPa~38.5 MPa 범위의 설계기준강도에 대하여 적용할 수 있다.

⑤ 실험 결과가 없는 경우 각 손실계수로서 다음 값을 사용할 수 있다.

가. 정착장치의 슬립량(draw-in coefficient) : d = 10.0mm (4.5-15)

나. 곡률마찰계수(friction curvature coefficient) : μ = 0.3 /rad (4.5-16)

다. 파상마찰계수(friction wobble coefficient) : K = 0.004 /m (4.5-17)

4.5.7 하중과 응력

(1) 하중

①하중은 KDS 24 12 20에서 정의한 하중을 고려해야 하며, 추가하여 다음 사항을 고려해야 한다.

②온도 경사 - 온도경사의 영향은 콘크리트의 초기 탄성계수로써 계산해야 한다.

③추가 프리스트레싱

가. 포스트텐션을 적용한 PSC 박스교량은 설계 계산에 필요한 프리스트레스 힘의 15%를 종방향으로 추가 프리스트레싱할 수 있도록 설계해야 하며, 추가 프리스트레싱은 구조물의 공용기간 중 필요할 경우 언제나 가능하도록 설계해야 한다. 이 추가 프리스트레싱은 이 설계기준의 1.2항에서 정한 검토등급의 안전 조건을 유지하기 위하여 어떠한 단면에 대해서도 15 %의 압축응력 손실의 보정이 가능하도록 하는 것이다.

나. 압축손실이 없는 경우에도 추가 프리스트레싱 하중을 상기의 안전조건을 유지하기 위하여 고려해야 한다.

다. 그러므로 추가적인 부벽(butress)과 방향변환블록(deviation blister)이 콘크리트의 밖에 위치한 덕트 안의 추가 긴장재를 위하여 제공되어야 한다. 이는 국부적인 휨과 인장에 대하여 검토 되어야 한다.

(2) 설계검토

①전체구조물은 다음에 따라 검토해야 한다.

가. 피해야 할 현상을 초래하지 않기 위한 사용하중 설계(사용하중 설계조합)

나. 구조요소의 정적 평형, 강도 및 안정성을 검토하기 위한 계수하중 설계(계수하중 설계조합)

②안전 운행 기준은 홍수와 풍하중 또는 지진을 추가한 모든 사용하중조건에 적합해야 한다.

③모든 변위의 검토에는 여러 교각에 대하여 안정하다고 간주되는 기반암 또는 견고하고 깊은 충적토 등의 지반을 사용해야 한다. 이 지반에 재현 가능한 지진의 파장 및 진폭을 고려해야 하며, 상대변위를 변위의 검토에 추가해야 한다. 관련 지역에서의 단층 변위 또한 고려해야 한다.

④변위는 기초, 교각, 받침, 바닥판, 체결구에 대한 변위 등의 개개의 변위의 합으로 계산해야 하지만, 이 설계기준의 KDS 24 10 10(4.2)에 따라 검토해야 하는 변위는 한 구조물과 인접 구조물 사이의 상대변위이다.

(3) 응력계산

①대부분의 경우에서 응력계산을 위하여 선형탄성 모델을 사용할 수 있다. 이 선형탄성 모델은 부정정 구조물의 강도설계에는 적합하지 않지만, 부득이 한 경우에는 이를 사용할 수 있다.

②구조물은 가설공법을 고려하여 설계해야 한다. 타설 시의 굳지 않은 콘크리트는 지지 구조물에 대하여 활하중으로 작용하는 등 교량에 대 하여 응력과 변위를 유발할 수도 있다.

③여러 시공 공정을 포함하는 교량에서는 관련기관에 의하여 명시 되었을 경우에 한하여 콘크리트의 크리프과 건조수축에 의한 변위와 응력의 계산에 간략식을 사용할 수 있다.

④ 프리스트레싱 하중 : 긴장재 정착구역과 국소구역에 대하여는 4.5.15에 따라 특수해석을 수행해야 한다.

(4) 계산하중: KDS 24 12 10에서 정의된 하중조합과 하중계수를 고려해야 한다.

(5) 계수하중 설계응력: 사고하중 등의 예외적인 하중조합을 포함하여 고려해야 하는 계수 하중조합은 이 설계기준의 KDS 24 12 10(4.2.4)에 따라야 한다.

(6) 사용하중 설계응력

① 고려해야 하는 사용하중 조합은 이 설계기준의 KDS 24 12 10(4.2.3)에 따라야 한다.

② 이 설계기준의 4.5.7(1)③에 정의된 추가 프리스트레싱을 사용하중 조합에서 함께 고려해야 한다.

(7) 정적 안정 검토(static balance checking)

① 이 설계기준의 KDS 24 10 10에 따라 정적 안정 검토를 해야 한다.

② 정적 안정 검토는 전체 구조물과 각 시공 단계에 대하여 실시해야 한다.

③ 각 가설 단계에서 풍하중과 온도하중 및 가설하중을 고려하여 정적평형을 만족시켜야 하며, 특히 MSS공법이나 FCM(Free cantilever method)공법 등 여러 시공 공정을 포함하는 교량에 대하여는 이에 대한 검토를 누락시켜서는 안 된다.

4.5.8 단면

(1) 정의

가. 총 단면(gross section): 총 단면은 강선 또는 덕트 등을 고려하지 않은 콘크리트의 외곽선으로 만들어지는 단면을 말한다.

나 유효단면(effective section): 유효단면은 총 단면에서 시공 완료 후에 채워지더라도 종방향 및 횡방향 강선을 넣기 위한 덕트의 구멍, 정착장치 등을 제외한 콘크리트의 순단면을 말한다.

다. 환산단면(transformed section, homogeneous section): 환산단면은 PS강재가 완전 부착되어 있다고 가정하여 종방향 PS강재의 면적에 탄성계수비를 곱한 면적을 유효단면에 더한 단면을 말한다.

(2) 응력계산에 적용되는 단면

① 총 단면은 다음을 산출하는 경우 사용해야 한다.

가. 교량의 자중

나. 부정정력을 산출하기 위한 요소의 강성

다. 검토등급 II에 포함되는 교량 부재의 변형률

② 비균열 단면(유효단면 또는 환산단면)은 검토등급 I과 II의 단면응력을 산출하는 경우 사용해야 한다.

③ 유효단면은 사용하중 설계 시 고정하중에 의한 응력을 산출하는 경우 사용해야 한다.
④ 콘크리트의 인장응력을 무시한 균열단면은 검토등급 III의 교량 또는 교량요소를 검토하는 경우 사용해야 한다.

(3) 콘크리트 피복두께 단면
① 휨응력 성분이 없는 경우에 콘크리트 피복두께 단면은 총 단면이 된다.
② 휨응력 성분이 있는 경우에 콘크리트 피복두께 단면은 단면외곽선과 PS강재에서 c만큼 떨어진 휨 축에 평행한 두 직선으로 이루어진 단면을 말하며 여기서 c는 PS강재의 최소 피복두께이다.

4.5.9 휨에 대한 설계

(1) 사용하중 설계
① 검토 등급
가. 1.2에 정의되어 있는 검토 등급을 적용해야 한다.
(가) 등급 Ⅰ: 사용하중에서는 전체단면적에 대하여 인장응력이 발생하여서는 안 된다. 시공 중의 인장응력은 $0.7f_{tj}$를 넘지 않아야 한다.
(나) 등급 Ⅱ: 사용하중하에서, 콘크리트 피복두께 단면에서의 상시 사용하중 조합에서는 인장응력이 발생하여서는 안 되며, 흔치않은 사용하중 조합에서 콘크리트 피복두께 단면에서의 인장응력은 f_{tj}를 넘지 않아야 하며 그 밖의 단면에서는 $1.5f_{tj}$를 넘지 않아야 한다. 시공 중에 콘크리트 피복두께 단면에서의 인장응력은 $0.7f_{tj}$를 넘지 않아야 하며 그 밖의 단면에서는 $1.5f_{tj}$ 를 넘지 않아야 한다.
여기서, f_{tj}는 0.6+0.06f_{cj} (MPa) 이며, f_{cj}는 j일에서의 콘크리트 압축강도(MPa)이다.
(다) 등급 Ⅲ: 축응력은 균열단면만으로 산출한다.
나. 철도교량에서 상시 사용하중 조합과 표준열차하중을 포함하는 흔치 않은 사용하중 조합에 대하여 인장응력이 발생하여서는 안 된다.
다. 등급 II에서 시공 중 또는 일시적인 상황이나 가장 불리한 조합에 대하여 인장응력을 검토해야 한다.
② 허용응력
프리캐스트 프리스트레스트 부재의 설계는 일반적으로 35 MPa을 표준으로 한다. 그러나 기술자가 일관된 강도를 유지할 수 있다고 판단하는 경우에는 콘크리트 강도를 42 MPa까지 증가시킬 수 있다. 특정한 영역(individual area basis)에서는 강도가 더 높은 고강도 콘크리트로 설계할 수도 있다. 이러한 경우에 설계도서에 기술자가 재료와 제작과정에 대한 감독을 완벽하게 하여 요구된 강도를 얻도록 주를 달아야 한다. 이 절의 규정들은 낮은 콘크리트 강도를 갖고 설계된 프리스트레스트 콘크리트 구조물과 구조 요소에 대해서도 동등하게 적용된다. PS강재의 허용인장응력은 일시적인 프리스트레스와 유효프리스트레스

사이의 PS강재의 응력을 구별하지 않는다. 그 이유는 프리스트레스 도입 직후 초기 PS강재 응력이 구조물을 사용한 후에도 상당한 기간 지속되므로 초기 PS강재 응력을 일시적인 응력으로 간주할 수 없기 때문이다. 프리스트레스 손실로 인한 PS강재 응력의 지속적인 감소는 PS강재의 상태를 개선해주기 때문에 시방서에서는 이러한 응력감소에 대한 제한이 제시되어 있지 않다.

가. PS강재의 허용응력

(가) 정착(seating)후 정착부에서의 응력

㉮ 프리텐션 부재

- 응력제거 강연선(stress relieved strands) $0.70f_{pu}$
- 저 릴랙세이션 강연선(1ow relaxation strands) $0.75f_{pu}$

정착장치의 활동에 의한 손실을 상쇄하기 위해서 짧은 시간동안에 응력이 $0.80f_{pu}$까지 증가하는 것을 허용하며, 정착후의 응력은 위의 값을 초과하지 않아야 한다.

㉯ 포스트텐션 부재 $0.70f_{pu}$

정착장치의 활동에 의한 손실과 마찰에 의한 손실을 상쇄하기 위해서 짧은 시간동안에 응력이 $0.90f_{py}$까지 증가하는 것을 허용하며, 정착 후 정착부에서의 응력은 위의 값을 초과하지 않아야 한다. 정착 후에 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝부분에서의 응력은 $0.83f_{py}$를 초과하지 않아야 한다.

(나) 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 $0.80f_{py}$

나. 콘크리트의 허용응력

(가) 긴장 직후의 응력(크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력)

㉮ 압축응력

- 프리텐션 부재 $0.60f_{ci}$
- 포스트텐션 부재 $0.55f_{ci}$

㉯ 인장응력

- 미리 압축력을 가한 인장구역: 일시적인 허용응력이 규정되어 있지 않다.(4.5.9(1)② 가(나)항에 있는 손실 후의 허용응력 참조)
- 그 외 지역 : 부착된 철근이 없는 인장구역 1.4 MPa 또는 $0.25\sqrt{f_{ci}}$ 계산된 인장응력이 위의 값을 초과하는 부분에서는 비균열단면으로 가정해서 계산된 콘크리트의 총 인장력에 저항하도록 부착된 철근을 배근해야 한다. 이때 최대 인장응력은 $0.5\sqrt{f_{ci}}$를 넘지 않아야 한다.

(나) 사용하중 상태에서의 응력(모든 손실이 일어난 후의 응력)

㉮ 허용압축응력 $0.40f_{ck}$

㉯ 미리 압축력을 가한 인장구역에서의 인장응력 0

(다) 균열응력

실험으로부터 얻은 휨인장강도를 사용하되, 실험자료가 없을 경우에는 다음 값을 적용한다.

㉮ 보통 콘크리트 $0.63\sqrt{f_{ck}}$

㉯ 모래 경량 콘크리트 $0.54\sqrt{f_{ck}}$

㉰ 전 경량 콘크리트 $0.47\sqrt{f_{ck}}$

(라) 정착부의 지압응력

부재단부에 적절한 철근을 배치한 포스트텐션 부재의 정착장치에 의해 발생되는 콘크리트의 지압응력은 다음 값 이하로 해야 한다.

㉮ 긴장재 정착 직후 $0.7f_{ci}\sqrt{A'_b/A_b - 0.2} \le 1.1f_{ci}$

㉯ 프리스트레스 손실 발생 후 $0.5f_{ck}\sqrt{A'_b/A_b} \le 0.9f_{ck}$

다. 철근의 허용응력

㉮ 휨철근의 허용응력: $f_{ca} = 0.50f_y$ (130 MPa$\le f_{sa} \le$180 MPa)

㉯ 압축철근의 허용응력: 철근의 항복강도의 40%

③ 시공 이음부 단면

가. 철근은 이음부를 관통해야 하며, 일반적인 단면과 같은 방법으로 검토해야 한다.

나. 시공 이음부 단면, 특히 박스거더의 복부판이나 바닥판과 같이 2단계로 시공된 수평 이음부 단면에는 건조수축의 차이에 의하여 전단응력이 발생하므로 이에 대비한 철근을 배근해야 한다.

④ 접속구(coupler)

접속 장치를 사용할 경우에는 동일한 단면에서 텐던 총면적의 50% 이하가 되도록 하며 연결부 보강을 엄밀히 검토해야 한다.

(2) 변형 해석

철도교량의 변형과 진동은 KDS 24 10 10(4.2)의 규정에 따라 검토해야 한다.

(3) 계수하중 설계

① 전단설계는 KDS 14 20 22를 따라야 한다.

② 풍하중과 선로 운영 적용의 존속시간은 1시간을 초과하지 않는다고 가정해야 한다.

4.5.10 휨강도

(1) 일반사항

프리스트레스트 콘크리트 부재는 규정된 사용하중하에서 축력과 휨을 동시에 받는 경우 비균열단면으로 가정한다. 부재의 단면 성질을 계산하는 경우, 프리텐션 부재와 그라우팅이 된 포스트텐션 부재에서는 부착된 보강재의 환산단면적을 사용한다. 긴장재의 부착 전에는 덕트의 개방된 단면적은 제외된다.

(2) 사각형 단면

① 사각형 단면 또는 중립축이 플랜지내에 있는 플랜지를 갖는 단면에 대한 설계휨강도는 식 (4.5-18)과 같이 계산한다.

$$\phi M_n = \phi\left[A_{ps} f_{ps} d_p \left\{1 - 0.59\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}}\right\}\right] \qquad (4.5\text{-}18)$$

$$= \phi\left[A_{ps} f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right)\right]$$

여기서, $a = \dfrac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 f_{ck} b}$

② 강재지수 $\rho_p f_{ps} / f_{ck}$가 $0.36\beta_1$보다 큰 사각형단면에 대한 설계휨강도는 압축측 콘크리트가 먼저 파괴되는 취성거동을 방지하기 위하여 식 (4.5-19) 값보다 크지 않게 취해야 한다.

$$\phi M_n = \phi\left[f_{ck}\left(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2\right) b d_p^2\right] \qquad (4.5\text{-}19)$$

여기서, β_1: 등가직사각형 응력분포의 깊이와 중립축 거리와의 비

(3) 플랜지를 갖는 단면

① 플랜지의 두께가 a보다 작거나 철근비 $[(A_{ps} - A_{pf})/b_w d] f_{ps}/f_{ck}$가 $0.36\beta_1$ 이하이면 설계휨강도는 식 (4.5-20)과 같이 계산한다.

$$\phi M_n = \phi\left[(A_{ps} - A_{pf}) f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f_{ck}(b - b_w) h_f\left(d_p - \frac{h_f}{2}\right)\right] \quad (4.5\text{-}20)$$

여기서, $a = \dfrac{(A_{ps} - A_{pf}) f_{ps}}{0.85 f_{ck} b_w}$

A_{pf}: 플랜지를 갖는 단면의 플랜지가 극한 압축강도에 도달하는데 필요한 강재량

$A_{pf} = 0.85 f_{ck}(b - b_w)\dfrac{h_f}{f_{ps}}$

A_{pw} : 플랜지를 갖는 단면의 복부가 극한 압축강도에 도달하는데 필요한 강재량

$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf}$

② 철근비 $[(A_{ps} - A_{pf})/b_w d] f_{ps}/f_{ck}$가 $0.36\beta_1$보다 큰 경우, 설계휨강도는 식 (4.5-21) 값보다 크지 않게 계산해야 한다.

$$\phi M_n = \phi\left[f_{ck}\left(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2\right) b_w d_p^2 + 0.85 f_{ck}(b - b_w) h_f (d_p - 0.5 h_f)\right] \qquad (4.5\text{-}21)$$

(4) PS강재의 응력(f_{ps})

① 변형률 적합방법 등의 자세한 해석을 수행하여 얻은 정확한 강재의 응력 f_{ps} 값을 모르는 경우에 대하여 f_{pe}의 값이 $0.5 f_{pu}$ 이상이면 f_{ps} 값을 식 (4.5-22)와 같이 근사적으로 취한다.

가. PS긴장재가 부착된 부재

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left\{\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}\left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} - \rho' \frac{f_y}{f_{ck}}\right)\right\}\right] \qquad (4.5\text{-}22)$$

여기서, f_{pu} : PS강재의 극한강도 (MPa)

f_y : 인장철근의 항복강도 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 압축강도 (MPa)

γ_p : 긴장재의 항복비에 따른 계수

$$0.55 : \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80$$

$$0.40 : \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$$

$$0.25 : \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$$

ρ_p : PS강재비

ρ : 인장철근비

ρ' : 압축철근비

f_{ps} 계산 시 압축철근을 고려한다면 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}\left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} - \rho' \frac{f_y}{f_{ck}}\right)\right]$ 의 값이 0.17 이상이라야 하고, d' 은 $0.15 d_p$ 이하라야 한다.

나. PS긴장재가 부착되지 않은 부재

(가) 지간과 높이의 비가 35이하인 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \qquad (4.5\text{-}23)$$

여기서, f_{ps}는 f_{py} 또는 $(f_{pe} + 400)$ (MPa) 이하라야 한다.

(나) 지간과 높이의 비가 35보다 큰 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \qquad (4.5\text{-}24)$$

여기서, f_{ps}는 f_{py} 또는 $(f_{pe} + 210)$ (MPa) 이하라야 한다.

② 계수하중에서 프리캐스트 바닥판 슬래브(deck panel)의 PS강재의 응력은

$$f_{ps} = 70\frac{L_x}{D} + \frac{2}{3} f_{pe} \qquad (4.5\text{-}25)$$

로 제한되며, 식 (4.5-22)~(4.5-24)에 의한 f_{ps}보다 크지 않아야 한다.

여기서, D : 강연선의 공칭지름 (mm)

f_{pe} : 손실이 일어난 후 긴장재의 유효프리스트레스 (MPa)

L_x : 패널의 중심에서 긴장재 끝까지의 거리 (mm)

4.5.11 철근 및 PS강재의 제한

(1) 최대 PS강재량

프리스트레스트 콘크리트 부재는 부재가 극한강도에 도달했을 때 PS강재가 항복하도록 설계한다. 프리스트레스트 콘크리트 부재가 극한상태에 도달할 때 콘크리트의 압축측이 먼저 파괴되는 취성파괴를 방지하고 인장측 보강재가 먼저 항복강도에 도달한 다음 연성을 발휘하는 연성파괴를 유도하기 위해서 최대 강재량을 제한한 것이다. 일반적으로, 강재지수는 식 (4.5-26), 식 (4.5-27)과 같이 표시된다.

①사각형 단면

$$q_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \qquad (4.5\text{-}26)$$

②플랜지를 갖는 단면

$$q_p = \frac{A_{pw}}{b_w d_p} \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \qquad (4.5\text{-}27)$$

이 강재지수는 $0.36\beta_1$을 초과하지 않아야 하며 강재지수가 $0.36\beta_1$ 보다 큰 부재에서는 휨강도를 식 (4.5-19)와 식 (4.5-21)보다 크지 않아야 한다.

(2) 최소 PS강재량

①프리스트레싱되지 않은 철근 및 PS강재량은 위험단면에서의 계수모멘트가 파괴계수에 기초를 하여 계산한 균열모멘트보다 최소한 1.2배 이상이 되도록 배치해야 한다.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \qquad (4.5\text{-}28)$$

여기서 $M_{cr} = (f_{ru} + f_{pe}) Z_c$

이 규정은 균열발생 후 즉각적으로 발생하는 급작스런 휨파괴를 방지하기 위한 것이다. 시방서 규정에 따라 설계된 휨부재는 그 부재의 휨강도에 도달하기까지는 균열이 발생한 후에도 상당한 하중이 추가로 재하되어야 한다. 그러므로 부재가 발휘할 수 있는 휨강도에 접근하게 되면 상당량의 처짐이 나타나게 되어 위험을 경고해 준다. 그러나 균열 발생 후 즉각적으로 휨강도에 도달하게 되면 위험을 경고해주는 처짐이 생길 틈이 없이 파괴된다. 따라서 본 시방서에서는 적어도 균열하중의 1.2배에 견딜 수 있는 최소 강재량을 요구하고 있다.

검토 단면의 휨강도(ϕM_n)가 외력에 의한 계수모멘트(ϕM_u)의 4/3배 이상인 경우에는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

②프리캐스트 프리스트레스트 바닥판을 활용하는 경우 슬래브의 현장치기된 부분에 횡방향으로 배근되는 프리스트레싱되지 않은 철근의 최소량은 슬래브의 단위폭(m)당 600 mm^2 이상이어야 한다.

(3) 철근

①철근은 보의 계수 인장강도에 기여하는 것으로 고려한다. 이때 철근은 항복한 것으로 가정하며, 철근에 의한 인장력은 철근단면적에 철근의 항복강도를 곱한 것으로 계산한다.

② 항복강도보다 작은 응력이 발생하는 보강철근은 변형률 적합조건을 적용한 해석에 의해서 철근의 응력을 계산한다.

가. 사각형 단면

$$\frac{\rho f_y}{f_{ck}}\frac{d}{d_p}+\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}}-\frac{\rho' f_y}{f_{ck}} \le 0.36\beta_1 \qquad (4.5\text{-}29)$$

나. 플랜지를 갖는 단면

$$\frac{A_s f_y}{b_w d f_{ck}}+\frac{A_{pw} f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}}-\frac{A_s{}' f_y}{b_w d f_{ck}} \le 0.36\beta_1 \qquad (4.5\text{-}30)$$

식 (4.5-29)와 식 (4.5-30)에서 강재지수 계산시 복부폭을 b와 b_w로 각각 계산한다. 위 식들이 $0.36\beta_1$보다 큰 부재에서는 압축측 콘크리트가 먼저 파괴되는 과다보강으로 역시 휨강도를 식 (4.5-19)와 식 (4.5-21)보다 크지 않게 취해야 한다.

4.5.12 전단에 대한 설계

(1) 일반사항

① 속이 찬 슬래브와 기초를 제외한 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 전단과 사인장응력에 대해 보강해야 한다. 속이 빈 슬래브에 대해서는 전단에 대해 검토를 해야 하며, 계수전단력 V_u가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c의 1/2배보다 작으면 전단에 대한 보강은 생략해도 좋다.

② 전단철근은 부재축에 직각방향으로 있는 스터럽 또는 부재축에 직각방향으로 위치한 용접된 강선(wire)으로 이루어진다. 전단철근은 압축연단으로부터 d만큼 연장되어야 하고, 피복두께 규정과 다른 철근과의 근접이 허용되는 한도 내에서 부재의 압축면 및 인장면에 가깝게 배근해야 한다. 전단철근이 설계 항복강도를 발휘하도록 전단철근의 양 끝을 철근의 정착규정에 따라 정착해야 한다.

③ 전단력을 받는 부재는 다음 조건 식 (4.5-31)을 만족하도록 설계해야 한다.

$$V_u \le \phi(V_c + V_s) \qquad (4.5\text{-}31)$$

여기서, V_u : 위험단면에서의 계수전단력

V_c : 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도

V_s : 전단철근이 부담하는 공칭전단강도

④ 작용하중에 의한 반력이 부재의 단부 부근에 압축력을 유발할 때, 지점면으로부터 $h/2$보다 작은 거리에 위치한 단면은 $h/2$지점에서 계산한 계수전단력 V_u에 대해 전단설계를 한다.

⑤ 프리캐스트 세그멘탈 박스거더의 복부에는 가설하중에 의한 전단력을 전달하기 위해서 전단연결재(shear key)를 설치한다. 특히 교각 근처에 있는 세그먼트에서는 전단연결재에 반대의 전단응력이 발생할 수 있다. 세그먼트의 가설 시 전단연결재에 의해 전달되는 전달응

력은 $\frac{\sqrt{f_{ck}}}{6}$를 초과하지 못한다.

(2) 설계 원리

① 전단력에 영향을 받는 거더는 다음과 같이 설계해야 한다.

가. 복부판과 리브 등과 같은 모든 거더의 구성 요소들은 사용하중설계와 계수하중설계에 따라 설계해야 한다.

나. 거더의 받침부위와 하단 코너부에 대한 안정성은 이 설계기준 4.5.15(4),(5)에 따라 검토해야 한다.

② 응력은 이 기준 4.5.7에 따라 산출해야 하며, 종방향의 프리스트레스 힘을 포함하여 외부작용력에 의한 전단력 V는 거더 높이의 변화가 큰 경우 감소효과를 고려하여 산출해야 한다. 이 때 수정된 전단력은 V_{red}로 표기해야 한다.

③ 프리스트레싱은 전단력에 대한 전단철근으로 사용하여서는 안 된다.

(3) 사용하중설계

① 설계 해석

가. 거더는 비균열단면으로서 선형탄성변형의 가정을 도입하여 해석해야 하며, 종방향 응력(f_x), 횡방향 프리스트레싱에 의한 횡방향응력(f_t, 횡방향 프리스트레싱이 없는 경우에는 f_t는 0이다) 및 전단응력(τ)을 고려하여 단면을 설계해야 하다.

나. f_x는 유효단면적을 고려하여 산출하며, f_t와 τ는 저항부재의 유효폭을 고려하여 산출해야 한다.

다. 복부판의 경우 유효폭은 다음과 같이 계산할 수 있다.

(가) 강재 덕트가 그라우팅 되었을 경우

$$b_n = b_o - n\frac{\phi}{2} \qquad (4.5\text{-}32)$$

(나) 강재 덕트가 그라우팅 안 되었을 경우

$$b_n = b_o - n\phi \qquad (4.5\text{-}33)$$

여기서, b_o는 복부판의 최소 두께이며, n은 수평방향에서의 총 덕트의 수이며, ϕ는 덕트의 외경이다.

라. Q횡방향 PS강재가 거더의 중립축과 직각을 이루는 경우의 각 응력은 식 (4.5.34)와 같이 구할 수 있다

$$f_x = f \quad f_t = \frac{P_t}{b_n S_t'} \quad \tau = \frac{V_{red} Q}{b_n I} \qquad (4.5\text{-}34)$$

여기서, S_t'는 횡방향 PS강재의 배치간격,

P_t는 횡방향 PS강재 한 개의 긴장력

② 허용응력

가. 보와 일 방향 슬래브

(가) 콘크리트의 허용전단 응력 : $\tau_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}}$

(나) 철근의 추가된 부재의 최대 전단 응력 : $\tau_{ca} = 0.36\sqrt{f_{ck}}$

나. 2방향 슬래브와 기초 : $\tau_{ca} \le 0.08\sqrt{f_{ck}}$

다. 미세균열을 피하기 위해서 시공 중과 사용하중 작용시의 전단응력은 3.0 MPa을 넘을 수 없다.

(4) 계수하중설계

① 일반내용

가. 계수하중설계는 이 코드 4.5.9에 따라야 한다.

나. 관련기관에서 규정한 아주 특별한 경우를 제외하고는, 중앙부의 단면을 포함하여 모든 프리스트레스 콘크리트 요소에 전단철근을 배치해야 한다.

다. 시공이음부에서 상·하 이음면의 건조수축의 차이에 의하여 발생하는 전단력은 이음면에 배치된 철근이 모두 부담하는 것으로 설계해야 한다.

라. 시공이음면은 최소 5 mm 크기의 요철이 생기도록 거칠게 접촉면의 처리를 해야 하며, 이를 상세 도면에 표기해야 한다.

② 콘크리트가 부담하는 전단강도

가. 휨철근에 의한 전체 인장강도의 40 %보다 큰 유효 프리스트레스힘을 받는 부재의 경우, 나에 따라 좀 더 정밀한 계산이 되지 않으면 전단강도 V_c 는 식 (4.5-35)에 따라야 한다.

$$V_c = \left(0.05\sqrt{f_{ck}} + 4.9\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d_p \qquad (4.5\text{-}35)$$

그러나 V_c는 $0.17\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p$보다 작지 않아야 하며, $0.42\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p$나 나의 값보다 크지 않아야 한다. 그리고 $V_u d_p / M_u$는 1.0보다 크지 않아야 한다. 여기서 V_u와 M_u는 고려단면에서 동시에 발생하는 단면력이다. 식 (4.5-35)를 적용할 때, $V_u d_p / M_u$에서 d_p는 압축연단에서 프리스트레스 도심까지의 거리이다.

나. 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c는 다음의 V_{ci}또는 V_{cw}중에서 작은 값으로 해야 한다. 전단강도 V_{ci}는 식 (4.5-36)을 따라야 한다.

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}} \qquad (4.5\text{-}36)$$

이 값은 $0.14\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p$보다 작을 필요는 없고, d_p는 $0.8h$보다 작게 취할 필요가 없다. 외부에서 작용한 계수하중은 상재 고정하중, 토압, 활하중을 포함하며, 이 계수하중으로부터 V_i와 $M_{\max}$가 결정된다. 여기서, 외부하중에 의해 휨균열이 발생하는 균열모멘트는 식 (4.5-37)과 같다.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t}(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \qquad (4.5\text{-}37)$$

외부하중에 의해 발생하는 단면의 최대계수모멘트 $M_{\max}$와 전단력 V_i는 해당 단면에 최대모멘트를 유발하는 하중조합으로부터 계산해야 한다.

(가) 전단강도 V_{cw}는 식 (4.5-38)을 따라야 한다.

$$V_{cw} = (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \qquad (4.5\text{-}38)$$

여기서 d_p를 $0.8h$ 보다 작게 취할 필요는 없다.

다. 프리텐션 부재에서 지점면으로부터 0.5 h 거리에 있는 단면이 PS긴장재의 정착길이보다 더 가깝게 부재의 단부에 위치하면, f_{cw}를 계산할 때 감소된 프리스트레스를 고려해야 한다. 프리스트레스 힘은 PS강재의 끝에서 0, PS강재의 끝으로부터 정착길이와 같은 거리에서 최댓값이 되는 직선적으로 변하는 값으로 가정해도 좋다. 정착길이는 강연선에 대해서는 지름의 50배, 단일 강선에 대해서는 지름의 100배로 가정해야 한다.

③ 전단철근이 부담하는 전단력

가. 전단철근이 부담하는 전단력은 식 (4.5-39)와 같다.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad (4.5\text{-}39)$$

여기서, A_v는 간격 s내에 있는 전단철근의 단면적이다. V_s는 $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}b_w d$보다 크게 취해서는 안 되고, d를 $0.8h$보다 작게 취할 필요는 없다.

나. 전단철근의 간격 s는 0.75 h 또는 600 mm보다 커서는 안 된다. 다만 V_s가 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}b_w d$를 초과하면 최대 철근간격은 1/2로 감소시킨다.

다. 전단철근의 최소 단면적은 식 (4.5-40)과 같다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}\frac{b_w s}{f_{yt}}} \qquad (4.5\text{-}40)$$

그러나 최소 전단철근량은 $0.35 b_w s/f_{yt}$보다 작지 않아야 한다. 여기서, b_w와 s의 단위는 mm이다.

라. 휨철근 인장강도의 40 % 이상의 유효 프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대한 최소전단철근량은 KDS 14 20 22(4.2.1)의 식 (4.2-5)와 이 설계기준의 식 (4.5-41)에 의해 구한 값 중 적은 값 이상으로 해야 한다.

$$A_{u,\min} = \frac{A_{ps}}{80}\frac{f_{pu}}{f_{yt}}\frac{s}{d}\sqrt{\frac{d}{b_w}} \qquad (4.5\text{-}41)$$

마. 전단철근의 설계 항복강도 f_y는 400 MPa를 초과해서는 안 된다. 그러나 이형 용접강선망에 대해서는 항복강도 500 MPa의 사용을 허용해야 한다.

④수평 전단설계 - 합성거더 휨부재

가. 합성거더 휩부재는 접촉면을 따라 전단력을 전달하고 각 요소의 분리를 방지하기 위해서 다음 나~라의 규정에 따라 서로 연결되어야 한다.

나. 접촉면을 깨끗하게 하고 인위적으로 거칠게 만들고, 라에 따라 최소 수직연결철근을 배근하고, 모든 스터럽을 교차하는 모든 요소에 완전하게 정착시키고, 그리고 복부부재 전체의 수직 전단력에 저항하도록 설계되었을 때에는 계수수평전단력이 완전하게 전달된다고 가정해야 한다. 그렇지 않으면 계수 수평전단응력은 다와 라에 따라 계산되고 제한되어야 한다.

다. 나의 규정 대신에 계수 수평전단응력은 $\tau = V_u Q/(Ib_w)$식으로 계산할 수 있다. 계산된 전단응력에 저항하도록 하기 위하여 접촉면에서의 전단저항능력은 다음과 같이 가정해야 한다.

(가) 라의 최소 연결철근 규정을 만족할 때…… 0.52 MPa

(나) 라의 최소 연결철근 규정을 만족하고 프리캐스트 요소의 접촉면이 깨끗하고 인위적으로 거칠게 만들어 졌을 때 …… 2.06 MPa

(다) 연결부위를 가로질러 배근된 스터럽과 수직연결철근이 ④의 최소철근 규정을 초과하는 경우에는 위의 두 규정에 의한 값에다 초과하는 철근량의 단위 %당 다음의 값을 추가해야 한다. …… 1.03 MPa

라. 모든 전단철근은 현장치기 바닥판으로 연장되어야 한다. 지간의 단위길이(m) 당 수직 전단철근의 최소 총단면적은 300 mm 간격으로 배근된 2개의 D10 철근 단면적보다 작지 않아야 한다. 전단철근은 수직연결(ties) 철근의 규정을 만족시키기 위해 사용해야 한다. 수직 연결철근의 간격은 합성플랜지의 평균두께의 4배 그리고 600 mm보다 커서는 안 된다.

⑤수평 전단설계 – 박스거더

거더의 복부와 연결되는 일체로 치기된 헌치와 플랜지와의 접합부에서의 수평전단응력은 $0.01 f_{ck}$를 초과하지 않아야 한다.

(5) 총 전단 철근 - 전단력, 비틀림과 프리스트레스 힘의 전달해석 등으로 인한 배치해야 할 최종 전단철근량은 A_{pt}보다 작지 않아야 하며, A_s에 1.5를 곱한 값과 A_{pt}와 A_s를 더한 값 중 작은 값보다 작지 않아야 한다. 여기서, A_{pt}는 프리스트레싱 전달 철근이며, A_s는 전단철근이다.

4.5.13 비틀림에 대한 설계

비틀림을 받는 부재의 설계는 KDS 14 20 22(4.4)에 대한 설계에 따라야 한다.

4.5.14 정착 구역 설계

(1) 포스트텐션 부재의 정착구역은 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘을 횡방향으로 분산시켜 단면 전체에 선형의 응력 분포가 되도록 하는 콘크리트 부분을 말한다. 부재 또는 세그먼트의

단부에 있는 정착구역의 횡방향 규격은 단면의 깊이와 폭으로 취한다. 긴장재 방향으로의 정착구역 종방향 길이(정착장치 전방)는, 부재 길이나 세그먼트 길이를 초과할 수 없고 횡방향 규격 중 큰 값보다 작아서는 안 되며 1.5배보다 커서도 안 된다. 중간에 정착되는 경우의 정착구역 길이는 정착장치 후방으로도 횡방향 규격 중 큰 값보다 작지 않은 거리만큼 연장해야 한다. 정착 구역은 정착부 해석을 위한 구역 설정 값이므로 긴장재 방향으로 동일한 단면을 유지할 필요는 없으나 정착부 및 받침부 국부 해석, 전체 구조계 해석 등에 의해 안전성이 확보되도록 해야 한다.

슬래브에서 여러 개의 정착장치를 사용하는 경우의 정착구역 폭과 길이는 응력이 작용하는 긴장재 중심 간격으로 하되, 긴장재 축방향으로의 슬래브 길이보다 커서는 안 된다. 정착 구역의 두께는 슬래브 두께와 같게 취한다.

(2) 프리텐션 부재에서는 정착구역 파열력에 대한 저항을 위해 긴장력 도입 시 총 프리스트레스 힘의 4% 이상을 저항하도록 수직 철근을 보의 단부로부터 $d/4$ 지점 안에 수직철근을 배근해야 하고, 수직철근을 가능하면 단부 가까이에 위치시켜야 한다. 이때 철근의 응력은 140 MPa을 초과할 수 없다. 보의 단부로부터 d거리까지는 하부 플랜지에 배치되는 PS강재를 감싸도록 공칭보강철근을 배근해야 한다. 박스 형상의 보에서는 횡방향 철근을 배근해야 하고, 박스 보의 복부까지로 철근을 연장시켜 정착해야 한다.

4.5.15 정착구역과 단부스트럿 및 하단 코너부의 안정성검토

(1) 많은 양의 PS강재가 배치되는 철도교량에 있어서 이 규정에 의한 검토를 누락하여서는 안 된다.

(2) 프리스트레스 힘의 전달 과정

① 서론

가. 단면 S_a에 PS강재가 정착될 경우, 정착단면 S_a로부터 일반단면 S_r로 프리스트레스 힘이 전달되면서 단면 내에서의 응력분포곡선은 비연속 분포로부터 점차적으로 선형 연속분포로 바뀐다.

나. 위의 프리스트레스 힘의 전달과정에서 단면 내에는 수직응력(f)과 전단응력(τ)이 발생하게 되는데 이러한 3차원적인 현상은 단면내의 두 개의 주축을 고려하면 효과적으로 표현할 수 있다.

다. 다음의 각 영향에 저항하기 위하여 필요한 철근을 다음과 같이 정의한다.

(가) 표면 효과 : A_s

(나) 파열 효과 : A_b

(다) 전달 : A_t

② 표면 효과

가. 표면 효과에 저항하기 위한 철근(A_s)량은 식 (4.5-42)로부터 구할 수 있다.

$$A_s = 0.04\frac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}} \qquad (4.5\text{-}42)$$

여기서, $f_{s,\lim}$은 철근의 설계강도로서 일반적으로 $\frac{2}{3}f_{sy}$이다.

F_{j0}는 PS강재 j의 긴장력

나. A_s는 단면 바로 밑에 배치해야 한다.

③ 파열 효과

가. 각 PS강재에 대해, 파열 효과에 대한 검토를 다음 방법에 따라 수행해야 한다.

나. 식 (4.5-43)으로부터 구한 콘크리트의 횡방향 인장응력(f_{tej})은 콘크리트의 인장강도(f_{tj})의 1.25배보다 크지 않아야 한다.

$$f_{tej} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)\frac{F_{j0}}{e'd_j} < 1.25f_{tj} \qquad (4.5\text{-}43)$$

여기서, a_j는 계산단면에서의 정착장치의 크기

d_j는 그림 4.5-1에서 표현된 닮은 사각형의 크기

$d = 2\times$작은 값(c, c^*)

e'는 단면 횡좌표 t의 단면 BC에서의 거더의 두께

(그림 4.5-4 참조)

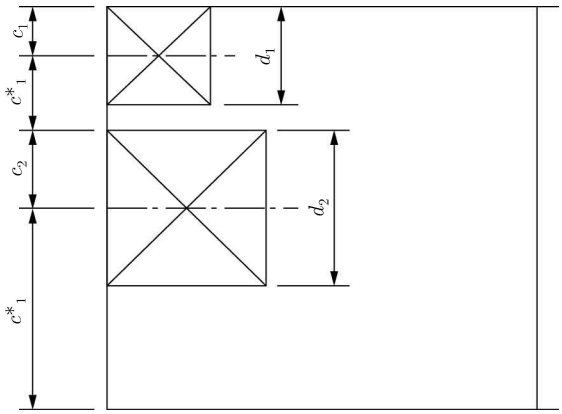


그림 4.5−1 대칭 프리즘에서의 파열효과

다. 식 (4.5-44)로 구한 콘크리트의 압축응력(f_{xmj})은 콘크리트의 압축강도의 2/3보다 크지 않아야 한다.

$$f_{xmj} = \frac{F_{j0}}{e'd_j} < \frac{2}{3}f_{ck} \qquad (4.5\text{-}44)$$

라. PS강재 j에 대한 파열 철근량은

$$A_{bj} = \frac{R_j}{k_j f_{s,\lim}} \qquad (4.5\text{-}45)$$

여기서, $k_j = 1.0$는 외측 PS강재인 경우

$k_j = 1.5$는 중간에 위치한 PS강재인 경우

$R_j = 0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)F_{j0}$는 파열력(bursting effort)

마. 최종적으로 파열 효과에 저항하는 철근량(A_b)는 식 (4.5-46)과 같이 정해야 한다.

$$A_b = \max\begin{cases}\max(A_{bj}) \\ 0.15\dfrac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}}\end{cases} \qquad (4.5\text{-}46)$$

바. A_b는 정착단면(S_a)으로부터 $\max(d_j)$ 떨어진 곳까지 배치해야 한다.

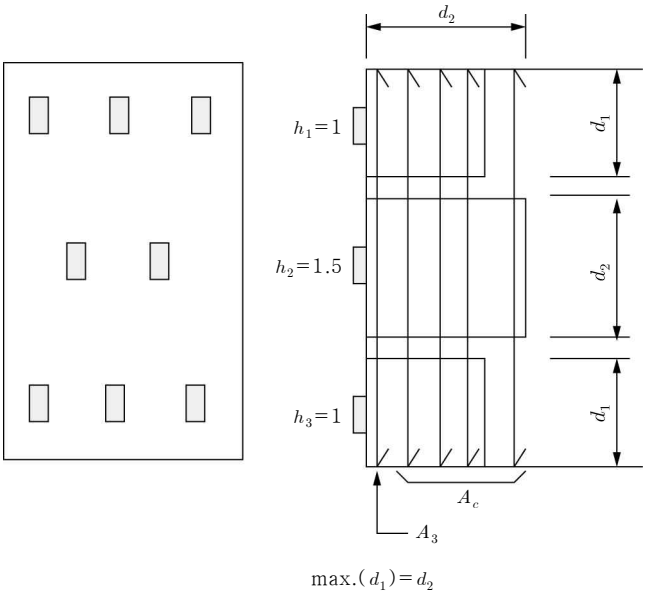


그림 4.5－2 파열효과와 표면효과에 대한 철근보강

(3) 프리스트레스 힘의 전달

① 원리

가. 프리스트레스 힘의 전달은 시공 중 또는 공용기간 중에서 가장 불리한 쪽에 대하여 계산해야 한다.

나. 프리스트레스 힘의 전달을 계산하기 위하여 다음의 가정을 도입해야 한다.

(가) 도입길이는 단면의 높이와 같다.

(나) 도입구간 내에서의 힘의 평형은 다음 두 가지 문제로 단순화시킬 수 있다.

㉮ 프리스트레스 집중력을 사다리꼴 분포의 하중으로 치환하여 도입구간 내의 평형조건을 적용해야 한다.

㉯ 프리스트레스 집중력과 앞의 경우와 반대 방향의 사다리꼴 분포력과의 평형조건을 적용해야 한다. 이러한 평형을 순수확산평형(pure diffusion general balance)이라 한다.

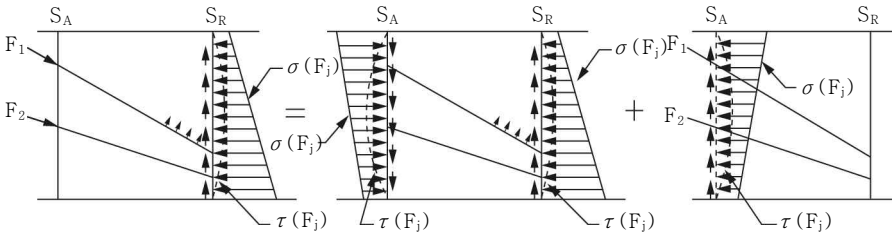


그림 4.5-3 프리스트레싱 전달 해석 원리

다. 앞의 가정으로부터 프리스트레스 힘의 전달과정에서 발생하는 단면력을 식 (4.5-47)~식 (4.5-49)와 같이 산출할 수 있다.

(가) 전단력 : $V_x(t) = F_{lx} - X$ (4.5-47)

(나) 휨모멘트 : $M_t(t) = F_{lx}(t - c_1) - X\alpha + \frac{e}{2}(T - F_{lt})$ (4.5-48)

(다) 축력 : $N_t(t) = F_{lt} - T$ (4.5-49)

여기서, $\begin{cases} X = \int_{AB}^{AB} f(F_j)e'dt \\ T = \int_{AB}^{AB} \tau(F_j)e'dt \end{cases}$

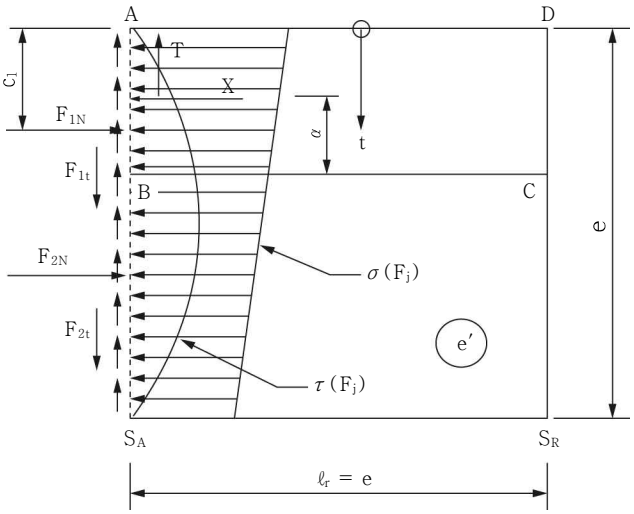


그림 4.5-4 작용력

라. 그러므로 프리스트레스 힘의 전달은 다음의 두 단계로 나누어 설계할 수 있다.

(가) 첫 번째 조정 구역: 표면 및 파열 효과에 대한 철근

(나) 두 번째 조정 구역: 순수확산평형에 대응하는 전달 철근

② 응력

가. 횡방향 좌표 t에서 모든 단면의 표준 전달 전단응력은:

$$\tau_d = \frac{2V_x}{e'l_t} \qquad (4.5\text{-}50)$$

여기서, l_t는 도입길이(단면의 높이와 같다).

V_x는 프리즘 ABCD에 작용하는 수평력.

나. 횡방향 좌표 t의 단면의 최대 전단응력은 전달전단응력(τ_d)과 가장 불리한 하중조합에 의하여 결정된 최대 전단응력(τ)과의 합이며 단면에 발생하는 최대 전단응력은 콘크리트의 인장강도(f_{tj})의 1.5배보다 크지 않아야 한다.

$$\tau_{g,\max} = \max(\tau_d + \tau) < 1.5 f_{tj} \qquad (4.5\text{-}51)$$

③ 철근

가. 정착단면(S_a)와 일반단면(S_r) 사이에 배치해야 하는 철근량은 식 (4.5-52) 같이 결정할 수 있다.

$$A_t = \frac{|V_{xe}| - N_{te}}{f_{s,\lim}} \qquad (4.5\text{-}52)$$

여기서, N_{tc}는 압축력($N_{tc} > 0$) 또는 인장력 ($N_{tc} < 0$)이 될 수 있다.

$$V_{xe} = V_x\left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d}\right)^2\right] \qquad (4.5\text{-}53)$$

식 (4.5-53)에서 도입전단응력(τ_d)가 콘크리트의 인장강도(f_{tj})의 1/3보다 작아지면, 콘크리트가 전단력을 부담한다고 가정해야 한다.

나. 위에서 계산된 철근의 단면적 A_t이 $(A_s + A_b)$보다 작은 경우에는, 프리스트레스 힘의 도입으로 인한 추가 철근은 필요하지 않다.

다. 위에서 계산된 철근의 단면적 A_t이 $(A_s + A_b)$보다 큰 경우에는, $A_t - (A_s + A_b)$의 철근량을 도입길이의 2/3 이내에 배치해야 한다.

라. 위의 규정들은 모두 거더의 단부 단면에 대한 것으로서 중간부 단면에 대해서는 위에서 산정한 각각 철근 단면적에 각각의 계수를 곱함으로써 구할 수 있다. 이들 계수는 구조물의 단계별 시공 계획에 따라 표 4.5-3과 같이 정할 수 있다.

표 4.5−3 도입철근의 감소계수

	감소계수	경우 1	경우 2
PS강재 측	λs	1.0	1.0
	λb	1.0	1.0
	λt	0.6	1.0
PS강재 반대측	λs	0.6	0.3
	λb	0.6	0.3
	λt	0.6	0.3

주 1) 경우 1은 시공 중 한 번도 단부 단면이 되지 않는 중간부 단면
2) 경우 2는 시공 중 일시적으로 단부 단면이 되는 중간부 단면

(4) 단부 스트럿(end strut)

① 거더에서 작용하는 힘은 거더의 종방향 축으로부터 그림 4.5-5에서 β_u도 경사진 하나의 스트럿을 통하여 받침에 전달된다. 여기서 β_u는 30° 보다 작아서는 안 된다.

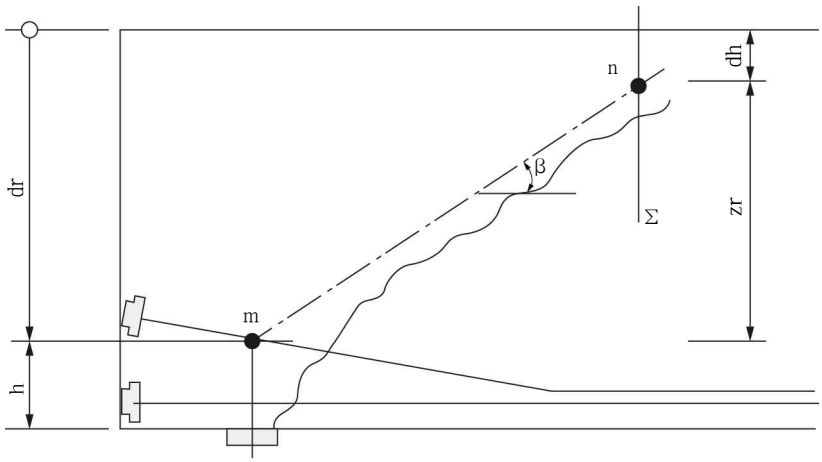


그림 4.5-5 단부 스트럿

② 여러 PS강재를 가지는 거더에서, 블록 내부의 압력선은 거더의 각 끝단에서 정착된 PS강재의 각 작용선을 보여주는 점선이다.

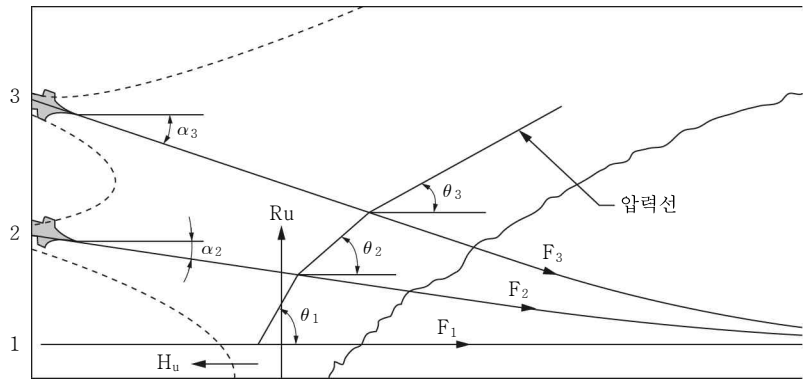


그림 4.5-6 압력선

③ 단부스트럿은 다음에 따라 설계해야 한다.

가. 압력선의 각 θ_k를 구해야 한다.

(가) 받침에서 가까운 순으로 PS강재의 번호를 매기면, 압력선의 각 θ_k는 식 (4.5-54)으로 계산할 수 있다.

$$\tan\theta = \frac{R_u - \sum_{i=1}^{k} F_i \sin\alpha_i}{\sum_{i=1}^{k} F_i \cos\alpha_i - H_u} \qquad (4.5\text{-}54)$$

여기서, α_i는 PS강재 i의 각

F_i는 PS강재 i의 인장

H_u는 받침에서 수평력(존재하면)

R_u는 받침에서 수직력

(나) 실제의 설계에서는 식 (4.5-54)의 F_i는 $F_{i,\lim}$로 치환할 수 있으며, $F_{i,\lim}$는 $f_{i,\lim}$에 PS강재 i의 단면적을 곱한 힘이다.

$$f_{i,\lim} = \min\begin{cases} 1.2f_{pm} \\ \dfrac{f_{py}}{\gamma_p} \end{cases} \qquad (4.5\text{-}55)$$

f_{pm}은 긴장 후 PS강재의 예상응력

f_{py}는 PS강재의 항복강도

$\gamma_p = 1.15$ (사용하중 조합의 경우)

$\gamma_p = 1.00$ (계수하중조합의 경우)

나. 압력선의 각이 β_u보다 작게 되는 PS강재 r의 위치를 찾는다.

(가) PS강재 r에서 다음의 조건을 만족하면 압력선의 각이 β_u보다 작게 된다.

$$\begin{cases} \tan\theta_k \le \tan\beta_u \\ \tan\theta_{k-1} > \tan\beta_u \end{cases}$$

(나) PS강재 r의 위치는 식 (4.5-56)을 만족할 때에만 존재해야 한다.

$$\sum_i F_{i,\lim}\cos\alpha_i - H_u \ge \left(R_u - \sum_i F_{i,\lim}\sin\alpha_i\right)\cot\beta_u \qquad (4.5\text{-}56)$$

다. 수직력에 대한 평형방정식을 세운다.

㉮ 단부 스트럿 높이(z_r)를 식 (4.5-57)로부터 구해야 한다.

$$z_r = d_r - d_b \qquad (4.5\text{-}57)$$

여기서, d_r는 받침축에서의 거더 위에서 PS강재 r까지의 거리 d_b는 일반적으로 $h/10$이며, h는 거더의 높이이다.

㉯ 수직력에 대한 받침면적의 일반적인 평형식은 식 (4.5-58) 같이 표현할 수 있다.

$$W = R_u - \sum_i F_i\sin\alpha_i - \frac{z_r A_s f_{sy}\sin(\alpha+\beta_u)}{s_s\gamma_s\sin\beta_u} \qquad (4.5\text{-}58)$$

여기서, W는 콘크리트에 의하여 전달된 수직력

f_{sy}는 철근의 항복강도

α는 스터럽의 경사각으로 45° 와 90° 사이의 값

s_s는 스터럽의 간격

A_s는 스터럽 한 개의 단면적

라. 수직철근의 양을 산정해야 한다.

(가) 식 (4.5-58)의 양변을 $b_n z$으로 나누어 정리하면 식 (4.5-59)와 같이 된다.

$$\frac{W}{b_n z} = \tau_{u,red} - \frac{z_r A_s f_{sy} \sin(\alpha + \beta_u)}{z b_n s_s \gamma_s \sin\beta_u} \qquad (4.5\text{-}59)$$

여기서, $V_{u,red} = R_u - \sum_i F_{i,\lim} \sin\alpha_i$

$$\tau_{u,red} = \frac{V_{u,red}}{b_n z}$$

$$z = \frac{I}{Q}$$

(나) 콘크리트가 부담하는 전단력(W)은 식 (4.5-60)과 같다.

$$W \le b_n z \frac{f_{tj}}{3} \qquad (4.5\text{-}60)$$

(다) 식 (4.5-61)로부터 수직철근의 양을 구할 수 있다.

$$\tau_{u,red} - \frac{z_r A_s f_{sy} \sin(\alpha + \beta_u)}{z b_n s_s \gamma_s \sin\beta_u} \le \frac{f_{tj}}{3} \qquad (4.5\text{-}61)$$

마. 위에서 산정한 수직철근의 양을 z/z_r의 크기에 따라 다음과 같이 조정해야 한다.

(가) $z_r \ge z$인 경우: 수직철근의 양은 충분하므로 조정할 필요가 없다.

(나) $z_r < z$인 경우: 받침 축으로부터 $z_r \cot\beta_u$ 구간에서, 수직철근의 양을 z/z_r배 만큼 증가시킨다.

(5) 하단 코너부의 안정성

① 하단코너부는 받침 안쪽에서 시작하여 하단코너부를 분리시키려는 힘에 저항하도록 설계해야 한다.

② 예상 파열면에 작용하는 모든 힘의 합력이 파열면의 수직축과 이루는 각 α가 콘크리트의 내부마찰각 보다 크지 않으면 파열은 발생하지 않으므로 하단코너부는 다음에 따라 설계해야 한다.

가. 예상 파열면에 작용하는 모든 힘에 대한 안정방정식을 세운다.

$$\frac{A_l f_{sy}}{\gamma_s} \ge \lambda(R_u + F_{v,\lim}) + H_u - F_{H,\lim} \qquad (4.5\text{-}62)$$

여기서, A_l는 수평 철근량

R_u는 받침에서의 수직력

H_u는 받침에서의 수평력

$F_{H,\lim}$는 코너에서 정착된 프리스트레스 힘의 수평부분

$F_{v,\lim}$는 코너에서 정착된 프리스트레스 힘의 수직부분

θ는 예상 파열면과 연직축과 이루는 각

$\beta = \arctan\frac{2}{3}$는 콘크리트의 내부마찰각

$$\lambda = \frac{\cot\beta - \tan\theta}{1 + \cot\beta\tan\theta} \qquad (4.5\text{-}63)$$

나. 위 식으로부터 수평 철근량(A_l)을 산정해야 한다.

다. 수평철근량은 식 (4.5-64)로 산정된 최소철근량($A_{t,\min}$) 이상이어야 한다.

$$A_{t,\min} = \frac{0.04R_u}{f_{sy}} \times \gamma_s \times (5-4k) \qquad (4.5\text{-}64)$$

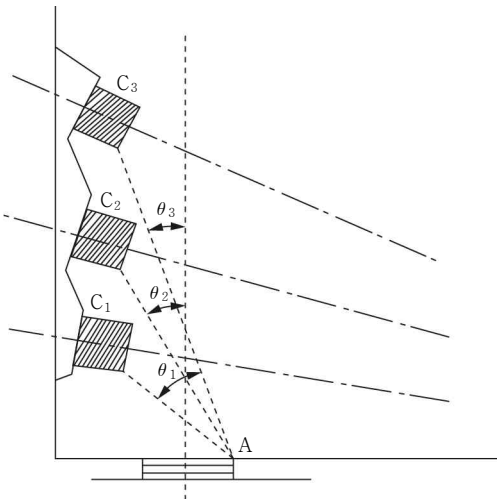
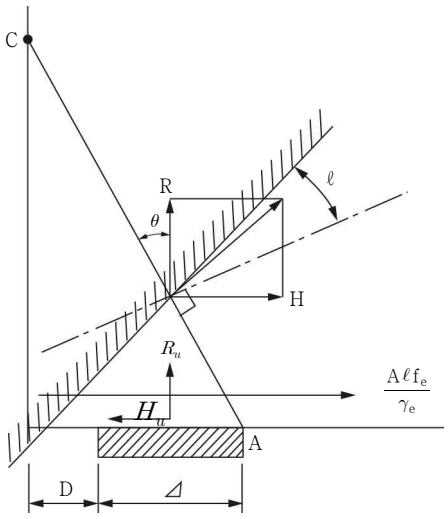


그림 4.5−7 계산방법



$$R = R_u + F_{v,\lim}$$

$$H = \frac{A_l f_e}{\gamma_s} + F_{H,\lim} - H_u$$

그림 4.5−8 계산 방법

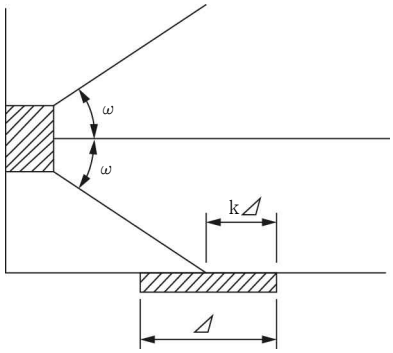


그림 4.5－9 최소 보강 계산 방법

4.5.16 바닥판

(1) 바닥판은 프리텐션 혹은 포스트텐션 방식으로 프리스트레스를 가한다. 바닥판이 거더에 지지되어 있을 때에는 바닥판의 PS강재는 거더의 방향과 직각방향으로 배치해야 한다. 프리캐스트 부분과 현장치기 콘크리트 부분이 일체로 거동하도록 바닥판의 상부표면은 거칠게 만들어야 한다.

(2) 바닥판의 단위폭(m)당 235 mm^2의 철근을 배근하기 위해 보강철근 또는 등가철망을 PS강재와 직각방향으로 배근해야 한다.

(3) 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 설계는 4.8의 규정에 따른다.

4.5.17 구조상세

(1) 플랜지의 철근보강

현장치기 T형보와 박스거더 플랜지에 대한 철근보강은 다음과 같다.

① T형보와 박스거더의 바닥판 슬래브

가. 바닥판 슬래브의 종방향 보강철근 중에서 적어도 하부철근의 1/3은 거더의 외측면으로 연장시켜 90°표준갈고리로서 정착시켜야 한다.

나. 바닥판 슬래브가 외측거더의 복부보다 연장되는 경우에는 철근을 내민슬래브까지 연장시켜야 하며, 거더 복부의 외측면을 지나서 표준갈고리에 의해 정착해야 한다.

② 박스거더의 하부슬래브

가. 플랜지 단면적의 0.4%에 해당하는 철근을 거더의 지간과 평행하게 하부슬래브에 배근해야 한다. 이때 철근은 한 층으로 배근해도 좋으며 철근의 간격은 450 mm를 넘지 않아야 한다.

나. 슬래브의 최소 두께로부터 계산한 플랜지 단면적의 0.5%에 해당하는 철근을 거더의 지간과 직각으로 하부슬래브에 배근해야 한다. 이때 철근은 상하 양면에 배치하고 철근의 간격은 450 mm를 넘지 않아야 한다. 하부 슬래브의 모든 횡철근은 거더 최외측 복부의 외측면까지 연장시켜서 정착해야 한다.

(2) 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격

① 다음의 콘크리트 최소 피복두께는 철근 및 PS강재 모두에 적용된다.

가. PS강재 및 주철근 40 mm

나. 슬래브의 보강철근

(가) 슬래브의 상부 40 mm

제빙제(de-icer)가 사용되었을 때의 슬래브의 상부 50 mm

(나) 슬래브의 하부 30 mm

다. 스터럽 및 전단철근 30 mm

라. 해빙제가 사용되었을 때에 배수로의 구조상세는 프리스트레스트 거더와 계속적인 접촉 없이 해빙제의 용해를 처리해야 한다. 이와 같은 접촉을 피할 수 없는 곳 또는 부재가 염분이나 화학물질에 노출된 곳에서는 콘크리트의 피복두께를 추가해야 한다.

마. 흙 및 외기에 노출되거나 부식환경에 노출된 프리스트레스트 콘크리트 부재로서 4.5.9에 규정된 허용인장응력을 초과하는 경우에 최소 피복두께를 50% 이상 증가시켜야 한다.

② 최소간격

가. 보의 단부에서 PS강재의 최소 순간격은 다음과 같다.

㉮ 프리텐션의 강재: 강재 지름의 3배 또는 콘크리트 최대 골재치수의 4/3배중에서 큰 값

㉯ 포스트텐션의 강재: 40 mm 또는 콘크리트 최대 골재치수의 1.5배중에서 큰 값

나. 바닥판에서의 PS강재는 바닥판의 폭에 걸쳐 대칭이며 균일하게 배치한다. PS강재의 간격은 합성 슬래브 총두께의 1.5배 또는 400 mm보다 커서는 안 된다.

③ 다발

가. 포스트텐션 강재가 연직하향으로 처지는 경우 포스트텐션 덕트들을 최대 3개로 묶을 수 있으며, 이때 앞의 ②에서 규정된 긴장재의 최소간격은 부재의 끝에서 1 m 내에서 유지되도록 규정한다.

나. 프리텐션 강재가 다발지어 있으면 모든 다발은 보 지간의 중앙 1/3 지점에서 이루어져야 하고, 2차응력에 의해 발생하는 반곡점을 검토해야 한다.

④ 덕트의 크기

가. 다수의 강선(wire), 강봉(bar) 그리고 강연선(strand)으로 이루어진긴장재의 덕트 내부 단면적은 PS강재의 순 단면적의 2배 이상이어야 한다.

나. 단일강선(wire), 강봉(bar) 그리고 강연선(strand)으로 이루어진 긴장재의 덕트 내부지름은 강선, 강봉, 그리고 강연선의 공칭지름보다 최소한 6.5 mm 이상 커야 한다.

(3) 포스트텐션 부재의 정착부 및 연결장치

① 부착된 포스트텐션 보강재에 대한 정착(anchorages), 연결구(couplers), 겹침이음(splices)은 부착되지 않은 상태에서 실험된 PS강재 극한강도의 최솟값의 95% 이상이 발휘되도록 해야 한다. 사용하중과 계수하중 하에서 총 프리스트레스 힘이 요구되는 구역과 정착부 사이의 부착정착길이는 PS강재의 규정된 극한강도의 최솟값을 발휘하기에 충분해야 한다.

연결장치와 겹침이음은 책임기술자가 허가한 구역에 두어야 하고, 필요한 이동을 허용하기에 충분한 길이만큼의 장부촉이음(housing)을 해야 한다. 정착부나 이음부가 계수하중 하에서 위험단면에 위치할 때에는 부착된 긴장재에 대해 요구되는 극한강도는 부착되지 않은 상태에서 정착장치와 연결장치를 포함하여 실험된 긴장재 다발의 극한강도를 초과하지 않아야 한다.

② 부착되지 않은 긴장재의 정착장치는 PS강재의 규정된 극한강도의 최솟값의 95%가 발휘되도록 해야 한다. 계수하중 하에서 긴장재의 총신장량은 3 m의 최소 게이지 길이에서 측정된 값의 2%보다 작지 않아야 한다.

③ 부착되지 않은 긴장재에 대해서는 대표되는 시편에 대한 동적실험을 수행해야 한다. 응력수준이 규정된 극한강도의 최솟값의 60~66%인 반복하중을 가했을 때에는 500,000회, 응력수준이 규정된 극한강도의 최솟값의 40~80%인 반복하중을 가했을 때에는 50회 동안 긴장재는 파괴가 일어나지 않고 견뎌야 한다. 각각의 반복시간 동안 하중은 낮은 응력수준에서 높은 응력수준으로 다시 낮은 응력수준으로 변해야 한다. 두 번째 동적시험에 사용되는 시편은 첫 번째 시험시편과 같을 필요는 없다. 여러 개의 강연선, 강선, 강봉으로 이루어진 긴장재에 대한 실험은 실물 크기의 긴장재보다 작은 강도를 갖는 긴장재를 사용하여 실험을 한다. 실험한 긴장재는 실물 크기 긴장재의 거동과 같아야 하고, 일반적으로 실물 크기 긴장재의 강도의 10% 이상은 되어야 한다. 정착장치가 반복하중이 작용하는 곳에 위치하지 않거나 그런 방식으로 사용되지 않았다면 부착된 긴장재에 대한 동적 실험은 필요치 않다.

④ 부착되지 않은 긴장재의 연결장치는 기술자에 의해 지시되거나 허락된 특별한 곳에서 사용한다. 연결장치는 긴장재의 곡률이 큰 곳에는 사용하지 않는다. 모든 연결장치는 PS강재 극한강도의 최솟값의 95% 이상이 발휘되도록 해야 한다. 긴장재 자체의 요구조건을 만족시키면 긴장재의 연결구는 파괴시의 연신율을 감소시키지는 않는다. 연결구나 연결장치 구성재는 필요한 이동을 허용하기에 충분한 길이만큼의 장부촉이음(housing)을 해야 한다. 모든 연결 구성에는 최종 콘크리트를 치기 전에 코팅재료를 사용하여 완전하게 보호해야 한다.

⑤ 정착장치, 단부의 고정장치, 연결장치, 그리고 노출된 긴장재는 부식에 대해 완전하게 보호해야 한다.

(4) PS강연선의 정착

①3연선 또는 7연선은 위험단면을 넘어 식 (4.5-65)의 정착길이 이상으로 부착시켜야 한다.

$$l_d = 1.5\left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{pe}\right) D \qquad (4.5\text{-}65)$$

여기서, l_d : 정착길이 mm

D : 강연선의 공칭지름 mm

f_{ps}, f_{pe}의 단위는 MPa

② 정착에 대한 검사는 설계강도가 요구되는 부재의 각 단 부근의 단면으로 국한해도 좋다.
③ 강연선이 부재의 단부에서 부착되어 있지 않고, 미리 압축력을 준 인장구역이 사용하중 작용 시에 인장응력이 허용되는 곳은 ①에서 계산된 정착길이를 2배로 해야 한다.

4.6 슬래브

4.6.1 일반사항

(1) 1방향 또는 2방향 이상으로 휨 보강되는 슬래브의 설계는 KDS 14 20 70에 따른다.

(2) 속찬 슬래브와 장선 또는 리브 사이에 영구적이거나 제거할 수 있는 채움재에 의하여 움푹 파인 곳이나 구멍이 있는 슬래브도 이 절의 규정을 따라야 한다.

(3) 이 절에 따라 설계되는 슬래브의 최소 두께는 KDS 24 10 10(4.1.4)의 규정에 따라야 한다.

4.7 벽체

4.7.1 일반사항

(1) 휨모멘트의 작용 여부에 관계없이 축력을 받는 벽체의 설계는 KDS 14 20 72(4.2)에 따른다.

(2) 벽체 면과 나란한 수평전단력에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.9)에 따른다.

4.8 바닥판

4.8.1 일반내용

(1) 이 절은 콘크리트 거더로 지지되고, 지간과 한 변의 길이의 비가 1 : 2를 넘는 철근콘크리트 바닥판 및 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 설계에 적용해야 한다.

(2) 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 1 : 2보다 작아 정사각형에 가까운 바닥판은 바닥판의 최소 두께, 철근의 종류 및 철근 배치 등에 따라 이 절의 규정을 따를 수 있지만, 설계휨모멘트를 계산할 때에는 변장비의 영향을 고려할 필요가 있다.

(3) 기호

a', b' : 그림 4.8-4에 나타낸 등분포하중이 분포되는 축거(軸距), (m)
c : 부분분포하중의 분포폭의 단(端)에서 슬래브의 자유단까지의 거리(m)
l : 바닥판의 지간(m) 또는 슬래브의 지간(m)
l_d : 고정하중에 대한 바닥판의 지간(m)
l_f : 고정슬래브의 지간
M_d : 고정하중에 의한 캔틸레버판의 설계휨모멘트
M_l : 충격을 포함한 캔틸레버판의 열차하중에 의한 설계휨모멘트

P : 축중(軸重), (kN)
s : 피복층의 두께(mm)
t : 슬래브의 두께(mm)
t_1, t_2 : 하중의 접촉면 길이(mm)
v : 지간방향에 직각인 하중의 분포폭(m)
x : 부분분포하중의 중심에서 가장 가까운 슬래브의 지지선까지의 거리(m)
w : 등분포 고정하중(kN/m^2) 또는 환산등분포하중(kN/m^2)

4.8.2 설계일반

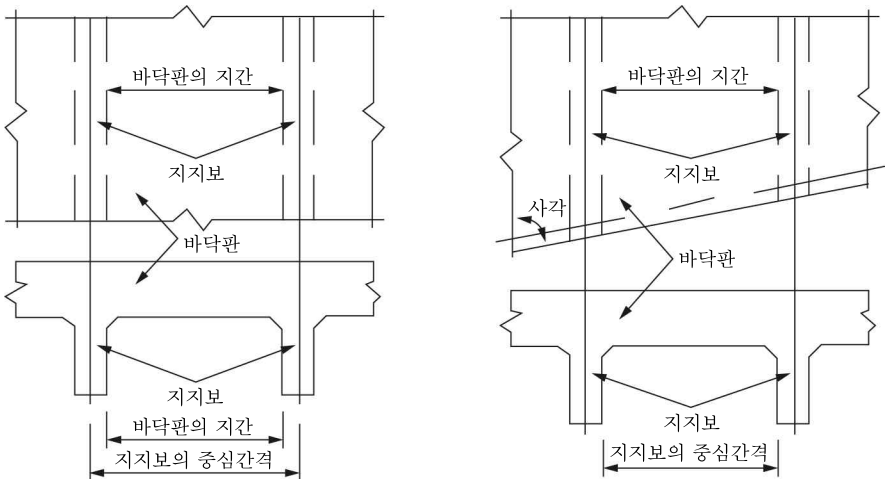
(1) 바닥판의 설계를 할 때 난간에 작용하는 축방향력 및 방호책에 작용하는 충돌하중 등의 영향을 고려해야 한다.

(2) 철근콘크리트 바닥판에서 균열의 진전에 의해 부분적으로 콘크리트가 떨어져 나가는 것은 품질이 나쁜 콘크리트에서 생기기 쉽다. 따라서 바닥판에 사용되는 콘크리트의 설계기준강도는 24 MPa이상으로 해야 한다.

(3) 4.8.4에 규정하는 보위의 바닥판의 최소두께를 만족하고, 4.8.5(1)의 규정에 따른 설계휨모멘트에 의하여 바닥판을 설계할 때에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

4.8.3 바닥판 지간

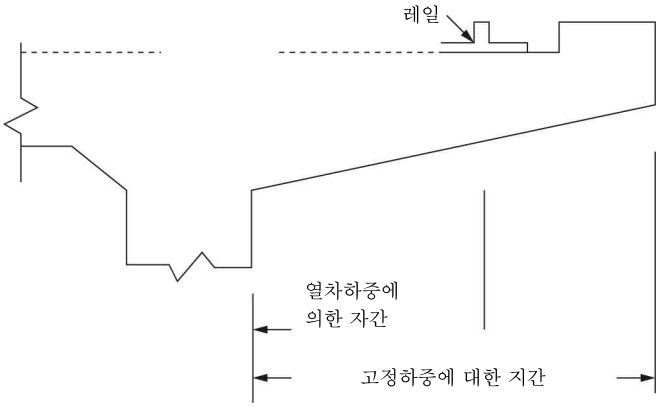
(1) 단순판 및 연속판에 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 그림 4.8-1과 같이 해야 한다. 즉, 단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 해야 한다. 사교(斜橋)의 지간은 받침부근을 제외하고 바닥판으로부터 지지보로의 응력 전달을 고려하여 바닥판의 지간을 지지보에 직각으로 잰 순지간으로 해야 한다.



(a) 직교의 경우 (a) 사교의 경우

그림 4.−1 단순판 및 연속판의 지간

캔틸레버판의 지간은 그림 4.8-2와 같이 해야 한다



궤도진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있는 경우

그림 4.8－2 캔틸레버판의 지간

4.8.4 바닥판 최소두께

(1) 철근콘크리트 바닥판

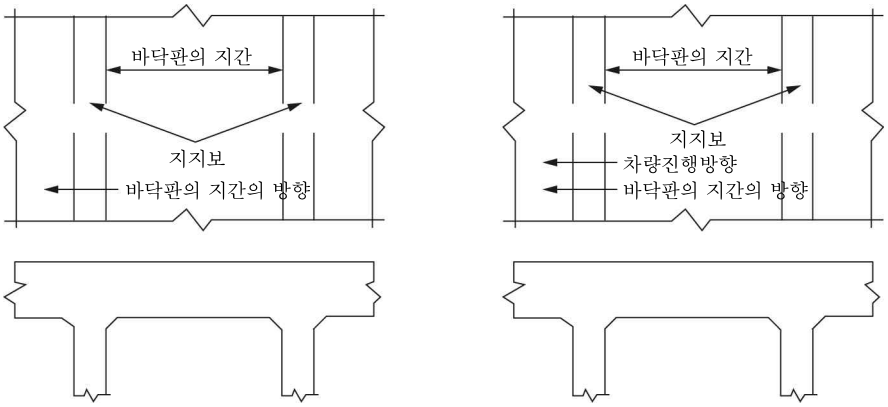
① 콘크리트교의 바닥판은 일반적으로 콘크리트로 된 지지보와 강절로 연결되어 있으므로 연속판 또는 캔틸레버판의 계산식을 적용하는 것이 좋다.

② 표 4.8-1에 규정되어 있는 철근콘크리트 바닥판의 궤도부분에 대한 최소두께는 일반적인 조건하에서 궤도 바닥판의 최소두께에 대한 기준을 보인 것이다. 따라서 바닥판에 손상이 생기면 보수작업이 곤란한 철도교량, 바닥판을 지지하는 거더의 강성이 현저하게 차이가 나서 휨모멘트가 부가되는 철도교량 등 특수한 조건하에 있는 철도교량에 대하여는 그 영향을 고려하여 바닥판의 두께를 결정하는 것이 바닥판의 내구성을 확보한다는 관점에서 보면 합리적이다. 따라서, 궤도부분 바닥판의 최소두께는 200 mm 또는 표 4.8-1에 있는 값 중에서 큰 값으로 해야 한다. 그러나, 특수한 조건하에 있는 철도교량의 바닥판의 최소두께는 표 4.8-1에 있는 값보다 크게 해야 한다. 표 4.8-1에서 캔틸레버판의 최소두께는 지지보 복부 전면에서의 두께를 말한다.

표 4.8－1 궤도부분 바닥판의 최소두께 (mm)

바닥판의 구분 \ 바닥판 지간의 방향(주)		궤도 진행 방향에 직각	궤도 진행 방향에 평행
단순판		$40l+110$	$65l+130$
연속판		$30l+110$	$50l+130$
캔틸레버판	$l \le 0.25$	$280l+160$	$240l+130$
	$l > 0.25$	$80l+210$	

주) 바닥판 지간의 방향은 그림 4.8-3에 따라야 한다. l(m)은 4.8.3에서 규정한 바닥판의 지간



(a) 바닥판의 지간의 방향이 차량진행방향에 직각인 경우　　(b) 바닥판의 지간의 방향이 차량진행방향에 평행인 경우

그림 4.8－3 바닥판 지간의 방향

③ 보도부분 바닥판의 최소두께는 140 mm로 해야 한다.

(2) 프리스트레스트 콘크리트 바닥판

① 궤도부분 바닥판의 최소두께는 다음의 규정에 따라야 한다.

가. 궤도부분 바닥판의 최소두께는 시공성을 고려하여 어느 부분에서도 200 mm보다 작아서는 안 된다.

나. 캔틸레버판의 끝부분의 두께는 ①의 규정을 따르는 것 외에 표 4.8-1에 규정되어 있는 캔틸레버판의 최소두께의 50% 이상으로 해야 한다. 프리스트레스트 콘크리트 캔틸레버판 끝부분의 최소두께는 규정에 따라 정하되 각종 PS강재 정착 장치의 배치 등을 고려하여 정하는 것이 좋다. 일반적으로 판 끝부분의 두께는 200 mm이상으로 해야 한다. 1방향으로만 프리스트레스를 도입하는 경우 프리스트레스를 도입하지 않는 방향은 철근콘크리트 구조이기 때문에 4.8.4(1)①의 규정을 적용해야 한다.

다. 바닥판의 1방향으로만 프리스트레스를 도입하는 경우 궤도부분 바닥 판의 최소두께는 가 및 나의 규정에 따르는 것 외에 표 4.8-2의 값으로 해야 한다. 다만, 캔틸레버판의 최소두께는 지지거더의 복부 앞면에서의 두께를 말한다. 그러나 지간 직각 방향으로 작용하는 휨모멘트는 지간방향으로 작용하는 휨모멘트보다 작아, 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각인 때는 90% 정도, 궤도진행방향에 평행인 때에는 65% 정도이므로 바닥판의 최소두께를 이 비율로 줄이는 것을 허용하였다. 이 경우에도 가항에 규정한 궤도부분 바닥판의 최소두께 200 mm를 적용하는 것으로 해야 한다.

표 4.8－2 바닥판의 1방향에만 프리스트레스트를 도입한 경우 궤도부분

바닥판의 지간방향* / 프리스트레스를 도입하는 방향	궤도진행방향에 직각인 방향	궤도진행방향에 평행인 방향
바닥판지간 방향에 평행	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각인 때의 90%	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 평행인 때의 65%
바닥판지간 방향에 직각	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각인 때의 값	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 평행인 때의 값

주) 바닥판 지간의 방향은 그림 4.8-3에 따라야 한다.

② 보도부분 바닥판의 최소두께는 140 mm로 해야 한다.

4.8.5 바닥판 설계휨모멘트

(1) 궤도상의 차륜하중

궤도상의 열차하중은 다음의 규정을 따라야 한다.

① 거더의 휨모멘트 및 전단력을 계산하는 경우

가. 궤도상의 차륜하중은 일반적으로 지간방향의 분포를 고려하지 않고 집중하중으로 본다.

나. 슬래브 거더의 유효폭 계산에 사용하는 차륜하중의 궤도방향 분포폭은 ③나를 따라야 한다.

② 거더의 비틀림모멘트를 계산하는 경우

일반적으로 차륜하중은 궤도 방향 및 궤도 직각방향으로 ③나에 의해 그 분포를 고려해야 한다.

③ 거더에 지지된 슬래브를 설계하는 경우

가. 슬래브 궤도를 지지하는 1방향 또는 2방향 슬래브의 차륜하중에 의한 휨모멘트의 설계에 있어서는 식 (4.8-1)의 환산등분포하중을 사용해야 한다.

$$w = \frac{P}{a \times b'} \qquad (4.8\text{-}1)$$

여기서, w : 환산등분포하중(kN/m^2)

P : 축중(軸重), (kN)

α : 축거(軸距), (m)

b' : 그림 4.8-4에 나타난 값 (m)

나. 특히 차륜하중의 분포의 영향을 검토하려는 경우, 차륜하중은 궤도구조에 따라 그림 4.8-4에 나타낸 부분분포하중으로 고려해야 한다.

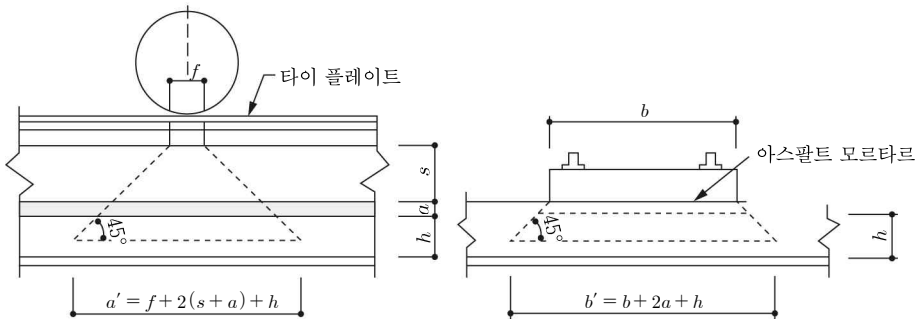


그림 4.8－4 슬래브 궤도의 열차하중 분포폭

여기서, f는 궤도 중심선원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리(m), s는 슬래브궤도의 높이, a는 방수공의 지름, h는 슬래브의 두께

④ 등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만 설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계휨모멘트는 표 4.8-3에 의해 계산해야 한다.

표 4.8－3 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당 설계휨모멘트(kN.m/m)

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+wl_d^2/s$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$-wl_d^2/2$
연속판	지간 휨모멘트	$+wl_d^2/10$
	지점 휨모멘트	$-wl_d^2/10$

⑤ 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치방향이 다를 때에는 설계휨모멘트방향에 대한 강재의 유효단면적을 사용하거나 또는 프리스트레스 힘의 분력을 이용하여 설계를 수행해야 한다.

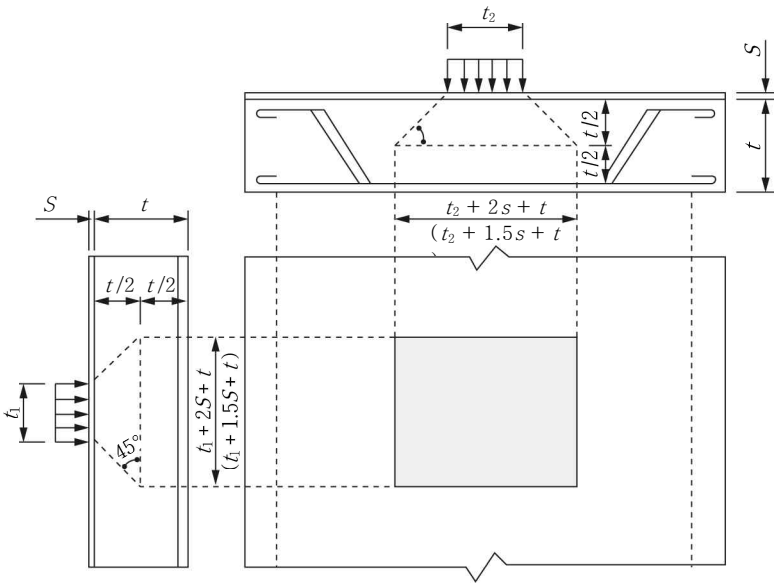
⑥ 연속바닥판에 프리스트레스를 도입하는 경우에는 PS강재의 편심량에 따라 큰 부정정력이 발생할 수 있으므로 프리스트레싱에 의해 생기는 부정정 휨모멘트를 고려해야 한다. 다만, 부정정 휨모멘트가 작게 일어나도록 PS강재를 배치하는 경우에는 이 부정정 휨모멘트를 무시할 수 있다.

(2) 부분 분포하중

①부분 분포하중의 분포폭

가. 슬래브 표면에 작용하는 하중은 그림 4.8-5에서 보인 바와 같이 그 접촉면의 외곽에서 슬래브 두께의 1/2거리만큼 떨어진 접촉면과 닮은꼴의 범위에 분포되어 작용하는 것으로 본다.

나. 슬래브의 상부가 콘크리트 또는 아스팔트 콘크리트로 피복되어 있는 경우에는 위의 닮은꼴에다 피복층의 두께만큼 더 연장시킨 범위에 분포되어 작용하는 것으로 해야 한다. 피복재료가 유연한 경우에는 피복두께의 3/4을 사용해야 한다.



*) ( )안은 피복층이 유연한 재료의 경우를 표시함.

그림 4.8-5 하중의 분포폭

② 1방향 슬래브가 부분분포하중을 받는 경우의 설계계산

가. 단일 지간의 1방향 슬래브가 1개의 부분분포하중을 받는 경우, 슬래브의 단위폭당 최대 휨모멘트는 슬래브가 전(全)지간에 걸쳐서 ③가 또는 ④가에서 정하는 유효폭을 갖는다고 보고, 이 유효폭과 같은 폭을 갖는 보로 보아 이를 구해도 좋다.

나. 단일 지간의 1방향 슬래브가 궤도상의 윤하중을 받는 경우, 슬래브의 단위폭당 휨모멘트 및 전단력은 슬래브가 전지간에 걸쳐서 ③나 또는 ④나에서 정하는 유효폭을 갖는다고 보고, 이 유효폭과 같은 폭을 갖는 보로 보아 이를 구해도 좋다.

다. 위의 가 및 나에 의한 유효폭을 사용하여 계산할 경우는 ⑤에 따라 배력철근을 두어야 한다.

③ 단순지지된 1방향 슬래브의 유효폭

가. 단순지지된 1방향 슬래브가 1개의 부분분포하중을 받는 경우의 슬래브의 유효폭 b_e는 다음 값으로 해야 한다. (그림 4.8-6 참조)

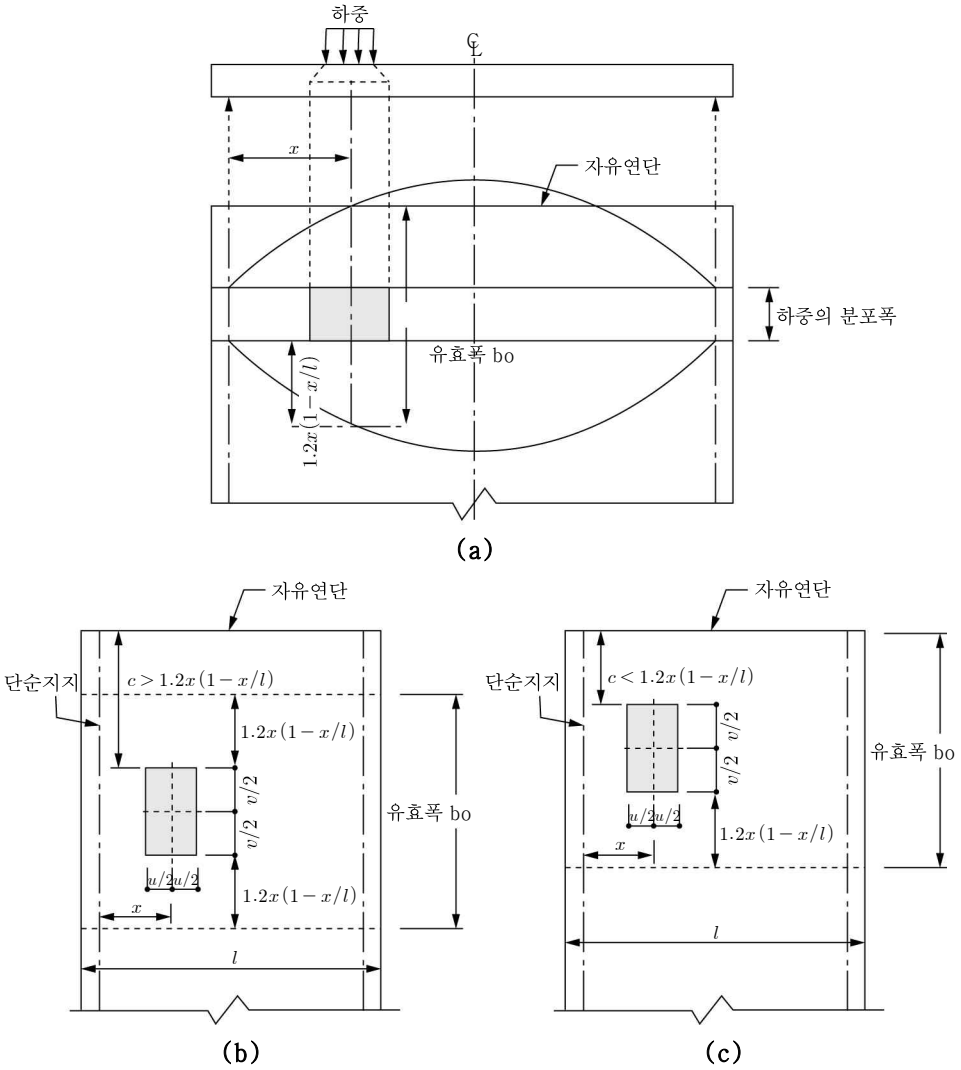


그림 4.8−6 1방향 슬래브의 유효폭

(가) $c \geq 1.2x(1-\frac{x}{l})$의 경우(그림 4.8-6(b) 참조)

$$b_e = v + 2 \times 1.2x\left(1-\frac{x}{l}\right) \qquad (4.8\text{-}2)$$

(나) $c < 1.2x(1-\frac{x}{l})$의 경우(그림 4.8-6(c) 참조)

$$b_e = v + c + 1.2x\left(1-\frac{x}{l}\right) \qquad (4.8\text{-}3)$$

나. 단순지지된 1방향 슬래브가 궤도상의 윤하중을 받는 경우로서 윤하중의 이동 방향이 슬래브의 지간방향과 일치하는 경우에는 슬래브의 유효폭은 슬래브 지간의 크기까지

이고, 인접한 궤도의 중심간 거리 이하라야 한다.

④ 고정된 1방향 슬래브의 유효폭

가. 양단이 고정된 1방향 슬래브가 이동하지 않는 부분 분포하중을 받는 경우의 슬래브의 유효폭은 식 (4.8-2) 및 식 (4.8-3)의 l을 $0.6l_f$로 놓고 구한 값으로 해야 한다.

나. 양단이 고정된 1방향 슬래브가 궤도상을 이동하는 윤하중을 받는 경우로서 윤하중의 이동방향이 슬래브의 지간방향과 일치하는 경우에는 슬래브의 유효폭은 슬래브의 지간에 0.6배 까지로 하고, 인접한 궤도의 중심간 거리 이하라야 한다.

⑤ 1방향 슬래브의 배력철근

가. 단순받침으로 된 1방향 슬래브의 배력철근의 단면적은 다음에 따라야 한다.

(가) 등분포하중을 받는 경우, 슬래브의 길이 1 m당 일반적으로 슬래브 폭 1m당의 인장철근 단면적의 1/6 이상으로 해야 한다.

(나) 부분분포하중을 받는 경우는 가.항 의 배력철근에 부분분포하중에 대해 필요한 슬래브 폭 1 m당의 인장철근 단면적의 α배를 더한 것으로 해야 한다. 이 α는 다음에 따라야 한다.

㉮ 슬래브 중앙부근 재하

$$\text{아래쪽 배력철근 } \alpha = \left(1-0.25\frac{l}{b}\right)\left(1-0.8\frac{v}{b}\right) \qquad (4.8.4)$$

다만, $\frac{l}{b} > 2.5$의 경우에는 $\frac{l}{b} = 2.5$일 때 α값을 사용해야 한다.

㉯ 슬래브 연단부근 재하

$$\text{위쪽 배력철근 } \alpha = \frac{l}{8}\left(1-2\frac{v}{b}\right) \qquad (4.8.5)$$

여기서, v, b는 지간직각방향의 하중폭(m) 및 유효폭(m), l은 지간(m)이다.

나. 1방향 슬래브의 배력철근은 일반적으로 정철근의 바로 위, 부철근의 바로 밑에 배치해야 한다.

다. 배력철근의 간격은 슬래브의 유효높이의 3배 이하로 해야 한다.

라. 양단 고정의 1방향 슬래브의 배력철근의 단면적은 위의 가에 따라야 한다.

4.8.6 구조상세

(1) 헌치

① 바닥판의 헌치는 바닥판으로부터 지지보에 응력을 연속적으로 전달하기 위하여 바닥판에는 지지보 위에 헌치를 둔다.

② 바닥판의 헌치의 기울기는 1:3보다 완만하게 해야 한다. 기울기가 1:3보다 급할 때에는 그림 4.8-7에 보인 것과 같이 기울기 1:3까지의 두께를 바닥판 설계시 유효한 단면으로 한다.

③ 헌치에는 그 안쪽에 철근을 두어야 하며, 사용하는 철근은 D13 이상이어야 한다.

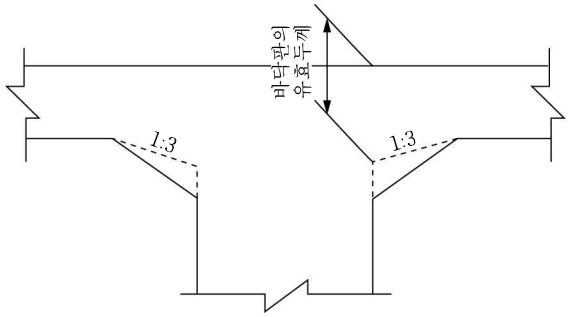


그림 4.8−7 헌치부근 바닥판의 유효두께

(2) 철근의 종류 및 배치

① 철근은 이형 철근을 쓰며, 바닥판과 같이 얇은 부재에서 지름이 큰 철근을 쓰는 경우에는 균열이 발생하기 쉽기 때문에 철근 지름의 표준을 규정한 것으로, 보통 부분에서는 D13 ~ D19의 철근을 쓰는 것이 좋으며, D22의 철근은 바닥판의 끝부분 등 철근을 많이 배치해야 하는 부분에 한하여 쓰는 것을 표준으로 해야 한다.

② 철근의 간격이 너무 좁으면 콘크리트의 타설이 어려워지게 되며, 반대로 철근의 간격이 너무 넓으면 열차하중이 집중되어 작용하는 경우에 바닥판에 나쁜 영향이 생기는 것을 고려하여 철근 중심간격의 최댓값 및 최솟값을 규정해야 한다. 따라서, 철근의 중심간격은 최소 100 mm이상 최소 300 mm 이하로 해야 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 인장 주철근의 중심간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.

③ 철근콘크리트 연속판에서 바닥판 지간방향의 철근을 구부리는 경우에 그림 4.8-8에 있는 것과 같이 복부 앞면에서 $l/6$되는 단면에서 구부린다. 다만, 철근을 휘어 올리는 위치에서의 정모멘트는 지간 중앙부에서의 휨모멘트의 80% 정도이고 또 휘어 올리는 위치에서의 부모멘트는 지점위의 휨모멘트의 50% 정도 되기 때문에 바닥판 지간 중앙부 철근량의 80% 이상 및 복부 앞면 철근량의 50% 이상은 각각 구부리지 않고 연속하여 배치해야 한다. 여기서, l은 지지보의 중심간격이다.

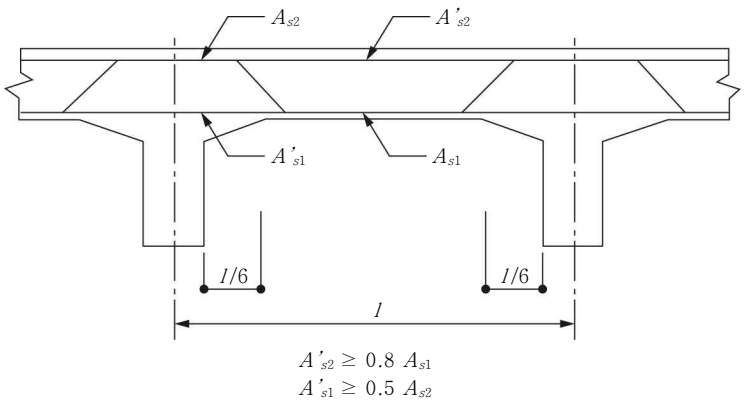


그림 4.8−8 바닥판 지간방향 철근의 절곡 위치 및 배근

④ 슬래브 끝의 단순지지부에서의 받침부 밖으로 약간 내민 부분 혹은 횡방향보와 강결된 슬래브단부분 등에 부모멘트가 발생할 수 있으므로 이들 부모멘트에 대한 철근을 배치해야 한다.

⑤ 사교의 받침부 부근에서는 사각의 영향을 받으므로 바닥판 지간방향의 철근은 받침선 방향으로 배치하는 것으로 해야 한다.

(3) PS강재의 배치

① 바닥판에 프리스트레스가 균일하게 도입되지 않으면 프리스트레스에 의하여 2차적인 휨모멘트 및 전단력이 생겨 복잡한 응력상태가 된다. 따라서 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 PS강재는 바닥판에 프리스트레스가 균일하게 도입될 수 있도록 배치해야 한다.

② 프리스트레스는 PS강재의 정착장치로부터 바닥판에 분포되기 때문에 PS강재의 배치간격은 정착장치의 크기, 프리스트레스 힘의 분포폭 등을 고려하여 설계단면에서 프리스트레스가 과대 또는 과소가 되지 않도록 결정해야 한다.

③ 사교의 받침부 부근에서 바닥판 지간방향의 PS강재는 받침선 방향으로 배치하는 것으로 해야 한다.

(4) 캔틸레버판 단부 및 가로보 위의 바닥판

① 유한요소 해석 등에 의하면 캔틸레버판의 단부는 바닥판의 연속성이 없기 때문에 활하중에 의한 설계 휨모멘트가 4.8.5의 규정에 의한 값의 2배 정도가 된다. 따라서, 캔틸레버판 단부에 작용하는 설계 휨모멘트는 $M_d + 2M_l$로 해야 한다. 다만 철근콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 한편, 캔틸레버판의 단부에 강성이 있는 브래킷을 두는 경우에는 지지보와 브래킷으로 지지되는 바닥판으로 설계해도 된다.

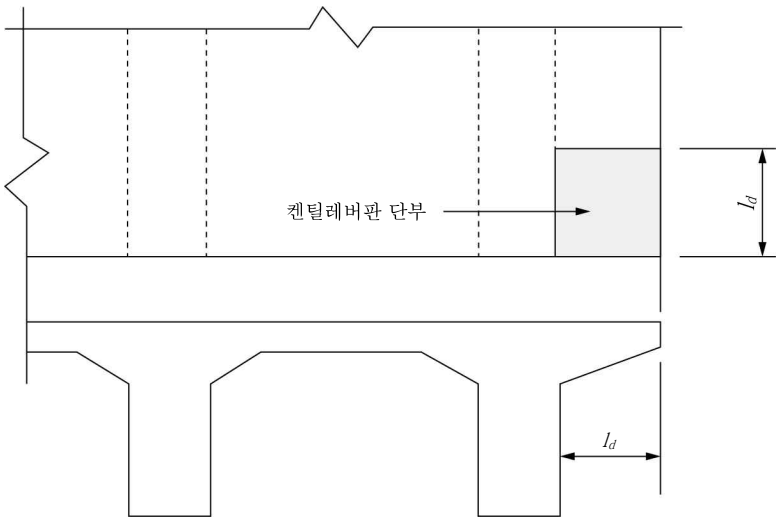


그림 4.8－9 캔틸레버판의 단부

② 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각이고, 가로보로 지지되는 바닥판의 설계는 다음과 같이 해야 한다.

가. 콘크리트보로 지지되는 바닥판은 일반적으로 단부의 가로보 및 중간 가로보로 지지되기 때문에 가로보에 가로보의 직각 방향으로 부모멘트가 생긴다. 4변이 고정된 판의 해석결과에 따르면 바닥판 지간에 직각인 방향에 생기는 휨모멘트와 같은 크기의 부모멘트가 가로보에 직각인 방향으로 가로보에 생긴다. 따라서 4.8.5의 규정에 따라 바닥판 지간에 직각인 방향으로 생기는 휨모멘트를 써서 가로보에 직각인 방향으로 생기는 모멘트에 대하여 가로보를 설계해야 한다.

나. 가로보의 윗부분에 바닥판 지간에 직각으로 생기는 휨모멘트의 분포는 바닥판 지간의 1/6 정도 되는 위치까지 급격하게 감소해야 한다. 따라서 설계휨모멘트에 대하여 가로보의 위쪽에 배치하는 강재는 가로보의 옆면부터 바닥판 지간의 1/6 이상 또는 500 mm 이상의 범위에 배치하여 정착시킨다.

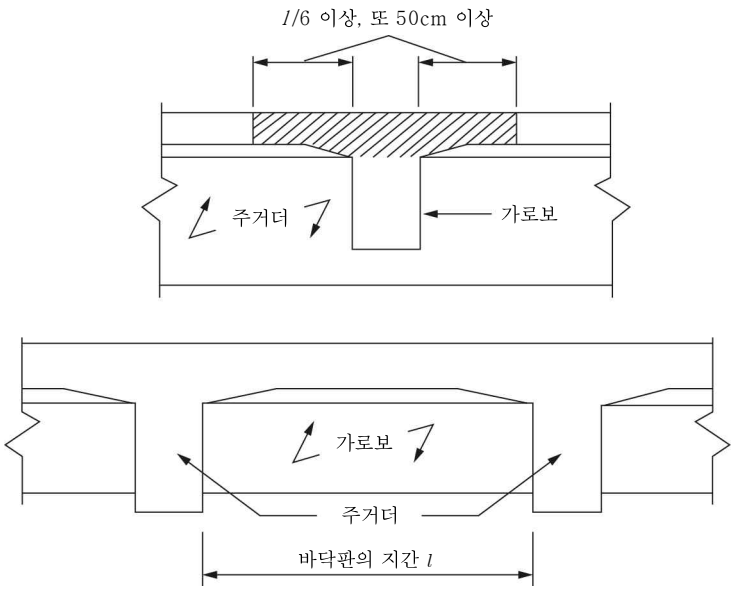


그림 4.8−10 가로보 위에 있는 바닥판에서 상부강재의 배치 범위

(5) 곡선궤도를 지지하는 직각거더

① 곡선궤도를 지지하는 슬래브교, T형거더교, 박스거더교, 합성거더교 등 직각교의 설계시 각각의 적용기준 외에 다음 사항을 따라야 한다.

② 지간 중앙에서의 교축선이 곡선궤도 중심선의 내측으로 이동되는 거리는, 거더의 지간을 현으로 하는 곡선궤도 중심선이 만드는 원호와 현 사이의 최대거리 C는 단선의 경우 d/6, 복선의 경우 d/2을 표준으로 한다.

③ 궤도중심의 위치를 ②에 따르지 않을 경우에는 교량구조중심선과 궤도 중심선의 편기에 대한 영향을 차륜축배치를 고려하여 검토해야 한다.

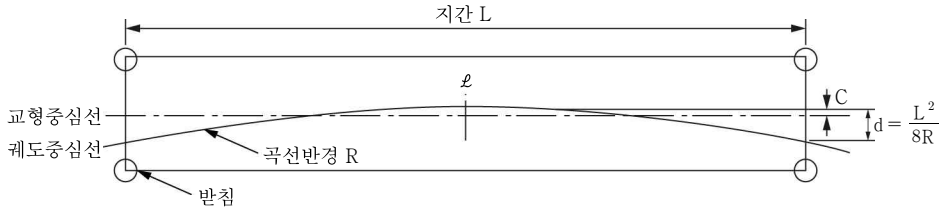


그림 4.8−11 곡선 궤도를 지지하는 직각교형의 배치

4.9 슬래브교

4.9.1 일반내용

(1) 4.9는 마주보는 2변이 자유단이고, 다른 2변이 지지된 판구조, 캔틸레버판이 있는 슬래브, 직각 및 경사 슬래브교, 속빈 슬래브교 및 여러 가지 지지조건을 갖는 슬래브형태의 판구조 철도교 설계에 적용된다.

(2) 기호

A_s : 지간중앙의 경사단위폭(1m)당의 정철근단면적(mm^2)

B : 슬래브의 전폭(m)

b : 환산복부폭(mm)

d_1 : 속빈 부분과 슬래브측면의 최소폭(mm)

d_2 : 속빈 부분간의 최소폭(mm)

h_0 : 슬래브의 두께(mm)

h_1 : 속빈부분상의 최소두께(mm)

$K \cdot A_s$: 받침부의 둔각부에 배치하는 경사단위폭(1m)당의 철근량으로, K의 값은 그림 4.9-9에서 구해야 한다(mm^2).

l : 슬래브교의 지간(m)

l_n : 받침의 중심간격(m)

l_s : 사각지간(사각)(m)

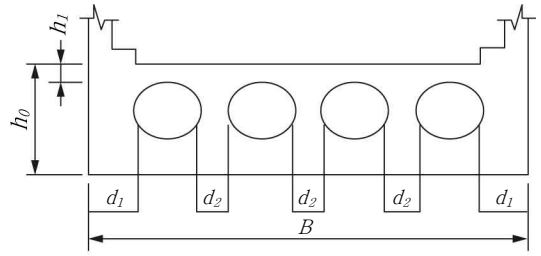
4.9.2 설계일반

(1) 슬래브교의 단면력을 계산할 때에는 제8장에서 제시된 궤도상의 열차하중을 고려하여, 이 중 최대의 단면력으로 설계해야 한다.

(2) 슬래브교를 설계할 때에는 난간에 작용하는 축방향력 등을 고려해야 한다.

(3) 선형 또는 그와 근사한 모양으로 지지된 속 빈 슬래브교를 제외한 슬래브교는 반력이 받침선상에 분포되어 작용하므로 일반적으로 전단력에 대해 안전하기 때문에 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

(4) 속 빈 슬래브교의 전단력을 검토할 때에는 비지 않은 부분의 폭의 총합과 같은 복부폭을 갖는 그림 4.9-1의 가상 T형보의 단면으로 보아도 좋다. 그림 4.9-1의 가상 T형단면은 전단응력검토에만 사용할 수 있고, 이 단면에 발생하는 전단력의 크기는 4.9.3에서 제시하는 해석방법에 의하여 결정한다.



(a) 속빈 슬래브교의 단면형상

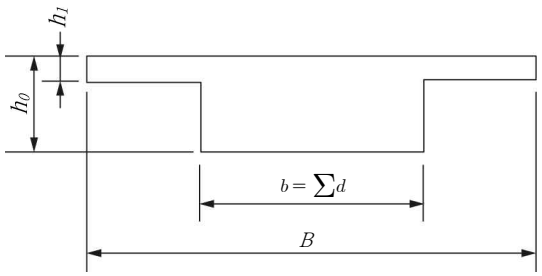


그림 4.9−1 속 빈 슬래브교의 가상 T형단면

4.9.3 구조해석

(1) 일반내용

① 슬래브교의 해석은 받침부의 조건 및 사각 등을 고려하여 판 이론에 따라 수행해야 하며, 보 이론에 의한 해석은 할 수 없다. 그러나 연속 슬래브교, 라멘 슬래브교 등과 같이 지지조건이 복잡한 경우 혹은 곡선교와 사교와 같은 경우에는 격자이론과 유한요소법 등에 의하여 해석하여도 좋다.

② 속 빈 슬래브교의 경우 이방성판으로 단면력을 계산하는 것이 바람직 하지만, 4.9.4(1)에 규정된 최소치수 규정을 만족하는 속 빈 슬래브교의 경우에는 등방성판으로 보고 단면력을 계산하여도 좋다. 또, 프리캐스트보를 나란히 놓은 슬래브교에서 보의 직각방향으로 프리스트레스를 도입하여 필요한 강성을 갖도록 설계한 경우에는 등방성판으로 보고 단면력을 계산하여도 좋다.

③ 마주보는 2변이 선형 또는 선형과 근사한 형태로 단순지지되고, 등방성판으로 생각할 수 있으며 캔틸레버 부분이 없는 슬래브교는 4.9.3(2)의 규정에 따라 휨모멘트를 계산하여도 좋다.

④ 캔틸레버판이 있는 슬래브교의 구조해석은 켄틸레버 슬래브에 작용하는 하중 및 강성의 영향을 고려하여 수행해야 한다. 단, 캔틸레버 부분의 설계는 4.8의 규정에 따라 설계해야

한다.

⑤지점반력 및 받침선 방향의 단면력은 받침의 배치 및 사각의 영향을 고려하여 계산해야 한다.

(2) 슬래브판의 지간 및 설계휨모멘트

①슬래브교의 설계휨모멘트의 계산은 4.8.5의 규정에 따라야 한다.

②고정하중에 의한 휨모멘트는 하중이 슬래브의 전면적에 고르게 분포되어 있는 것으로 보고 계산하여도 된다. 단, 피복두께, 난간 등 편재하중의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 재하위치의 영향을 고려하여 휨모멘트를 계산해야 한다. 고정하중에 의한 지간 직각방향의 휨모멘트는 근사적으로 지간방향의 휨모멘트에 식 (4.9-1)의 값을 곱하여 계산해도 좋다.

$$l/B < 0.7 : \beta = 1/6$$

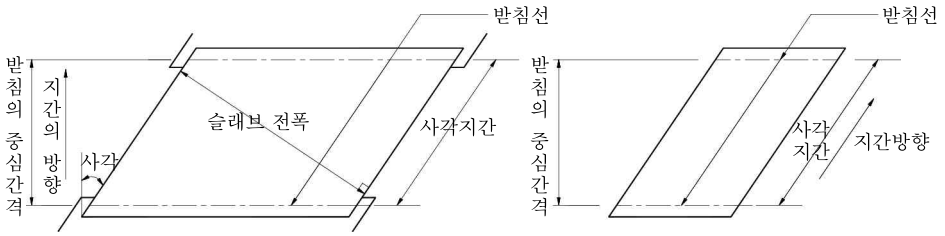
$$0.7 \le L/b < 2.0 : \beta = -0.074(l/B) + 0.22 \qquad (4.9\text{-}1)$$

사각이 30°이상인 경우 β=1/6로 하는 것이 좋다.

③4.9.3 (1)④, ⑤의 규정에 따라 단면력을 계산하는 경우, 슬래브교의 지간은 직슬래브교에 있어서는 받침중심간격인 l_n으로, 사각 45° 이하의 경사슬래브교에 있어서는 식 (4.9-2)에 따라 각각 결정하도록 한다.

$$l = l_s \, (l_s/B \ge 1.5)$$

$$l = (l_s + l_n)/2 \quad (l_s/B < 1.5) \qquad (4.9\text{-}2)$$



(a) $l_s/B < 1.5$인 경우 (b) $l_s/B \ge 1.5$인 경우

그림 4.9.2 사각슬래브교의 지간방향

4.9.4 구조상세

(1) 슬래브교의 판두께의 최소치수는 250 mm로 해야 한다.

(2) 헌치 부분에서의 슬래브의 유효높이

슬래브의 단면을 계산할 때 헌치부분에서의 유효높이 d는 헌치의 1 : 3 보다 완만한 경사부분만을 유효한 것으로 가정해야 한다.(그림 4.9-3 참조)

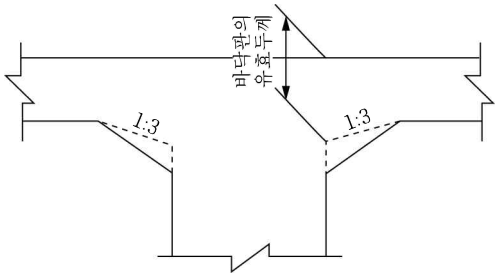


그림 4.9－3 헌치부분의 슬래브의 유효높이

(3) 현장치기 콘크리트로 시공되는 속 빈 슬래브교의 최소치수는 그림 4.9-4에 따른다. 프리캐스트보를 나란히 놓은 속빈 슬래브교의 경우에는 시공성 등을 고려하여 별도의 최소치수를 정하는 것이 좋다. 또한, 원형구멍의 지름이 1,200 mm를 넘는 경우에도 별도의 최소치수를 정하는 것이 좋다. 그 외에도 속빈 슬래브교에서 빈 부분의 형상이 원형이 아니면 10.12과 10.15의 규정을 참고하여 단면의 최소치수를 별도로 정하는 것이 바람직하다. 지점부 중복단면의 범위는 교좌장치끝단으로부터 $Hcot45^\circ$ 이상 확보해야 한다.

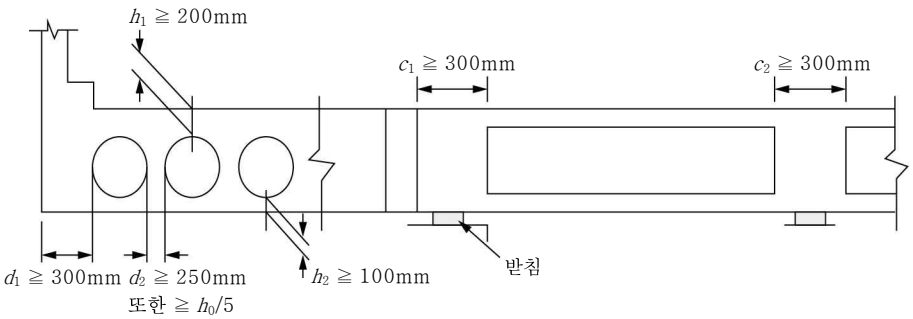


그림 4.9－4 속 빈 슬래브교 단면의 최소치수

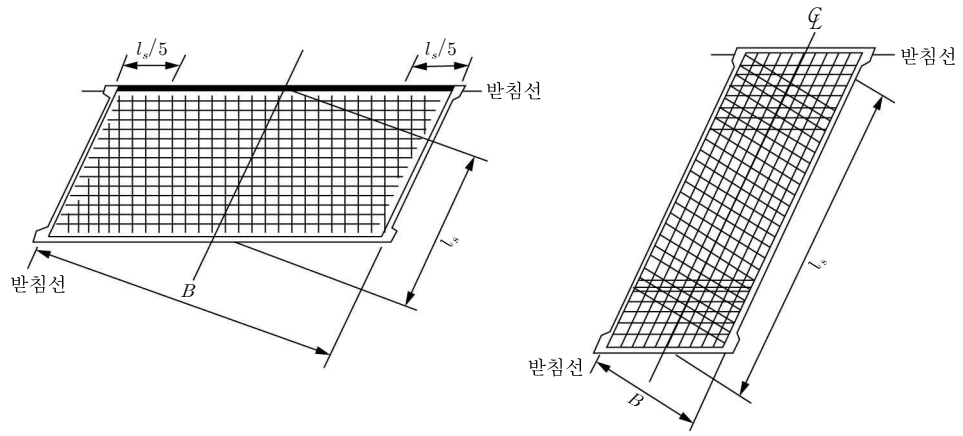
(4) 철근의 배근은 다음의 규정에 따라야 한다.

① 지간방향으로 배치되는 인장 주철근은 D13이상, 철근의 중심간격은 200 mm이하로 해야 한다.

② 슬래브 위쪽 및 아래쪽에는 지간방향 및 지간 직각방향으로 D13이상의 철근을 각각 300 mm 이하의 중심간격으로 배치해야 한다. 특히, 속빈 슬래브교의 경우에는 슬래브 아래쪽에 균열 발생의 가능성이 크고, 콘크리트치기의 작업성 등이 좋지 않으므로 지름이 가는 철근으로 배근하고, 균열억제를 위한 가외의 철근을 고려해야 한다. 한편, 속빈 슬래브교의 지간방향의 철근은 격벽부의 하부에 집중배근하는 것이 구조적으로 유리함으로 시공성 등을 감안하여 적절히 배근해야 한다.

③ 경사슬래브교에 대하여는 그림 4.9-5(a) 및 그림 4.9-5(b)에 보인 것과 같이 배근하는 것을 원칙으로 한다. 그림에서 경사지간 방향에 철근을 배치하는 범위는 받침선 직각방향보다 경사지간 방향으로 인장응력이 더 큰 범위로 하면 된다. 이 범위는 사각지간 l_s를 슬래브의 전폭으로 나눈 값 l_s/B가 1.5 이상인 경우에는 슬래브 전폭, l_s/B가 1.5 미만인 경우에는 자

유단에서 $l_s/5$만큼 떨어진 위치까지를 범위로 한다.



(a) $l_s/B < 1.5$인 경우 (a) $l_s/B \geqq 1.5$인 경우

여기서, l_s : 사각지간(mm), B : 슬래브 전폭(mm)

그림 4.9－5 사각슬래브교의 철근 배치

④캔틸레버 슬래브 부분은 온도차 혹은 건조수축에 대비하여 캔틸레버 슬래브의 위쪽 및 아래쪽에 가외철근을 배치하는 것으로 한다. 단, 연속슬래브교의 중간 받침점부에는 캔틸레버 슬래브 부분이 어느 정도 본 슬래브와 일체가 되어 부모멘트에 저항하기 때문에 캔틸레버 슬래브의 위쪽에 단위폭(1 m)당 환산 인장 주철근의 1/2 이상의 철근을 배치하는 것이 좋다.

(5) PS강재의 배치는 다음 규정에 따르는 것으로 한다.

① 경간방향의 PS강재는 단면의 단위폭(1 m)당 프리스트레스 및 편심량이 같도록 배치하는 것이 바람직하다. 만일 프리스트레스 힘과 편심량이 단면내의 위치에 따라 다르게 되는 경우에는 단면력의 계산에 있어서 그 영향을 고려해야 한다.

② 지간 직각방향으로 PS강재를 배치할 때에 프리스트레스 힘의 합력이 작용하는 위치와 단면의 도심이 일치하도록 배치하는 것이 바람직하다. 만일 이들이 일치하지 않으면 슬래브에 변형이 생기고 받침반력이 불균일하게 되고 2차적인 휨모멘트 및 전단력이 생기기 때문에 주의해야 한다.

③ 경사슬래브교에 있어서 경사지간 방향에 PS강재를 배치하면, 그림 4.9-6에 보인 것과 같이 슬래브의 연단을 따라 프리스트레스 힘이 작용하고 평면 내에 전단력이 생기기 때문에 주의를 할 필요가 있다. 그런데, 사각이 0°부터 25°까지는 그 영향이 작기 때문에 사각을 따라 프리스트레스를 도입하여도 좋다.

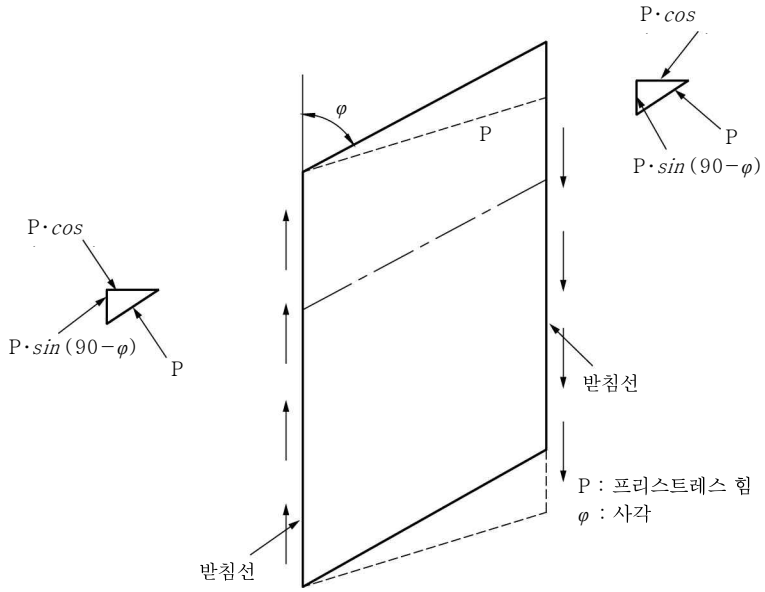


그림 4.9−6 프리스트레스 힘의 분포에 따른 슬래브의 변형

(6) 받침점 부근의 보강

① 슬래브 단부 등의 받침부에 받침선 방향으로 온도변화 및 콘크리트 건조수축에 의하여 생기는 인장응력에 대하여 가외철근을 배치하든가 PS강재를 배치하고 프리스트레스를 도입해야 한다.(그림 4.9-6, 그림 4.9-7 참조) 이 경우 가외철근은 D13이상, 중심간격 200 mm 이하로 배치하는 것이 좋다.

② 받침선보다 뒤에 있는 슬래브의 단부는 캔틸레버 슬래브이기 때문에 그 부분에 활하중이 재하된 경우에 생기는 휨모멘트에 저항하는데 필요한 철근을 지름 13 mm 이상, 중심간격 200 mm 이하로 배치하는 것으로 해야 한다.

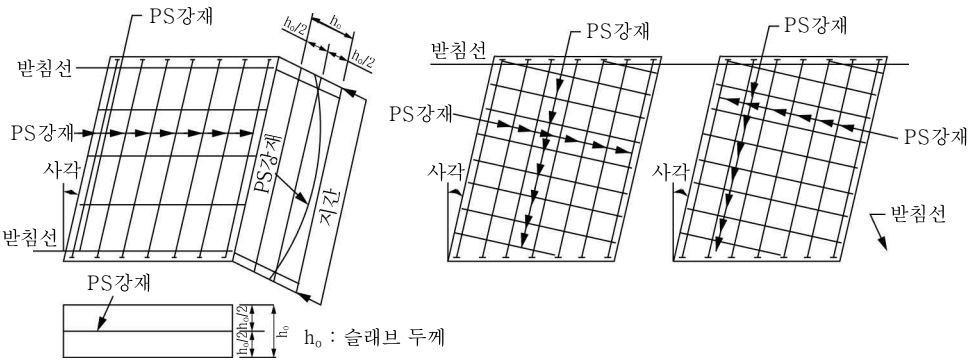


그림 4.9−7 사각슬래브교 PS강재의 배치

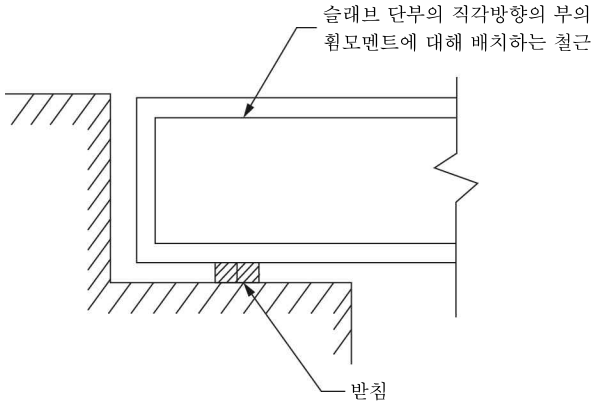
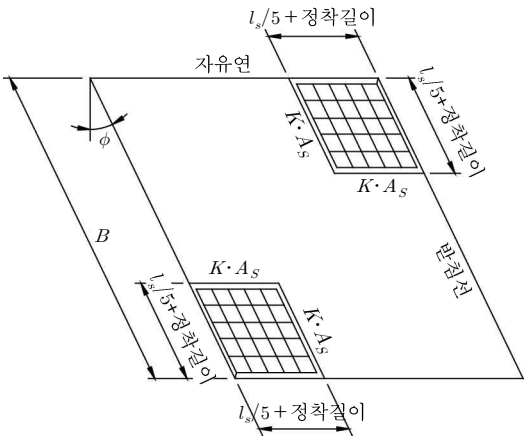


그림 4.9－8 슬래브 단부에서의 지간방향의 철근 배치

③ 경사슬래브교의 둔각부 슬래브 위쪽에는 부모멘트에 대하여 그림 4.9-9에 보인 것과 같이 경사지간 방향 및 받침선 방향으로 가외철근을 배치해야 한다. 따라서, 프리스트레스트 콘크리트 슬래브교에 있어서는 그 부분에 작용하는 프리스트레스의 효과를 고려하여 철근량을 감소시킬 수 있다. 사각이 45° 이하이고, 선형 또는 선형과 근사한 형상으로 지지된 경사슬래브교에 가외철근을 경사슬래브교의 변, 받침부 또는 받침에 평행하게 2방향으로 배치하는 경우의 각 방향의 단위폭(1m)당 가외철근량은 지간중앙부의 경사단위폭(1 m)당의 정철근량에 사각의 크기에 따른 계수 K(그림 4.9-10 참조)를 곱하여 계산하는 것으로 한다. 이러한 경우 둔각부 슬래브의 위쪽에 배치되는 철근은 가외철근의 일부로 보아도 좋다. 가외철근의 배치 범위는 경사지간의 1/5되는 지점에 정착길이를 더한 범위로 하는 것이 좋다. 또, 프리텐션부재에서는 받침선 방향으로 PSC부재를 배치하는 것보다 부모멘트에 대하여 저항할 수 있도록 하는 것이 좋다.



여기서,

A_S : 지간 중앙의 경사단위폭(1m) 당의 정철근 단면적(mm2)

$K \cdot A_S$: 받침부의 둔각부에 배치하는 경사단위폭(1m) 당의 철근량으로, K의 값은 <그림 4.9.10>에서 구한다.(mm2)

B : 슬래브 전폭(m)

l_s : 사각 지간(m)

ϕ : 사각

그림 4.9－9 받침부 둔각부의 부모멘트에 대한 가외철근 및 배치 범위

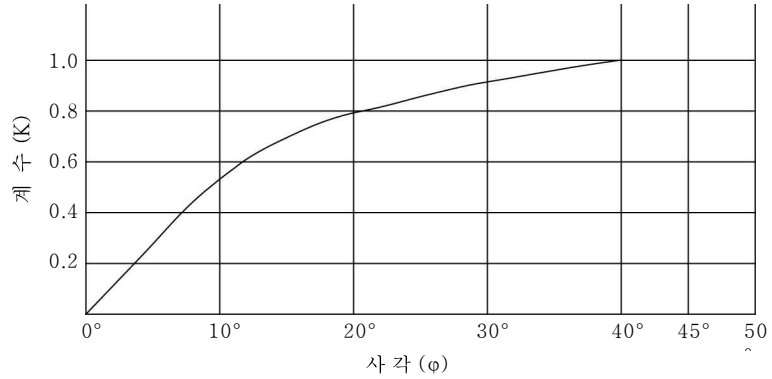


그림 4.9−10 계수 K값

④ 경사슬래브교의 둔각부 슬래브 아래쪽에는 받침부 반력에 대하여 D13 이상의 가외철근을 200 mm 이하의 중심간격으로 배치해야 한다. 둔각부 받침 부근에 생기는 지압응력은 받침부의 평균 지압력(전체반력을 전체받침 면적으로 나눈 것)보다 크게 된다. 이 지압응력에 대하여 그림 4.9-11에 보인 범위의 슬래브 아래쪽에 가외철근을 배치해야 한다.

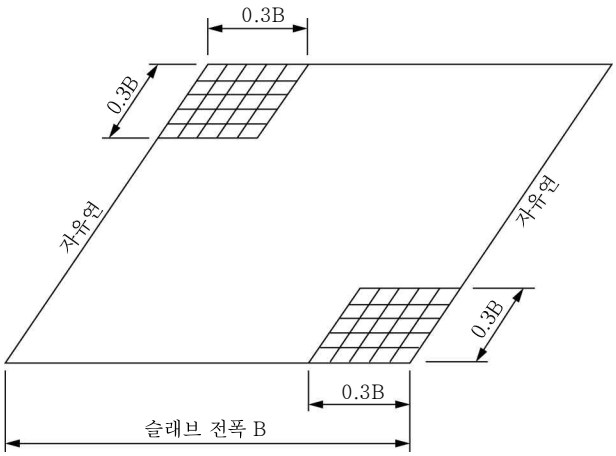


그림 4.9−11 둔각부 슬래브 아래 쪽의 가외철근

4.10 T형교

4.10.1 일반내용

(1) 이 절은 단면이 T형인 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트 주거더로 구성되고, 가로보에 의하여 하중이 분배되는 형식의 철도교량에 적용된다. T형의 주거더로 구성된 연속거더교, 라멘교 및 프리캐스트보와 현장치기 콘크리트 슬래브가 일체로 된 합성거더교의 설계에 관하여는 각각 4.11, 4.12 및 4.13의 규정에 따르는 것으로 한다.

(2) 기호

α, β= 주거더의 단면력 계산시 거더의 형태에 따라 곱하는 계수 (표 4.10-1 참조)

b= 바닥판의 현장타설 부분의 폭

4.10.2 설계일반

(1) T형거더교는 주거더의 부등처짐이나 비틀림변형이 바닥판, 받침의 구조에 나쁜 영향을 줄 수 있으므로 주거더 직각방향의 강성을 높이기 위하여 가로보를 두어야 한다. 사각이 45° 이상인 경우에는 가로보를 주거더의 직각방향으로 두지만 이때 비틀림변형에 대한 충분한 검토를 해야 하며, 사각이 45° 미만인 경우에는 가로보를 받침선에 평행하게 설치해도 좋다.

(2) 중간 가로보의 설치는 1경간에 1개소 이상 또는 15 m이하의 간격으로 설치해야 한다.

4.10.3 구조해석

(1) 거더의 단면력은 격자 구조이론에 의하여 계산해야 한다. 다만 직교로서 바닥판의 지간이 짧고 판구조로 볼 수 있을 때에는 직교이방성 판이론에 따라 단면력을 계산하여도 된다. 한편, 보도가 양측에 설치된 경우 캔틸레버 슬래브의 내민길이가 주거더 간격의 1/2 이하인 경우, 그리고 4.10.2(1) 및 (2)의 규정에 따라 가로보가 설치된 경우에는 다음의 방법에 따라 주거더의 단면력을 계산하여도 좋다. 고정하중은 전체 고정하중에 의한 단면력을 주거더의 개수로 나눈 값을 주거더의 단면력으로 해야 한다. 열차하중은 바닥판의 폭에 주재하하중을 만재시켜서 구한 단면력을 주거더의 개수로 나눈 값으로 하는데 이형(耳형) 계수 α, 그 밖의 형태의 거더에는 β를 곱하여 주거더의 단면력으로 하여도 좋다.(표 4.10-1 참조)

표 4.10−1 계수 α 및 β의 값

바닥판의 폭(m)	α	β
5.5 m 이상	1.1	0.95
5.5 m 미만	1.0	1.0

(2) 격자구조이론에 의하여 단면력을 계산할 때에는 주거더 및 가로보의 비틀림강성을 무시하여도 좋다. 그러나 사각이 30° 이상인 사교의 경우에는 비틀림의 영향이 크게 나타나므로 비틀림강성을 고려한 격자구조이론에 의하여 해석을 수행하고 비틀림에 대하여 검토를 해야 한다. 또, 단면력을 계산할 때에 가로보 플랜지의 유효폭은 전단면이 유효한 것으로 보며, 응력계산을 할 때에 가로보 플랜지의 유효폭은 시방서의 플랜지 유효폭에 대한 별도규정에 따라야 한다.

4.10.4 구조상세

(1) 가로보의 보강은 프리스트레스트 콘크리트 T형거더교의 경우는 PS강재를 배치하여 횡방향으로 연결하고, 철근콘크리트 T형거더교의 경우는 축방향철근을 배치해야 한다.

① 프리스트레스트 콘크리트 T형거더교

가. 프리스트레스트 주거더를 횡방향으로 일체가 되도록 하는 것이므로 가로보의 보강은 횡방향으로 해야 한다. 사교에서 프리스트레스트 주거더와 가로보가 이루는 각도가

90°부터 55°까지의 범위에는 주거더와 가로보의 이음면에 칩핑(chipping) 등의 처리를 해야 하고, 그 각도가 55°에서 45°까지인 경우에는 이음면을 가로보의 축선에 직각이 되게 또는 적절한 방법의 맞물림을 두어야 한다.

나. 횡방향으로 연결하는 PS강재를 정착하는 경우에는 주거더에 홈 또는 돌기를 두고 정착면을 PS강재에 대하여 수직으로 두어야 한다. 다만 PS강재와 정착면이 이루는 각도가 70°를 넘는 경우에는 정착장치의 미끄럼 등에 대하여 안전성을 확인한 뒤에 이형 앵커플레이트 등을 사용하는 것이 좋다.

② 철근콘크리트 T형거더교

가. 직선교에서 주거더의 간격이 2 m 정도 이하가 되는 철근콘크리트 T형 거더교의 가로보에 배치되는 철근은 표 4.10-2에 보인 철근량을 그림 4.10-1에 보인 것과 같이 배치하는 것이 좋다.

표 4.10−2 가로보의 인장 철근량

고속철도교량의 폭 (m)	철근 지름 (mm)	철근의 개수
7 m 미만	25	2
7 m 이상 9 m 미만	25	3
9 m 이상 12 m 이하	25	4

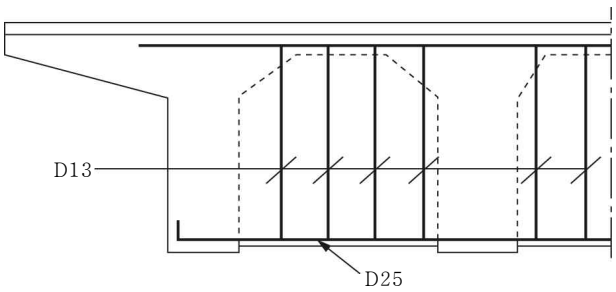
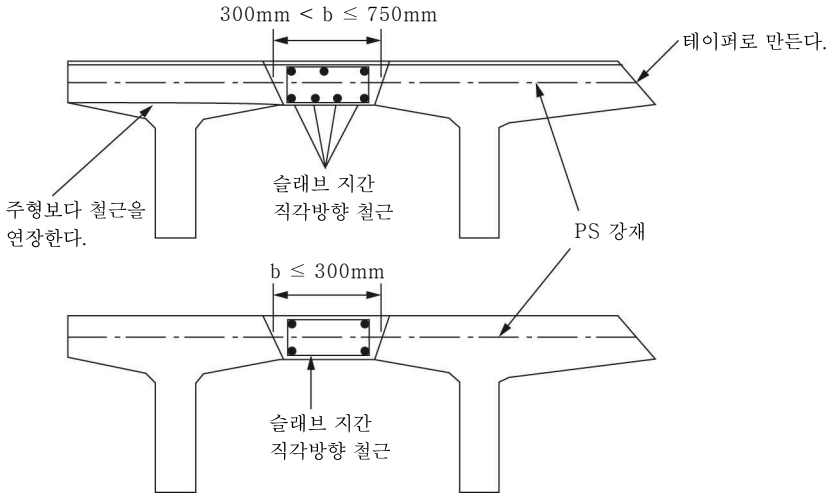


그림 4.10−1 가로보의 배근(철근콘크리트 T형거더교)

나. 주거더 간격이 2 m를 넘는 경우, 또는 사교, 곡선교 등의 특수한 경우에 있어 T형거더교의 가로보에 배치하는 철근량은 표 4.10-2에 따르지 않고 격자구조이론에 따라 단면력을 계산해야 한다.

(2) 프리스트레스트 콘크리트 T형거더교의 바닥판에는 횡방향 PS강재를 두어야 한다. 한편, 현장치기로 시공되는 바닥판의 폭은 일반적으로 750 mm 이하이며, 프리캐스트보의 플랜지로부터 겹침이음길이 이상 내민철근에 의하여 결합하는 것이 좋다. 그러나, 횡방향으로 연결되는 PS강재가 배치된 바닥판이 현장치기로 시공될 때 그 폭이 300 mm 이하인 경우 철근을 내밀지 않아도 좋다.

(3) 바닥판을 현장치기로 시공할 경우 그 폭은 750 mm 이하로 해야 한다.



여기서, b : 바닥판의 현장치기 부분의 폭

그림 4.10－2 바닥판을 현장치기하는 경우의 구조상세

4.11 연속형교

4.11.1 일반내용

(1) 4.11은 받침부에 의해 지지되는 2경간 이상 연속된 철도교의 설계에 적용해야 한다. 또한, 이 절은 프리캐스트 단순 T형거더나 I형거더를 가설한 후, 중간지점 가로보를 현장에서 쳐서 철근콘크리트 구조로서 연결이 되는 중간지점상에 2점 받침부를 갖는 연속거더교, 또한 프리캐스트 단순거더를 가설한 후, 바닥판과 중간지점 가로보를 현장에서 쳐서 프리스트레스트 구조로서 연결이 되는 중간지점상에 1점 받침부를 갖는 연속거더교에 대해서도 적용해야 한다. 다만, 구조해석에 있어서는 단순거더이나 신축이음부를 콘크리트 바닥판으로 연결하는 형식의 철도교에 대해서는 이 절은 적용되지 않는다.

(2) 4.11에 규정하지 않은 사항에 대해서는 4.9, 4.10, 4.13 등의 각 규정을 적용해야 한다.

(3) 기호

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상분포폭(mm) 혹은 식 (4.11-1)의 거더의 간격(mm)으로서 주거더의 간격이 지간의 1/10보다 큰 경우는 지간의 1/10의 값을 취해야 한다.

b : 거더의 위 플랜지폭(mm)

M : 중간지점상의 휨모멘트($kN \cdot m$)

M_1 : 중간지점상의 설계휨모멘트($kN \cdot m$)

N_{TS} : 거더와 바닥판의 온도차나 건조수축차로 인해 거더와 바닥판의 결합면에 발생하는 축방향력(kN)

R : 중간지점상의 반력(kN)

w : R/a (kN/mm)

4.11.2 구조해석

(1) 복수의 고정받침부를 갖는 연속거더교에서는 온도변화, 건조수축, 프리스트레스 힘 등에 의한 변형이 구속됨에 따라 부정정력이 발생한다. 따라서 교각을 포함한 모델을 설정하여 구조해석을 수행해야 한다. 프리캐스트 거더를 지점에서 연결하는 방식의 연속거더교에서는 연결 전에 작용하는 하중에 대해서는 단순거더, 연결 후에 작용하는 하중에 대해서는 연속격자로 보고 구조해석을 수행하는 것이 좋다. 즉 연속거더교의 구조 해석은 시공방법 및 받침부 조건 등을 고려하여 수행해야 하지만, 다음 형식의 연속거더교에 대해 하중분배작용의 영향을 근사적으로 구할 때는 다음의 근사해법에 따라도 좋다.

① 연속보를 각각의 지간 고정하중휨모멘트가 0이 되는 2점간 거리를 지간으로 한 단순보로 치환해야 한다. 이 경우의 지간은 그림 4.11-1에서와 같은 가상지간을 써도 좋다.

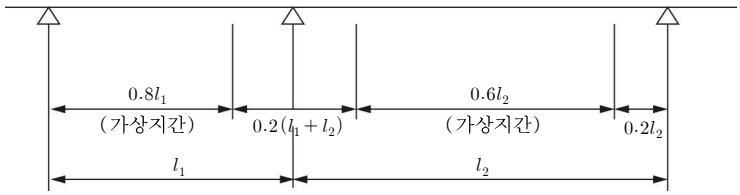


그림 4.11−1 연속슬래브교의 가상지간

② 각각의 단순보의 하중분배계수를 계산해야 한다.

③ 연속보를 1개의 보로 하여, 보이론에 의하여 단면력을 계산하고 이 하중분배계수를 곱해서 각각의 보의 설계단면력을 계산해야 한다.

④ 중간지점부의 단면력에 대해서는, 그 지점의 양쪽 지간의 하중분배계수의 평균값을 하중분배계수로 하여 위와 같이 각각의 보의 설계단면력을 계산해야 한다.

(2) 교축 직각방향의 지진의 영향 및 풍하중에 대한 구조해석은 교각의 휨강성을 고려하여 행해야 한다. 교각의 휨강성 평가방법으로는 그림 4.11-2에서와 같이 등가스프링 받침부로 치환하는 방법 등이 있다.

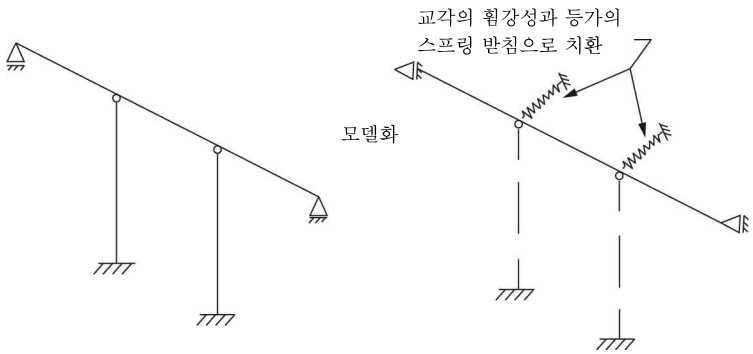


그림 4.11−2 교축 직각방향의 검토 모델의 예

4.11.3 중간지점상의 설계휨모멘트

(1) 연속거더교의 중간지점상의 휨모멘트는 보 이론으로는 지점상에서 뾰족한 분포로 나타나나 실제의 거더에서는 받침부폭, 거더의 높이, 가로보 등의 영향을 받아 그림 4.11-3에서와 같이 된다. 따라서 중간지점상의 설계휨모멘트는 식 (4.11-1)에 의하여 계산할 수 있다.

$$M_1 = M - \frac{wa^2}{8} \qquad (4.11\text{-}1)$$

다만, $M_1 \geq 0.9M$

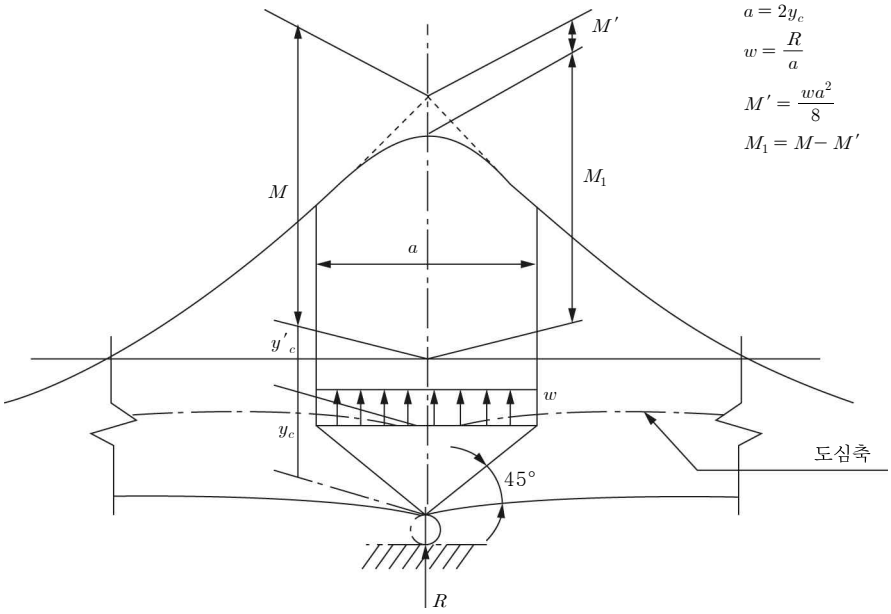


그림 4.11－3 중간지점상의 설계휨모멘트

(2) 한편, 거더의 아래 연단측에는 보 이론으로 계산한 경우 보다 큰 압축응력이 발생할 수 있으므로 이 부분에서는 4.11.5의 규정에 따라 가외철근을 배치할 필요가 있다. 또한 지점상에 가로보나 격벽이 있는 경우의 설계단면은 이를 무시한 단면으로 보는 것이 좋다.(그림 4.11-4 참조)

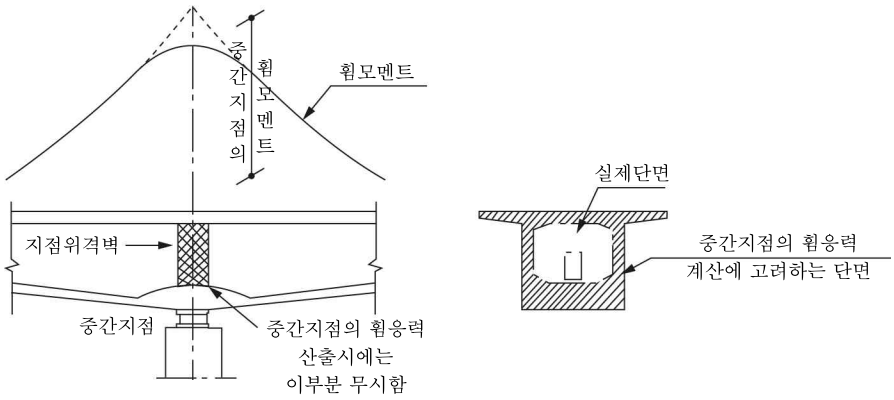
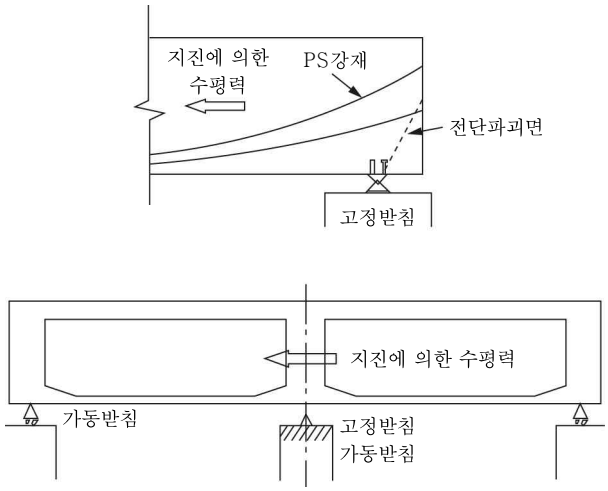


그림 4.11－4 중간지점의 휨모멘트에 대한 응력계산에 쓰이는 단면

4.11.4 고정받침부

(1) 연속거더교의 고정받침부는 그림 4.11-5에서 나타난 바와 같이 지진의 영향에 의한 수평반력이 거더에 작용하게 되므로 이로 인한 응력에 대해 철근이나 프리스트레스트에 의해 보강하여 설계해야 한다.



(a) 단지점을 고정받침부로 하는 (b) 중간교각에 고정받침부를 설치

그림 4.11−5 고정받침부에서의 수평반력

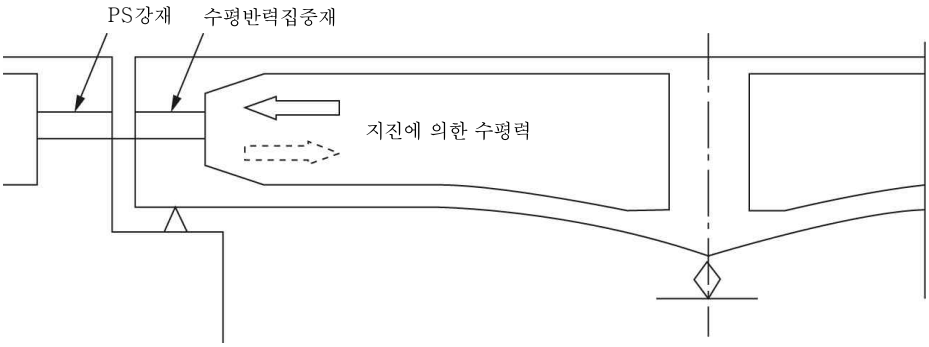


그림 4.11−6 단지점의 격벽으로부터 직접 교대에 수평반력을 전달하는 경우

4.11.5 구조상세

(1) 연속거더교의 중간지점 부근에서는 휨모멘트와 전단력이 모두 최대가 되는 단면이고, 또한 집중적인 받침반력을 받아 응력상태가 복잡하고, 거더 아래 측에는 보 이론으로 해석한 경우보다 큰 압축응력이 발생할 수 있다. 따라서 그림 4.11-7에서와 같이 복부와 거더 아래 측에 가외철근을 충분히 배치해야 한다.

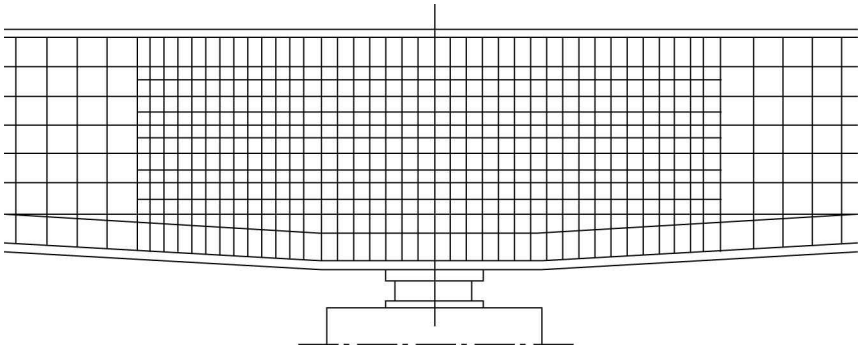


그림 4.11－7 가외철근 배치의 한 예

4.12 라멘교

4.12.1 일반내용

(1) 이 절은 거더 및 슬래브와 기둥이 일체로 강결(剛結)된 철도교량의 설계에 적용해야 한다. 이 절은 라멘교 고유의 사항에 대해 규정한 것으로, 슬래브교, T형거더교, 박스거더교 등의 단면 형상의 고유 사항에 대해서는 각각의 절의 규정에 따라야 한다.

(2) 라멘교의 기둥 및 벽에 대해서는 이 절에서 규정하고 있지 않는 사항들인 토압, 수압 및 지점 침하 등에 대해서도 추가로 검토해야 한다.

(3) 기호

A_s : 보강철근량(mm^2)

a : 스터럽 또는 띠철근의 간격(mm) 혹은 연직방향부재의 높이(mm)

b : 수평방향부재의 높이(mm)혹은 그림 4.12-7의 보의 폭 또는 기둥의 폭(mm)

D : 연직부대의 지름 그림 4.12-6 혹은 그림 4.12-7의 벽체 또는 기둥의 폭

D_1, D_2, D_3, D_4 : 라멘부재 절점부에서의 강역선정을 위한 접합부재의 제원(그림 4.12-3 참조)

H : 헌치부의 높이

h : 기둥의 폭

I : 라멘부재 절점부의 휨강성

I_a : 정착길이 혹은 기둥의 축방향 철근의 확대기초에서의 정착길이

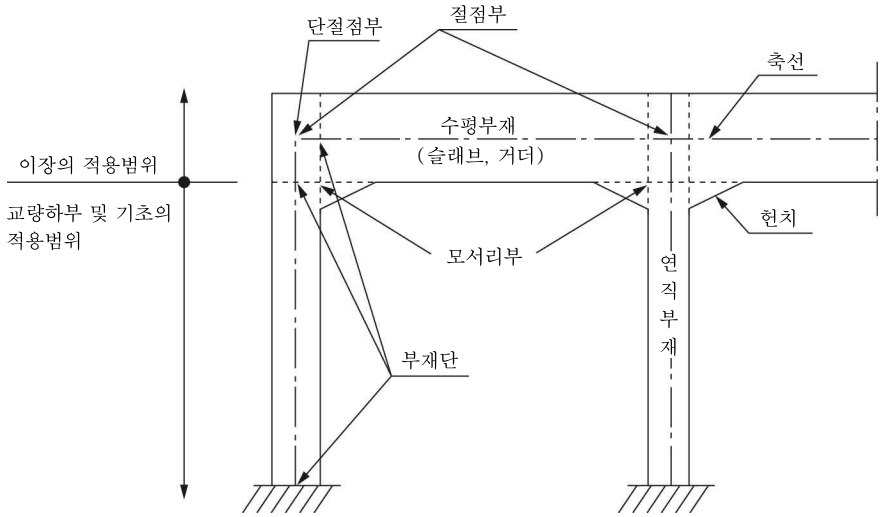
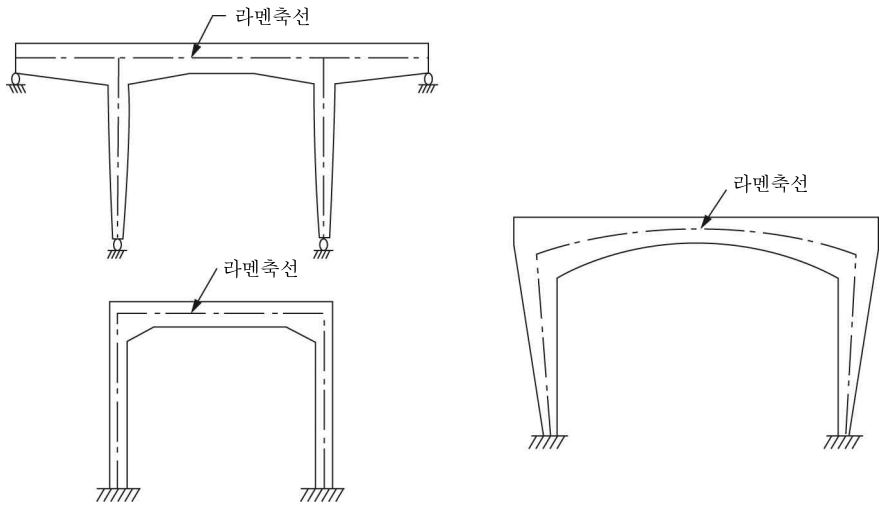


그림 4.12−1 라멘교 각부의 명칭

4.12.2 구조해석

(1) 단면력을 계산할 때의 라멘축선(軸線)은 그림 4.12-2(a)에서와 같이 부재단면의 도심축선에 일치시킨다. 그러나 그림 4.12-2(b)에서와 같이 수평부재와 연직부재의 길이의 비가 4정도 이상이거나 단면의 변화가 매우 심한 경우는 거더의 축선변화의 영향을 고려하여 단면력을 계산하는 것이 좋다.

(2) 기둥의 축선의 하단은 기둥이 기초구조와 일체로 강결된 경우에는 기초구조의 상면으로 하고, 힌지구조에 결합되어 있는 경우에는 힌지의 중심으로 해야 한다.



(a) 라멘축선의 변화를 무시해도 좋은 경우

(b) 라멘축선의 변화를 무시할 수

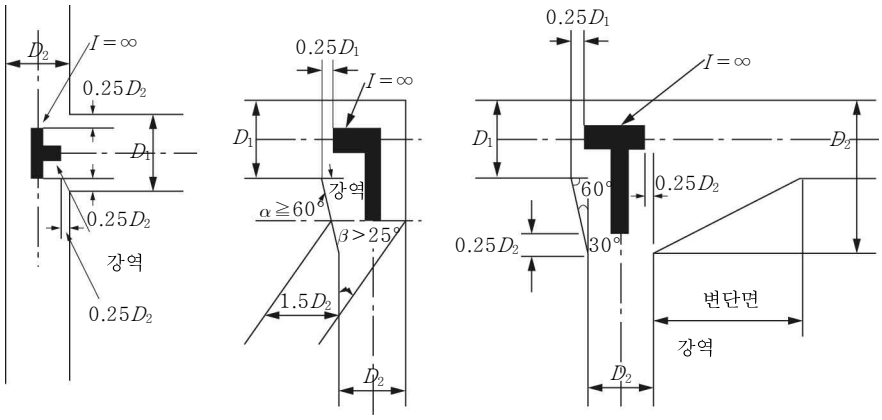
그림 4.12−2 라멘교에 대한 구조모델

(3) 헌치의 크기가 부재단면에 비해 작고, 단면의 응력계산에서 무시될 수 있는 정도의 크기의 헌치인 경우는 휨강성의 변화를 무시해도 좋다. 또한 지간이 비교적 긴 라멘교에서는 강역(剛域)의 영향을 무시하여 해석하더라도 그 오차는 작기 때문에 일반적으로 강역의 영향을 무시할 수 있다. 이 경우 휨강성의 변화의 영향을 고려하여 해석하려면 라멘부재절점부의 설계휨모멘트는 그림 4.12-5에 따라 구해도 좋다. 그러나 기둥과 보의 절점부에 특히 큰 헌치가 있는 경우나 보 부재 또는 기둥부재의 부재두께가 매우 큰 경우에는 강역의 영향이 무시될 수 없으므로 아래의 방법으로 구하는 강역 그림 4.12-3을 고려하여 구조해석을 수행하는 것이 좋다.

① 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 그 부재단에서 부재두께의 1/4안쪽 점에서부터 절점까지로 해야 한다.

② 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지로 해야 한다. 다만, 헌치의 경사가 60°이상의 경우는 헌치의 시점(始點)부터 부재 두께의 1/4 안쪽점에서부터 절점까지로 해야 한다.

③ 양측의 헌치의 크기가 다른 경우 등의 사유로 ① 및 ②로 정한 점이 2점 이상 동시에 존재하는 경우에는 강역의 범위는 큰 쪽을 취해야 한다.



(a) 등단면의 (b) 변단면의 경우 1 (c) 변단면의 경우 2

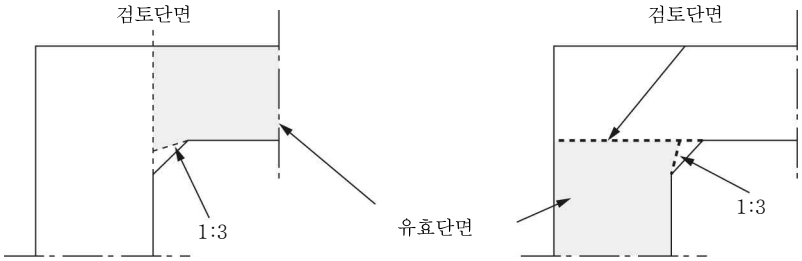
그림 4.12−3 라멘교 절점부에서의 강역

4.12.3 라멘부재 절점부

(1) 라멘부재의 절점부(節點部)는 접속하는 부재 서로가 단면력을 확실하게 전달시킬 수 있도록 해야 한다.

(2) 라멘부재 절점부 모서리부에는 헌치를 붙인다. 그러나 부재가 변단면(變斷面)인 경우 혹은 라멘 중간 절점부인 경우에는, 특히 절점부의 안정성에 대하여 검토한 경우 등의 절점부에는 헌치를 붙이지 않아도 좋다.

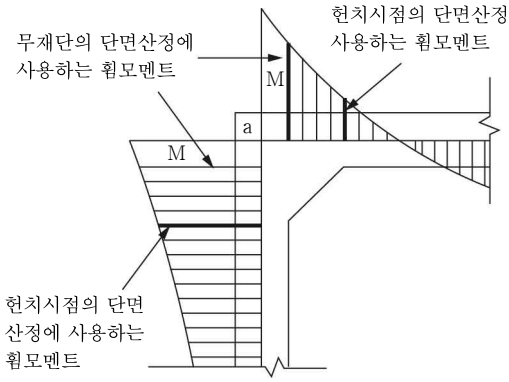
(3) 응력을 검사할 때 헌치의 유효부분은 그림 4.12-4와 같다고 본다.



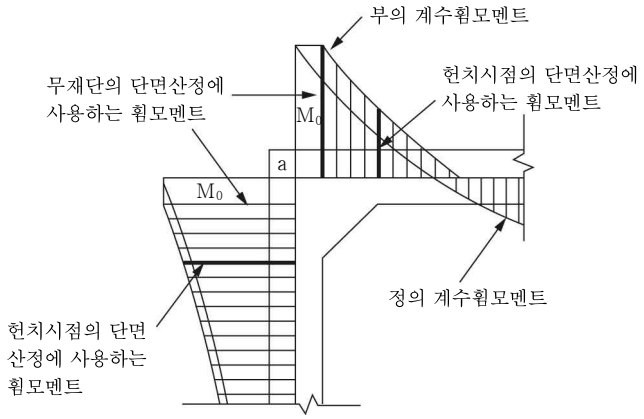
(a) 보 부재 (b) 기둥부재

그림 4.12-4 헌치의 유효부분

(4) 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트는 그림 4.12-5와 같이 구한다.



(a) 헌치



(b) 헌치

그림 4.12-5 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트

(5) 기둥의 단면이 원형인 경우는 거더 또는 슬래브의 응력 등을 검사할 단면의 위치는 그림 4.12-6과 같이 기둥 표면에서 기둥 직경의 1/10만큼 들어간 위치로 하거나 단면적이 같은 가상의 정사각형 단면으로 원형 단면을 치환했을 때의 표면 위치로 하여도 좋다.

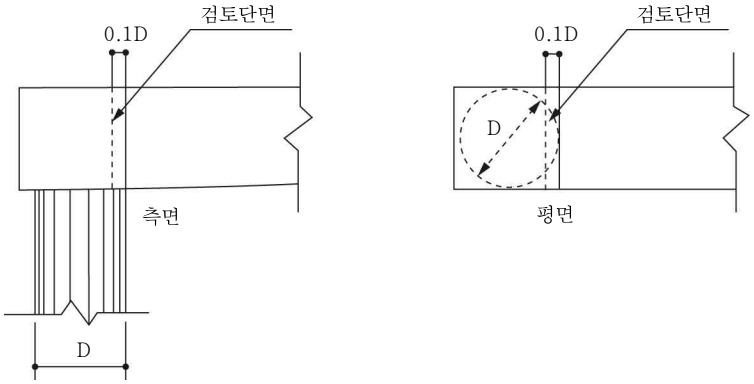


그림 4.12－6 기둥 단면이 원형인 경우의 설계단면

4.12.4 토압이 작용하는 라멘교

(1) 벽식 교각의 라멘교 등에서는 교각에 토압이 작용할 때, 토압이 여러가지요인에 의해 설계대로 작용하지 않을 경우가 있다. 이렇게 토압이 작게 작용하는 경우에는 작은 토압을 고려해야 한다.

(2) 시공 중에 토압이 작용하지 않을 경우, 혹은 부분적으로 작용하는 경우 등에 대해서도 검토할 필요가 있다.

4.12.5 구조상세

(1) 거더 및 슬래브와 기둥의 주철근은 절점부에서 서로간의 배치관계를 고려하여 단면력이 확실하게 전달되도록 배치해야 한다.

(2) 라멘 절점부는 각종의 철근이 교차하고 있고, 그 외에 큰 단면력이 작용하고 있기 때문에 철근의 배치에 대해서는 각별히 주의하고, 철근의 조립 및 배근, 콘크리트의 치기 등에 지장이 없도록 설계해야 한다.

(3) 단절점부에서는 그림 4.12-7에서 보여주는 바와 같이 절점부에서 결합하는 부재의 주철근량의 적어도 1/2은 외측에 연해서 배치하는 것이 좋다. 그림 4.12-7에서 파선으로 표시된 철근은 계산상 필요한 경우에 배치하는 철근이다.

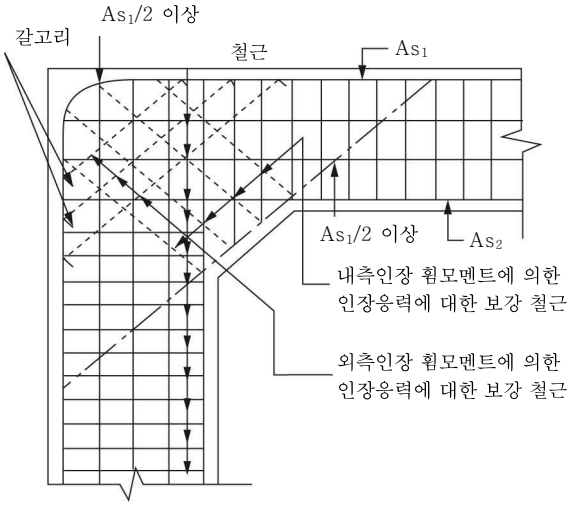


그림 4.12−7 라멘 단 절점부의 철근의 배치

①부휨모멘트가 최외측 접합부에 작용하는 경우에 계수하중 휨모멘트에 의해 대각선 방향의 단면에 생기는 인장응력 f_t가 $\sqrt{f_{ck}}/3$를 넘을 경우는 철근을 배치해야 한다.

②접합부에 정휨모멘트가 작용하면, 접합부 대각선 방향으로 인장응력이 작용하므로 경사방향으로 철근을 배치해서 보강해야 한다.

(4) 중간 절점부에서의 기둥의 주철근은 모서리에서 거더 및 슬래브의 부재높이의 1/2 또는 기둥의 유효높이의 1/2 중 작은 값만큼 지나서 이 점부터 정착길이 이상 연장해야 한다. 즉, 박스거더 등에서는 격벽에 설치된 개구부 등으로 인해서 축방향철근이 끊기는 경우가 많으므로 이 경우도 그림 4.12-8의 a-a단면에서 소요 철근량은 이 규정에 따라 정착시키는 것이 필요하다.

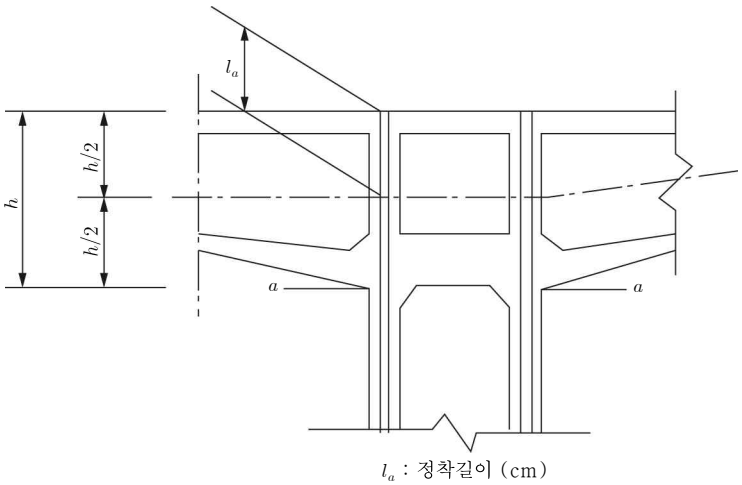


그림 4.12−8 기둥의 주철근의 묻힘길이

(5) 그리고, 기둥의 하단이 고정된 경우에도, 기둥의 주철근은 기초의 상단부터 위의 4.12.5(4)와 같이 정착시킨다. 다만, 시공상 부득이한 경우에는 그림 4.12-9와 같이 축방향철근을 확대기초 하단까지 연장하여 직각갈고리를 만들어 정착시켜도 좋다.

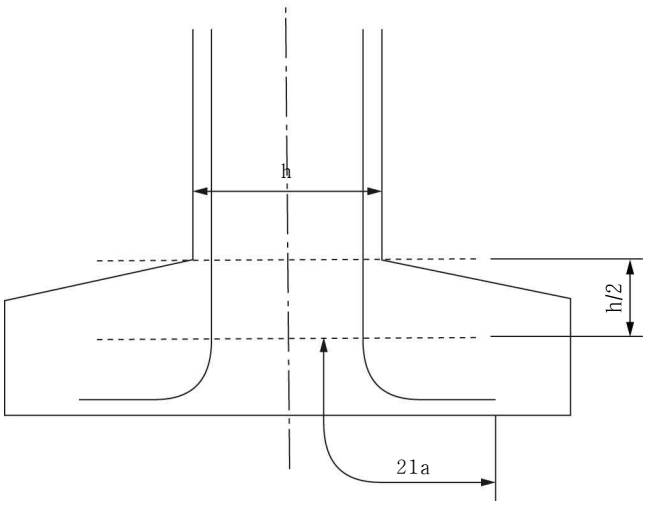


그림 4.12－9 확대기초 내에서의 축방향철근의 정착

(6) 헌치에는 계산상 철근이 필요없는 경우에도 경사면에 연하여 보강철근을 추가로 배치해야 한다.

(7) 부재 접합부 및 그 부근에는 주철근의 이음을 두지 않아야 한다.

(8) 접합부 모서리 측면은 시공 중에 동바리의 변형이나 기둥이 연직방향 반력의 영향에 의한 연직방향으로 발생하는 균열을 방지하기 위하여 수평방향 철근을 추가 배치해야 한다.

(9) 라멘의 접합부 모서리 부분은 콘크리트의 시공이음을 고려하여 철근을 배치해야 한다.

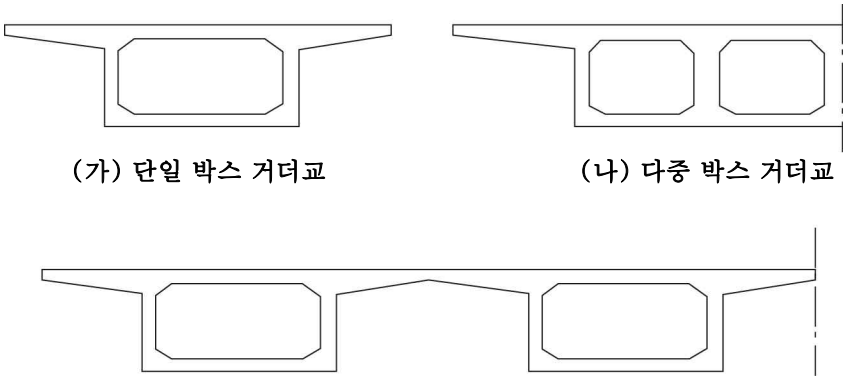
4.13 박스거더교

4.13.1 일반내용

(1) 이 절은 단면이 박스 모양으로 구성된 철도교량의 설계에 적용된다.

(2) 박스거더교의 기본적인 단면형상에는 그림 4.13-1에 보인 것처럼 단일박스 거더교, 다열박스 거더교 및 다중박스 거더교가 있다.

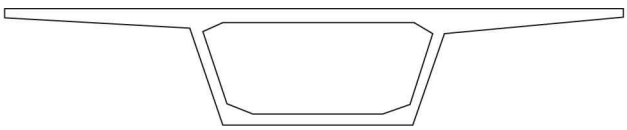
(3) 그림 4.13-2에는 상자단면의 특성을 갖는 여러 가지 형상의 박스거더교를 보여준다.



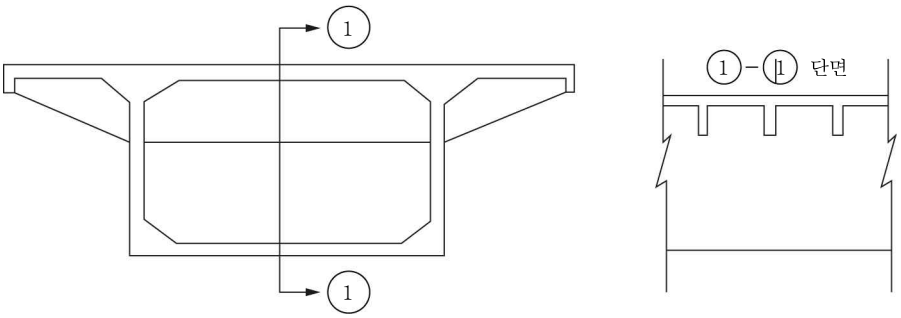
(가) 단일 박스 거더교　　(나) 다중 박스 거더교

(다) 다열 박스 거더교

그림 4.13-1 박스거더교의 기본 단면 형상



(가) 경사 복부를 갖는 박스거더교



(나) 보강재를 갖는 박스거더교

그림 4.13-2 여러 가지 형상의 박스거더교

4.13.2 설계일반

(1) 주거더의 받침점상에는 가로보 및 격벽을 둔다.

(2) 지간이 24 m 이상인 다열형 박스거더에서는 중간 가로보 및 중간 격벽을 설치한다. 경간 내에 가로보를 둘 경우에는 휨모멘트가 가장 큰 위치에 배치하는 한다.

(3) 단일 및 다중 박스거더로서 직선교이거나 내측 곡률반경이 240 m 이상인 곡선교일 경우에는 중간 격벽을 설치할 필요가 없다.

(4) 단일 및 다중 박스거더의 곡률반경이 240 m 미만일 경우에는 중간 격벽이 필요할 수 있으며 중간 격벽 간격과 강도는 설계 시에 신중히 검토해야 한다. 이 경우에 중간 격벽의 간격은 12 m 이하로 하는 것이 바람직하다.

(5) 전단응력의 계산에 쓰이는 복부의 폭은 복부 축선의 직각방향의 두께로 해야 한다. 예를 들면 경사진 복부의 경우에는 그림 4.13-3에 보인 것과 같이 전단류의 직각방향의 폭을 사용하면 된다.

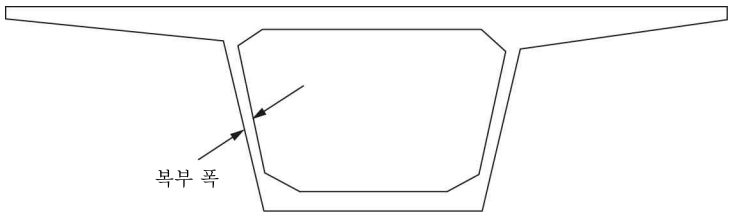


그림 4.13-3 전단응력의 계산에 쓰이는 복부의 폭

(6) 플랜지 폭이 복부 또는 플랜지의 두께에 비하여 클 때에는 플랜지에 생기는 전단력에 대하여 검토하는 것이 좋다. 특히 복부폭이 플랜지 두께의 4배를 넘거나, 보강 리브가 있는 박스거더교 등에 대하여는 플랜지에 생기는 수평전단응력에 대하여 조사를 하는 것이 좋다.

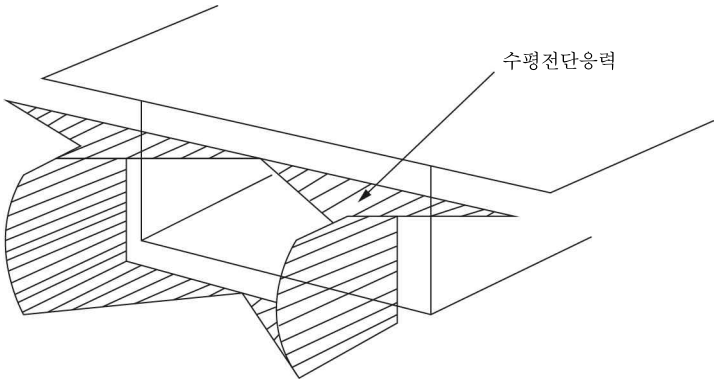


그림 4.13-4 플랜지에 생기는 수평전단응력의 분포

(7) 박스거더의 압축플랜지의 유효폭
전체 슬래브 폭이 압축에 유효하다고 가정해야 한다.

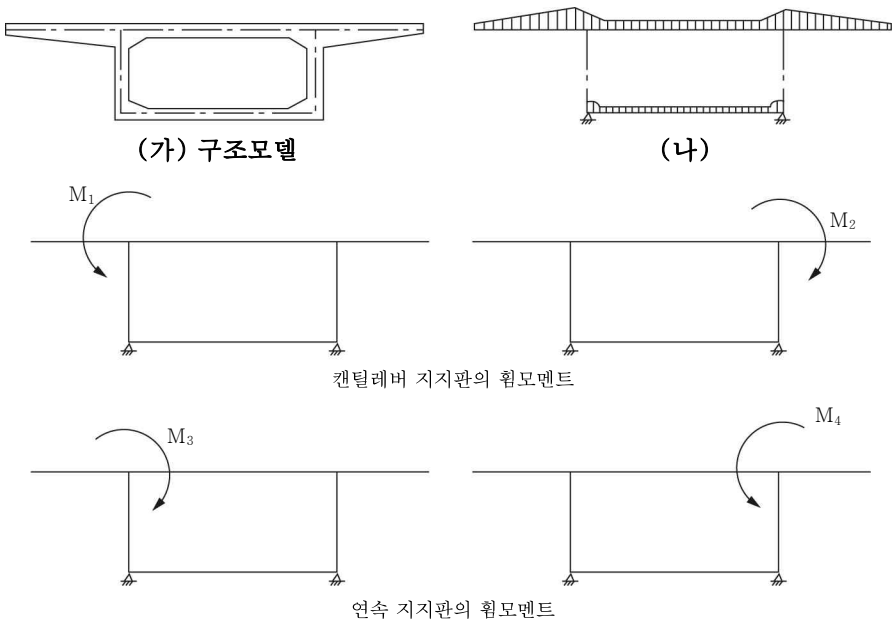
4.13.3 구조 해석

(1) 단일박스 거더교 및 다중박스 거더교의 단면력은 보이론에 따라 계산하면 된다. 일반적으로 단일박스 거더교 및 다중박스 거더교는 교축 직각방향의 강성이 크고 하중분배작용이 좋기 때문에 박스거더 전단면을 하나의 보로 보고 해석하여도 된다. 그러나 지간에 대한 전체폭의 비(전체폭/지간)가 0.5를 넘는 비교적 폭이 넓은 다중박스 거더교는 격자이론에 따라 단면력을 계산하는 것이 좋다.

(2) 사각이 있는 박스거더교 및 다열 박스거더교의 단면력은 격자이론에 따라 계산해야 한다. 다만 단일 박스거더교 및 다중 박스거더교에서 사각이 20° 미만이면 격자이론을 따르지 않고 보이론에 따라 해석하는 것도 좋다.

4.13.4 횡방향 설계

(1) 하부플랜지 및 복부의 응력은 박스거더를 복부 및 상하 플랜지로 구성된 라멘 구조로 보고 해석하여도 좋다. 그림 4.13-15 보인 것처럼 교축방향으로 1 m의 두께가 있는 박스 라멘 구조로 모델링하여 계산하여도 실제적으로 충분한 정도의 해를 얻을 수 있기 때문에 일반적인 경우에 이 방법을 써서 구하여도 좋은 것으로 하였다. 프리스트레스 이외의 하중에 의하여 부재에 생기는 축방향력은 일반적으로 작기 때문에 하부 플랜지 및 복부를 설계할 때에 축방향력은 고려하지 않아도 좋다.



(다) 활하중에의한 휨모멘트

그림 4.13-5 하부플랜지 및 복부의 휨모멘트

(2) 경사진 복부 및 보강 리브가 있는 박스거더교의 하부플랜지 및 복부의 단면력은 복부의 경사와 보강 리브의 영향을 고려하여 구해야 한다. 경사진 복부가 있는 박스거더교에서 복부에 배치된 교축방향의 PS강재가 위로 휘어진 경우 프리스트레스 힘의 연직방향분력에 의하여 생기는 단면력 등에 대하여 검토해야 한다. 다만 보강 리브가 있는 박스거더교의 단면력은 리브의 영향을 고려하여 계산한다. 거더 높이의 변화가 있는 박스거더교는 하부플랜지에 작용하고 있는 수직응력 및 프리스트레스 힘의 수직분력에 의하여 단면력이 생기게 된다. 따라서 하부플랜지의 폭이 넓고 그 영향을 무시할 수 없는 경우에는 설계 시 이를 고려해야 한다.

(3) 복부의 휨모멘트에 대하여 배치된 철근량의 1/2은 교축방향의 설계를 할 때 사인장철근으로 간주하여도 된다. 사인장 철근량을 계산할 때의 재하상태가 4.13.4(1)에 규정된 재하상태인 복부에 최대휨모멘트가 생기는 재하상태와 반드시 일치하는 것은 아니기 때문에 복부에 생기는 휨모멘트에 저항하기 위하여 필요한 철근량의 1/2까지 사인장철근으로 볼 수 있도록 하였다.

$$A_s = A_{s1} + 0.5A_{s2} + A_t \qquad (4.13\text{-}1)$$

여기서, A_s : 1개의 복부에 배치된 철근량

A_{s1} : 복부 1개당 필요한 사인장 철근량

A_{s2} : 복부에 생기는 휨모멘트에 저항하는데 필요한 철근량
(복부 내측 또는 외측의 것 중 큰 값)

A_t : 비틀림모멘트에 대한 복부 1개당의 횡방향 필요철근량

그러나 복부 내측 및 외측에 대하여는 복부에 생기는 정·부모멘트에 대하여 각각 필요한 철근량 이상의 철근을 배치해야 한다.

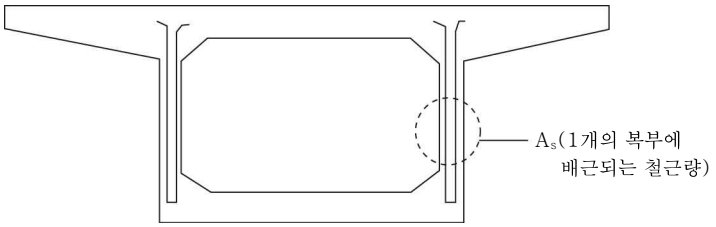


그림 4.13-6 복부에 배치되는 철근량

4.13.5 지점 가로보 및 다이아프램의 설계

(1) 지점 가로보 및 다이아프램의 단면력은 지점과 부재의 결합조건에 따라 해석모델을 설정하고 보이 론에 의하여 계산하는 것이 좋다.

(2) 가로보 및 다이아프램의 단면력을 계산할 때, 플랜지의 유효폭은 시방서의 규정에 따라 구하면 된다. 다만 지점 가로보 및 다이아프램에 개구부가 있을 때에는 그 영향을 고려하여 구조모델을 설정하고 단면력을 계산해야 한다.

4.13.6 구조상세

(1) 열차하중을 받는 박스거더의 상부슬래브 및 하부슬래브의 두께는 200 mm 이상으로 해야 한다.

(2) 플랜지의 두께를 주거더방향으로 변화시킬 경우에는 1/5보다 완만한 경사로 하는 것이 좋다. 다만 그 이상의 급한 경사로 할 필요가 있는 경우의 설계계산에 사용되는 유효단면적은 1/5 이하의 완만한 경사내의 부분으로 해야 한다.

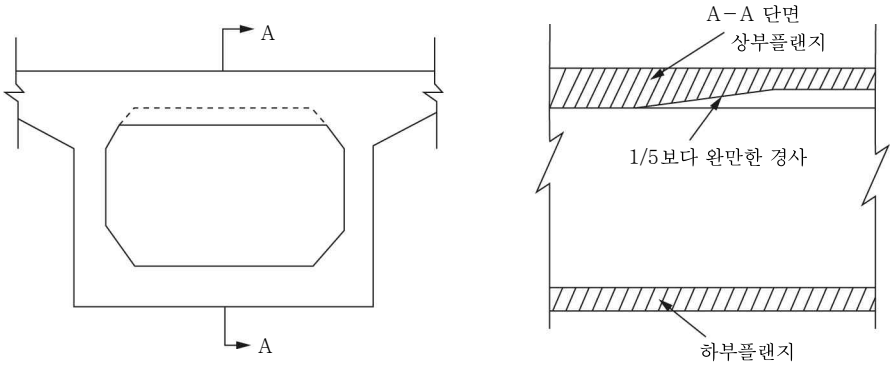


그림 4.13－7 플랜지 두께의 변화

(3) 복부의 종방향 철근은 건조수축 및 온도철근(0.2%) 이상으로 전단면에 걸쳐서 균등하게 배치해야 하고, 하부슬래브의 종방향 및 횡방향 철근의 배근은 KDS 14 20 50(4.2)에 따라야 한다.

(4) 철근콘크리트 박스거더교의 주거더에 배치하는 주철근은 복부 및 헌치부 내에서 2단 이하로 배치하는 것이 좋다. 그러나 부득이 플랜지 내에 배치할 경우에는 복부의 측면에서 주거더의 지간의 1/10의 범위 내에 배치하고, 철근 중심간격의 최댓값은 250 mm로 하는 것이 좋다.

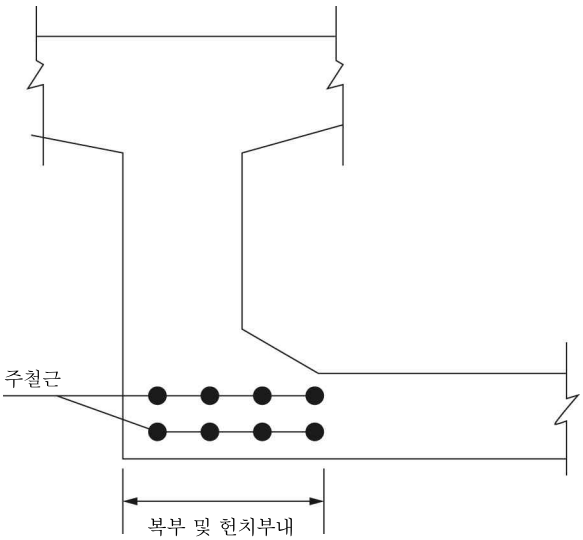
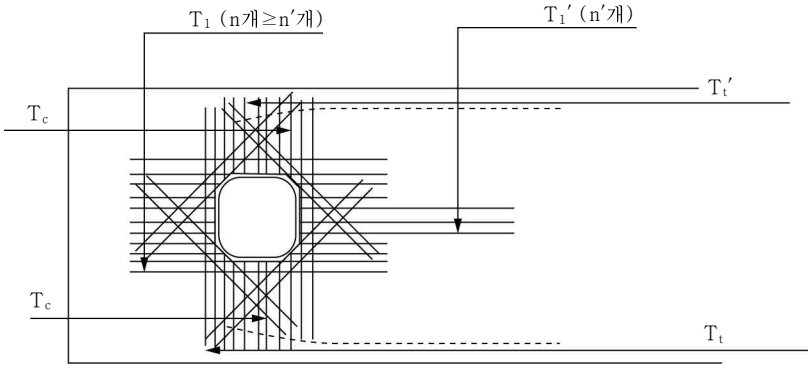


그림 4.13－8 주철근의 배치

(5) 개구부를 둘 경우에는 그 주위를 보강해야 한다. 개구부는 될 수 있으면 응력의 크기가 작은 곳에 두며, 개구부에 의하여 절단된 철근량 이상의 철근을 보강철근으로 배치하는 것으로 해야 한다. 그림 4.13-9과 같이 PS강재의 정착은 개구부로부터 충분히 떨어진 곳에 하도록 해야 한다.



T_1 : 절단된 축방향철근(T_1')의 보강철근
T_t : 절단된 직각방향철근(T_t')의 보강철근
T_c : T_1', T_t'를 연결하는 철근

그림 4.13-9 하부플랜지 개구부 구조의 한 예

4.14 아치교

4.14.1 일반내용

(1) 이 절은 철근콘크리트 아치교의 설계에 적용해야 한다. 아치교를 구조역학적으로 분류하면, 고정아치, 1힌지아치, 2힌지아치, 3힌지아치 등으로 구분된다.

(2) 아치교의 구조형식별에는 개복식(開腹式)아치 및 폐복식(閉腹式)아치교가 있다.

(3) 기호

f : 아치의 높이

a : 스프링잉(springing)에서 단위길이당 고정하중(kN/m)

c : 크라운에서 단위길이당 고정하중(kN/m)

λ : 세장비

4.14.2 설계일반

(1) 아치축선

① 아치축선은 하중에 의한 압력선에 가능한 일치하도록 선택해야 한다.

② 일반적으로 아치축선을 정하는 압력선을 구하는 하중은, 고정하중 또는 고정하중에 등분포활하중의 1/2를 만재한 상태의 하중으로 해야 한다.

③ 아치축선은 일반적으로 식 (4.14-1)에 의해 정해야 한다.

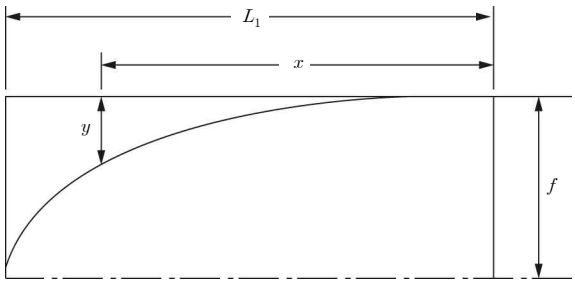


그림 4.14.1 아치축선

$$y = \frac{f}{m-1}(\cosh(k\xi) - 1) \qquad (4.14\text{-}1)$$

여기서, $m = \dfrac{W_a}{W_c}$

$k = \cosh^{-1} m$

$\xi = x/L_1$

(2) 아치 상부구조

① 개복아치의 상부구조는 라멘구조로서 설계해야 한다.

② 폐복아치의 측벽에는 적당한 간격마다 횡방향으로 칸막이를 붙이면 좋다. 측벽과 아치가 일체로 움직이지 않도록 하기 위하여 측벽에는 적당한 간격으로 연직이음을 설치해야 한다.

(3) 지간이 긴 아치에서는 좌굴에 대하여 안전한가를 검토해야 한다.

(4) 아치의 기초는 아치에서 발생하는 수평력에 충분히 저항할 수 있도록 해야 한다.

(5) 아치리브가 포함하는 면내에서의 좌굴이나 면외에서의 좌굴에 대하여 안전한가를 확인해야 한다.

① 아치리브를 설계할 때는 응력이나 단면력의 검사 외에 면내 및 면외방향의 좌굴에 대한 안정성을 확인해야 한다. 철근콘크리트 아치교의 면내좌굴에 대한 검토의 일례로서, DIN (1981.4)에 규정된 검사방법의 적용기준은 다음과 같다.

가. $\lambda \leq 20$: 좌굴검사는 필요치 않음

나. $20 < \lambda \leq 70$: 유한변형에 의한 영향을 편심하중에 의한 휨모멘트로 치환하여 발생 모멘트에 더하여 단면의 계수 휨모멘트에 대한 안정성을 검토해야 한다.

다. $70 < \lambda \leq 200$: 유한변형에 의한 영향에 더하여, 철근콘크리트 부재의 재료의 비선형성에 의한 영향을 고려하여 좌굴에 대한 안정성을 검사해야 한다.

라. $200 < \lambda$: 구조물로써 적합하지 않음.

4.14.3 구조해석

(1) 아치에는 2 힌지아치, 3 힌지아치, 고정아치 등이 있지만, 이 절에서는 철도교에서 주로 이용되는 고정아치에 대해서만 언급한다.

(2) 아치에 있어서 부정정력은 탄성이론에 의해서 구해야 한다.

(3) 아치를 설계하는 경우는 연직 및 수평하중 뿐만 아니라 온도변화 및 콘크리트 건조수축에 의한 영향도 고려해야 한다.

(4) 아치는 아치축선의 형상, 각 단면의 단면 2차모멘트의 변화 등이 부정정력에 미치는 영향을 고려하여 설계해야 한다.

4.14.4 하중의 취급

(1) 일반적으로 고정하중+열차하중+충격+온도변화+건조수축하중의 조합에 의하여 단면을 정하고, 다른 하중조합에 관해서도 검토하여 만일 단면이 부족하면 단면을 수정하도록 해야 한다.

(2) 열차하중은 표 4.14-1의 등가등분포하중을 이용해야 한다.

표 4.14-1 레일당의 등가등분포하중(kN/m)

지간 (m)	LS-22	고속철도하중
10 ~ 15	75	110
15 ~ 20	70	100
20 이상	65	90

(3) 건조수축은 표 4.14-2에 나타난 값을 표준으로 해야 한다.

표 4.14-2 건조수축률

철근 콘크리트 아치	철근량 0.5% 이상	15×10^{-5}
	철근량 0.1% 이상	20×10^{-5}
무근 콘크리트 아치		25×10^{-5}

(4) 아치에 작용하는 제동하중 및 시동하중과 장대 레일 종하중은 개복아치의 경우에는 상부구조의 수평부재의 축선에 수평으로 작용하는 것으로 하며. 폐복아치의 경우에는 폐복부의 상연에 작용하는 것으로 해야 한다.

(5) 아치에 작용하는 차량횡하중은 KDS 24 12 20에 표시한 차량횡하중이 아치축선의 크라운에 수평으로 작용하는 것으로 하면 좋다.

(6) 아치에 미치는 지진의 영향은 아치의 축방향과 아치축의 직각방향에 관해 검토해야 한다.

4.14.5 아치리브 단면의 선정

아치링의 두께는 온도변화 및 건조수축의 영향을 고려해서 크라운을 될 수 있는 한 얇고, 스프링잉 부근에서는 두껍게 하는 것이 좋다.

4.14.6 구조상세

(1) 철근 콘크리트 아치에서는, 아치의 상하면에 따라서 대칭으로 축방향 철근을 배치해야 한다. 철근량은 각각 아치리브폭 1 m당 600 mm^2 이상, 상하면의 철근을 합하여 콘크리트 단면의 0.15% 이상으로 해야 한다.

(2) 철근 콘크리트 아치에서는 아치 상하면의 축방향 철근을 감는 스터럽 또는 띠철근의 규격은 D10 mm 이상, 또 축방향 철근지름의 1/4 이상으로 하고, 그 간격은 축방향 철근 지름의 15배 이하, 아치단면의 최소치수 이하로 배치해야 한다.

(3) 폐복아치의 측벽에는 스프링잉 및 그 외의 적당한 위치에 신축이음을 설치해야 한다.

(4) 배수공 개복아치에 있어서는 상부구조의 상면에, 폐복아치에 있어서는 아치의 상면에 시공하고, 배수한 물이 아치 측면을 따라 흐르지 않도록 해야 한다.

4.15 허용응력설계법

4.15.1 일반내용

(1) 프리스트레스를 가하지 않은 일반적인 철근콘크리트 부재는 하중계수를 적용하지 않은 사용하중의 작용하에 선형탄성이론에 의한 응력해석과 설계법에 따라 설계할 수 있다.

(2) 기호

A_g : 단면의 전체 면적(mm^2)
A_v : 간격 s이내에 있는 전단철근의 단면적(mm^2)
A_s : 인장철근의 단면적(mm^2)
A_1 : 재하면적(mm^2)
A_2 : 재하면적과 기하적으로 유사하고 같은 중심을 가지는 받침면의 부분 중 최대면적(mm^2)
b_o : 슬래브와 확대기초판에 있어 2방향 전단에 대한 위험단면의 둘레길이(mm)
b_w : 복부의 폭(mm)
d : 부재의 유효깊이(mm)
f_{ba} : 콘크리트의 허용지압응력(MPa)
f_{ca} : 콘크리트의 허용휨압축응력(MPa)
f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)
f_{sa} : 철근의 허용인장응력(MPa)
f_{ta} : 콘크리트의 허용휨인장응력(MPa)

M : 설계 휨모멘트

n : 탄성계수비 = E_s/E_c

N : 전단력 V와 동시에 작용하는 단면에 수직한 설계축력으로서 축력이 압축력일 때는 양(+)의 값, 인장력일 때는 음(−)의 값을 취하며, 크리프와 건조수축에 의한 인장력을 포함시킨다.

N_u : 전단력 V와 동시에 작용하는 단면에 수직한 계수축력

P_u : 주어진 편심에서 계수축력

s : 축방향 철근과 나란한 방향으로 측정한 전단철근의 간격(mm)

v_c : 설계전단응력(MPa)

v_{ca} : 콘크리트의 허용전단응력(MPa)

v_{ha} : 콘크리트의 허용수평전단응력(MPa)

V : 단면의 설계전단력

α : 경사 스터럽과 부재의 축이 이루는 각

β_c : 집중하중 또는 반력의 작용면에서 짧은 변에 대한 긴 변의 비

ρ_w : 인장철근비 = $A_s/b_w d$

ϕ : 강도감소계수

4.15.2 설계일반

(1) 사용하중 하에서의 모든 응력은 4.15.3의 허용응력을 초과해서는 안 된다.

(2) 철근의 정착과 이음은 KDS 14 20 52의 규정에 따라야 한다.

(3) 단면의 소요강도 계산시의 설계하중조합 및 증가계수는 KDS 24 12 10(4.2.3)의 규정에 따라야 한다.

4.15.3 허용응력

(1) 콘크리트의 허용응력 - 콘크리트의 각종 허용응력은 설계기준압축강도 f_{ck}를 기준으로 하여 산정하며, 특히 별도의 규정이 없을 때는 다음 ①에서 ④까지의 값을 초과하지 않아야 한다.

① 휨 - 압축연단에서의 허용휨압축응력, f_{ca} ····· $0.40 f_{ck}$

② 전단

가. 보, 1방향 슬래브 및 확대기초판

(가) 전단보강철근이 없을 때의 콘크리트 단면에서 콘크리트의 허용전단응력, v_{ca} (보다 상세한 계산은 4.15.7 (2)항 에 따라야 한다.) ····· $0.08\sqrt{f_{ck}}$

(나) 전단보강철근과 콘크리트에 의해 허용되는 최대 전단응력 ·· $v_{ca}+0.32\sqrt{f_{ck}}$

나. 장선구조에서 콘크리트의 허용전단응력, v_{ca} ····· $0.09\sqrt{f_{ck}}$

다. 2방향 슬래브 및 확대기초판에서 콘크리트 허용전단응력, $v_{ca} \cdot 0.08\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_{ck}}$

다만, v_{ca}는 $0.16\sqrt{f_{ck}}$ 이하로 취해야 한다.

③ 허용지압응력, f_{ba}

가. 전단면에 재하될 때 ····· $0.25f_{ck}$

나. 부분적으로 재하될 때 ····· $0.25f_{ck}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$

다만, $\sqrt{A_2/A_1}$은 2 이하로 취해야 한다.

④ 허용휨인장응력(무근의 확대기초판과 벽체), f_{ta} ····· $0.13\sqrt{f_{ck}}$

(2) 철근의 허용응력

① 철근의 허용응력은 D32 이하의 철근에 대하여 표 4.15-1 값으로 한다.

표 4.15−1 철근의 허용응력 (MPa)

응력 및 부재의 종류 \ 철근의 종류			SD300	SD350	SD400
인장응력	하중의 조합에 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하지 않는 경우	(1) 일반적인 부재	150	175	180
		(2) 바닥판, 경간 10m 이하의 슬래브교	150	160	160
		(3) 수중 혹은 지하수위 이하에 설치하는 부재	150	160	160
	(4) 하중의 조합에 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하는 경우의 허용응력의 기본값		150	175	180
(5) 압축응력			150	175	180

② 직선으로 배근된 철근에서 활하중과 충격에 의해 발생하는 최대인장응력과 최소인장응력 사이의 응력차는 피로응력한계의 규정에 부합해야 한다. 그리고 응력이 큰 부분에서는 주철근의 굽힘을 피해야 한다.

(3) 온도변화와 건조수축 고려시의 허용응력 - 온도변화나 건조수축을 다른 주요 하중과 함께 고려하는 경우에는 허용응력을 4.15.3(1)과 (2)에 규정된 허용응력의 1.15배까지 높일 수 있다.

4.15.4 철근의 정착과 이음

(1) 철근의 정착과 이음은 KDS 14 20 52의 요구조건에 따라야 한다.

(2) KDS 14 20 52(4.4.2(3))의 요구조건을 적용할 때, M_n은 단면의 모든 정철근이 허용인장응력에 도달하였다는 가정 하에 계산된 휨모멘트 크기이며, V_u는 단면에서 하중계수를 곱하지 않은 사용하중에 의한 전단력으로 해야 한다.

4.15.5 휨부재

(1) 휨부재는 KDS 24 10 10 및 KDS 14 20 20의 요구사항을 만족시켜야 한다.

(2) 사용하중 하에서의 응력을 계산할 때, 다음의 가정에 따라 선형탄성이론을 휨부재에 적용해야 한다.

① 콘크리트와 철근의 변형률은 높이가 큰 보를 제외하고는 휨부재의 중립축으로부터 떨어진 거리에 비례해야 한다. 높이/지간의 비가 4/5 이상인 단순보, 2/5 이상인 연속보 등과 같이 높이가 큰 보에서는 변형률의 비선형 분포를 고려해야 한다.

② 철근콘크리트 부재에서 콘크리트의 인장강도는 무시해야 한다.

③ 탄성계수비 $n = E_s/E_c$는 가장 가까운 정수를 사용하되 6이상, 경량골재콘크리트의 n값은 같은 강도의 보통 콘크리트의 것으로 가정해도 좋다.

④ 복철근보의 응력계산에서 압축철근의 환산단면을 구할 때는 유효 탄성계수비 $2E_s/E_c$를 사용해야 한다. 이 경우에도 압축철근의 압축응력은 허용인장응력 이하이어야 한다.

4.15.6 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 압축부재

(1) 휨모멘트와 축력이 조합된 압축부재의 축하중 내력은 4.4의 규정으로 계산한 값의 40 %로 취해야 한다.

(2) 이 구조설계기준의 KDS 14 20 20(4.4.1)에서 규정한 사항에 따라 장주효과를 고려해야 한다. 이 때 P_u는 설계축력에 2.5배를 곱한 값으로 취하고, 계수 ϕ=0.75는 1.0으로 대체시켜야 한다.

4.15.7 전단설계

(1) 설계전단응력

① 전단응력, v_c는 식 (4.15-1)에 의해 구해야 한다.

$$v_c = \frac{V}{b_w d} \qquad (4.15\text{-}1)$$

여기서, V는 고려하는 단면에서의 설계전단력이다.

② 받침부 부근의 설계전단응력

반력이 작용전단력방향으로 부재의 단부를 압축할 경우에는 받침부 내면에서 d거리 이내에 위치한 단면은 d거리에서 구한 것과 동일한 전단응력 v_c에 대해 설계할 수 있다.

(2) 콘크리트가 부담하는 전단응력

① 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재에서 콘크리트가 부담하는 허용전단응력 v_{ca}는 4.15.7(2)④에 따른 더 상세한 계산에 의하지 않는 한 $0.08\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

② 축방향 압축력을 받는 부재에서 콘크리트가 부담하는 허용전단응력 v_{ca}는 4.15.7(2)⑤에 따라 상세한 계산에 의하지 않는 한 $0.08\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

③ 축방향 인장력을 받는 부재의 경우 식 (4.15-2)에 의해 상세한 계산을 하지 않는 한 전단철근이 전체 전단력을 부담하도록 설계해야 한다.

$$v_{ca} = 0.08\left(1 + \frac{N}{1.75A_g}\right)\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}2)$$

여기서, N은 인장력일 경우 부(−)의 값이며, N/A_g의 단위는 MPa이다.

④ 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재에 대한 허용전단응력 v_{ca}는 식 (4.15-3)으로 계산해야 한다.

$$v_{ca} = 0.07\sqrt{f_{ck}} + 7.8\rho_w\frac{Vd}{M} \le 0.13\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}3)$$

여기서, M은 고려하는 단면에서 전단력 와 동시에 발생하는 단면의 휨모멘트로서 Vd/M의 크기는 1.0이하로 취해야 한다.

⑤ 축방향 압축력을 받는 부재에 대한 허용전단응력 v_{ca}는 식 (4.15-4)로 계산해야 한다.

$$v_{ca} = 0.08\left(1 + \frac{N}{11.5A_g}\right)\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}4)$$

여기서, $\frac{N}{A_g}$의 단위는 MPa이다.

⑥ 콘크리트의 허용전단응력 v_{ca}는 보통 콘크리트에 적용해야 한다. 그러나 경량 콘크리트가 사용되는 경우는 다음의 수정사항 중 하나를 적용해야 한다.

가. 경량 콘크리트의 평균 쪼갬인장강도f_{sp}의 값이 규정되어 있는 경우 $\sqrt{f_{ck}}$를 $1.76f_{sp}$로 대신할 수 있으나, $1.76f_{sp}$의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$를 초과하지 않아야 한다.

나. f_{sp}의 값이 규정되어 있지 않은 경우 $\sqrt{f_{ck}}$의 값은 전경량 콘크리트에 대하여 0.75, 모래 경량 콘크리트에 대하여 0.85를 곱해야 한다. 부분적으로 모래를 사용 하였을 경우는 직선보간법을 사용할 수 있다.

⑦ 콘크리트가 부담하는 전단응력을 결정할 때 구속된 부재의 크리프와 건조수축으로 인한 축방향 인장력의 영향은 적용 가능할 경우 언제나 이를 고려해야 하며, 변단면 부재에서 경사방향의 휨압축응력의 영향을 포함시켜야 한다.

(3) 전단철근이 부담하는 전단응력

① 전단철근은 다음과 같이 구성할 수 있다.

가. 부재의 축에 직각인 스터럽

나. 종방향 인장철근과 45° 이상의 각을 갖는 부재의 축에 직각으로 설치되는 철선으로 된 용접철망

다. 종방향 인장철근과 30° 이상의 경사로 구부린 종방향 주철근

라. 스터럽과 종방향 굽힘철근을 병용한 것

마. 나선철근

② 전단철근의 설계기준항복강도는 400 MPa를 초과하지 않아야 한다.

③ 전단철근으로 사용된 스터럽과 기타 철근 또는 철선은 압축연단부에서 d 거리까지 연장되어야 하며, 철근의 항복강도를 발휘할 수 있도록 KDS 14 20 52(4.4.4)에 따라 양단에 정착

해야 한다.

④ 전단철근의 간격은 다음의 규정을 만족해야 한다.

가. 부재축에 직각으로 설치되는 스터럽의 간격은 0.5 d 이하로 해야 하고, 또한 600 mm 이하로 해야 한다.

나. 스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이(0.5 d)에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장 45° 경사선과 한 번 이상 교차하도록 배치해야 한다.

다. $(v_c - v_{ca})$가 $0.16\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 경우 위의 가와 나에서 규정한 최대 간격은 1/2로 감소시켜야 한다.

⑤ 최소 전단철근량은 다음 규정을 따라야 한다.

가. 설계전단응력 v_c가 콘크리트에 의한 허용전단응력 v_{ca}의 1/2를 초과하는 철근콘크리트 부재는 다음의 경우를 제외하고 최소 단면적의 전단철근을 두어야 한다.

㉮ 슬래브와 확대기초판

㉯ 콘크리트의 장선구조

㉰ 부재의 깊이가 250 mm 이하이거나 플랜지 두께의 2.5배 또는 복부폭 의 1/2 중 큰 값 이하인 보의 경우

나. 전단철근이 없어도 소요휨강도와 전단강도에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있다면 위의 가의 최소 전단철근은 적용하지 않아도 좋다.

다. 가 또는 해석에 의해 전단철근이 요구되는 경우, 전단철근의 최소 단면적은 식 (4.15-5)로 구해야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (4.15\text{-}5)$$

그러나 최소 전단철근량은 $0.35 b_w s / f_{yt}$보다 작지 않아야 한다. 여기서, b_w와 s의 단위는 mm이다.

⑥ 전단철근의 설계는 다음 규정에 따라야 한다.

가. 설계전단응력v_c가 콘크리트의 허용전단응력 v_{ca}를 초과하는 곳은 다음 나에서 아까지의 규정에 따라 전단철근을 두어야 한다.

나. 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우 전단철근 단면적 A_v는 식 (4.15-6)에 따라 구해야 한다.

$$A_v = \frac{(v_c - v_{ca}) b_w s}{f_{sa}} \qquad (4.15\text{-}6)$$

다. 경사스터럽이 전단철근으로 사용되는 경우, 전단철근 단면적 A v는 식 (4.15-7)로 구해야 한다.

$$A_v = \frac{(v_c - v_{ca}) b_w s}{f_{sa}(\sin\alpha + \cos\alpha)} \qquad (4.15\text{-}7)$$

라. 전단철근이 1개의 굽힘철근 또는 받침점에서 모두 같은 거리에서 구부린 평행한 1조의

철근으로 될 경우의 전단철근 단면적 A_V는 식 (4.15-8)로 구해야 한다.

$$A_v = \frac{(v_c - v_{ca})b_w s}{f_{sa}\sin\alpha} \qquad (4.15\text{-}8)$$

다만, $(v_c - v_{ca})$는 $0.11\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

마. 전단철근이 받침점에서 서로 다른 거리에서 구부린 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 되는 경우의 전단철근 단면적은 식 (4.15-7)에 따라 구해야 한다.

바. 종방향 철근을 구부려서 전단철근으로 사용할 때는 그 경사길이의 중간 3/4만이 전단철근으로서 유효하다고 보아야 한다.

사. 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위하여 사용되는 경우, 필요한 전단철근 단면적은 각 종류별로 구한 단면적의 합으로 되어야 한다. 이 때 v_{ca}는 한 번의 계산에서만 포함되어야 한다.

아. $(v_c - v_{ca})$의 값은 $0.28\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

(4) 전단마찰

① 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 다른 재료 사이의 접촉면 또는 다른 시기에 친 두 콘크리트 사이의 접촉면 상에서 전단전달을 고려하는 것이 적절한 경우는 KDS 14 20 22(4.6)의 전단마찰규정을 적용해야 한다.

② 전단응력에 대한 최대 제한값은 KDS 14 20 22(4.6.2)에 주어진 값의 47 %로 취해야 한다.

③ 전단마찰철근의 허용응력은 4.15.3(2)에 주어진 값을 사용해야 한다.

(5) 합성휨부재의 수평전단철근

합성콘크리트 휨부재의 설계에 있어서 허용수평전단응력 v_{ha}는 KDS 14 20 66(4.2.2)에서 주어진 수평전단강도의 47 %를 넘지 않도록 해야 한다.

(6) 슬래브 및 확대기초에 대한 전단설계

① 집중하중이나 반력 부근에서 슬래브와 확대기초판의 전단에 대한 설계는 다음 두 가지 조건 중 불리한 것에 의해 결정해야 한다.

가. 슬래브 또는 확대기초판이 폭이 넓은 보와 같이 작용하여 위험단면이 집중하중이나 반력 구역에서 d거리에 위치한 단면에서 전체폭에 걸친 면에 연장되는 경우, 슬래브 또는 확대기초는 4.15.7(1)②에서 4.15.7(3)까지의 규정에 따라 설계해야 한다.

나. 슬래브 또는 확대기초가 2방향 슬래브로 작용하여 슬래브의 면에 수직한 위험단면이 집중하중이나 반력을 받는 면적의 주위에 걸쳐 연장되는 경우에는 슬래브 또는 확대기초판은 4.15.7(6)② 및 4.15.7(6)③에 따라 설계해야 한다. 이 때 위험단면의 둘레 길이 b_0는 최소로 되어야 하나 집중하중이나 반력을 받는 면적의 주변에서 d/2보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

② 설계전단응력 v_c는 식 (4.15-9)에 의해 구해야 한다.

$$v_c = \frac{V}{b_o d} \qquad (4.15\text{-}9)$$

여기서, V와 b_0는 각각 4.15.7(6)①나에서 정의된 위험단면에서 전단력과 둘레길이이다.

③ 전단철근을 두지 않은 경우 설계 전단응력 v_c는 식(4.15-10)에 의해 주어지는 허용전단응력 v_{ca}를 초과하지 않아야 한다.

$$v_{ca} = 0.08\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}10)$$

다만, v_{ca}는 $0.16\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다. 여기서 B_c는 집중하중이나 반력을 받는 면적의 짧은 변에 대한 긴 변의 비이다. 경량 콘크리트가 사용되는 경우에는 4.15.7(2)⑥으로 수정된 값을 적용시켜야 한다.

④ 철근이나 철선이 KDS 14 20 22(4.11.2)에 따라 전단보강으로 사용되는 경우 v_{ca}는 $0.08\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없으며, 또 v_c는 $0.24\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

⑤ I형강 또는 ㄷ형강으로 된 전단머리가 KDS 14 20 22(4.11.4)에 따라 사용되는 경우, 4.15.7(6)①에서 정의된 위험단면에서 v_c는 $0.28\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없으며, 또 KDS 14 20 22(4.11.4(8))에서 정의된 위험단면에서 v_c는 $0.16\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다. KDS 14 20 22(4.11.4)의 식(4.11-12)의 V_u는 설계전단력 V에 2.0을 곱한 값으로 대신해야 한다.

(7) 상자거더암거 슬래브의 전단설계

①600 mm 이상의 토피를 가진 상자거더암거 슬래브의 전단응력 v_c는 식 (4.15-11)로 구해도 좋다.

$$v_c = 0.08\sqrt{f_{ck}} + 15.4\rho_w \frac{Vd}{M} \le 0.15\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}11)$$

②단일 암거이고, 슬래브와 벽체가 일체로 시공되었을 경우에는 v_c를 $0.11\sqrt{f_{ck}}$보다 작게 취할 필요는 없고, 단순지지된 슬래브에서는 $0.09\sqrt{f_{ck}}$보다 작게 취할 필요가 없다. Vd/M는 1.0 이하이어야 하고, M은 고려하는 단면에서 V와 동시에 발생하는 실제의 설계휨모멘트이다.

(8) 브래킷과 내민받침에 대한 전단설계

브래킷과 내민받침에 대한 전단설계는 KDS 14 20 22(4.8)에 따라야 한다.

(9) 비틀림 설계

비틀림을 받는 부재의 설계는 KDS 14 20 22(4.4)에 따라야 한다.

콘크리트교 설계기준(극한강도설계법)

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 14 20 : 2016

콘크리트교 설계기준(극한강도설계법)

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

KDS 24 14 21 : 2016

콘크리트교 설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 콘크리트교(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 14 21 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KCS 24 14 21 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 용어정의 ····· 1

1.3 기호정의 ····· 2

1.4 설계 원칙 ····· 6

1.5 구조해석 ····· 10

2. 조사 및 계획 ····· 23

3. 재료 ····· 24

3.1 콘크리트 ····· 24

3.2 철근 ····· 34

3.3 프리스트레싱 강재 ····· 36

4. 설계 ····· 39

4.1 극한한계상태 ····· 39

4.2 사용한계상태 ····· 64

4.3 피로한계상태 ····· 73

4.4 내구성 및 피복두께 ····· 75

4.5 철근 상세 ····· 81

4.6 부재 상세 ····· 99

4.7 구조 형식에 따른 추가 규정 ····· 133

콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준에서 다루는 콘크리트교량구조설계기준은 무근콘크리트, 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 교량 구조물과 그 부대 시설물을 설계하기 위하여 필요한 기술적 원리와 최소한의 요구 사항을 규정함으로써 콘크리트 교량 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하기 위한 것이다.

1.2 용어정의

- 계수하중(factored load): 하중 특성값에 하중계수를 곱하여 구한 하중 크기
- 긴장재: 단독 또는 몇 개의 다발로 사용되는 프리스트레싱 강재(강선, 강봉, 강연선)
- 깊은 보: 순경간이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하는 보
- 덕트: 프리스트레스트 콘크리트를 시공할 때 긴장재를 배치하기 위한 원형 관
- 등가 박벽관: 비틀림 설계할 때 단면의 속이 빈 것으로 가정한 가상의 관
- 비부착 외부강선: 콘크리트 구체 외부에 설치하여 긴장한 강선
- 스트럿-타이 모델: 2축-응력이 작용하여 균열이 발생한 부재의 응력교란영역에서 하중저항 메커니즘을 단순화한 설계 모델
- 응력교란영역: 부재 단면에서 변형전의 평면은 변형 후에도 평면으로 유지된다는 베르누이 적합 조건을 적용할 수 없는 영역으로, 집중하중이 작용하는 점 부근, 기하적 불연속이 존재하는 구간 부근으로 응력분포가 복잡하여 응력이 교란된 영역(disturbed region)으로 부르며, 줄여서 D-영역이라고 한다.
- 응력균일영역: 부재에서 D-영역을 제외한 나머지 영역으로써, 단면에 베르누이 적합 조건을 적용할 수 있는 구간으로 줄여서 B-영역이라고 한다.
- 재료계수: 재료 설계값을 구하기 위하여 재료 기준값에 곱하는 부분안전계수로서 1.0보다 작은 값으로 재료저항계수라고도 한다.
- 재료 공칭값(nominal value of material): 보통 재료 기준값으로 사용하는 값으로써, 한국산업규격 또는 제품제작회사에서 기준으로 설정한 값

- 재료 설계값(design value of material): 재료 기준값에 재료계수를 곱하여 구한 값, 또는 특수한 조건에서 직접 정한 값
- 재료 기준값(characteristic value of material): 재료의 특정 성질(강도)에 대해 실험으로 구한 많은 자료의 통계적 분포 곡선으로부터 결정한 재료 특성값. 어떤 경우에서는 공칭값(강도)을 기준값(강도)으로 사용한다.
- 지속하중조합(sustained loads, or permanent combination): 설계수명 동안 항상 작용하는 하중들의 합
- 직접하중: 하중의 일종으로서, 구조물에 직접적으로 작용하는 힘 또는 힘의 집단을 말하며 힘 하중이 이에 해당된다.
- 콘크리트 유효 압축강도: 콘크리트가 충분히 양생된 상태가 아닌 경우이거나, 또는 1축-응력 상태가 아닌 다축-응력을 받는 상태일 때의 콘크리트 압축강도를 말한다.
- 트러스모델 : 2축-응력이 작용하는 철근콘크리트 면요소에서 균열이 발생한 이후의 하중 저항 메커니즘을 단순화한 이론으로써, 사인장 균열로 구획된 콘크리트 경사 압축재와 수평 및 수직 철근으로 트러스를 형성하여 하중에 저항한다고 하는 모델이다.
- 표피철근(skin reinforcement): 주철근이 단면의 일부에 집중 배치된 경우일 때 부재의 측면에 발생 가능한 균열을 제어하기 위한 목적으로 주철근 위치에서부터 중립축까지의 표면 근처에 배치하는 철근을 말한다.
- 프리스트레스: 프리스트레싱은 강재를 긴장하여 콘크리트에 힘을 미리 가하는 것을 의미한다. 프리스트레스는 이 프리스트레싱에 의한 효과로 단면에 발생하는 내(부)력과 변형을 일컫는다.
- 프리캐스트 구조물: 프리캐스트 구조물은 최종 위치에서가 아닌 다른 장소 또는 공장에서 제작되는 구조 부재로 구성된다. 조립된 구조물에서는 구조적인 일체성을 확보하도록 각 부재들을 연결한다.
- 하중영향((influence of load): 구조 부재에 나타나는 힘 또는 변형 하중의 영향으로, 내(부)력, 휨모멘트, 응력, 변형률이거나, 또는 구조물 전체의 처짐 및 변형
- 하중조합(combination of actions): 서로 다른 하중이 동시에 작용하고 있을 때, 한계상태의 구조적 신뢰성을 검증하는 데 적용하는 하중의 조합

1.3 기호정의

이 기준에서 사용된 기호들은 ISO 3898:1987에 주어진 일반적인 기호들과 이들로부터 유도된 것에 근거한다.

A_{bf} = 플랜지에 배치되는 횡방향 휨인장 철근량(mm^2)

A_c = 콘크리트 단면적(mm^2)

A_{cp} = 콘크리트 단면에서 외부 둘레로 둘러싸인 면적(mm^2)

A_{ct} = 인장 영역의 콘크리트 인장 단면적(mm^2)

A_{cte} = 인장 영역의 콘크리트 유효 인장 단면적(그림 4.2-1 참조)(mm^2)

A_{c0} = 지압력이 작용하는 재하 면적(mm^2)

A_{c1} = 지압강도를 계산하는데 사용하는 면적(mm^2)

A_o = 전단류의 중심선으로 구획된 면적(그림 4.1-8 참조)(mm^2)

A_p = 프리스트레스 강재의 면적(량)(mm^2)

A_s = 인장 철근 단면적(량)(mm^2)

A_{sl} = 부재의 종방향의 배치한 철근량(mm^2)

$A_{s,\min}$ = 최소 인장철근량(mm^2)

A_v = 전단철근 면적(량)(mm^2)

A_{vf} = 플랜지에 배치되는 종방향 전단철근 면적(량)(mm^2)

$A_{v,\max}$ = 최대 전단철근면적(량)(mm^2)

E_{ce} = 장기 거동을 반영한 콘크리트의 유효탄성계수

E_s = 철근이나 프리스트레스 강재의 탄성계수

I = 단면2차모멘트

I_{cr} = 균열단면의 단면2차모멘트

I_g = 총단면의 단면2차모멘트

M_{cr} = 단면에 균열을 유발시키는 휨모멘트

M_d = 사용 고정하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값

M_l = 사용 활하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값

M_u = 계수하중에 의한 단면의 휨모멘트 값

N_{cr} = 단면에 균열을 유발시키는 축인장력

N_u = 계수하중에 의한 축력(인장 혹은 압축) 값

T = 인장력

T_d = 부재의 설계비틀림강도

$T_{d,\max}$ = 부재의 최대 설계비틀림강도

T_u = 계수하중에 의한 비틀림모멘트

V = 전단력

V_{cd} = 콘크리트가 기여하는 설계전단강도

V_d = 단면의 설계전단강도

$V_{d,\max}$ = 복부 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 한 최대 설계전단강도

$V_{cd,\min}$ = 콘크리트 인장강도를 기준으로 한 최소 설계전단강도

V_{sd} = 복부 철근의 항복을 기준으로 한 설계전단강도
V_u = 작용하는 계수하중에 의한 단면 전단력
a = 전단경간, 즉 받침부 내면과 집중하중점 사이 거리
b = 단면 폭(mm)
b_w = T-, I-, L-형 단면의 복부폭(mm)
$b_{w,nom}$ = 프리스트레싱 덕트를 고려한 공칭복부폭(nominal width)
c = 단면의 압축 연단에서 중립축까지 깊이(mm)
d = 단면의 유효깊이(mm)
d_{cte} = 부재 단면의 유효인장면적의 깊이(mm)
d_b = 철근의 지름(mm)
d_{bm} = 서로 다른 지름의 철근이 다발을 이룰 경우의 평균 지름(mm)
d_p = 프리스트레스 강재의 지름(mm)
d_g = 최대 골재 공칭 크기
f_b = 콘크리트에 유발된 휨응력(MPa)
f_{c2} = 스트럿 콘크리트에 작용하는 압축응력(MPa)
f_{cd} = 콘크리트 설계압축강도(= $\phi_c \alpha_{cc} f_{ck}$, MPa)
f_{ck} = 28일 콘크리트 공시체의 기준압축강도(MPa)
f_{cm} = 콘크리트 압축강도의 평균값(MPa)
f_{ctk} = 콘크리트 하위 0.05 분위 기준인장강도(MPa)
f_{ctm} = 콘크리트 평균인장강도(MPa)
f_{ctd} = 콘크리트 설계인장강도 (= $\phi_c \alpha_{ct} f_{ctk}$, MPa)
f_{cte} = 콘크리트 유효인장강도(MPa)
f_{fat} = 반복 피로하중에 의해 유발된 응력 범위(MPa)
f_n = 축력 또는 프리스트레스에 의한 단면의 직각응력(MPa)
f_{pu} = 프리스트레스 강재의 인장강도(MPa)
f_{py} = 프리스트레스 강재의 기준항복강도(MPa)
f_r = 콘크리트 휨인장강도(파괴계수) (MPa)
f_s = 철근의 응력(MPa)
f_{sp} = 콘크리트 쪼갬인장강도(MPa)
f_{sr} = 균열 발생 직후 균열 면에서 계산한 철근 응력(MPa)
f_{so} = 균열 면에서 균열 단면으로 계산한 철근 응력(MPa)
f_{vy} = 전단 보강 철근의 기준항복강도(MPa)
f_y = 철근의 기준항복강도(MPa)
f_{yd} = 철근의 설계항복강도(= $\phi_s f_y$, MPa)

h = 부재(단면)의 전체 깊이

l = 길이 또는 지간

l_b = 기본정착길이

l_e = 유효 길이; 유효 지간

l_r = 균열 간격

$l_{r,\max}$ = 설계균열폭 계산에 사용하는 최대 균열 간격

l_t = 부착 전달길이

n = 콘크리트 탄성계수비

p_{cp} = 면적 A_{cp}를 가지는 콘크리트 단면의 둘레 길이(mm)

p_o = 면적 A_o를 가지는 콘크리트 단면적의 둘레 길이(mm)

r = 단면의 회전 반경 또는 부재의 기하적 곡률 반경

s = 스터럽의 간격(mm)

$s_{\max}$ = 스터럽의 최대간격(mm)

t_c = 콘크리트 피복 두께(mm)

$t_{c,\min}$ = 콘크리트 피복 최소 두께(mm)

$t_{c,nom}$ = 콘크리트 피복 공칭 두께(mm)

$t_{c,\min,b}$ = 부착응력에 의한 최소 피복두께(mm)

$t_{c,\min,dur}$ = 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 콘크리트 최소 피복두께(mm)

t_f = 플랜지 두께(mm)

v_u = 계수하중에 의한 전단응력

v_{uf} = 플랜지와 복부 계면에 작용하는 계수전단응력

w_k = 설계 균열폭(mm)(식 (4.2-4) 참조)

z = 단면의 내부 모멘트 팔길이(mm)

α_{cw} = 축력이 전단강도에 미치는 영향을 반영하는 계수(4.1.2.3(4) 참조)

β = 휨부재의 압축 합력의 작용점 위치 계수

$\beta_{cc}(t)$ = 재령에 따른 콘크리트 강도 보정 계수

β_{sc} = 시멘트 종류에 따른 콘크리트 강도 보정 계수

ρ = 휨인장(주인장) 철근비

ρ_e = 유효 인장철근비

ρ_l = 면요소의 종방향 철근비

ρ_t = 면요소의 횡방향 철근비

γ_g = 골재의 절대(노)건조 밀도

γ_i = 하중계수(부분안전계수)

λ = 부재의 전단경간-깊이 비

θ = 부재 복부에 형성된 스트럿의 경사각
θ_f = 거더 플랜지에 형성된 스트럿의 경사각
μ_1 = 시공이음면에서 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수
μ_2 = 계면의 거칠기에 따른 작용 직각응력 마찰계수(표 4.1-1 참조)
ϕ_c = 콘크리트의 재료계수(표 1.4-1 참조)
ϕ_s = 철근 또는 프리스트레싱 강재의 재료계수(표 1.4-1 참조)
τ = 비틀림력에 의한 비틀림 응력
ε_c = 콘크리트의 압축 변형률
ε_{co} = 최대 압축응력에서의 콘크리트 압축 변형률
ε_{cu} = 콘크리트 극한한계상태의 압축변형률
ε_s = 철근의 인장 변형률
ε_{sh} = 콘크리트의 수축 변형률
ε_{su} = 철근 혹은 프리스트레스 강재의 극한한계상태의 변형률
ε_y = 철근의 항복변형률
η = 휨부재의 극한한계상태에서 단면 응력블록 등가응력 계수(1.5.3 참조)
η_l = 경량콘크리트 계수
ζ = 인장강화효과를 반영하는 분포계수
ν = 2축-응력 상태인 콘크리트의 유효강도계수
$\varphi(t,t_o)$ = 시간 t와 t_o 사이의 크리프 계수
$\Delta t_{c,dur,\gamma}$ = 고부식성 노출환경에서 4.4.4.2(5)에서 추천하는 피복두께 증가값
$\Delta t_{c,dur,st}$ = 스테인리스 강재를 사용할 경우 기준 4.4.4.2(7)에서 추천하는 최소피복두께 감소값
$\Delta t_{c,dur,add}$ = 코팅과 같은 추가 표면처리를 하는 경우 4.4.4.2(8)에서 추천하는 최소피복두께 감소값
$\Delta_{uncrack}$ = 비균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)
Δ_{crack} = 균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)

1.4 설계 원칙

1.4.1 설계 요구 조건

(1) 콘크리트 교량은 목표하는 수명 동안 사용 중 발생 가능한 모든 하중과 환경에 견딜 수 있는 구조적 저항 성능을 가져야 하며, 사용 용도에 부합하는 적합한 재료의 선정, 적절한 설계 및 상세, 엄격한 시공 관리를 통해 사용성과 내구성을 만족하도록 설계하여야 한다.

(2) 콘크리트 교량의 설계는 의도하는 용도에 적합한 조합 하중에 근거하여야 하며, 재료 및 구조물 치수에 대한 적절한 설계값을 선택한 후 합리적인 거동 이론을 적용하여 구한 구조 성능이 요구되는 한계 기준을 만족한다는 것을 검증하여야 한다.

1.4.2 설계 기본 변수 정의

1.4.2.1 한계상태

(1) 한계상태는 설계에서 요구하는 성능을 더 이상 발휘할 수 없는 한계이다. 이 한계상태는 극한한계상태, 사용한계상태와 피로한계상태의 세 종류로 구분하여 검증하여야 한다.

(2) 극한한계상태는 붕괴, 사용자의 안전을 위험하게 하는 구조적 손상 또는 파괴에 관련된 것으로, 현실적 단순화를 위하여 붕괴 자체 대신에 붕괴 직전 상태를 극한한계상태로 간주할 수 있다.

(3) 사용한계상태는 정상적 사용 중에 구조적 기능과 사용자의 안녕 그리고 구조물의 외관에 관련된 특정한 사용성 요구 성능을 더 이상 만족시키지 않는 한계상태이다.

(4) 피로한계상태는 규칙적으로 반복되는 하중이 작용하는 부재를 구성하고 있는 철근과 콘크리트에 대해서 각각 수행하여야 한다.

1.4.2.2 하중

(1) 콘크리트 교량 설계에 필요한 하중 특성값, 하중조합 및 하중계수는 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21에서 규정한 값을 사용하여야 한다.

(2) 작용 하중에 의해 구조물의 각 부위에 유발되는 하중영향은 설계 상황에 적합한 하중 크기와 조합, 구조물의 기하학적 치수와 사용하는 재료의 설계값을 기준으로 산정하여야 한다.

1.4.2.3 재료

(1) 설계에 사용하는 재료의 성질에 관한 기준값은 적절한 시험 방법에 의해 획득한 실제 실험 자료의 통계적 분포에서 특정한 분위수에 해당하는 값으로 정해야 한다. 이 설계기준에서 따로 정의하지 않는 경우에는 재료의 성질을 나타내는 값은 표준값을 사용한다.

(2) 재료의 공칭값을 기준값으로 사용할 수 있다. 이 공칭값은 한국산업규격에서 정해진 값 또는 이와 동등한 자격을 갖춘 시험 기관이나 제조 회사에서 제공하는 자료로 정할 수 있다.

(3) 재료의 설계값은 재료 기준값에 재료계수를 곱하여 결정한 값이다.

① 재료계수는 설계상황을 반영하는 각 하중조합에 대해 표 1.4-1에서 주어진 값을 적용하여야 한다.

② 충분한 품질관리에 의해 보증할 수 있다면, 표 1.4-1에서 주어진 재료계수를 증가시킬 수 있다.

표 1.4-1 재료계수

하중조합	콘크리트 ϕ_c	철근 또는 프리스트레싱 강재 ϕ_s
극한하중조합-I, -II, -III, -IV, -V	0.65	0.90
극단상황하중조합-I, -II	1.0	1.0
사용하중조합-I, -III, -IV, -V	1.0	1.0
피로하중조합	1.0	1.0

1.4.2.4 구조물 치수

(1) 하중영향과 저항성능을 산정하는 데 사용하는 구조물 치수에 관련한 설계값은 공칭값으로 나타낼 수 있다.

(2) 구조물의 치수에 관련된 오차가 해당 구조물의 신뢰성에 현저한 영향을 미칠 경우에 치수의 설계값은 공칭값에 변동 편차를 고려하여 결정하여야 한다.

1.4.2.5 설계 강도

(1) 구조물 또는 부재의 설계 강도는 충분히 정확한 역학적 거동 모델에 재료의 설계 강도, 구조물의 공칭치수를 적용하여 산정하여야 한다.

(2) 특수한 상황에서 구조물의 설계 강도를 실험에 의하여 결정할 수 있다.

1.4.3 설계 사항

1.4.3.1 일반

(1) 모든 가능한 설계 상황에 부합하는 하중조합에서, 하중영향과 설계강도를 기준으로 적합한 한계상태를 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

(2) 구조 계산은 모든 변수를 포함하고 있는 적절한 설계 모델을 사용하여 수행하여야 한다. 이 설계 모델은 구조 거동을 충분히 정밀하게 예측할 수 있는 것이어야 한다.

1.4.3.2 극한한계상태

(1) 검증 항목

① 구조계의 정력학적 평형 한계상태를 검토할 때, 안정화 하중영향 값이 불안정화 하중영향 값보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

② 구조물의 단면 또는 연결부의 파괴나 과도한 변형에 대한 한계상태를 검토할 때, 설계저항강도가 계수하중영향 보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

③ 2차영향에 의해 유발되는 안정성 한계상태를 검토할 때, 작용 하중이 계수하중을 초과하지 않는 한, 불안정이 발생하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

④ 콘크리트교량을 설계할 때, KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21에서 정의한 부재저항계수는 특

별한 규정이 없는 한 항상 1.0을 적용하여 극한한계상태를 검증하여야 한다.

(2) 하중 조합

① 하중의 크기와 하중계수, 하중조합은 원칙적으로 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21의 규정을 적용하여야 한다.

② 각각의 불리하게 작용하는 하중 경우 마다, 동시에 발생한다고 간주되는 하중들의 조합에 의해 유발되는 계수하중영향값을 결정하여야 한다.

③ 구조물 해석에서 고정하중의 하중영향이 위치마다 큰 폭으로 변화하는 경우에는 불리한 하중 조합과 유리한 하중 조합을 분리하여 별도로 검토하여야 한다.

④ KDS 24 12 11에서 정한 여러 하중 조합에서, 활하중의 하중영향을 증가시킴으로써 구조물에 불리하게 작용하는 고정하중은 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21에서 주어진 최대 하중계수를 적용하고, 반면에 활하중의 하중영향을 감소시킴으로써 구조물에 유리하게 작용하는 고정하중은 최소 하중계수를 적용한다.

1.4.3.3 사용한계상태

(1) 사용성 요구조건을 만족시키기 위해서는 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21에 규정된 사용하중조합에 의한 하중영향이 적합한 사용한계기준을 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

(2) 사용한계기준은 구조물의 형태와 현장 주변 환경에 따른 사용성 요구조건을 고려하여 정하여야 한다.

(3) 적합한 사용하중조합에서 콘크리트 압축응력의 한계값을 설정하여 콘크리트의 손상이나 과도한 크리프 변형을 방지해야 한다.

(4) 적합한 사용하중조합에서 철근의 인장응력 한계값을 설정하여 비탄성 변형과 과도한 균열을 제한하여야 한다.

(5) 사용한계상태를 검증하기 위한 간단한 보조 방법이 주어진 경우에는 여러 조합하중에 대한 상세한 계산을 생략할 수 있다.

(6) 사용한계상태를 검토할 때, 특별히 지정하지 않는 한, 재료계수값은 1.0을 취해야 한다.

1.4.3.4 피로한계상태

(1) 규칙적인 교번 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 한다.

(2) 콘크리트 교량의 피로한계상태의 검증은 4.3의 규정에 따라 수행하여야 하며 교번 응력이 없거나 현저하지 않은 경우는 피로를 검토하지 않아도 된다.

1.5 구조해석

1.5.1 일반 사항

(1) 1.5의 규정 이외의 사항은 KDS 24 10 11(4)의 규정을 적용하여야 한다.

(2) 보, 슬래브, 또는 이와 유사한 휨부재와 기둥과 같이 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 부재는 일반적으로 평면유지의 가정이 유효하다고 간주할 수 있다. 다만, 평면유지의 가정이 유효하지 않은 깊은 보, 브래킷, 내민받침, 벽체 등과 같은 부재와 응력교란영역에 대해서는 1.5.4.4의 스트럿-타이 모델과 같은 추가적인 국부해석이 필요하다.

(3) 기하학적인 오차 그리고 하중재하 위치에서 발생 가능한 오차는 주요 허용오차와 관계된 기하학적 결함으로서 부재와 구조물의 해석에 포함하여야 한다. 4.1.1.2(5)에 규정된 최소 편심량은 단면 설계에 대한 것으로서 이를 구조해석에 포함하여서는 안 된다. 하중이 재하되지 않은 구조물에서의 기하 형상 오차는 구조물에 불리하게 영향을 미치는 경우 극한한계상태에서 고려하여야 하며, 사용한계상태에서는 고려할 필요가 없다.

(4) 변형 또는 내부 단면력의 변동과 같은 콘크리트의 시간 의존적 거동에 의한 하중영향은 일반적으로 사용한계상태에서 고려하면 되지만, 2차 효과에 민감하거나 내부 단면력의 재분배가 불가능한 구조물 또는 요소 부재와 같은 특수한 경우에는 극한한계상태에서도 이들의 영향을 고려하여야 한다.

(5) 프리캐스트구조물의 해석에서는 다음을 고려하여야 한다.
① 각 시공 단계에서 적절한 기하 조건과 역학적 성질
② 연결부의 실제 변형 및 강도

(6) 지지된 요소의 자중에 의한 마찰로 인해 발생하는 유리한 수평 구속 효과는 아래의 조건을 모두 만족하는 경우 고려할 수 있다.
① 마찰에 의해 구조의 전체 안정성이 좌우되지 않을 때
② 받침의 배치가 요소의 교번 하중하에서 불균등하여 반대방향 미끄러짐이 중첩되는 것을 방해할 때(예를 들어 단순지지 요소의 접촉 단부의 교번 온도 영향 작용)
③ 심각한 충격하중의 가능성이 없을 때
④ 비내진 구조 요소

(7) 구조물의 강도와 접합부의 일체성에 관련하여 설계할 때 수평 이동의 영향을 고려하여야 한다.

1.5.2 구조물의 이상화

1.5.2.1 전체 해석을 위한 구조 모델

(1) 구조의 요소들은 그들의 특성과 기능을 고려하여 보, 기둥, 슬래브, 판, 아치, 쉘 등으로 분류할 수 있으며, 이러한 요소들의 조합으로 이루어진 구조물의 해석을 위해서 아래의 규칙을 따라야 한다.

① 전체 단면 깊이에 대하여 4배보다 큰 경간을 갖는 부재는 보로 해석하여야 하며 그렇지 않은 경우에는 깊은 보로 해석하여야 한다.

② 전체 단면 깊이에 대하여 5배 이상의 폭을 갖는 부재는 슬래브로 해석하여야 하며, 등분포 하중이 지배적인 슬래브는 다음의 경우 일방향 슬래브로 해석할 수 있다.

가. 두개의 자유단과 평행한 변을 갖는 경우

나. 변장비가 2.0 이상인 4변 지지 직사각형 슬래브의 중심 부분

③ 리브 슬래브 또는 와플 슬래브는 플랜지와 횡방향 리브가 다음의 조건을 만족하는 충분한 비틀림 강성을 갖는다면, 분리된 요소로 해석할 필요가 없다.

가. 리브 간격이 1,500 mm 이하

나. 플랜지 아래의 리브 깊이가 리브 폭의 4배 이하

다. 횡방향 리브의 순간격은 슬래브 전체 깊이의 10배 이하

라. 최소 플랜지 두께가 리브 순간격의 1/10 이상

마. 최소 플랜지 두께가 일반적인 경우에는 50 mm 이상. 단, 리브 사이를 영구 블록으로 채운 경우에는 40 mm 이상

④ 단면 깊이가 폭의 4배 이하이며 높이가 단면 깊이의 3배 이상인 부재로서 축압축력을 주로 받는 부재는 기둥으로 해석하여야 하며, 그렇지 않은 경우에는 벽체로 해석하여야 한다.

1.5.2.2 기하학적 자료

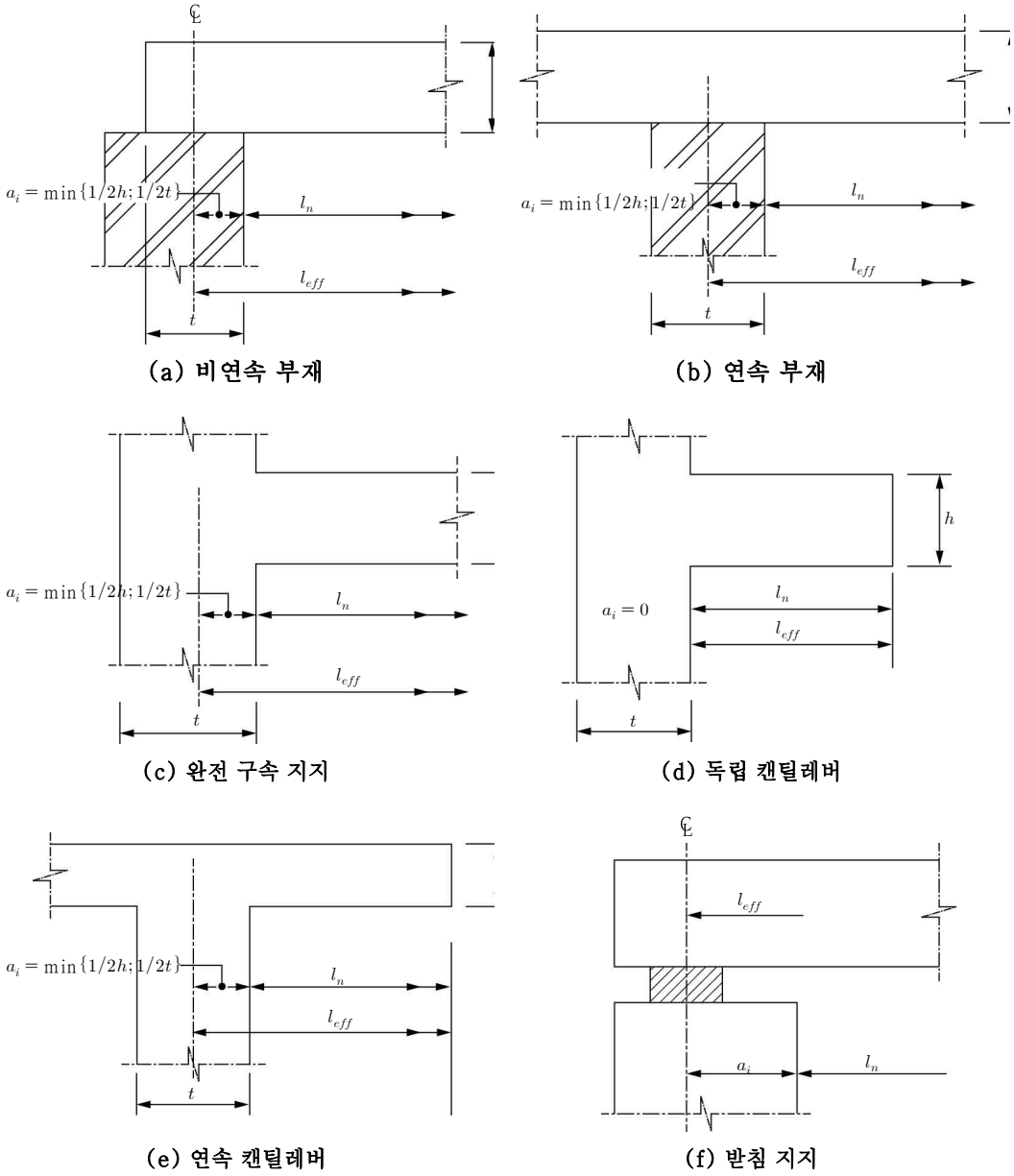
(1) T형 보의 유효 플랜지폭은 KDS 24 10 11(4.6.7)의 규정에 따른다.

(2) 보와 슬래브의 유효 경간 l_{eff}은 다음 식과 같이 산정하여야 한다.

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \qquad (1.5\text{-}1)$$

여기서, l_n = 받침점 면 사이의 순경간

a_1 및 a_2 = 지지조건에 따라 정해지는 값(그림 1.5-1 참조)



(a) 비연속 부재 (b) 연속 부재

(c) 완전 구속 지지 (d) 독립 캔틸레버

(e) 연속 캔틸레버 (f) 받침 지지

그림 1.5-1 구속조건에 따른 유효경간

(3) 보 또는 슬래브가 받침점과 일체로 된 곳에서 받침점에서의 위험 설계모멘트는 받침점 면에서의 값을 취하여야 하며, 이 때 받침점 면의 모멘트 값은 고정단 모멘트 값의 0.65배 이상이어야 한다.

(4) 기둥과 벽체 등과 같이 지지하는 요소로 전달되는 설계 모멘트와 반력은 탄성 또는 재분배된 값 중에서 큰 값을 취하여야 한다.

(5) 벽체 상단 등과 같이 회전 구속이 없다고 간주되는 받침점을 갖는 연속보 또는 슬래브에서 경간을 지점의 중심간 거리로 간주하여 계산된 받침점의 계수 휨모멘트는 해석 방법에 관계없

이 다음의 ΔM_u 양 만큼 감소시킬 수 있다.

$$\Delta M_u = f_{u,sup} t/8 \qquad (1.5\text{-}2)$$

여기서, $f_{u,sup}$는 받침점의 계수 반력이고, t는 받침점 폭(그림 1.5-1(b) 참조)이다.

1.5.3 휨모멘트 재분배

(1) 극한한계상태의 검증에서 한정된 재분배를 하는 선형 해석을 구조물의 부재 해석에 적용할 수 있다.

(2) 휨모멘트 재분배의 영향은 설계의 모든 관점에서 고려하여야 한다.

(3) 연속보 또는 슬래브에 대하여 회전능력에 대한 명확한 검토가 없어도 다음의 조건을 만족할 경우에는 식 (1.5-3)의 비율로 휨모멘트를 재분배할 수 있다.

① 휨이 지배적이며

② 인접한 부재와의 지간의 비가 0.5와 2의 범위 안에 있을 때

$$\eta \le 1 - \frac{0.0033}{\varepsilon_{cu}}\left(0.6 + \frac{c}{d}\right) \le 0.15 \qquad (1.5\text{-}3)$$

여기서, η = 탄성해석으로 구한 휨모멘트에서 재분배할 수 있는 휨모멘트의 비율
($\eta = 1 - \delta$, 4.6.2.1(3) 참조)
c = 극한한계상태에서의 중립축의 깊이
d = 단면의 유효깊이
ε_{cu} = 3.1.2.5에 따른 단면의 극한한계변형률

1.5.4 소성해석

1.5.4.1 일반사항

(1) 소성해석에 기초한 방법은 극한한계상태에서만 적용하여야 한다.

(2) 위험 단면의 연성은 예상된 붕괴 메커니즘에 도달하기에 충분하도록 커야 한다.

(3) 소성해석은 하한계해나 상한계해에 기초하여야 한다. 하한계법은 한계해석(limit analysis)에서 평형조건만을 만족하는 경우의 해를 구하는 방법이며, 상한계법은 한계해석에서 운동적합조건만을 만족하는 경우의 해를 구하는 방법이다.

(4) 하중은 점진적으로 증가하는 단조증가 하중으로 가정할 수 있다.

1.5.4.2 보와 골조 및 슬래브에 대한 소성해석

(1) 소성해석을 극한한계상태에 적용하기 위해서는 1.5.4.3의 회전 능력 요구 조건을 만족하여야 한다.

(2) 다만, 아래의 조건을 만족하면 회전능력 요구 조건을 검토하지 않아도 소성해석을 극한한계

상태에 적용할 수 있다.

① 인장철근량은 어느 단면에서나 아래의 조건을 만족한다.

$c/d \leq 0.15 (f_{ck} \leq 40\ \text{MPa})$

$c/d \leq 0.10 (f_{ck} > 40\ \text{MPa})$

② 받침부의 부모멘트에 대한 경간 중앙의 정모멘트 비는 0.5와 2.0 사이에 있다.

1.5.4.3 회전 능력

(1) 극한한계상태에서의 소성회전 조건을 충족하기 위해서는 다음의 조건을 만족하여야 한다.

① 소성힌지영역에서 인장철근량은 아래의 조건을 만족한다.

$c/d \leq 0.30 (f_{ck} \leq 40\ \text{MPa})$

$c/d \leq 0.23 (f_{ck} > 40\ \text{MPa})$

② 소성힌지영역에서 계산된 회전각(θ_s)이 허용 소성회전각($\theta_{pl,d}$) 이하이다.

(2) 허용 소성회전각($\theta_{pl,d}$)은 다음 식에 의해 계산할 수 있다.

$$\theta_{pl,d} = k_\lambda \, \theta_{pl} \qquad (1.5\text{-}4)$$

여기서, k_λ= 전단지간비에 따른 보정계수($= \sqrt{\lambda/3}$)

λ = 전단지간비($= M_u/(V_u\, d)$)

θ_{pl}= 그림 1.5-2의 기준 소성회전각으로서 40 MPa에서 80 MPa 범위의 콘크리트 압축강도에 상응하는 값은 보간하여 구한다.

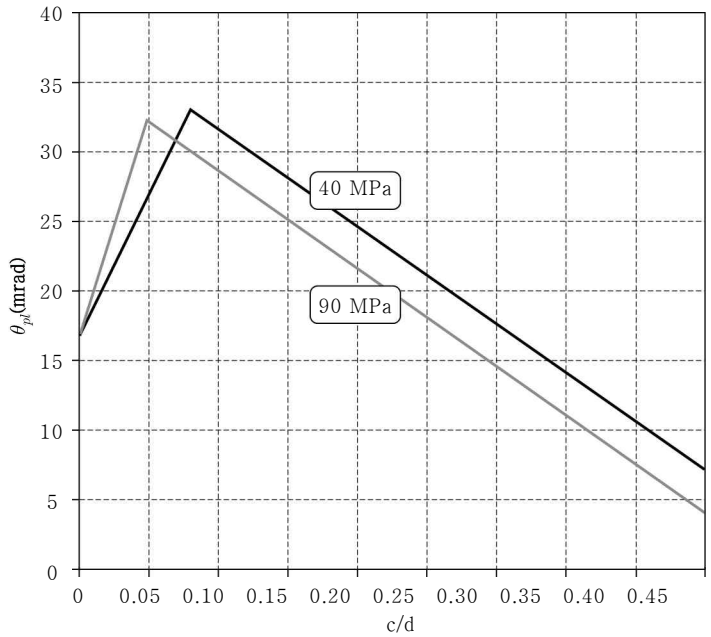


그림 1.5−2 기준 소성회전각(θ_{pl})

1.5.4.4 스트럿-타이 모델에 의한 해석

(1) 스트럿-타이 모델은 응력교란영역의 상세설계에 사용할 수 있다. 일반적으로 이 모델은 불연속 지점으로부터 거리 h(부재단면의 깊이)에까지 적용한다.

(2) 스트럿-타이 모델은 압축응력장을 대표하는 스트럿과 철근을 대표하는 타이, 그리고 절점영역으로 구성된다. 스트럿-타이 모델의 요소들이 받는 힘은 극한한계상태에서 적용된 하중과 평형을 유지하는 조건으로부터 산정하여야 한다.

(3) 스트럿-타이 모델의 요소들은 4.1.5의 규정에 따라 크기를 정하여야 한다.

(4) 스트럿-타이 모델에서 타이는 대응하는 철근의 위치와 방향이 일치하여야 한다.

1.5.5 비선형 해석

(1) 평형조건과 적합조건을 만족하며, 재료의 비선형 거동이 적절히 반영되었다면, 비선형 해석법은 극한한계상태와 사용한계상태 모두에 대하여 적용하여도 좋다. 해석은 1차 또는 2차 해석을 할 수 있다.

(2) 극한한계상태에서 비탄성 변형이 발생하는 것으로 해석된 국부 위험단면의 강도는 불확실성을 적절히 고려하여 검토하여야 한다.

(3) 비선형해석을 하는 경우, 파괴에 대한 불확실성을 고려하는 것을 제외하고는 실질적인 강성을 나타내는 재료 성질을 사용하여야 하며, 적용 범위를 명확히 하여야 한다.

1.5.6 장주 효과

1.5.6.1 일반사항

(1) 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 부재(휨압축부재) 중 횡방향 상대변위가 구속되어 있지 않은 비횡구속 골조의 휨압축부재에서 세장비 kl_u/r의 값이 22 이하인 경우에는 장주 효과를 무시할 수 있다.

(2) 횡방향 상대변위가 구속되어 있는 횡구속 골조의 휨압축부재에서 세장비 kl_u/r의 값이 $34-12(M_1/M_2)$ 이하인 경우에는 장주 효과를 무시할 수 있다. 이때 휨압축부재 양단 모멘트 중 절댓값이 작은 모멘트를 M_1으로 하고 큰 모멘트를 M_2로 하며, $34-12(M_1/M_2)$ 는 40을 초과할 수 없다. M_1/M_2의 값은 기둥이 단일 곡률일 때 양(+)으로, 이중 곡률일 때 음(−)으로 취하여야 한다.

(3) 장주 효과는 KSD 24 10 11(4.5.3.2)의 대변위 이론에 따라 2차해석($P-\Delta$ 해석)을 적용하여 하중효과에 대한 횡방향 처짐의 영향을 고려하여야 하지만, 근사해석법으로 강성을 기반으로 하는 근사해석법이나 곡률을 기반으로 하는 근사해석법을 적용할 수 있다.

(4) 강성을 기반으로 하는 근사해석법으로는 KSD 24 10 11(4.5.3.3(2))의 모멘트 확대계수를 적용할 수 있으며, KSD 24 10 11(4.5.3.3(2))에 따라 모멘트 확대계수법을 적용하여 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때에는 (1.5.6.2)에 따라야 한다. 이때 모멘트 확대계수의 값은 1.4를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

(5) 장주효과를 고려하여 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때 KSD 24 10 11(4.5.3.3(2))에 따른 모멘트 확대계수법을 적용하는 대신, 콘크리트구조기준에 따른 모멘트 확대계수법을 적용하여 설계할 수 있다.

(6) 곡률을 기반으로 하는 근사해석법을 적용할 때에는 각각의 휨압축부재에 개별적으로 적용하여야 하며, 부재의 좌굴형상을 고려한 유효길이와 부재의 최대 곡률을 기반으로 하여 해석한 횡방향 처짐에 축력을 곱하여 2차모멘트를 구하고, 이를 1차모멘트에 추가하여 확대 모멘트를 구하여야 한다.

(7) 2축 휨이 작용하는 휨압축부재는 단면의 두 주축에 대하여 장주효과를 고려하여야 한다.

1.5.6.2 모멘트 확대계수법의 적용

(1) 모멘트 확대계수법을 적용하여 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때에는 탄성해석으로 결정되는 계수축력 N_u와 KSD 24 10 11(4.5.3.3(2))에 명시된 확대계수모멘트 M_c에 근거하여 설계하여야 한다.

(2) 계수축력 N_u와 기둥 양단의 계수휨모멘트 M_1과 M_2,는 탄성골조해석에 따라 계산하여야 한다. 이때 탄성골조해석에서 단면 특성으로 다음 값을 사용할 수 있다. 다만 횡방향 지속하중이 작용할 경우와 안정성을 검토할 경우에는 단면2차모멘트를 $(1+\beta_d)$로 나누어야 한다.

① 탄성계수 : 3.1.2.2에 규정된 콘크리트의 탄성계수 E_c

② 단면2차모멘트 : 다음 값에 따른다.

보 : $0.35I_g$

기둥 : $0.70I_g$

비균열 벽체 : $0.70I_g$

균열 벽체 : $0.35I_g$

③ 단면적 : $1.0A_g$

(3) 횡구속 골조에서 β_d는 각각의 하중조합에서 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속 축력의 비이며, 비횡구속 골조에서 β_d는 1개 층 전체에서의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비이다. 비횡구속 골조에서 안정성을 검토 하는 경우, β_d는 1개 층 전체에서의 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비이다.

(4) 압축부재의 비지지길이 l_u는 압축부재를 횡방향으로 지지할 수 있는 부재의 순간격으로 취

한다. 헌치가 있는 경우에는 헌치 끝에서 비지지길이를 취한다.

(5) 회전반경 r은 전체 콘크리트 단면에 대하여 계산하여야 한다.

(6) 횡구속 골조구조물의 휨압축부재의 유효길이계수 k는 해석에 의해 보다 작은 값이 타당하다는 것이 증명되지 않는다면 1.0으로 하여야 한다. 해석에 의해 k를 결정할 때는 1.5.6.2(2)에 따라 상대강성을 고려하여야 한다.

(7) 비횡구속 골조구조물의 휨압축부재의 유효길이계수 k는 1.5.6.2(2)에 따라 상대강성을 고려하여 결정하여야 하며 1.0 이상이어야 한다.

(8) 모멘트 확대계수를 계산할 때, 더욱 정밀한 해석에 의하지 않는다면, 좌굴하중 P_c를 결정하는데 사용되는 EI는 다음 중 큰 값을 적용한다.

$$EI = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_s)}{1+\beta_d} \qquad (1.5\text{-}5)$$

$$EI = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_d} \qquad (1.5\text{-}6)$$

여기서, E_c= 콘크리트의 탄성계수(MPa)

I_g = 도심축에 대한 콘크리트 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)

E_s= 종방향 철근의 탄성계수(MPa)

I_s = 도심축에 대한 종방향 철근의 단면2차모멘트(mm^4)

β_d = 횡구속 골조에서 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비, 비횡구속 골조에서는 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비이며, 항상 양(+)이다.

(9) 편심을 가지고 긴장된 부재는, 긴장력에 의한 횡방향 처짐의 영향을 고려하여 확대 모멘트를 계산하여야 한다.

1.5.7 프리스트레스트 구조물

1.5.7.1 개요

(1) 이 절에서 프리스트레스는 긴장된 프리스트레싱 강재에 의해 콘크리트에 도입되는 것을 말한다.

(2) 프리스트레싱에 의한 하중영향과 강도를 검토하여야 하며, 그에 따른 정착부의 지압강도를 검증하여야 한다.

(3) 일반적으로 프리스트레스는 조합하중의 일부로서 작용력 조합으로 반영되며, 하중영향은 내부휨모멘트와 축력에 포함되어야 한다.

(4) 부재의 취성파괴를 피하여야 한다.

(5) 일반적인 경우의 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 다음의 최소조건을 만족하여야 한다.

① 포스트텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 30 MPa 이상, 프리텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 35 MPa 이상이어야 한다.

② 프리스트레스트 콘크리트 개별 부재의 기압축 인장영역의 프리스트레싱 강재는 소수의 강재의 파괴가 전체 부재의 파괴를 유발하지 않도록 표 1.5-1의 최소한의 개수의 강재로 이루어져야 한다.

표 1.5−1 프리스트레스트 콘크리트 개별 부재의 기압축 인장영역에 배치되어야 할 프리스트레싱 강재의 최소 개수

프리스트레싱 강재 종류	최소 개수
강봉 또는 강소선	3
강연선 또는 다발 강선의 소선	7
강연선 이외의 프리스트레싱 강재	3

1.5.7.2 긴장할 때 프리스트레스 힘의 제한

(1) 최대 긴장력

① 프리스트레싱 강재에 가하는 최대 힘, P_{zo}(즉, 긴장작업 시 긴장단에서의 힘)는 다음 값을 초과해서는 안 된다.

$$P_o = A_p f_{o,\max} \qquad (1.5\text{-}7)$$

여기서, A_p는 프리스트레싱 강재의 단면적이며, $f_{o,\max}$는 프리스트레싱 강재의 최대 응력으로 $0.8 f_{pu}$ 또는 $0.9 f_{py}$ 중에서 작은 값이다. 3.3.1(6)에 따라 항복점이 뚜렷하지 않은 경우에는 f_{py}의 값으로 $f_{p0.2k}$의 값을 쓸 수 있다.

② 만일 긴장력을 최종 프리스트레스 힘의 ±5% 정확도로 측정할 수 있다면 초과 긴장을 할 수 있다. 이 때 (예를 들어 롱라인 프리텐션 작업에서 예상보다 높은 마찰이 발생할 경우) 최대 프리스트레스 힘 P_o는 $0.95 f_{py} A_p$까지 증가시킬 수 있다.

(2) 콘크리트 응력의 제한

① 포스트텐션 정착장치 위치의 국부적인 콘크리트의 파쇄나 쪼갬이 방지되어야 한다.

② 프리스트레스가 개개의 프리스트레싱 강재에 순차적으로 도입될 때, 소요 콘크리트 압축강도는 감소될 수 있다. 시간 t에서의 최소압축강도 $f_{cm}(t)$는 관련된 규정에 제시된 100% 프리스트레싱을 위한 콘크리트 압축강도의 50% 이상이어야 한다. 이러한 최소압축강도와 100% 프리스트레싱을 위한 압축강도 사이에서, 프리스트레스는 30%~100% 범위로 보간할 수 있다.

③ 긴장 또는 프리스트레스를 전달할 때 작용되는 프리스트레스 힘과 기타 하중에 의한 구조

물 내의 콘크리트 압축응력은 다음과 같이 제한하여야 한다.

$$f_c \leq 0.6 f_{ck}(t) \quad (1.5\text{-}8)$$

여기서, $f_{ck}(t)$는 프리스트레스 힘을 받게 되는 시간 t일 때의 콘크리트의 설계기준압축강도이다. $f_{ck}(t)$는 (1.4.2.3)에 따라 정할 수 있다. 프리텐션 부재의 경우, 실험이나 경험에 의해 입증될 수 있다면 프리스트레스 전달시의 응력은 $0.7 f_{ck}(t)$로 증가될 수 있다. 만일 압축응력이 영구히 $0.45 f_{ck}(t)$를 초과할 때에는 크리프의 비선형성을 고려하여야 한다.

(3) 계측

포스트텐션의 경우, 프리스트레스 힘과 프리스트레싱 강재의 신장량은 계측을 통해 검사하여야 하며, 마찰에 의한 실제 손실량을 조절하여야 한다.

1.5.7.3 긴장한 뒤 프리스트레스 힘의 계산

(1) 긴장 및 정착 직후(포스트텐션) 또는 프리스트레스 도입 직후(프리텐션), 시간 t_0에서 콘크리트에 전달되는 프리스트레스 힘 P_{mo}는 다음 값을 초과해서는 안된다.

$$P_{mo} = A_p f_{pmo} \quad (1.5\text{-}9)$$

여기서, f_{pmo}는 긴장 도입 직후의 프리스트레싱 강재의 응력으로 $0.75 f_{py}$ 또는 $0.85 f_{py}$ 중 작은 값이며, t_0는 긴장력이 도입되는 시간이다.

(2) 임의 시간 t 및 프리스트레싱 강재의 긴장단으로부터의 거리 x(또는 원호길이)에서의 긴장력 $P(x,t)$는 긴장단에서의 최대 힘 P_{mo}에서 손실을 제외한 값이다.

(3) 프리스트레스 힘 P_{mo}를 결정할 때는 다음의 영향을 고려하여야 한다.

① 탄성변형에 의한 ΔP_c

② 단기적 릴랙세이션에 의한 ΔP_r

③ 마찰에 의한 손실 $\Delta P_{u(x)}$

④ 정착장치의 활동에 의한 ΔP_{s1}

(4) 시간 t가 t_0를 초과할 때의 프리스트레스 힘의 평균값 $P_{m,t}$는 프리스트레싱 방법에 따라 결정되어야 한다. 이때 1.5.7.3(3)에 제시된 영향뿐만 아니라, 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 PS강재의 장기 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 손실도 고려하여야 한다.

1.5.7.4 프리스트레스의 손실

(1) 프리텐션닝에서 프리스트레스의 즉시 손실

① 프리텐션 작업 시 발생하는 다음의 손실들을 고려하여야 한다.

가. 긴장 작업 시 : 굴곡부(곡선 배치된 PS강선, 강연선의 경우)에서의 마찰에 의한 손실과 정착장치의 활동에 의한 손실

나. 프리스트레스를 콘크리트에 도입하기 이전 : 프리스트레싱 강재를 긴장한 후 콘크리트

에 프리스트레스를 전달할 때까지 경과되는 시간동안 프리스트레싱 강재의 릴랙세이션에 의한 손실

다. 프리스트레스를 콘크리트에 도입할 때 : 정착장치로부터 해방되는 프리스트레싱 강재의 작용에 의한 콘크리트의 탄성 변형에 의한 손실

(2) 포스트텐션에서 프리스트레스의 즉시손실

①콘크리트 탄성 변형에 의한 손실

가. 프리스트레싱 강재의 긴장 순서를 고려하여 콘크리트의 변형에 따른 힘의 손실을 고려하여야 한다.

나. 탄성변형에 의한 손실 ΔP_c는 다음과 같이 개개의 프리스트레싱 강재의 평균적인 손실로 가정할 수 있다.

$$\Delta P_c = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta f_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \qquad (1.5\text{-}10)$$

여기서, $\Delta f_c(t)$ = 시간 t일 때 도입되는 프리스트레싱 강재의 도심위치에서의 응력 변화량

$j = (n-1)/2n$ 또는 1(프리스트레싱 이후에 가해지는 영구하중에 의한 응력 변화량에 대하여). n의 값이 큰 경우 근사적으로 ½을 취할 수 있다.

n = 연속적으로 긴장되는 동일한 프리스트레싱 강재의 개수

②마찰에 의한 손실

가. 포스트텐션 방식에서 프리스트레싱 강재의 마찰에 의한 손실, $\Delta P_\mu(x)$는 다음과 같이 계산한다.

$$\Delta P_\mu(x) = P_o(1 - e^{-(\mu\theta + kx)}) \qquad (1.5\text{-}11)$$

여기서, θ : 거리 x에 걸쳐 누적된 각 변화량 (방향 또는 부호에 무관)

μ : 곡률마찰계수

k : 파상마찰계수(/단위길이)

x : 프리스트레스 힘이 P_o인 점으로부터 프리스트레싱 강재를 따라 측정한 거리

나. 식 (1.5-11)을 사용할 때, μ 값에 대한 보다 정확한 자료가 없을 경우에는 표 1.5-2의 값으로 가정해도 좋다.

다. 정확한 자료가 없는 경우, 파상마찰계수 k의 값은 단위 m당 일반적인 범위인 0.001~0.007을 사용할 수 있다.

라. 평행한 강선이나 강연선으로 구성된 외부 긴장재에 대해서는 프리스트레스의 파상마찰손실을 무시할 수 있다.

표 1.5-2 포스트텐션 긴장재 및 외부 비부착 긴장재의 곡률마찰계수, μ

	포스트텐션 긴장재	비부착 외부 긴장재			
		강재덕트/ 윤활유 주입안함	폴리에틸렌덕트/ 윤활유 주입안함	강재덕트/ 윤활유 주입	폴리에틸렌덕트 / 윤활유 주입
냉간압연강선	0.17	0.25	0.14	0.18	0.12
강연선	0.19	0.24	0.12	0.16	0.10
이형강봉	0.65	–	–	–	–
원형강봉	0.33	–	–	–	–

③ 정착장치에서의 손실

가. 긴장 후 정착 작업 중에 정착장치의 활동에 의한 손실과 정착장치 자체의 변형에 의한 손실을 고려하여야 한다.

나. 정착장치의 활동량은 제조사의 자료를 사용할 수 있다.

(3) 프리텐션 방식과 포스트텐션 방식에서의 프리스트레스의 장기 손실

① 장기 손실은 다음의 두 가지 응력 감소를 고려하여 계산할 수 있다.

가. 지속하중에서 크리프와 건조수축에 의한 콘크리트의 변형에 의해 발생되는 변형률의 감소에 의한 응력 감소

나. 인장 상태에서 릴랙세이션에 의한 강재의 응력 감소

강재의 긴장력은 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 변형률 감소에 상호 의존한다. 이러한 상호관계는 일반적으로 감소계수 0.8을 적용함으로써 근사적으로 고려할 수 있다.

② 지속하중하에서 x위치에서의 장기 손실은 간편식인 식 (1.5-12)를 사용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta f_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t,t_o)\,E_p + 0.8\,\Delta f_{pr} + \alpha\,\phi(t,t_o)\,(f_{c(g+q)} + f_{cpo})}{1+\alpha\,\frac{A_p}{A_c}\left(1+\frac{A_c}{I_c}z_{cp}{}^2\right)[1+0.8\,\phi(t,t_o)]} \qquad (1.5\text{-}12)$$

여기서, $\Delta f_{p,c+s+r}$ = 시간 t일 때 크리프, 건조수축, 그리고 릴랙세이션에 의한 x위치에서의 강재의 응력변화량

$\varepsilon_s(t,t_o)$ = 최종건조수축에 대한 식 (3.1-30)의 값으로부터 얻는 건조수축 변형률

$\alpha = E_p / E_{cm}$

E_p = PS강재의 탄성계수(3.3.3(2) 참조)

E_{cm} = 콘크리트의 탄성계수(식 (3.1-10) 참조)

Δf_{pr} = 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 변화량, 식 (3.3-1)에서 식 (3.3-3)까지를 적용할 때 $f_{pi} = f_{p(go+q)}$ 일 때의 값을 사용하는데, 여기서 $f_{p(go+q)}$ 는 프리스트레스와 지속하중에 의한 강재의 초기 응력

$\varphi(t,t_o)$ = 시간 t_o일 때 재하된 하중에 의한 시간 t일 때의 크리프 계수

$f_{c(g+q)}$ = 고정하중과 기타 지속하중에 의한 강재 위치에서의 콘크리트 응력

f_{cpo} = 프리스트레스에 의한 강재 위치에서의 콘크리트 초기응력

A_p = 프리스트레싱 강재의 단면적

A_c = 콘크리트의 단면적

I_c= 콘크리트 단면의 단면2차모멘트

z_{cp} = 콘크리트 단면의 도심과 프리스트레싱 강재 도심 사이의 거리

식 (1.5-12)에서 압축응력과 압축변형률은 (−)부호를 사용하여야 한다.

③ 식 (1.5-12)는 각 위치의 응력을 사용하는 경우에 부착 긴장재에 대하여, 평균적 응력을 사용하는 경우에 비부착 긴장재에 대하여 적용한다. 평균응력은 외부 긴장재의 경우에는 방향변환점으로 구분되는 직선구간에서, 내부 긴장재의 경우에는 전체 길이를 따라서 산정하여야 한다.

1.5.7.5 해석할 때 프리스트레스의 고려 사항

(1) 외부 긴장재에 의한 프리스트레싱으로 2차 휨모멘트가 발생할 수 있다.

(2) 어떤 다른 힘이나 휨모멘트의 재분배를 고려하기 이전에 프리스트레싱에 의한 1차 및 2차 효과에 의한 선형해석이 수행되어야 한다.(1.5.2 참조)

(3) 소성해석 및 비선형해석에서 프리스트레스의 2차 효과는 추가적인 소성회전으로 취급될 수 있으며, 이는 회전능력의 검토 시에 포함되어야 한다.

(4) 부착 긴장재를 그라우팅한 이후에는 강재와 콘크리트는 완전부착으로 가정할 수 있다. 그러나 그라우팅 시행 전의 긴장재는 비부착으로 고려하여야 한다.

(5) 외부 긴장재는 방향변환장치 사이에서 일직선으로 가정한다.

1.5.7.6 극한한계상태에서의 프리스트레스 효과

(1) 프리스트레스 힘의 설계값은 $P_d = \gamma_p P_{m,t}$ 로 결정할 수 있다($P_{m,t}$ 에 대한 정의는 1.5.7.3(4) 참조). 극한한계상태 검증에서 γ_{ps}는 (3)에 따라 결정한다. 그러나 비선형해석 시에는 $\gamma_p = 1$ 로 가정하여야 한다.

(2) 영구적인 비부착 긴장재의 프리스트레스트 부재의 경우, PS강재의 응력 증가량을 계산할 때에는 일반적으로 부재 전체의 변형을 고려하는 것이 필요하다. 상세한 계산을 하지 않는 경우라면, 유효 프리스트레스로부터 극한한계상태까지의 응력의 증가는 5%로 가정할 수 있다.

(3) 전체 구조계의 변형 상태를 이용하여 응력 증가량을 계산할 경우에는 평균적인 재료성질 값을 사용하여야 한다.응력 증가량의 설계값은 $\Delta f_{pd} = \Delta f_p \cdot \gamma_{\Delta P}$로 계산하는데 이때 부분안전계수 $\gamma_{\Delta P}$는 다음과 같은 상한값과 하한값을 쓸 수 있다.

$$\gamma_{\Delta P,u} = 1.2$$

$$\gamma_{\Delta P,l} = 0.8$$

만일 비균열 단면으로 선형해석을 한다면 변형한계를 더 낮게 가정할 수 있고, $\gamma_{\Delta P,u}$ 및 $\gamma_{\Delta P,l}$ 의 값을 1.0으로 사용할 수 있다.

1.5.7.7 사용한계상태 및 피로한계상태 시에서의 프리스트레스 효과

(1) 사용성 검토에는 프리스트레스의 변화 가능성을 감안하여야 한다. 사용한계상태에서 프리스트레스 힘의 두 가지 기준값은 다음 식으로 계산한다.

$$P_{k,u} = \gamma_{ps,u} P_{m,t} \quad (1.5\text{-}13)$$

$$P_{k,l} = \gamma_{ps,l} P_{m,t} \quad (1.5\text{-}14)$$

여기서, $P_{k,u}$는 상한 계수긴장력이며 $P_{k,l}$ 는 하한 계수긴장력이고, $\gamma_{ps,u}$와 $\gamma_{ps,l}$은 해당 하중계수이다.

(2) 일반적으로 다음의 $\gamma_{ps,u}$와 $\gamma_{ps,l}$를 가정할 수 있다.

$\gamma_{ps,u}$=1.05, $\gamma_{ps,l}$=0.95 : 프리텐션 부재와 비부착 강선

$\gamma_{ps,u}$=1.10, $\gamma_{ps,l}$=0.90 : 포스트텐션 부재와 부착 강선

사용한계상태에서 비부착 강선의 응력을 직접 측정하는 경우와 같이 강선의 응력을 적절하게 측정하는 경우에는 $\gamma_{ps,u}$와 $\gamma_{ps,l}$를 1.0으로 할 수 있다.

1.5.8 전단벽

(1) 전단벽은 구조물의 횡방향 안정성에 기여하는 무근 또는 철근콘크리트 벽체이다.

(2) 구조물에서 각각의 전단벽에 의하여 저항하는 횡방향 하중은 작용하중, 구조물의 전단중심에 대한 하중의 편심거리와 다른 구조벽들과의 상호작용을 고려하여 구조물의 전체해석으로부터 구하여야 한다.

(3) 풍하중의 비대칭 효과를 고려하여야 한다.

(4) 축하중과 전단력의 조합 효과를 고려하여야 한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 콘크리트

3.1.1 일반사항

3.1에서 다루는 사항은 기준압축강도가 90 MPa 이하인 보통 및 고강도 콘크리트와 경량콘크리트에 대한 규정을 명시한 것이다.

3.1.2 재료특성

3.1.2.1 강도

(1) 콘크리트의 압축강도는 KS F 2403(콘크리트 강도 시험용 공시체 제작 방법)에 따라 제작되고 KS F 2405(콘크리트의 압축강도시험방법)에 따라 결정된 재령 28일에 평가한 원주형 공시체의 압축강도를 기준압축강도 f_{ck}로 나타낸다.

(2) 설계에 대한 검증과 콘크리트의 다른 성질을 평가하기 위해서 실제 콘크리트의 평균압축강도가 필요할 경우가 있다. 충분한 통계 자료가 없다면 평균압축강도 f_{cm}은 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \qquad (3.1\text{-}1)$$

여기서, Δf는 평균압축강도와 기준압축강도의 차이로 기준압축강도 40 MPa 이하의 콘크리트에 대해서는 4 MPa, 기준압축강도 60 MPa 이상의 콘크리트에 대해서는 6 MPa이며, 기준압축강도 40 MPa과 60 MPa 사이의 콘크리트에 대해서는 두 값에 대한 직선보간으로 결정한다.

(3) 재령 t일에서 콘크리트의 압축강도는 시멘트 종류, 온도 및 양생조건에 따라 다르다. 표준 양생된 콘크리트의 각 재령에서 평균압축강도 $f_{cm}(t)$는 아래 식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \qquad (3.1\text{-}2)$$

여기서 콘크리트 재령에 따라 발현되는 강도 보정 계수는

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{\beta_{sc}\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \qquad (3.1\text{-}3)$$

$f_{cm}(t)$: 재령 t일에서 콘크리트 평균압축강도

f_{cm}: 재령 28일에서 콘크리트 평균압축강도

t : 콘크리트의 재령(일)

β_{sc} : 시멘트 종류와 양생방법에 따른 상수로

= 0.35 : 1종 시멘트 습윤 양생

= 0.15 : 1종 시멘트 증기 양생

= 0.25 : 3종 시멘트 습윤 양생

= 0.12 : 3종 시멘트 증기 양생

= 0.40 : 2종 시멘트

(4) 콘크리트의 평균인장강도 f_{ctm}은 직접인장강도 시험에 의해 구하는 것을 원칙으로 하지만, 다음에 따라 간접적인 방법으로 구할 수 있다.

① 쪼갬 인장강도의 평균값 f_{spm}으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm}은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.9 f_{spm} \tag{3.1-4}$$

② 휨인장강도의 평균값 f_{rm}으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm}은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.5 f_{rm} \tag{3.1-5}$$

휨 인장강도는 단면의 높이에 따라 달라지므로, 단면의 높이를 고려하는 것이 필요한 경우에는 보다 정밀한 식을 사용하여야 한다.

③ 콘크리트의 인장시험 결과가 없는 경우, 콘크리트의 평균인장강도는 콘크리트의 평균압축강도로부터 다음 관계식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.30 (f_{cm})^{\frac{2}{3}} \tag{3.1-6}$$

④ 콘크리트의 기준인장강도는 평균인장강도로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} \tag{3.1-7}$$

⑤ 각 재령에서의 콘크리트 인장강도는 시험에 의해서 구하는 것을 원칙으로 하나, 적절한 시험을 행하기 어려운 경우 다음의 근사식을 사용할 수 있다.

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{\alpha} \cdot f_{ctm} \tag{3.1-8}$$

여기서, $\beta_{cc}(t)$: 식 (3.1-3)의 값

α : t가 28일 미만이면 $\alpha = 1$

t가 28일 이상이면 $\alpha = 2/3$

f_{ctm} : 재령 28일 평균인장강도

(5) 경량 골재의 설계 단위질량은 아래의 표 3.1-1의 밀도에 따라 정할 수 있다. 또한 표에는 설계목적으로 자중이나 고정하중을 계산하는 데 사용할 수 있는 무근콘크리트와 보통의 철근량을 포함하고 있는 철근콘크리트의 밀도가 주어져 있다.

(6) 철근량이 전체 밀도에서 차지하는 부분은 별도로 계산하여 결정할 수 있다.

(7) 경량콘크리트의 인장강도는 보통콘크리트의 평균인장강도 f_{ctm}에 다음 계수를 곱하여 얻을 수 있다.

$$\eta_l = 0.40 + 0.60 \gamma_g / 2{,}200 \tag{3.1-9}$$

여기서, γ_g는 절대건조 밀도의 상한값이다.

표 3.1－1 골재 밀도와 경량콘크리트의 설계 단위질량

절대건조 밀도 γ_g (kg/m³)		1,001~1,200	1,201~1,400	1,401~1,600	1,601~1,800	1,801~2,000
단위 질량 (kg/m³)	무근콘크리트	1,250	1,450	1,650	1,850	2,050
	철근콘크리트	1,350	1,550	1,750	1,950	2,150

3.1.2.2 탄성변형

(1) 보통 콘크리트의 탄성계수 E_c ($0.4f_{cm}$ 점에서 구한 할선 탄성계수)의 근삿값은 다음 식으로 평가할 수 있다.

$$E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}} (\mathrm{MPa}) \qquad (3.1\text{-}10)$$

여기서, m_c는 콘크리트의 단위 질량 $(\mathrm{kg/m^3})$이다.

(2) 경량콘크리트의 탄성계수는 보통 콘크리트에 대한 식 (3.1-10)의 E_c에 다음 계수를 곱하여 구할 수 있다.

$$\eta_E = (\gamma_g / 2{,}200)^2 \qquad (3.1\text{-}11)$$

여기서, γ_g는 절대건조 밀도의 상한값이다.

(3) 포아송 비의 값은 실험에 의하지 않는 경우 일반적으로 비균열 콘크리트에 대해 1/6, 균열 콘크리트에 대해 0을 취할 수 있다.

(4) 정밀한 자료가 없는 경우, 열팽창계수는 $10 \times 10^{-6} / ^\circ C$로 간주한다.

(5) 경량 콘크리트의 열팽창계수는 주로 사용된 골재의 종류에 따라 다른데, 약 $4 \times 10^{-6} / ^\circ C$과 $14 \times 10^{-6} / ^\circ C$ 사이의 값을 취할 수 있다.

(6) 시간에 따른 탄성계수의 변화는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_c(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}\, E_c \qquad (3.1\text{-}12)$$

여기서, $E_c(t)$는 재령 t일에서의 값이고, E_c는 재령 28일에서 결정되는 값이다. $\beta_{cc}(t)$는 식 (3.1-3)을 따른다.

3.1.2.3 크리프

콘크리트 크리프는 다음의 규정에 따라 예측할 수 있다.

(1) 시간 t'에서 작용응력 $f_c(t')$에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 변형률 $\varepsilon_{c\sigma}(t,\ t')$는 콘크리트의 압축강도 또는 설계기준압축강도, 부재의 크기, 평균 상대

습도, 재하할 때의 재령, 재하기간, 시멘트 종류, 양생온도, 온도변화, 작용응력의 크기 등에 따라 식 (3.1-13)을 사용하여 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_{ci}} \right] \qquad (3.1\text{-}13)$$

여기서, E_{ci}는 초기접선 탄성계수로 식 (3.1-10)에 의하여 구한 할선탄성계수를 이용하여 식 (3.1-14)의 관계식에 의하여 구한다. t'시간에서 초기접선 탄성계수 $E_{ci}(t')$는 E_{ci}와 $E_{ci}(t)$ 사이에 식 (3.1-15)와 같은 관계가 성립하는 것으로 하여 구하여야 한다.

$$E_{ci} = 1.18 E_c \qquad (3.1\text{-}14)$$

$$E_{ci}(t') = \sqrt{\beta_{cc}(t)}\, E_{ci} \qquad (3.1\text{-}15)$$

여기서, $E_{ci}(t')$는 재령 t'일에서의 초기접선 탄성계수이고, E_{ci}는 재령 28일에서 초기접선 탄성계수 값이다. $\beta_{cc}(t)$는 식 (3.1-3)을 따른다.

(2) 식 (3.1-13)에서 크리프계수 $\varphi(t, t')$는 양생온도가 20 ℃이고, 하중이 작용하는 동안의 대기온도 20 ℃인 경우를 기준으로 한 것으로서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\varphi(t, t') = \varphi_o \beta_c(t - t') \qquad (3.1\text{-}16)$$

여기서,

$$\varphi_o = \varphi_{RH}\, \beta(f_{cm}) \beta(t') \qquad (3.1\text{-}17)$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10\ \sqrt[3]{h}} \qquad (3.1\text{-}18)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad (3.1\text{-}19)$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \qquad (3.1\text{-}20)$$

$$\beta_c(t - t') = \left[\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right]^{0.3} \qquad (3.1\text{-}21)$$

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.012RH)^{18} \right] h + 250 \leq 1{,}500(\text{일}) \qquad (3.1\text{-}22)$$

h = 개념부재치수(mm) = $2A_c/u$

u = 단면적 A_c의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이(mm)

f_{cm}은 식 (3.1-1)을 따른다.

RH = 상대습도(%)

(3) 작용 응력의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 (3.1-16)의 크리프계수는 다음과 같이 보

정하여야 한다.

① 양생 온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

양생기간 동안 온도의 변화가 있거나 20 ℃가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우에 하중이 재하될 때의 콘크리트 재령 t'는 온도와 시멘트 종류를 고려하여 다음과 같이 보정하여야 한다.

$$t' = t'_T \left[\frac{9}{2 + (t'_T)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} \geq 0.5(\text{일}) \qquad (3.1\text{-}23)$$

$$t'_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \exp\left(- \frac{4{,}000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65 \right) \qquad (3.1\text{-}24)$$

$$\alpha = \begin{cases} -1 & : 2\text{종 시멘트} \\ 0 & : 1\text{종, } 5\text{종 시멘트} \\ 1 & : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

여기서, $T(\Delta t_i)$는 Δt_i일 동안 지속된 온도(℃), Δt_i는 일정한 온도가 지속된 기간(일)이고, n은 일정한 온도를 유지한 단계의 수이다.

② 작용 응력의 크기에 따른 보정계수

작용 응력 $f_c(t')$가 $0.4\, f_{cm}(t') < |f_c(t')| < 0.6\, f_{cm}(t')$인 경우 식 (3.1-17)의 ϕ_o를 크리프의 비선형성을 고려하여 식 (3.1-25)과 같이 보정한다.

$$\varphi_{o,k} = \varphi_o \exp\left[1.5 \left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cm}(t')} - 0.4 \right) \right] \qquad (3.1\text{-}25)$$

여기서, $f_{cm}(t')$는 식 (3.1-2)와 식 (3.1-23)에 의해 구할 수 있다.

③ 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5 ℃에서 80 ℃까지 변화할 때 크리프계수는 식 (3.1-18)의 φ_{RH}를 식 (3.1-27)로, 그리고 식 (3.1-22)의 β_H를 식 (3.1-29)로 보정하여 식 (3.1-26)에 의해 구하여야 한다.

$$\varphi(t, t') = \beta_c(t - t')\varphi_o + 0.0004(T - 20)^2 \qquad (3.1\text{-}26)$$

$$\varphi_{RH,T} = \varphi_T + (\varphi_{RH} - 1.0)\varphi_T^{1.2} \qquad (3.1\text{-}27)$$

여기서,

$$\varphi_T = \exp[0.015(T - 20)] \qquad (3.1\text{-}28)$$

$$\beta_{H,T} = \exp\left[\frac{1{,}500}{273 + T} - 5.12 \right] \beta_H \qquad (3.1\text{-}29)$$

3.1.2.4 건조수축

(1) 콘크리트의 건조수축 변형률은 대기의 평균상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음 식 (3.1-30)에 따라 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho}\beta_s(t - t_s) \qquad (3.1\text{-}30)$$

여기서, ε_{sho}와 $\beta_s(t-t_s)$는 다음 식 (3.1-31)에서 식 (3.1-34)까지를 이용하여 계산하여야하며, t_s는 콘크리트가 대기 중에 노출되었을 때의 재령(일)이다.

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cm})\beta_{RH} \tag{3.1-31}$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/10)] \times 10^{-6} \tag{3.1-32}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55[1-(RH/100)^3] & (40\,\% \le RH < 99\,\%) \\ 0.25 & (RH \ge 99\,\%) \end{cases} \tag{3.1-33}$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035\,h^2 + (t-t_s)}} \tag{3.1-34}$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 & : \text{2종 시멘트} \\ 5 & : \text{1종, 5종 시멘트} \\ 8 & : \text{3종 시멘트} \end{cases}$$

(2) 외기의 온도가 20 ℃가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$는 다음 식 (3.1-35)와 식 (3.1-36)에 의해 보정하여야 한다.

$$\beta_{RH,T} = \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH}\right)\left(\frac{T-20}{40}\right)\right]\beta_{RH} \tag{3.1-35}$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2\exp[-0.06(T-20)] + (t-t_s)}} \tag{3.1-36}$$

3.1.2.5 응력-변형률 관계

(1) 비선형 해석을 위한 응력-변형률 관계

① 비선형 구조해석을 위해 단기 1축 압축력을 받는 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 다음 식으로 표현할 수 있다.(그림 3.1-1)

$$f_c = f_{cm}\left[\frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{co,r}) - (\varepsilon_c/\varepsilon_{co,r})^2}{1 + (k-2)(\varepsilon_c/\varepsilon_{co,r})}\right] \tag{3.1-37}$$

여기서, $k = 1.1E_c\varepsilon_{co,r}/f_{cm}$ 이고,

$\varepsilon_{co,r}$ 은 최대 응력에 도달하였을 때의 정점 변형률이며,

$\varepsilon_{cu,r}$ 은 극한한계변형률을 나타낸다.(표 3.1-2)

② 식 (3.1-37)과 다르게 표현된 응력-변형률 관계가 사용 콘크리트의 거동을 잘 표현한다면, 이를 적용할 수 있다.

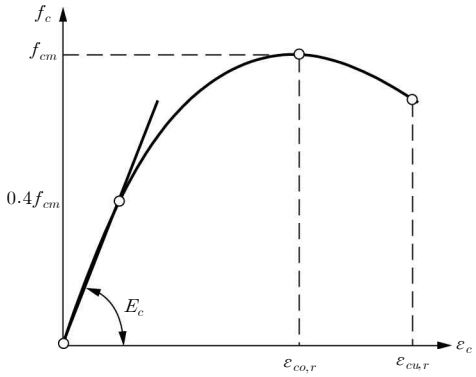


그림 3.1−1 비선형 해석을 위한 콘크리트의 응력−변형률 곡선

표 3.1−2 비선형 해석을 위한 콘크리트 응력−변형률 곡선의 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70	80	90
$\varepsilon_{co,r}$ (‰)	1.83	1.90	1.97	2.03	2.09	2.18	2.26	2.42	2.57	2.68	2.79	2.80
$\varepsilon_{cu,r}$ (‰)				3.3				3.2	3.1	3.0	2.9	2.8

(2) 단면 설계를 위한 응력-변형률 관계

① 휨부재의 단면 설계를 위하여 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다.(그림 3.1-2)

$$0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{co} \text{ 구간에서, } f_c = \phi_c(0.85 f_{ck})\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)^n\right] \qquad (3.1\text{-}38)$$

$$\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu} \text{ 구간에서, } f_c = \phi_c(0.85 f_{ck}) \qquad (3.1\text{-}39)$$

여기서, ϕ_c는 콘크리트에 대한 재료계수로 1.4.2.3에서 정의된 값이며,

n은 상승 곡선부의 형상을 나타내는 지수,

ε_{co}는 최대 응력에 처음 도달할 때의 변형률,

ε_{cu}는 극한변형률이다.

콘크리트 강도가 40 MPa 이하인 경우, n, ε_{co}, ε_{cu}는 각각 2.0, 0.002, 0.0033으로 한다. 콘크리트 강도가 40 MPa을 초과할 경우에는 매 10 MPa의 강도 증가에 대하여, n, ε_{co}의 값을 0.0001씩 증가시키고 ε_{cu}의 값을 0.0001씩 감소시키며, n은 식 (3.1-40)에 따라 결정한다. (표 3.1-3)

$$n = 1.2 + 1.5\left(\frac{100-f_{ck}}{60}\right)^4 \le 2.0 \qquad (3.1\text{-}40)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002 + \left(\frac{f_{ck}-40}{100{,}000}\right) \ge 0.002 \qquad (3.1\text{-}41)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - \left(\frac{f_{ck} - 40}{100{,}000}\right) \leq 0.0033 \qquad (3.1\text{-}42)$$

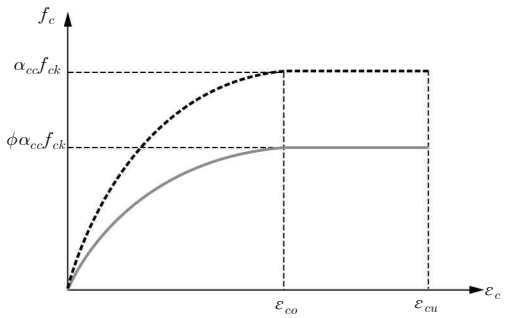


그림 3.1−3 단면설계를 위한 응력−변형률 곡선

표 3.1−3 단면설계를 위한 응력−변형률 곡선의 콘크리트 강도 변화에 따른 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70	80	90
n				2.0				1.92	1.50	1.29	1.22	1.20
ε_{co} (‰)				2.0				2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
ε_{cu} (‰)				3.3				3.2	3.1	3.0	2.9	2.8

(3) 횡방향으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

① 횡방향철근으로 구속된 휨부재는 횡구속 효과를 고려한 응력-변형률 관계를 사용하여 휨강도와 변형 성능을 검증할 수 있다. 이때의 횡구속 철근은 심부콘크리트를 구속할 수 있는 철근상세를 가진 횡방향 철근이어야 한다.

② 별도로 조사된 상세한 자료가 없는 경우, 다음 식으로 콘크리트의 압축강도와 변형률이 증가된 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다. (그림 3.1-3)

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 3.7 f_2 \qquad (3.1\text{-}43)$$

$$\varepsilon_{co,c} = \varepsilon_{co} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \qquad (3.1\text{-}44)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 f_2 / f_{ck} \qquad (3.1\text{-}45)$$

여기서, $f_2 (= f_3)$는 극한한계상태에서 구속에 의해서 발생하는 횡방향 유효 압축응력으로 원형후프나 나선철근으로 횡구속된 경우에는 식 (3.1-46a)으로, 사각형띠철근으로 횡구속된 경우에는 식 (3.1-46b)로 구한다.

$$f_2 = \frac{1}{2}\rho_s f_{yh}\left(1 - \frac{s}{d_s}\right) = \frac{2A_{sp} f_{yh}}{s\, d_c}\left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \qquad (3.1\text{-}46a)$$

$$f_2 = \rho_{r\min} f_{yh}\left(1 - \frac{s}{b_{cl}}\right)\left(1 - \frac{s}{b_{cs}}\right)\left(1 - \frac{\Sigma b_i^2/6}{b_{cl} b_{cs}}\right) \qquad (3.1\text{-}46b)$$

여기서, ρ_s은 콘크리트 심부체적에 대한 횡구속 철근의 체적비 : $\rho_s = (4A_{sp})/(s\, d_c)$,

f_{yh}는 횡구속 철근의 설계기준항복강도(MPa),

s는 부재의 축방향으로 측정한 횡구속 철근의 간격(mm),

d_c는 원형 단면의 횡구속 철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm),

A_{sp}는 원형 단면의 횡구속 철근 한 개의 단면적(mm^2),

$\rho_{r\min}$는 긴변 방향과 짧은 변 방향으로 계산한 사각형 횡구속 띠철근의 체적비(ρ_{rl}과 ρ_{rs}) 중 작은 값 : $\rho_{rl} = A_{shl}/(s\,b_{cs})$, $\rho_{rs} = A_{shs}/(s\,b_d)$

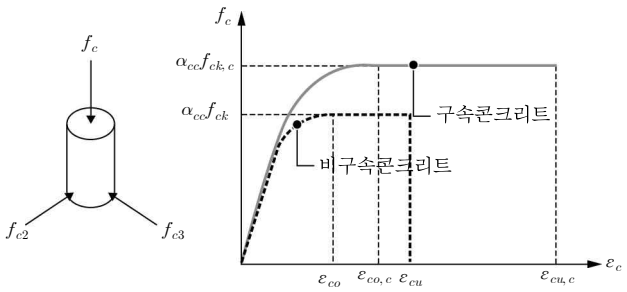
A_{shl}는 긴 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm^2),

A_{shs}는 짧은 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm^2),

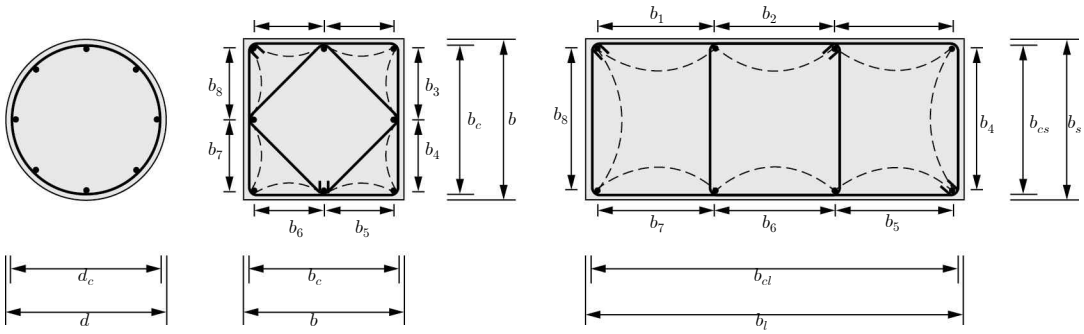
$b_{c\min}$는 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 작은 값(mm),

$b_{c\max}$는 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 큰 값(mm),

b_i는 후프띠철근의 모서리나 보강띠철근의 갈고리로 구속된 축방향 철근 사이의 중심 간격(mm)으로, 식 (3.1-46b)에는 단면 둘레의 변을 따라 존재하는 모든 b_i를 계산에 포함한다(그림 3.1-4 참조).



(a) 구속된 콘크리트의 응력－변형률 관계



(b) 횡구속된 압축부재

그림 3.1－4 구속된 콘크리트의 응력－변형률 관계와 횡구속된 압축부재

3.1.2.6 설계압축강도 및 설계인장강도

(1) 설계압축강도

콘크리트의 설계압축강도는 다음 식과 같이 기준압축강도에 재료계수와 유효계수를 곱하여 구한다.

$$f_{cd} = \phi_c \alpha_{cc} f_{ck} \qquad (3.1\text{-}47)$$

여기서, f_{cd}는 설계압축강도이고, ϕ_c는 표 1.4-1에 주어진 콘크리트의 재료계수이며. α_{cc} 는 유효계수로 0.85다.

(2) 설계인장강도

콘크리트의 휨인장강도를 포함한 설계인장강도는 다음 식과 같이 기준인장강도에 재료계수를 곱하여 구한다.

$$f_{ctd} = \phi_c \alpha_{ct} f_{ctk} \qquad (3.1\text{-}48)$$

여기서, f_{ctd}는 설계인장강도이고, ϕ_c는 표 1.4-1에 주어진 콘크리트의 재료계수이며, α_{ct}는 인장강도 유효계수로 콘크리트 압축대의 쪼갬인장강도를 산정할 때 유효계수 값은 0.85를 취하고, 그 외의 경우 유효계수는 모두 1.0을 적용한다.

3.1.2.7 증기양생한 콘크리트 재료

(1) 강도

① 콘크리트 혹은 콘크리트 부재를 증기 양생하는 경우 28일 이전 t일의 콘크리트 압축강도 $f_{cm}(t)$는 식 (3.1-2)에 온도에 따라 조정한 콘크리트 재령 t 를 대입하여 구할 수 있다.(식 (3.1-24) 참조) 이 때 계수 $\beta_{cc}(t)$는 1.0 이하이다. 또한, 증기양생의 효과는 식 (3.1-49)를 사용할 수 있다.

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \qquad (3.1\text{-}49)$$

여기서, f_{cmp}는 증기양생 후 평균압축강도로 부재와 동일한 증기양생을 수행한 시험체에 대하여 시간 t_p $(t_p < t)$에서 시험에 의하여 측정한 값이다.

(2) 크리프와 건조수축

① 콘크리트 부재를 증기 양생한 경우, 크리프 변형은 식 (3.1-23)에 따라 시간함수를 사용하여 구할 수 있다.

② 크리프 변형을 구하기 위하여 식(3.1-20)의 재하시의 콘크리트 재령 t'(일)은 식 (3.1-23)과 식 (3.1-24)에서 얻어진 등가 콘크리트 재령으로 바꾸어야 한다.

③ 증기 양생한 콘크리트 요소에서는 다음을 가정한다.

가. 증기양생 동안에는 건조수축 변형은 크지 않다.

나. 자기 수축 변형은 0이다.

3.2 철근

3.2.1 일반사항

(1) 이 설계기준의 보강용 강재에 관련된 규정들은 KS D 3504(철근콘크리트용 봉강), KS D 3552(철선)과 KS D 7017(용접철망)에 적합한 강재를 사용할 경우에 적용된다. 이 규정들은 특수 도막 처리된 보강용 강재인 경우에는 적용되지 않는다.

(2) 철근 성질에 대한 요구 조건들은 경화된 콘크리트 내부에 배치되어 보강재로써의 기능을 확보하기 위한 것이다. 현장 가공에 의하여 철근의 특성이 영향을 받는 경우, 가공 이후의 특성에 대한 검증이 이루어져야 한다.

(3) 한국산업표준에 적합하지 않은 철근을 사용하는 경우 그 역학적 성질은 이 설계기준의 요구조건에 의해 검증되어야 한다.

3.2.2 재료특성

(1) 이 코드의 특성값은 현장에서 철근을 구부리거나 용접할 경우 온도범위가 한국산업표준에서 허용하는 범위 내에 있을 때 적용된다.

(2) 이 설계기준에 있는 설계 및 상세 규정은 설계기준항복강도 600 MPa 이하의 철근에만 유효하다. 단, 내진설계에 적용하는 경우 8장의 내용에 따르도록 한다.

(3) 철근의 기준항복강도 f_y(또는 $f_{0.2k}$: 0.2% 오프셋 항복강도)와 인장강도 f_u는 각각 항복하중의 기준값과 직접 1축 인장의 최대하중을 공칭단면적으로 나눈 값으로 정의한다. 실제 시험을 통하여 얻어지는 항복 응력은 기준항복강도의 1.3배를 초과하지 않아야 한다. 보통 철근의 응력-변형률 관계는 그림 3.2-1과 같다.

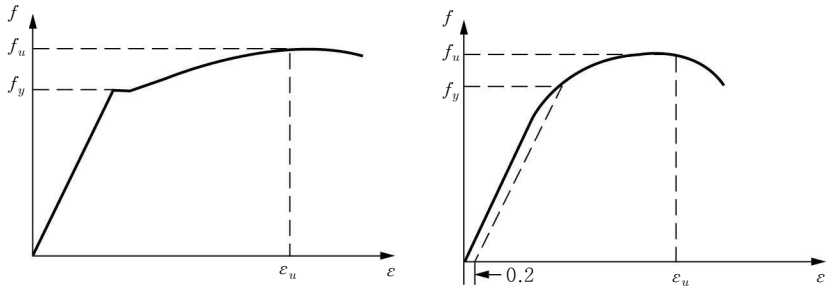
(4) 용접

① 모든 용접은 KS B 0816, KS B 0892의 규격에 따라 수행하여야 하며, 그 용접성은 KS B 0804 를 따라야 한다.

② 용접철망의 정착 길이 내의 용접 연결부의 강도는 충분하여야 한다.

③ 용접철망의 용접 연결부에 있어서 각 연결부가 규정된 기준항복강도와 공칭 단면적을 곱한 값의 30% 이상의 전단력을 견딘다면 그 강도가 적절한 것으로 가정할 수 있다. 철망의 두 강선의 지름이 다른 경우 이 힘은 더 굵은 강선의 단면적에 기초하여 구한다.

(5) 피로강도가 요구되는 경우 KS B 0802에 따라 검증되어야 한다.



(a) 열간 압연 강재　　(b) 냉간 압연 강재

그림 3.2－1 보통 철근의 응력－변형률 관계

3.2.3 설계 가정

(1) 설계는 철근의 공칭단면적과 3.2.2에 주어진 기준강도로부터 도출된 설계항복강도에 기초하여 수행되어야 한다. 철근의 설계항복강도는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$f_{yd} = \phi_s f_y \qquad (3.2\text{-}1)$$

(2) 부재의 극한한계상태에서 변형을 검토할 필요가 없을 경우 철근의 항복 이후 응력-변형률 관계는 그림 3.2-2에 보인 수평 직선으로 가정하여 설계에 사용할 수 있다. 그러나 극한한계상태에서 변형률을 검토할 필요가 있는 경우에는 그림 3.2-2에 보인 항복점 이 후 변형률 한계 ε_{ud}까지 기울기를 갖는 응력-변형률 곡선을 사용해야 한다.

(3) 철근의 평균 단위 질량은 7,850 kg/m^{3}으로 간주할 수 있다.

(4) 철근의 평균 탄성계수의 값 E_s는 200 GPa(kN/mm^2)로 가정할 수 있다.

(5) 철근의 열팽창계수는 12×10^{-6}/℃로 가정할 수 있다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수 값과의 차이는 일반적으로 무시해도 좋다.

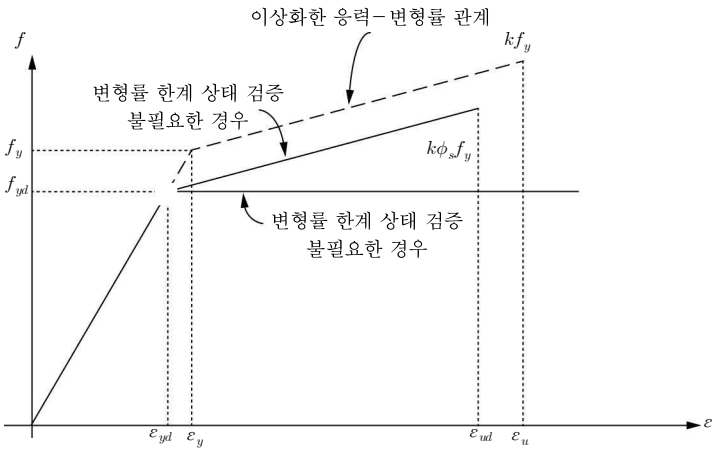


그림 3.2－2 철근의 설계 응력－변형률 관계

3.3 프리스트레싱 강재

3.3.1 일반 사항

(1) 이 절은 콘크리트 구조물에서 프리스트레싱 긴장재로 사용되는 강선, 강봉 및 스트랜드에 적용된다.

(2) 프리스트레싱 강재는 그 성능을 저하시킬 수 있는 결함이 없어야 한다.

(3) 프리스트레싱 강재는 KS D 7002(PC 강선 및 PC강연선) 및 KS D 3505(PC 강봉) 혹은 동종의 강재에 적용되는 KS에 규정된 품질시험에 준한 시험을 행하여 품질을 조사, 확인하고 인장강도, 기준항복강도 등을 정하여야 한다. 특히 고강도의 프리스트레싱 강재를 사용하는 경우에는 지연 파괴의 검토 등 설계와 시공 상의 주의사항에 대해 별도의 검토가 필요하다.

(4) 프리스트레싱 긴장재의 성질에 대한 요구조건은 긴장재가 부재 내에서 최종적인 위치에 배치되는 재료인 경우에 대한 것이다. 프리스트레싱 강의 생산방법, 시험 및 인증의 적합성이 관련 KS 규격을 따르는 경우 그 긴장재는 이 설계기준의 요구조건을 만족하는 것으로 가정할 수 있다.

(5) 이 설계기준을 따르는 프리스트레싱 강재는 인장강도, 기준항복강도, 최대하중에서의 신장량으로 규정될 수 있으며, 그 값은 각각 f_{pu}, f_{py} 및 ε_{uk}로 나타낸다. 항복점이 뚜렷하지 않은 경우 0.2 % 오프셋 항복강도를 항복강도로 쓸 수 있다(f_{py}=$f_{p0.2k}$).

(6) f_{pu} 및 f_{py}는 각각 구조물에 쓰일 때 요구되는 프리스트레싱 강재의 성질에 기초한 기준인장강도 및 기준항복강도 값으로서 이들 두 값 사이에는 직접적인 관계는 없다.

(7) 각 제품은 3.3.2(2)의 구분 체계에 따라 명확히 구분할 수 있어야 한다.

(8) 프리스트레싱 강재는 릴랙세이션에 관한 성질에 따라, 또는 관련 KS 규격에 따라 구분되어야 한다.

(9) 모든 제품의 배송은 3.3.2(2)의 ①~④에 따라 제품의 구분에 필요한 정보가 전부 포함된 증명서를 포함하여야 하며, 필요한 경우 추가적인 정보도 함께 포함되어야 한다.

(10) 강선 및 강봉에 용접부가 있어서는 안 된다. 스트랜드의 개별 강선은 냉간 인발 이전에 만들어진 엇갈림(staggered) 용접부만을 포함할 수 있다.

(11) 코일 형태의 긴장재는 일정 길이를 풀어 놓은 후에 강선 또는 강연선의 최대 굽힘 높이(bow height)가 관련 KS 규격에 적합하여야 한다.

3.3.2 재료특성

(1) 프리스트레싱 강재의 성질은 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등에 주어져 있다.

(2) 프리스트레싱 강재(강성, 강연선 및 강봉)는 다음 항에 따라 나뉜다.

① 등급(Grade), 기준항복강도(f_{py} 또는 $f_{p0.2k}$), 기준인장강도값의 기준항복강도값에 대한 비(f_{pu}/f_{py}) 및 최대하중에 대한 신장량(ε_{uk})을 말한다.

② 구분(Class), 릴랙세이션 거동에 따라 구분된다.

③ 크기(치수)

④ 표면 특성

(3) 프리스트레싱 강재의 실제 무게는 공칭 무게와 비교하여 KS에 규정된 한계 이상 차이가 나지 않아야 한다.

(4) 강도 - 기준항복강도(f_{py}) 및 기준인장강도(f_{pu})의 값은 축방향 인장 하중을 가할 때 각각 0.2 % 영구연신율이 일어나는 하중과 인장파단이 일어나는 최대하중의 값을 공칭 단면적으로 나눈 값으로 정의된다.

(5) 연성 - 프리스트레싱 강재는 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등의 규격에 따라 적절한 연성을 가져야 한다.

(6) 피로 - 프리스트레싱 강재는 적절한 피로강도를 가져야 하며, 긴장재의 피로응력범위는 관련 KS 규격의 규정에 따라야 한다. 프리스트레싱 강재의 피로설계 요구조건은 4.1.3을 참고하여야 한다.

(7) 릴랙세이션

① 종류 - 이 설계기준에는 3 가지 종류의 릴랙세이션이 정의되어 있다.

가. Class 1: 강선 또는 강연선 - 보통 릴랙세이션 긴장재

나. Class 2: 강선 또는 강연선 - 저 릴랙세이션 긴장재

다. Class 3: 열연(hot-rolled) 강봉

② 프리스트레싱 강재의 릴랙세이션에 의한 손실의 설계 계산은 평균기온 20 ℃에서 긴장한 이후 1,000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실인 ρ_{1000}(%) 값에 기초하여야 한다. 여기서, ρ_{1000} 값은 초기 응력에 대하여 백분율로 표시되며, 초기응력을 $0.7f_p$와 같게 놓고 얻는다. f_p는 프리스트레싱 강재 시편의 인장강도이다. 설계 계산을 할 때는 기준인장강도(f_{pu})를 사용하여야 한다.

③ ρ_{1000} 값은 생산자가 제공한 시험 증명서로부터 구하나, 그렇지 않으면 Class 1에 대하여 8%, Class 2에 대하여 2.5% 및 Class 3에 대하여 4%로 가정할 수 있다.

④ 릴랙세이션 손실은 초기 프리스트레싱 응력에 대한 프리스트레싱 응력 변화비율로 정의된다. 릴렉세이션 손실은 다음 식으로 계산할 수 있다. 식 (3.3-1) 및 식 (3.3-2)는 보통 릴랙세이션 긴장재와 저 릴랙세이션 긴장재에 각각 적용되며, 식 (3.3-3)은 열연강봉에 적용된다.

$$\text{Class 1:}\frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 5.39\rho_{1,000}e^{6.7\mu}\left(\frac{t}{1{,}000}\right)^{0.75(1-\mu)}10^{-5}(\%) \qquad (3.3\text{-}1)$$

$$\text{Class 2:}\frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 0.66\rho_{1,000}e^{9.1\mu}\left(\frac{t}{1{,}000}\right)^{0.75(1-\mu)}10^{-5}(\%) \qquad (3.3\text{-}2)$$

$$\text{Class 3:}\frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 1.98\rho_{1,000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1{,}000}\right)^{0.75(1-\mu)}10^{-5}(\%) \qquad (3.3\text{-}3)$$

여기서, Δf_{pr} = 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 변화량

f_{pi} = 초기 프리스트레스트 응력(1.5.7.3(1) 참조)

여기서 프리텐셔닝 부재의 경우 정착장치의 활동에 의한 손실을 초기 프리스트레싱 응력에서 빼도 좋다.(1.5.7.4(1)① 긴장작업 시의 손실 참조)

t = 긴장 이후 경과 시간(시간)

$\mu = \frac{f_{pi}}{f_{pu}}$, 여기서 f_{pu}는 프리스트레싱 강재의 기준인장강도.

$\rho_{1,000}$ = 평균기온 20℃,에서 긴장 이후 1,000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실(%)

⑤ 릴랙세이션 손실의 장기(최종)값은 500,000시간(약 57년)에 대하여 산정하여도 좋다.

⑥ 릴랙세이션 손실은 강재의 온도에 매우 민감하다. 열처리를 하는 경우에는 해당 규정을 적용하여야 하며, 그렇지 않은 경우 강재의 온도가 30 ℃를 넘을 것으로 예상되면 시험에 의한 특별 검증이 수행되어야 한다.

3.3.3 설계 가정

(1) 구조해석은 프리스트레싱 강재의 공칭단면적 및 f_{py}, f_{pu} 및 ε_{uk}의 값에 기초하여 수행하여야 한다.

(2) 강선 및 강봉에 대한 탄성계수의 설계값, E_p은 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작과정에 따라 195에서 210 GPa의 범위에 있을 수 있다.

(3) 스트랜드에 대하여 탄성계수의 설계값 E_p를 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작과정에 따라 185에서 205 GPa의 범위에 있을 수 있다.

(4) 설계 목적으로 사용되는 평균 밀도는 다음과 같이 가정하여도 좋다.

① 강선 및 강연선에 대하여,7,850 kg/m^3

② 강봉에 대하여, 7,850 kg/m^3

(5) 설계 목적으로 사용되는 열팽창계수는 12×10^{-6}/℃로 가정하여도 좋다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수의 차이는 일반적으로 무시하여도 좋다.

(6) 위에 주어진 값들은 완성된 구조물 내에서 프리스트레싱 강재의 온도 범위가 −40 ℃와 +100 ℃ 사이에 있으면 유효한 것으로 가정해도 좋다.

(7) 강재 응력에 대한 설계값은 이상화된 응력-변형률 곡선을 프리스트레싱 강재에 대한 재료계수 ϕ_s를 곱하여 구한다.(1.4.2.3 참조)

(8) 단면 설계에서 프리스트레싱 긴장재의 응력-변형 관계는 다음 중 하나로 가정하여도 좋다.
① 항복 이후 변형율 한계 $\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk}$인 경사 직선 부분으로 가정
② 항복점 이후 변형률 한계가 없는 수평 직선 부분으로 가정

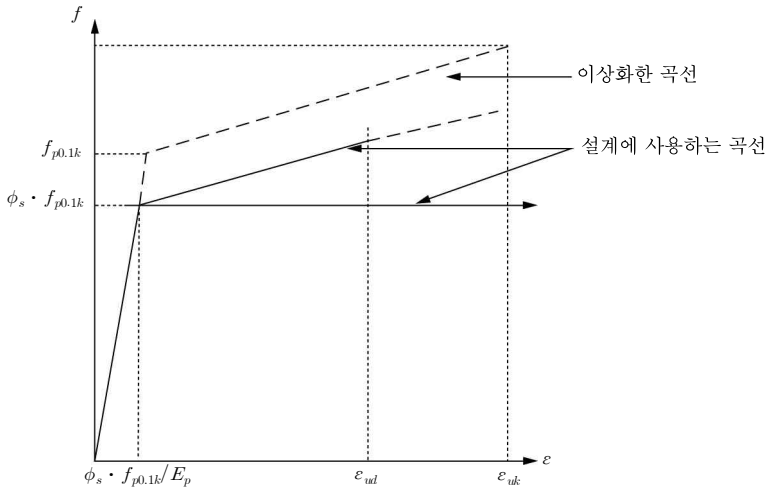


그림 3.3－1 프리스트레싱 강재의 설계응력－변형률 관계

4. 설계

4.1 극한한계상태

4.1.1 휨과 축력

4.1.1.1 일반

(1) 4.1의 규정은 보, 슬래브, 및 기둥과 같이 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력이 동시에 작용하는 부재 중에서 평면 보존 가정이 유효한 응력균일영역의 설계에 적용한다. 평면 보존 가정이 적용되지 않는 교란영역에 해당하는 구간 또는 부재의 설계는 4.1.5의 규정을 따라야 한다.

(2) 철근콘크리트 또는 프리스트레스트 부재의 단면 강도를 산정할 때 평면 보존 가정과 함께 다음의 가정을 적용한다.
① 콘크리트에 부착된 철근과 프리스트레싱 긴장재의 변형률은 인장 상태나 압축 상태에서 주변 콘크리트의 변형률과 같다.
② 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
③ 콘크리트의 압축응력분포는 3.1.2.5에 규정된 응력-변형률 관계로부터 얻는다.
④ 철근의 응력은 3.2.3(그림 3.2-2)에서 규정한 응력-변형률 관계로 부터 얻는다.
⑤ 프리스트레싱 강재의 응력은 3.2.3(그림 3.2-2)에서 규정한 응력-변형률 관계로부터 얻는다. 프리스트레싱 긴장재의 응력은 긴장재의 초기 변형률을 고려하여 결정한다.

4.1.1.2 휨 및 축력이 작용하는 부재의 극한한계상태 검증

(1) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재에서 중립축이 단면 내에 있을 경우에는 콘크리트 압축 연단의 변형률은 3.1.2.5의 콘크리트 강도에 따라 규정된 한계변형률 ε_{cu} 이하로 제한하여야 하며, 철근과 프리스트레스 강재의 극한한계변형률은 3.2와 3.3에서 규정된 설계한계변형률 ε_{ud} 이하로 제한하여야 한다.

(2) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재의 가능한 변형률 분포 범위는 아래 그림 4.1-1과 같다. 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재에서 압축력이 지배적이어서 중립축이 단면 밖에 놓일 경우에는 압축연단의 한계변형률은 그림 4.1-1에 보인 것과 같이 C점을 기준으로 회전하여 구한 ε_{co}에서 ε_{cu} 사이 값 이하로 제한하여야 한다.

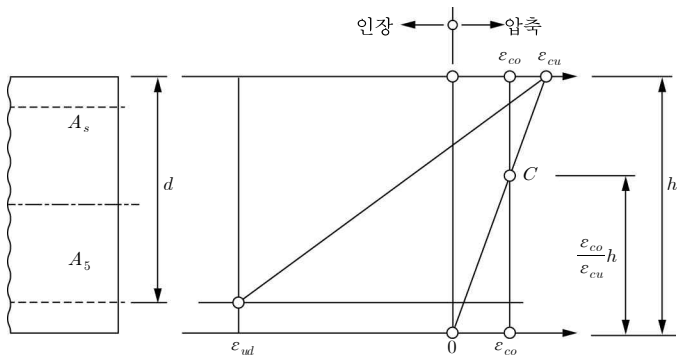


그림 4.1−1 극한한계상태의 단면 변형률 분포

(3) 박스형 단면 거더의 압축 플랜지처럼 중심 축압축력이 작용하는 부재 부분 요소는 독립된 압축재로 간주하여 그 극한한계변형률은 3.1.2.5에 규정된 콘크리트 정점변형률 ε_{co} 이하로 제한하여야 한다.

(4) 휨 또는 휨 및 축력이 작용하는 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트의 부재는 힘의 평형조건과 변형적합조건을 만족시켜야 하며, 4.1.1.1(2)의 가정을 적용하여 강도를 산정하여야 한다.

(5) 축력을 받고 있는 철근이 대칭으로 배근된 부재의 경우에도 축력이 e_o 의 최소편심을 가지고 작용하는 것으로 가정하여 계산한 휨모멘트 $M_u = e_o N_u$ 보다 큰 휨모멘트가 작용하는 휨압축부재로 설계하여야 한다. 최소편심 e_o는 $h/30$로서 20 mm 이상의 값으로 결정하여야 한다. 여기서 h는 단면의 깊이이다.

(6) 부재 단면 외부에 설치한 긴장재의 변형률은 정착부나 방향전환부 등 인접하는 두 접촉 지점 내에서 일정하다고 가정한다. 이 변형률은 긴장력 도입 후의 초기 변형률과 접촉구간 내에 발생하는 변형에 따른 증가분을 고려하여 결정하여야 한다.

(7) 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 급작스런 취성 파괴를 방지하기 위해 다음의 두 방법 중

에서 한 방법을 선택하여 설계하여야 한다.

① 사용하중조합-III에 의해 관찰 가능한 휨균열이 발생할 수 있도록, 긴장재 수를 가상으로 감소시켜서 남아 있는 긴장재가 사용하중조합-III에 의해 발생하는 휨모멘트를 저항할 수 있도록 하는 방법

② 식 (4.1-1)에 의해 산정된 최소철근량을 배치하는 방법이다.

$$A_{s,\min} = \frac{M_{cr}}{z_s f_y} \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, M_{cr}= 프리스트레스 영향을 무시한 거더의 균열휨모멘트

z_s = 철근만에 의한 단면 내부팔길이

4.1.1.3 축력과 2축 휨이 작용하는 부재의 휨강도

(1) 휨과 축력이 작용하는 부재의 2축 휨강도는 4.1.1.2의 규정을 적용하여 해석하는 것을 원칙으로 하지만, 아래 (2)와 (3)의 규정을 적용하여도 좋다.

(2) 세장비 비율이 식 (4.1-2)를 모두 만족하고, 상대 편심 e_y/h_{eq}와 e_z/b_{eq}가 식 (4.1-3)을 만족한다면 2축 휨강도의 검토는 생략할 수 있다.

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \le 2 \text{ 와 } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \le 2 \qquad (4.1\text{-}2)$$

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \le 0.2 \text{ 또는 } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \le 0.2 \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, b_{eq} = 단면의 등가 폭, $b_{eq} = r_y\sqrt{12}$

h_{eq} = 단면의 등가 깊이, $h_{eq} = r_z\sqrt{12}$

λ_y = 단면의 y축 세장비, $\lambda_y = l/r_y$

λ_z = 단면의 z축 세장비, $\lambda_z = l/r_z$

r_y = 단면의 y축 회전반지름

r_z = 단면의 z축 회전반지름

e_z = M_{uy}/P_u

e_y = M_{uz}/P_u

M_{uy}= 2차 모멘트를 포함하는 y축에 대한 계수휨모멘트

M_{uz}= 2차 모멘트를 포함하는 z축에 대한 계수휨모멘트

N_u = 각 하중조합에서의 계수축력

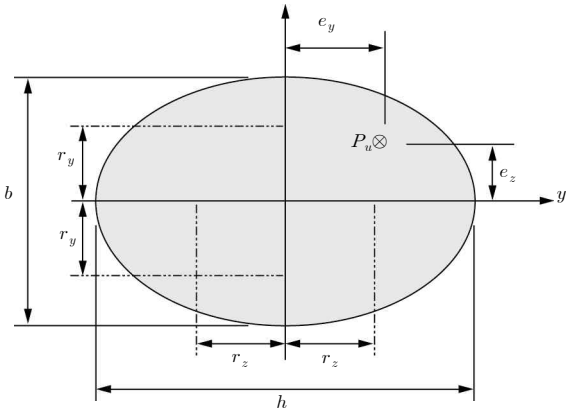


그림 4.1−2 편심의 정의

(3) 휨과 압축력이 작용하는 부재에 대하여 4.1.1.2에 따라 단면해석을 수행하여 2축 휨강도를 검증하는 대신에 다음 식으로 검증할 수 있다.

$$\left(\frac{M_{uy}}{M_{dy}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uz}}{M_{dz}}\right)^{\alpha} \leq 1.0 \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서, M_{uy}, M_{uz} : 2차 모멘트를 포함하는 y와 z의 두 주축에 대한 계수휨모멘트

M_{dy}, M_{dz} : y와 z의 두 주축에 대한 설계휨강도

α = 단면 형상과 축력비에 따른 지수

원형 단면과 타원형 단면의 경우, $\alpha = 2.0$

직사각형 단면에서, $N_u/N_{od} \leq 0.1$인 경우, $\alpha = 1.0$

$N_u/N_{od} = 0.7$인 경우, $\alpha = 1.5$

$N_u/N_{od} = 1.0$인 경우, $\alpha = 2.0$

중간 값에 대해서는 선형 보간 한다.

N_u = 계수하중에 의한 축력

N_{od} = 단면의 설계중심축압축강도, $N_{od} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

4.1.2 전단

4.1.2.1 일반

(1) 4.1.5에 규정한 스트럿-타이 모델에 따라 설계된 부재를 제외하고는 전단력이 작용하는 부재의 단면은 식 (4.1-5)를 만족하는지를 검증하여야 한다.

$$V_u \leq V_d \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, V_u는 계수하중에 의한 단면 전단력이며, V_d는 검증단면의 설계전단강도이다.

(2) 전단보강철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_d는 4.1.2.2에 규정된 전단보강철근이 없는 부재의 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 값으로 하여야 한다.

$$V_d = V_{cd} \qquad (4.1\text{-}6a)$$

(3) 전단보강철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d는 4.1.2.3에 규정된 전단보강철근의 항복을 기준으로 정한 설계전단강도 V_{sd} 값으로 하여야 한다. 이 때 V_{sd}의 값은 콘크리트 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 정한 최대설계전단강도 $V_{d,\max}$를 초과하지 않아야 한다. 즉,

$$V_d = V_{sd} \le V_{d,\max} \qquad (4.1\text{-}6b)$$

(4) 깊이가 변하는 부재의 경사진 상현재와 하현재에 작용하는 힘의 수직 성분과 프리스트레스트 부재의 경사진 긴장력의 수직 성분을 설계전단강도에 추가할 수 있다.

(5) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd}보다 작은 구간에는 전단철근량 계산이 불필요하다. 이러한 경우에는 4.6.2에 따른 최소전단철근량을 배치하여야 한다.

(6) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd}보다 큰 구간에는 4.1.2.3의 규정에 따라 충분한 전단철근을 배치하여 $V_u \le V_d$가 되도록 하여야 한다.

(7) 부재의 어느 구간에서도 작용 전단력 V_u는 설계최대전단강도 $V_{d,\max}$를 초과하지 않아야 한다.

(8) 등분포하중이 지배적으로 작용하는 부재의 경우, 작용 전단력은 받침부 내면부터 유효깊이 d 떨어진 단면에서 취한다. 이 때 소요 전단철근은 받침부까지 연장 배치하여야 한다.

(9) 전단에 의해 유발된 인장력은 종방향 인장철근이 저항할 수 있어야 한다.

4.1.2.2 전단보강철근이 없는 부재

(1) 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd}는 식 (4.1-7)로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (4.1-8)로 계산한 최소설계전단강도 $V_{cd,\min}$ 보다 작게 취할 필요는 없다.

$$V_{cd} = [0.85\phi_c\kappa(\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n]b_w d \qquad (4.1\text{-}7)$$

$$V_{cd,\min} = (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.15f_n)b_w d \qquad (4.1\text{-}8)$$

여기서, ϕ_c= 콘크리트 재료계수로 표 1.4-1에 정해진 값

f_{ck} = 콘크리트 기준압축강도 (MPa)

f_{ctk} = 콘크리트 인장강도 (MPa)

$k = 1 + \sqrt{200/d} \le 2.0$로, 여기서 d는 mm 단위

d =단면유효깊이 (mm)

ρ = 철근비 $A_s/(b_w d) \le 0.02$

A_s = 주인장 철근량 (mm^2)

b_w= 단면의 복부폭 (mm)

$f_n = N_u / A_c \le 0.2\phi_c f_{ck}$ (MPa)

N_u = 축력(압축일 때 +)

A_c = 단면적 (mm^2)

(2) 전단철근이 없는 프리스트레스트 부재에서 휨균열이 발생한 구간의 설계전단강도는 식 (4.1-7)을 이용하여 구한다. 그러나 전단설계를 위한 하중배치에서 계수하중에 의한 휨모멘트가 균열모멘트보다 작아서 휨균열이 발생하지 않는 구간의 전단강도는 식 (4.1-9)로 산정하여야 한다.

$$V_{cd} = \frac{I \cdot b_w}{Q}\sqrt{(\phi_c f_{ctk})^2 + \alpha_l f_n \phi_c f_{ctk}} \qquad (4.1\text{-}9)$$

여기서, I = 단면2차모멘트

Q = 도심축 위쪽 단면의 도심축에 대한 단면1차모멘트

α_l $= l_x / l_{pt2} \le 1.0$: 프리텐션 부재

$= 1.0$: 기타 프리스트레스트 부재

l_x = 전달길이의 시작점부터 검토하는 단면까지의 거리

l_{pt2} = 프리스트레싱 긴장재의 전달길이

f_n $= (N_u - A_s\phi_s f_y)/A_c$ (MPa) : 압축인 경우 +

(3) 받침점 내면으로 부터 $0.5d \le x < 2d$인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도를 식 (4.1-10)으로 계산한 값까지 증가시킬 수 있다. 이러한 전단강도의 증가는 하중이 부재의 상면에 작용하고, 종방향 철근이 단부에 완전 정착된 경우에만 유효하며, 식 (4.1-11)로 계산한 $V_{cd,\max}$를 초과할 수 없다.

$$V_{cd} = [0.85\phi_c\kappa(\rho f_{ck})^{1/3}\left(\frac{2d}{x}\right) + 0.15f_n]b_w d \qquad (4.1\text{-}10)$$

$$V_{cd,\max} = 0.5\phi_c \nu f_{ck} b_w d \qquad (4.1\text{-}11)$$

여기서 ν는 다음 식으로 정의된 콘크리트 압축강도 유효계수이다.

$$\nu = 0.6(1 - \frac{f_{ck}}{250}) \qquad (4.1\text{-}12)$$

(4) 경량콘크리트로 제작되었으며 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd}는 식 (4.1-13)으로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (4.1-14)로 계산한 최소설계전단강도 $V_{cd,\min}$보다 작게 취할 필요가 없다.

$$V_{cd} = [0.70\eta_l\phi_c\kappa(\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n]b_w d \qquad (4.1\text{-}13)$$

$$V_{cd,\min} = (0.35\eta_l\phi_c f_{ctk} + 0.15f_n)b_w d \qquad (4.1\text{-}14)$$

여기서, $\eta_l = 0.4 + 0.6\gamma_g/2{,}200$

γ_g= 표 3.1-1에 주어진 절대건조 밀도

이 때 주인장철근비 ρ는 0.005보다 작게 취할 필요는 없다.

(5) 전단철근 뿐만 아니라 휨철근 까지 배치하지 않는 무근콘크리트 부재에서 전단에 대한 극한한계상태를 검증하는데 콘크리트의 인장강도를 고려할 수 있다. 다만, 이러한 경우에는 균열에 의한 취성파괴가 발생하지 않는다는 것이 보장되어야 한다. 무근콘크리트 부재에서 단면이 완전 압축 상태에 있거나 또는 작용 하중에 의한 주응력이 콘크리트의 설계인장강도를 초과하지 않는다면, 극한한계상태에서 균열이 발생하지 않는다고 간주할 수 있다.

4.1.2.3 전단보강철근이 배치된 부재

(1) 전단보강철근이 배치된 부재는 트러스 모델을 기반으로 설계하여야 하며, 복부의 스트럿 경사각은 식 (4.1-15)로 주어진 범위 내에서 선택하여야 한다.

$$1 \le \cot\theta \le 2.5 \tag{4.1-15}$$

(2) 수직 스터럽이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d는 식 (4.1-16)으로 산정하여야 하며, 축력이 작용하지 않는 경우에는 식 (4.1-17)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,\max}$ 보다 크지 않아야 한다. 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 경우에는 식 (4.1-22)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,\max,com}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_{sd} = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s} \cot\theta \tag{4.1-16}$$

$$V_{d,\max} = \frac{\nu \phi_c f_{ck} b_w z}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{4.1-17}$$

여기서, ϕ_s와 ϕ_c = 각각 철근과 콘크리트의 재료저항계수

f_{vy} = 전단철근의 항복강도

A_v = 전단 철근량

z=단면 내부 팔길이, 근사적으로 $0.9d$ 값을 사용

s=전단철근 간격

ν=식 (4.1-12)로 정의한 콘크리트 압축강도 유효계수

이 때 최대 허용 전단철근량은 다음 조건을 만족하여야 한다.

$$\frac{\phi_s f_y A_{v,\max}}{b_w s} \le 0.5 \nu \phi_c f_{ck} \tag{4.1-18}$$

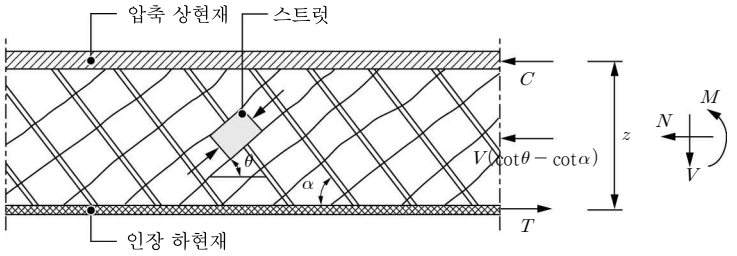


그림 4.1−3 트러스 모델과 전단 보강 부재의 기호 정의

(3) 경사 전단철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_{sd}는 식 (4.1-19)로 산정하여야 하며, 축력이 작용하지 않는 경우에는 식 (4.1-20)으로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,\max}$보다 크지 않아야 한다. 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 경우에는 식 (4.1-22)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,\max,com}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_{sd} = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s}(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha \qquad (4.1\text{-}19)$$

$$V_{d,\max} = \nu \phi_c f_{ck} b_w z \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \qquad (4.1\text{-}20)$$

여기서, α= 경사전단철근과 주인장철근 사이의 경사각

이 때 최대 허용 전단철근량은 다음 조건을 만족하여야 한다.

$$\frac{\phi_s f_y A_{v,\max}}{b_w s} \le 0.5\nu\phi_c f_{ck}\frac{\sin\alpha}{1-\cos\alpha} \qquad (4.1\text{-}21)$$

(4) 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 부재의 경우, 수직 스터럽 또는 경사 스터럽이 배치된 부재의 설계전단강도 V_{sd}는 각각 식 (4.1-16) 또는 식 (4.1-19)로 산정하여야 하며, 이는 식 (4.1-22)로 계산한최대설계전단강도 $V_{d,\max,com}$보다 크지 않아야 한다.

$$V_{d,\max,com} = \alpha_{cw} V_{d,\max} \qquad (4.1\text{-}22)$$

여기서 $V_{d,\max}$는 각각 식 (4.1.17)과 식 (4.1.20)로 구하고, α_{cw} 값은 다음과 같다.

$$\alpha_{cw} = (1 + f_n/\phi_c f_{ck}) : 0 < f_n \le 0.25\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}23a)$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 : 0.25\phi_c f_{ck} < f_n \le 0.5\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}23b)$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - f_n/\phi_c f_{ck}) : 0.5\phi_c f_{ck} < f_n \le 1.0\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}23c)$$

여기서, f_n = 계수하중에 의해 단면에 유발된 평균 압축 응력

(5) 받침점 내면으로부터 $0.5d < x < 2.0d$인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도는 다음 값으로 증가시킬 수 있다.

$$V_d = V_{cd} + \phi_s f_{vy} A_v \sin\alpha \qquad (4.1\text{-}24)$$

여기서, V_{cd}는 가장 불리한 x값으로 식 (4.1-10)에 따라 계산하고, $\phi_s f_{vy} A_v$는 하중점과 받침점 사이의 전단경간에 발생하는 경사균열과 교차하는 전단철근의 강도이며(그림 4.1-4 참조), 이 전단경간의 중앙부 $0.75a$ 내에 위치하는 전단철근만을 고려하여야 한다. 위 식으로 구한 V_d는 각각 식 (4.1-17)과 식 (4.1-20)으로 산정된 $V_{d,\max}$ 값을 초과할 수 없다.

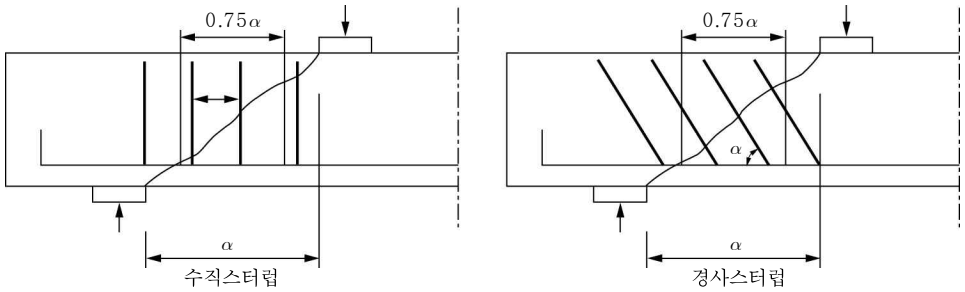


그림 4.1−4 짧은 보의 유효 전단철근

(6) 복부에 지름이 $b_w/8$ 이상인 프리스트레싱 덕트가 있는 부재의 최대 설계전단강도 $V_{d,\max,com}$는 아래 규정한 공칭복부폭을 사용하여 산정하여야 한다.

$$b_{w,nom} = b_w - 0.5\Sigma\Phi \text{ :그라우트 된 덕트} \qquad (4.1\text{-}25a)$$

$$b_{w,nom} = b_w - 1.2\Sigma\Phi \text{ :그라우트 안된 덕트} \qquad (4.1\text{-}25b)$$

여기서, Φ는 덕트의 외측 지름이고, $\Sigma\Phi$는 가장 불리한 위치에서 구한다.

(7) 작용 전단력 V_u에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력 ΔT는 식 (4.1-26)로 계산하여야 한다.

$$\Delta T = 0.5 V_u (\cot\theta - \cot\alpha) \qquad (4.1\text{-}26)$$

(8) 하중이 단면의 하면 근처에 작용하는 경우, 단면 상면으로 하중을 전달하기 위해 충분한 수직철근을 전단 저항에 필요한 전단철근량에 추가하여 배치하여야 한다.

(9) 프리캐스트 요소를 외부 긴장재로 연결하는 세그먼트 가설 공법으로 제작된 거더의 경우, 작용 하중이 증가함에 따라 각 세그먼트 이음부에 틈이 벌어져 복부 경사 압축대의 압축 응력을 전달하는데 유효한 단면 깊이가 중립축 깊이 c 값까지 감소한다. 이 경우 유효한 전단강도는 먼저 θ를 가정하고 식 (4.1-16)을 변환한 식 (4.1-27)에 따라 깊이 c의 최솟값을 도출하여 산정하여야 한다.

$$c = \frac{V_u}{b_w \nu \phi_c f_{ck}} (\cot\theta + \tan\theta) \qquad (4.1\text{-}27)$$

이 때, 사용한 중립축 깊이 c가 유지되도록 충분한 프리스트레스 힘을 확보하여야만, 휨과 전단이 조합된 극한한계상태에서 이음부의 틈을 $h-c$ 값까지로 제한 할 수 있다. 이 때 작용 전단력을 저항할 수 있도록 식 (4.1-28)로 구한 전단철근량을 각 세그먼트 이음면으로부터 $c/\tan\theta$ 거리 이내에 배치하여야 한다.

$$\frac{A_v}{s}=\frac{V_u}{c\phi_s f_{vy}\cot\theta} \qquad (4.1\text{-}28)$$

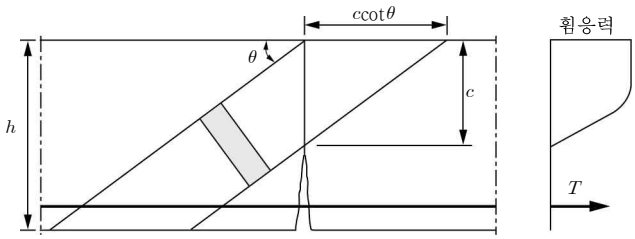


그림 4.1.5 세그멘트 조립 공법으로 시공된 교량 상부구조 복부의 경사 응력장의 제한

(10) 부재가 경량콘크리트로 제작되었을 경우에는 (1)에서 (8)까지의 규정에 나타나는 콘크리트 유효강도계수를 식 (4.1-29)로 치환한 값을 적용하여 모든 $V_{d,\max}$를 산정하여야 한다. 여기서 η_l은 식 (3.1-9)로 규정된 경량콘크리트 계수이다.

$$\nu=0.5\eta_l\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right) \qquad (4.1\text{-}29)$$

4.1.2.4 T형 단면 부재의 플랜지와 복부 사이 계면 전단

(1) 플랜지 내민부와 복부 사이 연직 계면의 작용 하중에 의한 종방향 전단응력 v_{uf}는 식 (4.1-30)에 의해 산정하여야 한다.

$$v_{uf}=\frac{\Delta C}{t_f\Delta x} \qquad (4.1\text{-}30)$$

여기서, ΔC는 그림 4.1-6에 보인 것처럼 구간 Δx에서 플랜지 단면에 작용하는 종방향력의 차이이며, t_f는 계면에서 플랜지의 두께이고, Δx는 검토하는 구간 길이로 휨모멘트가 0인 단면에서 최대 휨모멘트가 발생하는 단면까지 거리의 1/2 이하이어야 하며, 집중 하중이 작용하는 부재에서는 집중하중 간의 간격보다 크지 않게 취하여야 한다.

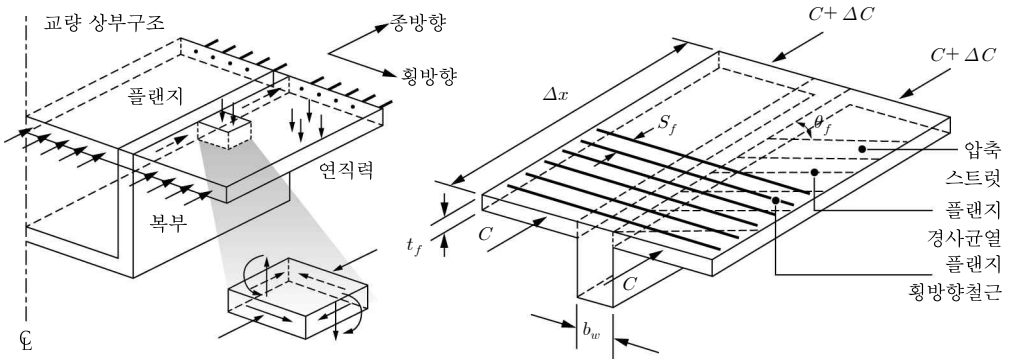


그림 4.1−6 플랜지의 전단

(2) 플랜지의 단위 길이당 횡방향 소요 철근량은 식 (4.1-31)에 의해 결정하여야 한다.

$$\frac{A_{vf}}{s_f} \geq \frac{v_{uf} t_f}{\phi_s f_y \cot\theta_f} \qquad (4.1\text{-}31)$$

여기서, s_f = 플랜지 내의 횡방향 철근 간격

θ_f = 정밀한 계산법을 적용하지 않는 경우에는 다음 값을 사용할 수 있다.

$1.0 \leq \cot\theta_f \leq 2.0 (45^\circ \geq \theta_f \geq 26.5^\circ)$: 압축플랜지인 경우

$1.0 \leq \cot\theta_f \leq 1.25\ (45^\circ \geq \theta_f \geq 38.6^\circ)$: 인장플랜지인 경우

(3) 플랜지 콘크리트의 압축 파괴를 방지하기 위하여 다음 조건이 충족되어야 한다.

$$v_{uf} < \phi_c \nu f_{ck} \sin\theta_f \cos\theta_f \qquad (4.1\text{-}32)$$

(4) 플랜지와 복부 사이의 연직 계면에 전단과 횡방향 휨모멘트가 조합된 경우의 횡방향 소요 철근량은 식 (4.1-31)의 소요 전단철근량이거나 또는 이 전단철근량의 $1/2$과 횡방향 소요 휨철근량의 합 중에서 큰 값으로 하여야 한다. 후자일 경우, 휨철근은 휨인장 영역에 배치하여야 하고, 전단에 필요한 철근의 $1/2$은 휨인장 영역과 휨압축영역 사이에 나누어 배치하여야 한다. 또한, 콘크리트 경사 스트럿의 압축 파괴를 검증하기 위한 전단응력 v_{uf}는 플랜지 깊이 t_f를 휨압축 영역에 해당하는 두께로 감소시켜 산정하여야 한다. 전단과 동시에 횡방향 휨이 작용하는 플랜지는 4.1.7의 겹판요소 모델 설계법을 적용하여 정밀한 검증을 수행할 수 있다.

(5) v_{uf}가 $0.4\phi_c f_{ctk}$ 이하인 경우 휨철근량 이상의 추가적인 횡방향 철근은 배치할 필요가 없다.

(6) 플랜지의 종방향 인장철근은 계면전단 위험구간을 지나서 충분히 정착하여야 한다.

4.1.2.5 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트의 계면 전단

(1) 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 사이 시공이음 계면의 전단은 4.1.2.1에서 4.1.2.4까지의 규정뿐만 아니라 식 (4.1-33)도 검증하여야 한다.

$$v_u \leq v_d \tag{4.1-33}$$

여기서, v_u = 계수하중에 의한 계면에서 전단응력

v_d = 계면의 설계전단강도

(2) 계면에 작용하는 전단응력은 식 (4.1-34)로 산정하여야 한다.

$$v_u = \frac{\beta V_u}{z\, b} \tag{4.1-34}$$

여기서, β= 새로 친 콘크리트에 작용하는 종방향력과 총 종방향력의 비

V_u = 계수전단력

z = 단면의 내부 모멘트 팔길이

b = 계면의 폭

(3) 계면의 설계전단강도 v_d는 식 (4.1-35)로 산정 하여야 한다.

$$v_d = \phi_c \mu_1 f_{ctk} + \mu_2 f_n + \phi_s \rho f_y (\mu_2 \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0.5 \phi_c \nu f_{ck} \tag{4.1-35}$$

여기서, μ_1과 μ_2 =계면 거칠기에 따른 계수로 표 4.1-1에서 정한 값

f_n = 계면에 전단력과 동시에 작용하는 최소 법선응력(압축이 +)

압축일 경우 $f_n < 0.6\phi_c f_{ck}$

인장일 경우 $\phi_c \mu_1 f_{ctk} = 0$으로 취해야 한다.

$\rho = A_s / A_c$로 A_s는 계면을 가로지르는 철근량, A_c는 계면의 면적

α = 그림 4.1-7에 정의한 사잇각으로 $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ 의 범위

ν = 식 (4.1-12)로 정한 콘크리트 압축강도 유효계수

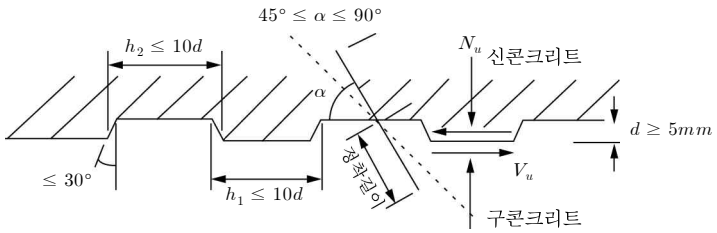


그림 4.1−7 요철을 갖는 시공 이음부

표 4.1−1 계면의 표면 상태 분류

표면 구분	계 수	해당 표면 상태
매우 매끄러움	$\mu_1 = 0.25,\ \mu_2 = 0.5$	강재, 플라스틱 또는 특별히 제작된 목재 거푸집에 타설한 표면
매끄러움	$\mu_1 = 0.35,\ \mu_2 = 0.6$	슬립폼 또는 사출 성형 거푸집에 타설한 표면 및 진동 다짐 후 더 이상의 표면처리하지 않은 자유 표면
거침	$\mu_1 = 0.45,\ \mu_2 = 0.7$	표면을 긁어 거칠게 하거나 골재를 노출시키거나 또는 기타 방법을 통해 약 40 mm 간격에 적어도 3 mm 거침이 있는 표면
요철 표면	$\mu_1 = 0.50,\ \mu_2 = 0.9$	5 mm 이상의 깊은 요철을 가지면 그림 4.1−7 규정에 맞게 사전 제작된 표면

(4) 시공 이음 계면에 현저하게 큰 균열이 발생할 가능성이 있는 경우이거나 피로 또는 동적 하중이 작용하는 경우의 μ_1 값으로 표 4.1-1에서 제시된 값의 절반을 취해야 한다.

(5) 합성 거더교의 거더와 바닥판 사이 계면에는 종방향으로 계단처럼 몇 구간으로 구분하여 각 구간마다 횡방향 철근 또는 전단연결재를 등간격으로 배치할 수 있다. 이 때 설계전단강도 v_d는 $45^\circ \le \alpha \le 135^\circ$ 경사로 배치된 각 철근으로부터 구한 인장 합력을 기준으로 산정하여야 한다.

4.1.3 비틀림

4.1.3.1 일반

(1) 구조물에서 비틀림에 대해 정역학적 평형 확보가 구조 요소의 안정성에 필수적인 경우에는 극한한계상태와 사용한계상태에서 비틀림에 대한 검증을 수행하여야 한다. 반면에 비틀림이 구조물의 안정성을 지배하지 않는 부정정 구조물의 요소 부재는 극한한계상태에서 비틀림에 관한 검증이 필요하지 않다. 그러나 비틀림에 관한 검증이 불필요한 경우에도 균열이 과도하게 발생하는 것을 방지하기 위해서 4.2.3 및 4.6.2에 규정된 최소철근량과 부재 상세를 따라야 한다.

(2) 단면의 설계비틀림강도는 적합한 박벽관 이론을 바탕으로 산정하여야 한다. 속찬 단면은 등가의 박벽관으로 치환하여 설계비틀림강도를 산정한다. T형 단면과 같은 복합 단면은 일련의 요소 단면으로 분할하여 각 요소 단면의 비틀림강도를 계산하며 총 비틀림강도는 각 요소의 강도를 합하여 구한다.

(3) T형 단면 등과 같은 복합 단면의 각 요소 단면에 작용 하중에 의해 유발되는 비틀림 모멘트는 각 요소의 비균열 단면 비틀림 강성에 비례하여 배분해야 하며, 분할된 각 요소 단면은 독립적으로 안전성에 대해 수행될 수 있다.

4.1.3.2 설계

(1) 단면을 구성하고 있는 i번 벽체에 비틀림모멘트에 의해 유발되는 전단력 $V_{u,i}$는 식(4.1-36)으로 산정하여야 한다(그림 4.1-8 참조).

$$V_{u,i} = qy_i \tag{4.1-36}$$

$$q = v_i t_i = \frac{T_u}{2A_o} \tag{4.1-37}$$

여기서, T_u = 작용 계수하중에 의한 비틀림모멘트

A_o = 속빈 공간을 포함하는, 벽체의 중심선으로 둘러싸인 면적

q = 벽을 따라 흐르는 전단류

v_i = i번 벽체의 전단응력

y_i = 인접 벽체와의 교차점 사이의 거리로 정의된 i번 벽의 측면 길이

t_i = A_{cp}/p_{cp}로 결정하는 유효 벽두께로,

속찬 단면 : $2t_c \le t_i \le A_{cp}/p_{cp}$ 범위

속빈 단면 : 실제 치수 이하

A_{cp} = 단면의 바깥쪽 둘레로 싸인 면적

p_{cp} = 단면 바깥쪽 둘레 길이

t_c = 횡방향 철근의 피복 두께

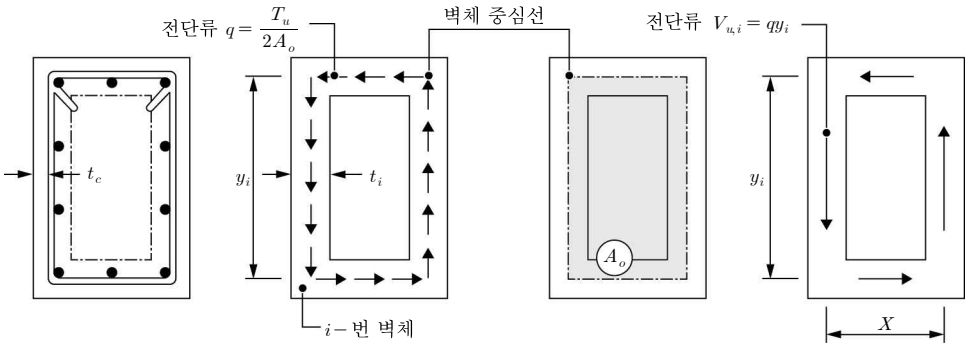


그림 4.1−8 사용한 부호와 정의

(2) 비틀림모멘트에 의해 유발된 각 벽체의 전단력 $V_{u,i}$는 4.1.2.3의 전단 규정에 따라 검증되어야 한다. 비틀림과 전단에 각각 필요한 횡방향 철근은 중첩하여 배치하여야 한다. 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 (4)의 규정을 만족하여야 한다.

(3) 종방향 비틀림 철근의 소요 단면적 ΣA_{sl}은 다음 식으로 산정 할 수 있다.

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_u p_o}{2\phi_s f_y A_o} \cot\theta \tag{4.1-38}$$

여기서, p_o = 면적 A_o의 표면 둘레 길이

f_y = 종방향 철근의 항복응력

θ = 압축 스트럿의 경사각으로 $22^\circ \le \theta \le 45^\circ$에서 선정

압축현재의 종방향 비틀림 철근량은 작용 휨압축력의 크기에 비례하여 감소시킬 수 있다. 인장현재의 종방향 비틀림 철근량은 휨철근량에 추가하여야 한다. 일반적으로 종방향 철근은 단면 둘레를 따라 분산 배치해야 한다. 비교적 작은 단면에서는 모서리에 집중 배치하여야 한다.

(4) 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 압축스트럿의 강도에 의해 제한된다. 이 강도를 초과하지 않기 위해서는 다음 조건을 만족하여야 한다. 전단과 비틀림의 조합하중이 작용하는 박스형 단면 거더인 경우에는 최대설계전단강도 $V_{d,\max}$를 기준으로 콘크리트의 한계상태를 검토하여야 한다.

$$(T_u/T_{d,\max})^2+(V_u/V_{d,\max})^2 \le 1.0 \text{: 속찬 단면의 경우} \qquad (4.1\text{-}39)$$

$$T_u/T_{d,\max}+V_u/V_{d,\max} \le 1.0 \text{ : 속빈 단면의 경우} \qquad (4.1\text{-}40)$$

여기서 T_u와 V_u = 각각 비틀림모멘트와 전단력

$T_{d,\max}=2\phi_c\nu f_{ck}A_o t_i \sin\theta\cos\theta$로 계산한 최대 설계비틀림강도

ν = 식 (4.1-12)로 정의되는 콘크리트 유효강도 계수

$V_{d,\max}$ = 4.1.2.3에서 규정한 최대설계전단강도

(5) 속찬 직사각형 단면인 경우 다음 조건이 만족된다면 4.6.2.7에서 규정한 최소철근량 이 필요하다.

$$T_u \le \frac{V_u b_w}{4.5} \qquad (4.1\text{-}41)$$

$$V_u\left[1+\frac{4.5\,T_u}{V_u b_w}\right] \le V_{cd} \qquad (4.1\text{-}42)$$

(6) 부착된 프리스트레스 강재가 없는 프리캐스트 박스형 세그멘탈 공법으로 시공된 거더의 각 세그먼트 이음부에서 비틀림에 의해 발생되는 국부적 전단력을 저항하는 적절한 전단키가 설치되어 있지 않는 경우, 인장 영역에서 큰 이음부 열림은 거더의 실질적 비틀림 저항 기구를 닫힌 단면에서 열린 단면 저항기구로 근본적으로 변화시킨다. 이러한 상황의 간단한 극한한계상태 검증은 휨, 전단 및 비틀림의 조합을 고려하여 가장 큰 응력이 발생하는 복부에 대하여 수행하여야 한다.

4.1.3.3 뒤틀림

(1) 극한한계상태에서는 일반적으로 뒤틀림을 무시하는 것이 안전하다.

(2) 속빈 닫힌 단면이나 속찬 단면의 경우에서는 일반적으로 뒤틀림은 무시할 수 있다.

(3) 속빈 열린 단면 부재에서는 뒤틀림을 고려할 수 있다. 세장한 단면 거더에서 뒤틀림을 고려해야 할 경우에는 보-격자모델에 기초하고, 기타 경우에는 트러스모델에 기초하여 계산한다. 두 경우 모두 설계는 휨, 축력 및 전단에 대한 설계 규정을 만족하도록 하여야 한다.

4.1.4 뚫림

4.1.4.1 일반

(1) 슬래브 또는 기초판에서 비교적 작은 재하 면적 A_{load}에 작용하는 집중하중이나 반력에 의해 유발되는 뚫림전단강도는 위험단면에서 검토하여야 한다.

(2) 극한한계상태에서 뚫림전단파괴를 검토하기 위한 모델은 그림 4.1-9와 같다.

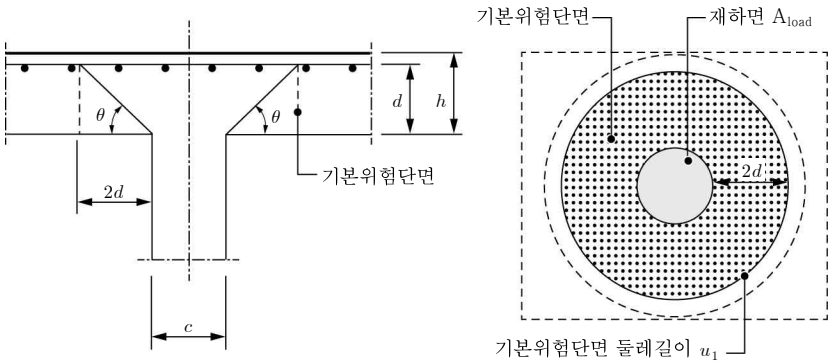


그림 4.1－9 뚫림전단 검증모델

(3) 확대기초판에서 위험단면 둘레 이내에 작용하는 지반 반력은 뚫림전단강도를 증가시키므로 이를 무시하고 강도를 산정할 수 있다.

4.1.4.2 뚫림전단 설계

(1) 뚫림전단 설계 절차는 기본 위험단면과 유사한 형상을 갖는 일련의 위험단면 둘레에 대한 응력 검토에 기초한다. 위험단면에서 설계뚫림전단강도는 다음과 같이 구분하여 정의한다.

v_{cd} : 검토하는 위험단면에 뚫림전단철근이 없는 슬래브의 설계뚫림전단강도(응력)

v_{csd} : 검토하는 위험단면에 뚫림전단철근이 있는 슬래브의 설계뚫림전단강도(응력)

$v_{d,\max}$: 검토하는 위험단면에서 최대 설계뚫림전단강도(응력)

(2) 뚫림전단 설계는 다음과 같이 하여야 한다.

① 기둥 둘레 또는 재하면 둘레에서 계수하중에 의해 유발된 최대 뚫림전단응력은 $v_u < v_{d,\max}$ 조건을 만족하여야 한다.

② 검토하는 위험단면에서 계수하중에 의한 최대 뚫림전단응력 v_u가 v_{cd} 보다 작은 경우에는 뚫림전단철근을 배치할 필요가 없다.

③ 검토하는 위험단면에서 v_u가 v_{cd}를 초과하는 경우에는 4.1.4.4의 규정에 따라 뚫림전단 보강 철근을 배치하여야 한다.

(3) 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (4.1-43)으로 산정하여야 한다.

$$v_u = \frac{V_u}{u_i d} \qquad (4.1\text{-}43)$$

여기서, d = 슬래브의 평균 유효깊이로써 $(d_y + d_z)/2$ 값

d_y와 d_z = 각각위험단면에서 $y-$방향 및 $z-$방향 유효깊이

u_i = 검토하는 위험단면의 둘레길이

(4) 받침점 반력이 위험단면 둘레에 대해 편심으로 작용하는 경우의 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (4.1-43)의 값에 β를 곱하여야 하며, β의 값은 다음과 같이 구하여야 한다.

①사각형 기둥의 경우

$$\beta = 1 + k\frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{u_1}{W_1} \qquad (4.1\text{-}44)$$

여기서, u_1 = 기본 위험단면 둘레길이

k = 기둥 치수 c_1 과 c_2 의 비에 따른 계수이며, 이 값은 비균등 전단 및 휨과 비틀림에 의한 불균형모멘트에 비례하는 함수이다(표 4.1-2 참조).

c_1 = 하중 편심방향과 평행한 방향의 기둥 치수

c_2 = 하중 편심방향에 직각인 방향의 기둥 치수

$W_1 = \frac{{c_1}^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$: 그림 4.1-10과 같은 위험단면둘레 1차모멘트

②내부 원형기둥인 경우

$$\beta = 1 + 0.6\pi\frac{e}{D + 4d} \qquad (4.1\text{-}45)$$

여기서, $e = M_u/D$: 편심 거리

D = 원형 단면 기둥의 지름

표 4.1−2 사각형 재하면인 경우 k 값

c_1/c_2	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.60	0.70	0.80

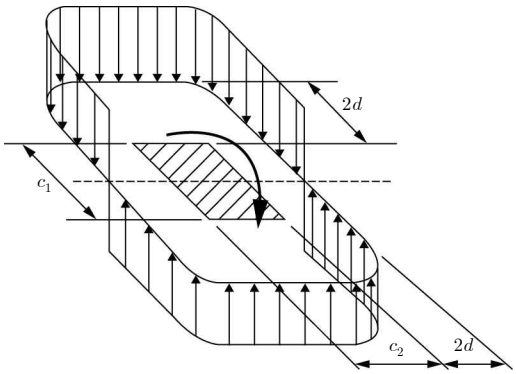


그림 4.1−10 슬래브−내부기둥 접합부의 불평형 휨모멘트에 의한 전단력 분포

(5) 기둥 기초판의 계수뚫림전단력 V_u는 계수기둥하중에서 검토하는 위험단면 둘레 내의 상향 지반 반력을 차감한 값으로 하여야 한다.

(6) 기초판의 계수뚫림전단력 V_u는 토압이 유리하게 작용할 때 감소시킬 수 있다.

(7) 위험단면과 교차하는 경사진 프리스트레싱 긴장력의 뚫림 하중 방향 성분 V_p는 유리한 작용으로 취급하여 계산에 고려할 수 있다.

4.1.4.3 전단철근이 없는 슬래브 또는 기둥 기초판의 뚫림전단강도

(1) 슬래브의 설계뚫림전단강도는 기본위험단면에 대하여 다음과 같이 산정한다.

$$v_{cd} = 0.85\phi_c\kappa(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0.10 f_n \geq (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.10 f_n) \quad (4.1\text{-}46)$$

여기서, f_{ck} 와 f_{ctk}= 콘크리트 기준압축강도와 인장강도로 MPa 단위

$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ 이며, d 는 mm 단위

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly}\rho_{lz}} \leq 0.02$ 로, ρ_{ly}과 ρ_{lz}는 각각 $y-$방향 및 $z-$방향의 인장철근비.

ρ_{ly},ρ_{lz}은 각 방향의 슬래브 폭을 (재하폭$+3d$)로 한 평균값

$f_n = (f_{ny} + f_{nz})/2$ 로, $f_{ny} = \dfrac{N_{uy}}{A_{cy}}$, $f_{nz} = \dfrac{N_{uz}}{A_{cz}}$ 인 법선응력(압축이 +)

N_{uy},N_{uz} = 내부 기둥인 경우 기둥 사이의 지간의 종방향 힘이고, 가장자리 외측 기둥인 경우 위험단면에 작용하는 계수 종방향력이다. 이 힘은 작용 계수하중 또는 프리스트레스에 의해 유발된다. A_c는 N_u를 결정할 때 사용한 콘크리트 면적이다.

(2) 기둥 기초판의 설계뚫림전단강도는 다음과 같이 산정한다.

$$v_d = 0.85\phi_c\kappa(100\rho_l f_{ck})^{1/3}\frac{2d}{a} \geq 0.4\phi_c f_{ctk}\frac{2d}{a} \quad (4.1\text{-}47)$$

여기서, a = 기둥면에서부터 검토하는 위험단면까지의 거리

4.1.4.4 전단철근이 있는 슬래브 또는 기초판의 뚫림전단강도

(1) 전단철근이 필요한 경우, 소요 전단철근량은 다음 식에 의해 계산하여야 한다.

$$v_{csd} = 0.75 v_{cd} + (\frac{1.5d}{s_r})A_v\phi_s f_{vy,ef}(\frac{1}{u_1 d})\sin\alpha \quad (4.1\text{-}48)$$

여기서, A_v = 기둥 주변의 각 위험단면의 전단철근의 면적

s_r = 전단철근의 반경 방향 간격

$\phi_s f_{vy,ef}$ = 뚫림전단철근의 유효 설계강도

$= 250 + 0.25d \leq \phi_s f_{vy}$ (MPa)

d = 슬래브의 평균 유효깊이(mm)

α = 전단철근과 슬래브 평면 사이의 각

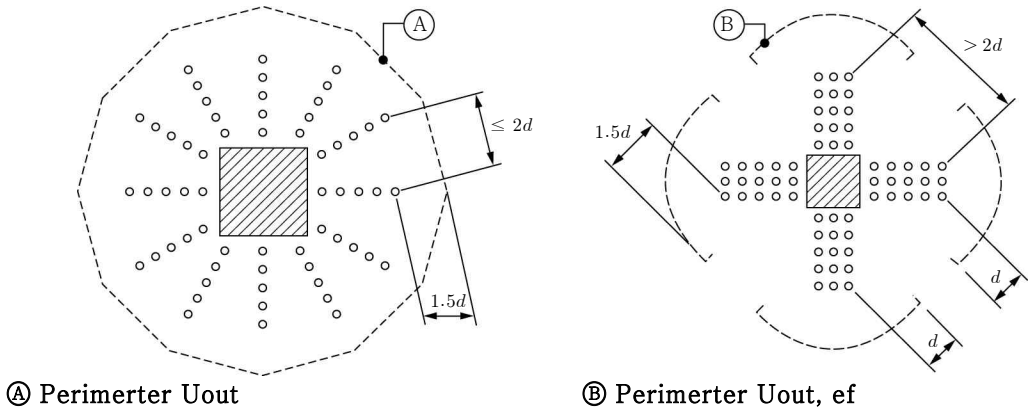
(2) 뚫림전단철근의 상세 규정은 4.6.4.4(3)에 규정한다.

(3) 전단철근이 필요하지 않은 위험단면 둘레길이 u_{out} (또는 $u_{out,ef}$, 그림.4.1-11 참조)는 식 (4.1-49)로부터 계산하여야 한다.

$$u_{out,ef} = \frac{V_u}{v_{cd} d} \qquad (4.1\text{-}49)$$

전단철근의 가장 바깥쪽의 둘레는 u_{out} (또는 $u_{out,ef}$, 그림.4.1-11 참조) 안쪽으로 $1.5d$ 이하의 거리에 위치해야 한다.

(4) 폐합된 수직철근, 굽힘철근 또는 철망 이외 형태의 전단철근의 경우, v_{csd}는 실험을 통해 결정한다.



Ⓐ Perimerter Uout　　Ⓑ Perimerter Uout, ef

그림.4.1－11 내부기둥의 위험단면 둘레길이

4.1.5 스트럿-타이 모델

4.1.5.1 일반

(1) 부재의 응력교란영역의 설계를 위하여 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다.

(2) 스트럿은 부재내의 균등한 압축응력장의 합력선을 나타낸다.

(3) 타이는 철근 또는 강선의 인장응력의 합력을 나타내며, 타이에 대응하는 강재의 위치와 방향이 일치해야 한다.

(4) 절점은 스트럿과 타이가 만나는 점, 스트럿 또는 타이의 방향전환 위치의 구속된 콘크리트 국부 영역을 나타낸다.

4.1.5.2 스트럿

(1) 횡방향 압축응력이 작용하거나, 횡방향 응력이 작용하지 않는 콘크리트 스트럿(예 기둥)의 유효설계강도는 식 (4.1-50)으로 계산할 수 있다.(그림 4.1-12(a) 참조)

$$f_{cd,\max} = 0.85\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}50)$$

다축 압축응력이 작용하는 영역에서는 더 높은 설계강도로 가정하는 것이 적절할 수 있다.

(2) 균열이 발생한 압축 영역의 가상의 콘크리트 스트럿의 설계강도는 횡방향 인장철근에 따라 다음과 같이 정한다.

① 횡방향 인장 철근이 0.4 % 미만인 압축영역(그림 4.1-12(b) 참조)

$$f_{cd,\max} = 0.6(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}51)$$

② 횡방향 철근이 0.4% 이상인 압축영역 (그림 4.1.12(c) 참조)

$$f_{cd,\max} = 0.85(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} : \theta > 75^o \qquad (4.1\text{-}52)$$

$$f_{cd,\max} = 0.70(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} : 75^o \geq \theta > 60^o \qquad (4.1\text{-}53)$$

$$f_{cd,\max} = 0.60(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} : \theta \leq 60^o \qquad (4.1\text{-}54)$$

여기서, θ= 철근이 1방향으로 만 배치된 경우 스트럿과 횡방향 철근 사이의 각도철근이 2방향 이상 배치되면 스트럿에 의해 발생하는 횡방향 응력을 저항하기 위해 철근이 배치되었는지의 여부를 고려하여 각도를 정한다.

(3) 깊은 보와 브래킷과 같이 집중 하중점 사이 영역의 전단 설계 방법이 4.1.2.2와 4.1.2.3에 주어져 있다.



그림 4.1−12 콘크리트 스트럿의 종류

4.1.5.3 타 이

(1) 타이의 설계강도는 3.2의 일반 철근이나 3.3의 프리스트레싱 강재의 설계 규정에 따른다.

(2) 철근은 절점영역에 적절히 정착되어야 한다.

(3) 병모양 스트럿의 내부에는 횡방향 파열 인장력에 저항할 수 있는 타이를 배치하여야 한다.

4.1.5.4 절점영역

(1) 이 절의 규정은 집중하중이 부재에 작용하나 스트럿-타이 모델에 의해 설계되지 않는 영역에도 적용한다.

(2) 절점영역에 작용하는 힘들은 평형조건을 만족해야 한다. 절점 평면에 직각으로 작용하는 면

외 인장력을 고려해야 한다.

(3) 절점력에 저항하는 철근은 충분히 정착되어야 한다.

(4) 절점영역의 크기와 상세는 지압강도의 결정에 크게 영향을 미치므로 스트럿, 타이와 외력의 기하학적 특성을 고려하여 결정하여야 한다.

(5) 절점영역내의 압축응력의 최대설계유효강도 값은 다음과 같이 정할 수 있다.

①타이가 정착되지 않은 압축 절점(C-C-C 절점, 그림 4.1-13(a) 참조)

$$f_{cd,\max} = (1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}55)$$

여기서, $f_{cd,\max}$ 는 $f_{c1} = C_1/w_1 t$, $f_{c2} = C_2/w_2 t$, $f_{c3} = C_3/w_3 t$중 큰 값이다.

② 한쪽에 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-C-T 절점, 그림 4.1-13(b) 참조)

$$f_{cd,\max} = 0.85(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}56)$$

여기서, $f_{cd,\max}$ 는 f_{c1}, f_{c2} 중 큰 값이다.

③두 방향으로 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-T-T 절점, 그림 4.1.-13(c) 참조)

$$f_{cd,\max} = 0.75(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \qquad (4.1\text{-}57)$$

(6) 다음과 같은 조건 중에서 적어도 1개의 조건이 적용된다면 (5)에 주어진 설계압축강도는 10% 까지 증가할 수 있다.

①3축 압축 상태

②스트럿과 타이 사이의 모든 사잇각이 55°보다 큰 경우

③지점과 집중하중에 작용하는 하중은 등분포이며 절점은 스터럽으로 구속될 때

④철근이 여러 층 배치된 경우

⑤절점이 지압 또는 마찰에 의해 충분히 구속 되었을 때

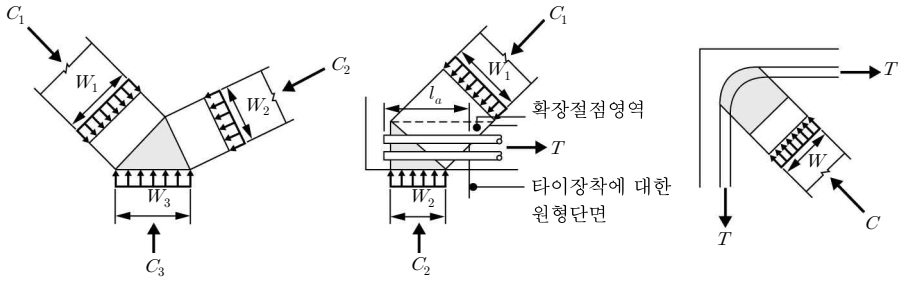
(7) 3축 압축 절점영역에서 3방향 스트럿 모두에 대해 힘의 분배를 안다면 $f_{cd,\max}$는 $3(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck}$ 값 이하로 하여 식 (3.1-43)과 식 (3.1-44)에 따라 검토할 수 있다.

(8) 압축-인장 절점영역의 철근 정착은 절점영역의 시작점에서 시작한다. 예를 들어 지점에서는 정착은 그 내면에서 시작한다.(그림 4.1-13 참조) 정착길이는 전체 절점영역 길이에 걸쳐서 연장해야한다. 어떤 경우에는 철근을 절점영역밖에 정착할 수 있다. 철근의 정착과 굽힘에 대해서는 4.5.4를 따라야 한다.

(9) 3개의 스트럿이 만나는 곳의 평면 압축 절점은 그림 4.1-13(a)에 따라 검토한다. 최대 평균 절점 주응력을 (5)①에 규정된 최대 설계유효강도에 따라 검증하여야 한다.

(10) 철근을 굽힌 곳의 절점영역은 그림 4.1-13(c)에 따라 해석할 수 있다. 이 때 스트럿의 압축응

력은 (5)③을 기준으로 검증하여야 한다. 굽힘 지름은 4.5.2에 따라야 한다.



(a) 타이가 없는 (b) 한쪽 방향 철근이 있는 압축 – 인장 (c) 두 방향 철근이 있는 압축 – 인장 절점

그림 4.1−13 절점의 종류

4.1.6 지압부 설계

(1) 부분 영역에 큰 압축력이 작용하는 지압부에서는 콘크리트의 국부적 압축 파괴와 횡방향 파열 인장 한계를 검증하여야 한다.

(2) 등분포 하중이 면적 A_{c0}에 작용할 경우의 설계지압강도 F_d는 식 (4.1-58)로 산정할 수 있다.

$$F_d = \phi_c(0.85f_{ck})A_{c0}\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad \le 3.0\phi_c(0.85f_{ck})A_{c0} \qquad (4.1\text{-}58)$$

여기서, A_{c0} = 지압력 재하 면적(그림 4.1-14 참조)

A_{c1}은 A_{c0}와 같은 형상을 가지는 최대 설계 분포 면적으로 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 하중 작용 방향의 분포 높이는 그림 4.1-14에 보인 조건을 만족하여야 한다.

② 분포 면적 A_{c1}의 중심은 재하 면적 A_{c0}의 중심을 지나는 작용선상에 있어야 한다.

③ 콘크리트 표면에 두개 이상의 압축력이 작용할 때 분포 면적 A_{c1}은 겹칠 수 없다.

(3) 설계지압강도 F_d 값은 하중이 재하면에 균등하게 재하되지 않거나, 높은 전단력이 작용하는 경우 감소시켜야 한다.

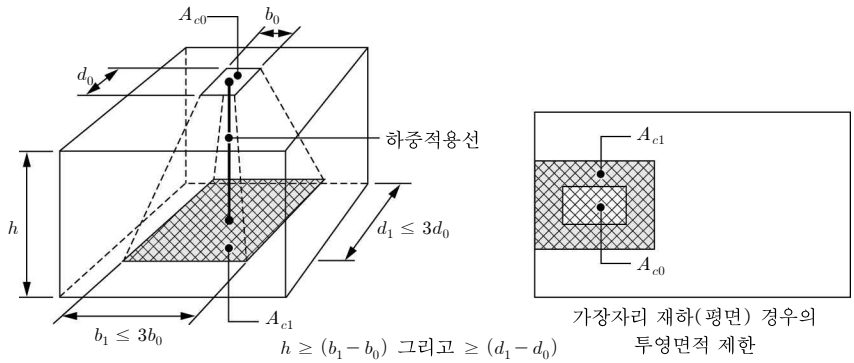


그림 4.1−14 부분 재하 영역의 설계 분포 면적

4.1.7 겹판요소 모델

4.1.7.1 판요소 설계

(1) 평면 요소의 중심면에 작용선이 포함되는 면내력 만이 작용하는 면요소를 판요소라고 하며 그림 4.1-15와 같이 종방향 축력, 횡방향 축력과 면내 전단력이 있다.

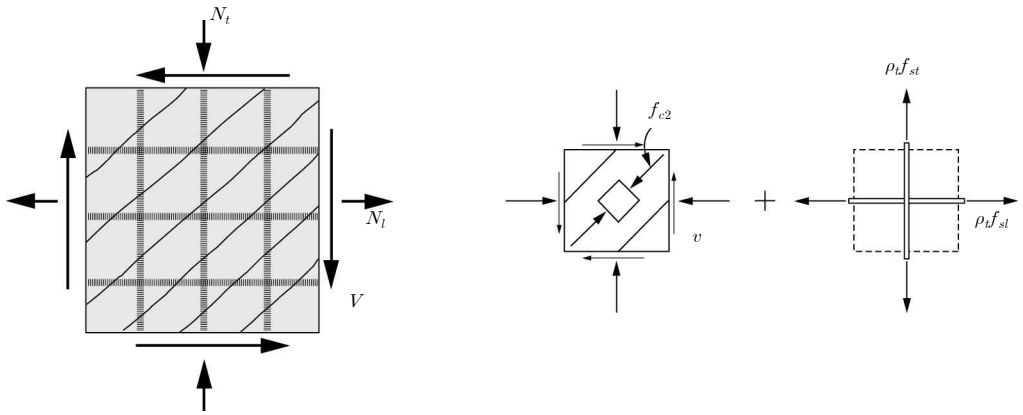


그림 4.1−15 면내력이 작용하는 철근콘크리트 판요소와 응력

(2) 철근콘크리트 판요소를 설계할 때, 종방향과 횡방향 축에 일치하게 직교 2방향으로 배치한 철근의 콘크리트 단면적에 대한 비를 각각 ρ_l과 ρ_t이라면, 계수하중에 의해 유발된 철근과 콘크리트의 응력은 아래 식을 만족하여야 한다.

$$\rho_l f_{sl} = f_{nl} + v\cot\theta \le \phi_s \rho_l f_{yl} \qquad (4.1\text{-}59)$$

$$\rho_t f_{st} = f_{nt} + v\tan\theta \le \phi_s \rho_t f_{yt} \qquad (4.1\text{-}60)$$

$$f_{c2} = v(\tan\theta + \cot\theta) \le \phi_c f_{c2,\max} \qquad (4.1\text{-}61)$$

여기서, f_{nl}과 f_{nt}= 각각 요소의 종방향과 횡방향으로 작용하는 법선응력(인장+)

v = 요소에 작용하는전단응력

f_{c2} = 콘크리트 스트럿에 유발된 압축응력

$f_{c2,\max}$ = 스트럿의 최대 유효 압축강도

f_{sl}과 f_{st} = 균열면에서 각각 종방향과 횡방향으로 유발된 철근 응력

f_{yl}과 f_{yt} = 각각 종방향 철근과 횡방향 철근의 항복응력

θ는 종방향 축(철근)에 대한 스트럿의 경사각이다.

(3) 콘크리트 판요소는 소성이론의 하한해를 적용하여 설계할 수 있다.

(4) 콘크리트의 기준강도가 50 MPa 이하이며, (3)의 규정에 따라 설계자가 설계에 사용한 경사각과 주응력 방향각과의 차이가 있다면 식 (4.1-61)의 검증에 사용하는 스트럿의 최대 유효강도는 식 (4.1-62)와 같이 감소시킨 값이어야 한다.

$$f_{c2,\max} = \nu f_{ck}(1 - 0.032|\theta - \theta_{el}|) \qquad (4.1\text{-}62)$$

여기서, θ = 소성이론 하한해를 적용할 때 사용한 경사각

θ_{el} = 작용하중에 의해 탄성 이론으로 계산한 응력 상태의 주응력 경사각

ν = 식 (4.1.12)에 정의된 콘크리트 압축강도 유효계수

현저한 유효 강도 감소를 방지하기 위해 경사각의 차이 $|\theta - \theta_{el}|$는 극한한계상태에서는 15° 이하로, 사용한계상태 검증에서는 5°이하로 제한하여야 한다.

(5) 극한한계상태에서 두 방향 철근이 모두 항복강도 이하일 경우에는 철근의 응력 크기에 따라 콘크리트 스트럿의 최대 유효강도를 νf_{ck}와 $0.85 f_{ck}$ 사이의 값을 갖도록 다음 식으로 정하여야 한다.

$$f_{c2,\max} = \left[0.85 - \frac{f_s}{\phi_s f_y}(0.85 - \nu)\right] f_{ck} \qquad (4.1\text{-}63)$$

여기서, f_s는 종방향과 횡방향 철근 응력 중에서 큰 값이다.

(6) 판요소가 2축 압축상태이며 전단응력 v가 작용하는 경우의 콘크리트 스트럿 최대 유효강도는 식 (4.1-64)로 정하여야 한다.

$$f_{c2,\max} = 0.85 f_{ck} \frac{1 + 3.8(f_1/f_2)}{[1 + (f_1/f_2)]^2} \qquad (4.1\text{-}64)$$

여기서, f_1과 f_2는 주응력으로 모두 압축 응력이어야 하며, 콘크리트의 기준강도가 50 MPa 이하인 경우일 때에 유효하다.

4.1.7.2 쉘요소 설계

(1) 면내력과 동시에 면외력이 작용하는 면요소를 쉘요소라고 하며, 이 절의 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 쉘요소는 두께 방향의 각 깊이 마다 균열 발생 여부를 먼저 파악하여 설계하여야 한다.

① 만약 극한한계상태에서 전 깊이에 걸쳐 비균열 상태이면, 압축주응력이 설계압축강도보다 작다는 것에 대한 검증만 필요하다.

② 만약 극한한계상태에서 균열이 발생한다면 쉘요소의 설계와 검증에 겹판요소 모델을 적용하여야 한다.

(3) 겹판요소 모델에서는 그림 4.1-16에 나타낸 것과 같이 쉘요소를 세 개의 층으로 분할하여서 양 바깥 층은 모든 면내력과 휨모멘트에 대해 저항하고, 중앙의 핵판은 면외 전단력만을 저항한다고 간주한다. 각 판의 두께는 반복법에 의해 검증하여 결정하여야 한다.

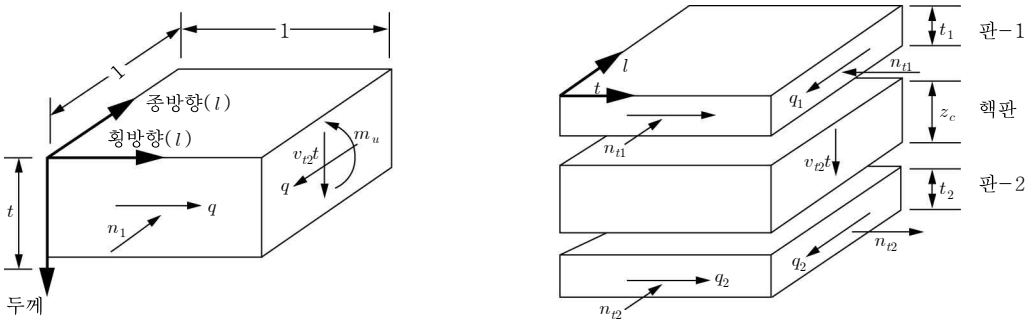


그림 4.1−16 쉘요소를 겹판요소로 변환

(4) 면외 전단력을 저항하는 핵판의 설계는 4.1.2에서 규정한 보의 전단설계 방법에 따라 수행하여야 한다.

(5) 그림 4.1-16에 나타낸 쉘요소의 단위폭당 면내 전단력 q, 면외 전단력 $v_{tz}t$, 면내 종방향 축력 n_l과 횡방향 휨모멘트 m_t가 작용할 때, 양 바깥 판은 아래 식으로 산정한 면내 응력이 작용하는 판으로 간주하여 설계할 수 있다.

• 판-1의 전단응력 : $$v_1 = \frac{q_1}{t_1} = \frac{q(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1} \quad (4.1\text{-}65)$$

• 판-2의 전단응력 : $$v_2 = \frac{q_2}{t_2} = \frac{q(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2} \quad (4.1\text{-}66)$$

• 판-1의 종방향 압축응력 : $f_{nl1} = \frac{n_{l1}}{t_1} = \frac{n_l(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1}$ (4.1-67)

• 판-2의 종방향 압축응력 : $f_{nl2} = \frac{n_{l1}}{t_2} = \frac{n_l(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2}$ (4.1-68)

• 판-1의 횡방향 압축응력 : $f_{nt1} = \frac{m_u}{z_c t_1} = \frac{m_u}{[t-(t_1+t_2)/2]t_1}$ (4.1-69)

• 판-2의 횡방향 인장응력 : $f_{nt2} = \frac{m_u}{z_c t_2} = \frac{m_u}{[t-(t_1+t_2)/2]t_2}$ (4.1-70)

여기서, t는 쉘요소의 두께이고, t_1와 t_2는 각 판의 두께이다.

(6) (5)에서 산정한 면내력이 작용하는 상층과 하층의 최적의 두께는 4.1.7.1의 설계 방법을 반복 수행하여 결정할 수 있으며, 두 층의 경사각을 다르게 설정하여 설계해도 좋다.

4.2 사용한계상태

4.2.1 일반

4.2.1.1 적용 범위

4.2는 콘크리트 교량 구조물과 그 부대 시설을 구성하고 있는 부재가 충분한 기능을 발휘할 수 있도록 사용 중의 응력 한계, 균열폭 제한 및 처짐 제한에 관련된 사용한계상태의 검증에 관한 규정을 다룬 것이다.

4.2.1.2 노출 환경과 한계 기준

(1) 교량과 그 부대 시설의 구성 요소는 표 4.2-1에 정해진 노출 환경으로 구분하여 설계하여야 한다. 부재에 발생하는 균열폭은 노출 환경 상태에 따라 정해진 한계 균열폭을 초과하지 않아야 한다.

(2) 교량 구조물과 그 부재의 소요 사용 성능을 확보하기 위해서는 이 절에서 정한 노출 환경에 따른 응력과 균열폭 제한 규정을 시공 중인 임시 상황뿐만 아니라 운용 중인 정상 상황에서 예측되는 적합한 하중조합에서 적용하여야 한다.

(3) 부재 설계에 적용하는 영(0)응력과 균열폭 한계 기준은 표 4.2-2에 주어진 값으로 하여야 한다. 이 표에 주어진 영응력 한계 기준과 균열폭 한계 기준을 동시에 만족시키도록 설계하여야 한다. 여기서 영응력 상태란 인장측 연단 콘크리트가 압축인 상태를 의미한다.

표 4.2-1 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)	D	D	E	E
부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉 환경; EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경; ED1, ED2, ED3,ES1, ES2, ES3)	C	B	E	E

표 4.2-2 설계 등급에 따른 사용 한계값

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		한계균열폭(㎜)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-I	-	-
B	사용하중조합-III/IV	사용하중조합-I	0.2
C	사용한계상태 하중조합-V	사용하중조합-III/IV	0.2
D	-	사용하중조합-III/IV	0.3
E	-	사용한계상태 하중조합-V	0.3

4.2.2 응력 한계

4.2.2.1 기본 사항

(1) 구조물의 정상적 기능 발휘에 영향을 주는 균열 또는 큰 크리프 변형을 방지하기 위해 콘크리트의 압축응력의 크기를 제한하여야 한다.

① 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-V에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.45f_{ck}$를 초과하지 않아야 한다.

② 유효 프리스트레스와 사용하중조합-I에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.6f_{ck}$를 초과하지 않아야한다. 또한 부재를 제작하고 운반하는 시공 상황에서도 콘크리트 압축응력은 $0.6f_{ck}$를 초과하지 않아야 한다.

(2) 철근의 비탄성 변형을 방지하고 부재의 과도한 균열 또는 변형을 방지하기 위해 철근과 강재의 응력은 다음과 같이 제한하여야 한다.

① 사용하중조합-I에 의해 유발된 보통 철근의 인장응력은 $0.8f_y$를 초과하지 않아야 한다.

② 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-V에 의한 프리스트레스 강재의 응력은 $0.65f_{pu}$를 초과하지 않아야 한다.

4.2.2.2 응력 계산 방법

(1) 4.2.2.1에서 명시된 한계 응력을 검증하기 위해서는 다음의 가정을 적용하여 응력을 계산하여야 한다.

① 사용하중조합-I 상태에서 비균열 단면 해석으로 계산한 콘크리트 최대 인장응력이 콘크리트 기준인장강도 미만이면 비균열 단면으로, 초과한 곳은 균열 단면으로 간주한다.

② 비균열 단면이 사용된 곳에는 모든 콘크리트 단면이 유효하며 철근과 콘크리트는 모두 인장과 압축에서 선형탄성이라 간주한다.

③ 균열 단면이 사용된 곳에는 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없으며 압축에서 탄성이라고 간주한다.

④ 고정하중과 활하중의 비에 따라 추정한 10에서 15 사이의 탄성계수 비를 사용하여 시간 의존적인 크리프에 의한 장기 영향을 반영할 수 있다.

⑤ 변형이 구속되어 발생한 내력에 의하여 유발되는 철근의 인장력을 제한하기 위하여 4.2.3.2에서 정한 최소철근량을 배치하여야 한다.

4.2.3 균열

4.2.3.1 일반 사항

(1) 구조물의 기능과 내구성을 손상시키거나 또는 외관상 수용할 수 없을 정도의 균열폭은 제한하여야 한다. 발생 가능 균열의 폭은 구조물의 기능과 환경을 고려하여 표 4.2-2에서 규정한 한계균열폭을 초과하지 않아야 한다.

(2) 4.2.3.4의 규정에 따라 균열폭을 직접 계산할 수 있다. 간접적인 간단한 대안으로 4.2.3.3의 규정에 따라 철근의 지름 또는 간격을 제한하는 방법을 적용할 수 있다.

(3) 부식성 환경과 고부식성 환경에 노출된 프리스트레스트 부재의 인장 연단에서 균열 발생을 허용하지 않는다.

(4) 균열이 구조물의 기능을 손상 시키지 않는 경우에는 균열폭을 제한하지 않아도 된다.

(5) 비부착 긴장재만이 배치된 프리스트레스트 부재에는 철근콘크리트 부재의 요구조건을 적용하며, 비부착 긴장재와 부착 긴장재가 혼합되어 배치된 부재는 부착 프리스트레스트 부재의 요구조건을 적용하여야 한다.

(6) 간접적으로 균열폭을 제한하기 위해 표 4.2-4와 표 4.2-5에서 주어진 기준은 프리스트레스트 부재에서는 0.2 mm, 철근콘크리트 부재에서는 0.3 mm 한계균열폭을 만족시키기 위한 기준이다.

4.2.3.2 최소철근량

(1) 인장응력이 유발되는 영역으로 균열제어가 필요한 부재에는 최소철근량을 배치하여야 한다. 이 때 소요 최소철근량은 균열 직전의 콘크리트 인장력과 균열 직후의 철근 인장력이 같다는 평형조건으로 산정할 수 있는데, 철근 인장응력은 항복응력이나 필요 시 항복응력 보다 낮은 응력을 허용할 수 있다.

(2) 상세 계산에 의해 보다 작은 최소 철근량이 요구되지 않을 경우, 콘크리트 인장 영역 내의 소요 최소 철근량 $A_{s,\min}$은 식 (4.2-1)로 산정하여야 한다.

$$A_{s,\min} = k_c k A_{ct} \frac{f_{ct}}{f_s} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, A_{ct} = 첫 균열 발생 직전 상태에서 계산된 콘크리트의 인장 영역 단면적

f_s = 첫 균열 발생 직후에 허용하는 철근의 인장응력

f_{ct} = 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도

k_c = 균열 발생 직전의 단면 내 응력 분포 상태를 반영하는 계수

= 1.0 : 순수인장을 받는 경우

$= 0.4\left[1 - \frac{f_n}{k_1(h/h^*)f_{ct}}\right] \le 1$: 휨과 축력을 받는 부재 복부

$= 0.9\frac{N_{cr}}{A_{ct}f_{ct}} \ge 0.5$: 박스형이나 T형 단면 부재 플랜지

f_n = 단면에 작용하는 평균 법선응력(=N_u/bh)

N_u = 단면에 작용하는 축력(압축이 +)

h^* = 단면 기준 깊이

$= h$: $h < 1.0$m 일 때

$= 1.0$m : $h \ge 1.0$m 일 때

k_1 = 축력이 응력 분포에 미치는 영향을 반영하는 계수

= 1.5 :축력 N_u가 압축력일 때

$=2h^*/3h$:축력 N_u가 인장력일 때

N_{cr}= 플랜지에 균열이 처음 발생하기 직전에 부재 전 단면에 작용하는 휨모멘트와 축력으로 계산한 플랜지의 인장력

k = 간접하중영향에 의해 부등 분포하는 응력의 영향을 반영하는 계수

= 1.0 : 단면 깊이 또는 복부 폭을 포함한 플랜지 너비가 300 mm 이하일 경우

= 0.65 : 단편 깊이 또는 복부 폭을 포함한 플랜지 너비가 800 mm 이상일 경우

중간값은 위 두 값 사이를 보간하여 사용할 수 있다.

(3) 부착된 프리스트레스 긴강재 중심으로부터 거리 150 mm 이내의 사각형 단면 내에 필요한 최소 철근량은 $\xi_1 A_p$만큼 감소시킬 수 있다. 여기서 A_p는 프리스트레스 긴강재의 단면적이고, ξ_1은 철근과 긴장재의 부착특성 및 지름의 차이에 따른 영향을 반영하기 위한 계수로 다음과 같이 계산한다.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi d_b / d_{p,eq}} \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, ξ = 표 4.2-3에 주어진 철근과 프리스트레싱 강재의 부착강도 비, f_{ck}가 50 MPa과 70 MPa 사이의 경우에는 직선보간한 값

d_b = 철근 지름

$d_{p,eq}$ = 프리스트레싱 강재의 등가지름

$= 1.6\sqrt{A_p}$: 다발 프리스트레싱 강재

$= 1.75 d_{wire}$: 7연선 1가닥

$= 1.20 d_{wire}$: 3연선 1가닥

철근은 사용되지 않고 프리스트레싱 강재만 사용된 경우에는 $d_b/d_{p,eq}$의 값을 1.0으로 계산한다.

(4) 유효 프리스트레스와 사용하중조합-I에 의해 콘크리트가 압축 상태에 있으면, 프리스트레스트 부재의 단면에는 최소 철근량이 필요하지 않다.

표 4.2-3 철근에 대한 프리스트레싱 긴강재의 부착강도 비 ξ

PC 강재	부착강도 비 ξ		
	프리텐션 강재	부착된 포스트텐션 강재	
		$f_{ck} \le 50$ MPa	$f_{ck} \ge 70$ MPa
원형강봉과 강선	사용되지 않음	0.3	0.15
강연선	0.6	0.5	0.25
이형 강선	0.7	0.6	0.3
이형 강봉	0.8	0.7	0.35

4.2.3.3 간접 균열 제어

(1) 균열이 직접하중에 의해 주로 발생하는 부재에서 4.2.3.2의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 배치된 철근이 표 4.2-4의 최대 지름과 표 4.2-5의 최대 철근간격 중의 하나를 만족한다면 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다. 이 때 철근 응력은 적합한 하중조합과 균열 단면을 기준으로 계산하여야 한다.

(2) 균열이 간접하중인 변형 구속에 의해 지배적으로 발생하는 부재에서 4.2.3.2의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 적합한 하중 조합과 균열 단면을 기준으로 계산한 철근 응력에서 표 4.2-4에 주어진 지름을 초과하지 않는 철근을 배치했을 때, 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다.

표 4.2-4 균열 제어를 위한 최대 철근 지름

철근 응력* (MPa)	최대 철근 지름 (mm)	
	철근 콘크리트	프리스트레스트
160	32	25
200	25	16
240	16	13
280	14	8
320	10	6
360	8	5

표 4.2-5 균열 제어를 위한 최대 철근 간격

철근 응력* (MPa)	최대 철근 간격 (mm)		
	철근콘크리트 순수휨 단면	철근콘크리트 순수인장 단면	프리스트레스 콘크리트 단면
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	–	–
360	50	–	–

(3) 깊이가 1,000 mm 이상인 보에서 주철근이 단면의 인장영역 일부에 집중 배치된 경우,복부 측면의 균열을 제어하기 위한 표피철근을 배치하여야 한다. 이 철근은 주인장 철근 위치에서부터 중립축 위치까지 균등 분포시켜야 하며, 배치 철근량은 식 (4.2-1)에서 k_c는 0.5이며 f_s는 f_y를 취하여 계산한 값 이상이어야 한다. 적정한 철근 지름과 간격은 순수 인장 상태로 가정하여 표 4.2-4와 표 4.2-5로부터 구할 수 있으며, 이 표피철근량의 절반은 주인장철근 역할을 한다고 간주할 수 있다.

(4) 응력이 급변하는 단면에는 큰 균열이 발생할 위험이 특히 크다는 것에 주의하여야 하며, 균열폭을 최소화할 수 있는 조치를 강구하여야 한다.

(5) 콘크리트 교량 상부 구조의 복부에서 균열 제어는 복부에서의 주응력과 유효인장강도를 계산하여 수행하여야 한다. 2축 응력 상태에 있는 거더 복부의 유효인장강도 f_{cte}는 다음 식으로 산정한다.

$$f_{cte} = \left(1 - 0.8\frac{f_2}{f_{ck}}\right) f_{ctk} \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, f_2는 주압축응력으로(압축일 경우 +) $f_2 \le 0.6 f_{ck}$이어야 한다. 만약 동반하는 주인장응력 f_1이 f_{cte}보다 작으면 비균열 상태로 판별할 수 있으며, 이때는 최소 철근량을 표 4.2-4와 표 4.2-5에 따라서 계산하여 종방향으로 배치하여야 한다. 만약 동반하는 주인장응력 f_1이 f_{cte}보다 크면 복부 균열이 발생한 상태이며, 4.2.3.3과 4.2.3.4의 규정에 따라 균열폭을 제어하여야 한다.

(6) 상이한 철근 지름을 혼합하여 사용한 단면에서는 평균 지름 $d_{b,m} = \Sigma d_{b,i}^2 / \Sigma d_{b,i}$를 사용할 수 있다. 다발철근을 사용한 경우에는 실제 지름 대신에 등가지름을 사용할 수 있다.

(7) 2중선 용접철망을 사용한 경우에는 한 가닥의 철선 지름을 사용할 수 있다.

4.2.3.4 균열폭 계산

(1) 균열 발생 후의 모든 하중 단계에서 설계 균열폭은 식 (4.2-4)로 산정할 수 있다.

$$w_k = l_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (4.2\text{-}4)$$

여기서, $l_{r,\max}$ 는 최대 균열 간격이고, ε_{sm} 은 적합한 하중조합에 의해 발생된 철근 평균 변형률로 인장강화효과를 고려한 값이며, ε_{cm} 은 인접된 균열 사이 콘크리트의 평균 변형률이다.

(2) 변형률 차이 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$는 식 (4.2-5)로 계산 할 수 있다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s} - 0.4\frac{f_{cte}}{E_s \rho_e}(1 + n\rho_e) \ge 0.6\frac{f_{so}}{E_s} \qquad (4.2\text{-}5)$$

여기서, f_{so} = 균열면에서 계산한 철근 인장응력

f_{cte} = 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도, $t \ge 28$일에서의 f_{ctm}

k_t = 단기하중일 경우 0.6, 장기하중일 경우 0.4

n = 탄성계수비 E_s/E_c

ρ_e = 식 (4.2-6)으로 계산한 유효 철근비

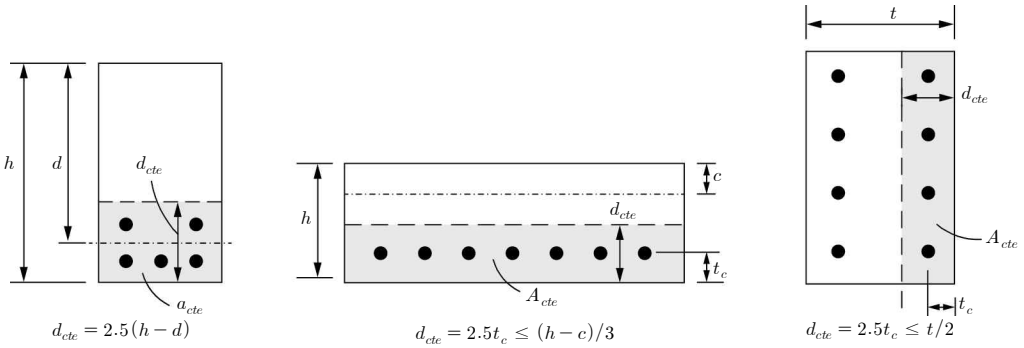
$$\rho_e = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{cte}} \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서, A_{cte} = 그림 4.2-1에 나타낸 콘크리트의 유효 인장면적으로 d_{cte}의 크기로 결정

A_s 및 A_p = 콘크리트 유효 인장면적 내에 있는 철근 및 프리스트레싱 강재의 단면적

d_{cte}= 콘크리트 유효 인장깊이로 $2.5(h-d)$, $(h-c)/3$, $h/2$ 중 가장 작은 값

ξ_1 = 식 (4.2-2)로 주어진 계수



(a) 보 (b) 슬래브 (c) 벽체

그림 4.2-1 유효 인장 면적

(3) 최종 균열의 최대 간격은, 부착된 강재의 중심간격이 $5(c_c + d_b/2)$ 이하인 경우에는 식 (4.2-7a)로, 부착된 강재의 중심간격이 $5(c_c + d_b/2)$를 초과하는 경우나 부착된 강재가 배치되지 않은 경우는 식 (4.2-7b)로 산정할 수 있다.

$$l_{r,\max} = 3.4\,c_c + \frac{0.425\,k_1\,k_2\,d_b}{\rho_e} \qquad (4.2\text{-}7a)$$

$$l_{r,\max} = 1.3(h-c) \qquad (4.2\text{-}7b)$$

여기서, c_c = 최외단 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 피복두께

k_1 = 부착강도에 따른 계수로, 이형철근은 0.8, 원형철근과 긴장재는 1.6

k_2 = 부재의 하중작용에 따른 계수로, 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장력을 받는 부재는 1.0

ρ_e = 콘크리트의 유효인장면적을 기준으로 한 강재비

d_b = 철근콘크리트나 긴장재와 철근이 같이 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 가장 큰 인장철근의 지름을, 긴장재만 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 4.2.3.2(3)에서 규정한 프리스트레싱 강재의 등가지름$d_{p,eq}$를 적용

용접철망이 사용된 경우에는 최종 균열의 최대 간격이 철망 줄눈 간격의 두 배를 초과하지 않는다고 간주할 수 있다.

(4) 직교 2방향으로 보강된 부재에서 주응력 축과 철근 방향 사이의 각이 15° 보다 클 때는 다음 식으로 최대균열간격 $l_{r,\max}$를 산정할 수 있다.

$$l_{r,\max} = \frac{1}{(\cos\theta / l_{rl,\max}) + (\sin\theta / l_{rt,\max})} \qquad (4.2\text{-}8)$$

여기서, θ 는 종방향 철근과 압축 주응력 방향 사잇각이고, $l_{rl,\max}$과 $l_{rt,\max}$는 종방향과 횡방향에서 각각 계산한 균열 간격이다.

4.2.4 처짐

4.2.4.1 일반 사항

(1) 콘크리트 부재 또는 구조물의 변형이 원래 기능 또는 외관에 심각한 영향을 주지 않도록, 구조물의 특성, 부대시설, 고정 장치 및 기능을 고려하여 적절한 처짐 한계값을 설정여야 한다.

(2) 단순 및 연속경간일 때, 사용하중과 충격에 의한 처짐은 지간의 1/800로 제한하며, 보행자도 사용하는 도시지역 교량의 처짐은 지간의 1/1,000로 제한한다.

(3) 캔틸레버의 경우 사용하중과 충격에 의한 처짐은 지간의 1/300로 제한하며, 보행자의 이용이 고려되는 경우의 처짐은 지간의 1/375로 제한한다.

(4) 처짐 한계 상태는 4.2.4.2에 의해 지간/깊이-비를 제한하는 방법 또는 4.2.4.3의 직접 계산 처짐량을 한계값과 비교하는 방법 중의 하나로 검증할 수 있다.

4.2.4.2 직접 처짐 계산을 생략하는 경우

(1) 식 (4.2-9)로 주어지는 한계 지간/깊이-비보다 작게 부재를 설계하였다면, 그 처짐은 4.2.4.1 (2)와 (3)에서 설정한 처짐 한계값을 초과하지 않는다고 간주할 수 있다.

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_o}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] : \rho \le \rho_o \qquad (4.2\text{-}9a)$$

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}}\right] : \rho > \rho_o \qquad (4.2\text{-}9b)$$

여기서, k = 부재의 지지 조건을 반영하는 계수 (표 4.2-6 참조)

ρ_o = 기준 철근비 ($= \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3}$)

ρ = 지간 중앙(캔틸레버의 경우 지지단)의 인장 철근비

ρ' = 지간 중앙(캔틸레버의 경우 지지단)의 압축 철근비

f_{ck} = 콘크리트 기준압축강도 (MPa)

(2) 식 (4.2-9)는 단순 지지된 슬래브에 대해 4.2.4.3의 공식을 적용한 결과를 단순화 한 것으로서 부재의 중앙 단면이나 캔틸레버의 경우 지지단의 철근 인장응력이 철근의 인장강도 500 MPa의 약 60 %인 310 MPa이라고 가정하여 유도한 것이다. 만약 철근 인장응력 수준이 이 가정과 다른 값이라면, 위 식으로 얻은 값에 $310/f_s$를 곱해 보정해야 한다. 이 보정값은 다음 식으로 산정된 값을 취하면 일반적으로 안전한 설계가 된다.

$$\frac{310}{f_s} = \frac{500}{f_y(A_{s,req}/A_s)} \qquad (4.2\text{-}10)$$

여기서, f_s = 사용하중에서 지간 중앙의 인장 철근응력

$A_{s,req}$ = 극한한계상태에서 중앙단면에 필요한 철근량

A_s = 지간 중앙단면(캔틸레버의 경우 지지단)에 배치된 철근량

(3) 플랜지를 갖는 단면에서 플랜지 폭이 복부폭을 3배 이상 초과한다면, 위 식으로 구한 l/d값에 0.8을 곱해야 한다.

(4) 지간이 7 m를 초과하며 과도한 처짐에 의한 지지 시설 손상 가능성이 있는 보와 슬래브에서는 위 식으로 계산한 l/d 값에 $7/l_e$ (l_e는 미터 단위)를 곱하여야 한다.

표 4.2−6 축력이 작용하지 않은 철근콘크리트부재의 기본 지간/유효깊이 비

구조계	k	높은 콘크리트 응력 $\rho = 1.5\%$	낮은 콘크리트 응력 $\rho = 0.5\%$
단순지지보, 1방향− 또는 2방향 단순 지지 슬래브	1.0	14	20
연속보의 외측지간, 1방향− 또는 2방향 단순 지지 슬래브의 외측 판	1.3	18	26
보와 슬래브의 내측 지간	1.5	20	30
플랫슬래브(지지보 없이 기둥만으로 지지되는 슬래브)	1.2	17	24
캔틸레버	0.4	6	8

4.2.4.3 직접 처짐 계산에 의한 검증

(1) 직접 계산에 의한 처짐 검증이 필요하다고 생각되는 곳에서는 목적에 적합한 하중조합에 의한 처짐량을 계산하여 4.2.4.1에 규정된 허용 최대 한계값과 비교하여 검증하여야 한다

(2) 균열이 전혀 발생하지 않은 부재, 비균열 상태와 완전 균열 상태 사이의 중간 거동을 하는 부재, 그리고 주로 휨을 받는 부재들에 대한 처짐은 식 (4.2-11)을 적용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta_e = \zeta \Delta_{crack} + (1-\zeta)\Delta_{uncrack} \qquad (4.2\text{-}11)$$

여기서, Δ_e는 부재 전 경간에 걸친 평균 유효 변형량(처짐, 곡률, 축변형량 등을 포함)이고, $\Delta_{uncrack}$은 비균열 상태일 때의 변형량이며, Δ_{crack}는 완전균열상태일 때의 변형량이다. ζ는 식 (4.2-12)로 주어진 분포 계수이다.

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{f_{sr}}{f_{so}}\right)^2 \qquad (4.2\text{-}12)$$

여기서, β는 평균 변형률에 미치는 하중의 반복 지속 기간을 반영하는 계수로, 단기 하중에 대해 1.0을 장기 또는 반복하중에 대해 0.5를 취하며, f_{so}는 균열 단면을 기준으로 계산한 인장철근 응력,f_{sr}는 첫 균열이 발생한 직후에 균열 면에서 계산한 철근 인장응력이다. 분포계수는 $0 \le \zeta \le 1.0$ 범위로 비균열 부재에서 $\zeta = 0$이다.

(3) 크리프 변형이 발생되는 지속하중에서의 총변형량은 식 (4.2-13)에 의한 콘크리트 유효탄성계수를 적용하여 계산할 수 있다.

$$E_{ce} = \frac{E_c}{1+\varphi(\infty, t_o)} \qquad (4.2\text{-}13)$$

여기서, $\varphi(\infty,\ t_o)$는 하중과 지속 기간에 맞는 크리프계수 이다.(3.1.2.3참조)

(4) 건조수축에 의한 곡률은 식 (4.2-14)로 평가할 수 있다.

$$\frac{1}{r_{sh}} = n\varepsilon_{sh}\frac{S}{I} \qquad (4.2\text{-}14)$$

여기서, $1/r_{sh}$= 건조수축에 의해 유발된 곡률

n = 콘크리트 유효탄성계수를 적용한 탄성계수비, E_s/E_{ce}

ε_{sh} = 건조수축 변형률(3.1.2.4 참조)

S = 단면 도심에 대한 철근 면적의 1차모멘트

I= 단면 2차모멘트

4.3 피로한계상태

4.3.1 일 반

(1) 규칙적인 교번 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 하며, 이 검증은 해당 부재를 구성하고 있는 철근에 대해서만 수행하여야 한다.

(2) 피로는 다중 거더 구조를 가지는 상부구조의 콘크리트 바닥판에서는 검증할 필요가 없다.

(3) 피로한계상태를 검증할 필요가 있는 곳의 교번응력진폭은 KDS 24 12 21의 설계하중과 KDS 24 12 11(표 4.1-1)의 하중조합과 하중계수로 명시된 피로하중조합을 사용하여 결정하여야 한다.

(4) 고정하중과 프리스트레스에 의한 압축 영역의 압축응력이 KDS 24 12 11(표 4.1-1)에 명시된 피로하중과 피로하중조합으로 계산한 최대 활하중 인장응력의 두 배 미만인 경우에만 피로한계상태를 검증하여야 한다.

(5) 사용하중조합-III에 의한 인장 연단의 인장응력이 4.3.2에 명시된 인장응력 한계를 만족하는 프리스트레스트 부재는 피로한계상태를 검증하지 않아도 된다.

(6) 하중계수를 곱하지 않은 고정하중 및 프리스트레스 및 피로하중의 1.5배가 조합된 하중에 의해 유발된 응력이 인장이면서 그 크기가 $0.25\sqrt{f_{ck}}$를 초과하는 경우에는 균열단면 성질을 사용하여 피로한계상태를 검증하여야 한다.

4.3.2 철근

(1) 고응력영역에 있는 직선 철근과 가로방향 용접이 없는 직선 용접 철선에 KDS 24 12 11(표 4.1-1) 하중조합과 하중계수에 명시된 피로하중조합에 의해 유발된 응력 f_{fat}는 식 (4.3-1)을 만족하여야 한다.

$$f_{fat} = 166 - 0.33 f_{\min} \qquad (4.3\text{-}1)$$

(2) 고응력영역에 있는 가로방향 용접이 있는 직선 용접 철선에 KDS 24 12 11(표 4.1-1) 하중조합과 하중계수에 명시된 피로하중조합에 의해 유발된 응력 f_{fat}는 식 (4.3-2)를 만족하여야 한다.

$$f_{fat} = 110 - 0.33 f_{\min} \qquad (4.3\text{-}2)$$

여기서, f_{fat} = 피로응력범위

$f_{\min}$ = KDS 24 12 11(표 4.1-1)에 명시된 피로하중조합에 의한 최소 활하중 응력(인장일 때 +)

(3) (1) 및 (2)에서의 휨철근에 대한 고응력영역은 최대모멘트 발생 단면에서 좌우로 지간의 1/3을 취하여야 한다.

4.3.3 프리스트레싱 긴장재

(1) 프리스트레싱 긴장재에서 피로응력범위는 다음 크기를 초과해서는 안 된다.

① 125 MPa : 곡률 반경이 9,000 mm 이상인 긴장재

② 70 MPa : 곡률 반경이 3,600 mm를 넘지 않은 긴장재

(2) 곡률 반경이 3,600 mm 과 9,000 mm 사이의 값을 갖는 긴장재에서 선형보간법을 이용하여도 좋다.

4.3.4 철근의 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치

(1) 반복하중을 받는 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치의 피로응력범위 f_{fat}가 표 4.3-1에 주어진 공칭피로강도를 초과해서는 안 된다.

표 4.3−1 이음부의 공칭피로강도

이음부 종류	1백만회를 초과하는 경우의 f_{fat}
에폭시 코팅 처리 되거나 되지 않은 그라우트 채움 연결부	126 MPa
냉간−압연 무나선 연결 슬리브,일체식 단조 연결 장치 쐐기식 강재 슬리브,일체식 경사−나선 연결 장치 V−홈 직접 용접 이음부	84 MPa
그 외 모든 이음	28 MPa

(2) 전체 하중재하수 N_{cyc}가 1백만회 이하인 경우 피로응력범위는 $168(6-\log N_{cyc})$ MPa 만큼 증

가할 수 있다. 다만, 증가된 값은 식 (4.3-1) 또는 식 (4.3-2)에 주어진 f_{fat} 값보다 크지 않아야 한다. 실제 사용될 것과 동일한 이음 장치에 대한 피로 실험에 의해 확인되었다면 식 (4.3-1) 또는 식 (4.3-2)에 의해 주어진 값보다 높은 f_{fat} 값을 사용할 수 있다.

4.4 내구성 및 피복두께

4.4.1 일반 사항

(1) 콘크리트 교량은 사용수명 기간 동안 각각의 요소에 현저한 손상이 없어야 하며 과도한 유지보수를 하지 않아도 사용성, 강도 및 안정성의 요구조건을 만족하여야 한다.

(2) 구조물의 손상 방지 대책은 기능, 사용수명, 유지관리 계획 및 작용하중을 고려하여 수립하여야 한다.

(3) 내구성 설계를 수행할 때 직접하중과 간접하중, 환경 조건(4.4.2 참조), 크리프와 수축(3.1.2.3와 3.1.2.4 참조)에 의한 변형 등의 영향을 반영하여야 한다.

(4) 철근의 부식방지를 위해서 피복 콘크리트의 밀도와 품질, 두께를 확보하여야 하며, 4.2.3의 균열폭 기준을 만족하여야 한다. 콘크리트의 밀도와 품질을 얻기 위해서는 표 4.4-1에 규정한 최소 콘크리트 기준압축강도 이상의 압축강도를 적용하여야 한다.

(5) 영구히 노출된 금속 정착장치는 점검 및 교체가 가능하다면 코팅된 재료를 사용해야 하지만, 그렇지 않은 경우는 방청 재료를 사용하여야 한다.

(6) 4.4는 콘크리트 교량의 설계내구수명 확보를 위한 최소한의 요구조건이다. 그러나 가설 혹은 기념비적인 구조물, 극한 혹은 비정상적 하중을 받는 구조물의 경우는 이 절의 요구조건을 수정할 수 있다. 또한, 신뢰할 수 있는 특별한 방법으로 내구성을 검증할 수 있다면 이 절의 요구조건을 수정할 수 있다.

표 4.4-1 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

노출환경 (표 4.4-2)	부식									
	탄산화에 의한 부식				염화물에 의한 부식			해수의 염화물에 의한 부식		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 기준압축강도(MPa)	21	24	30		30		35	30	35	

노출환경 (표 4.4-2)	콘크리트의 손상							
	위험 없음	동결/융해 침투				화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3	EF4	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 기준압축강도(MPa)	18	24		30		30		35

4.4.2 환경 조건

(1) 노출 조건은 외부하중에 추가하여 구조물이 노출되어 있는 화학적이고 물리적인 조건을 말한다.

(2) 환경 조건은 일반적으로 표 4.4-2와 같이 분류할 수 있다.

표 4.4-2 환경 조건에 따른 노출 등급

노출등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
1. 부식이나 침투 위험 없음		
E0	• 철근이나 매입금속이 없는 콘크리트 : 동결/융해, 마모나 화학적 침투가 있는 곳을 제외한 모든 노출 • 철근이나 매입금속이 있는 콘크리트 : 매우 건조	• 공기 중 습도가 매우 낮은 건물 내부의 콘크리트
2. 탄산화에 의한 부식		
EC1	건조 또는 영구적으로 습윤한 상태	• 공기 중 습도가 낮은 건물의 내부 콘크리트 • 영구적 수중 콘크리트
EC2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 장기간 물과 접촉한 콘크리트 표면 • 대다수의 기초
EC3	보통의 습도인 상태	• 공기 중 습도가 보통이거나 높은 건물의 내부 콘크리트 • 비를 맞지 않는 외부 콘크리트1,2
EC4	주기적인 습윤과 건조 상태	• EC2 노출등급에 포함되지 않는 물과 접촉한 콘크리트 표면
3. 염화물에 의한 부식		
ED1	보통의 습도	• 공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면
ED2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 염화물을 함유한 물에 노출된 콘크리트 부재
ED3	주기적인 습윤과 건조 상태	• 염화물을 함유한 물보라에 노출된 교량 부위3 • 포장
4. 해수의 염화물에 의한 부식		
ES1	해수의 직접적인 접촉없이 공기 중의 염분에 노출된 해상대기중	• 해안 근처에 있거나 해안가에 있는 구조물
ES2	영구적으로 침수된 해중	• 해양 구조물의 부위
ES3	간만대 혹은 물보라 지역	• 해양 구조물의 부위
5. 동결/융해 작용		
EF1	제빙화학제가 없는 부분포화상태	• 비와 동결에 노출된 수직 콘크리트 표면
EF2	제빙화학제가 있는 부분포화상태	• 동결과 공기 중 제빙화학제에 노출된 도로 구조물의 수직 콘크리트 표면
EF3	제빙화학제가 없는 완전포화상태	• 비와 동결에 노출된 수평 콘크리트 표면
EF4	제빙화학제나 해수에 접한 완전포화상태	• 제빙화학제에 노출된 도로와 교량 바닥판 • 제빙화학제를 함유한 비말대와 동결에 직접 노출된 콘크리트 표면 • 동결에 노출된 해양 구조물의 물보라 지역

노출등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
6. 화학적 침식		
EA1	조금 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA2	보통의 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA3	매우 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수

주 1) 중공 구조물의 내부는 차도로부터의 배수 또는 누출수에 의해 영향을 받을 수 있는 표면을 제외하고 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다.
주 2) 규정에 따라 방수처리된 표면은 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다.
주 3) 이것은 차도로부터 6 m 이내에 있는 모든 난간, 벽체, 교각을 포함하며, 또한차도로부터 배출되는 물에 노출되기 쉬운 신축이음부(expansion joints) 하부 교각의 윗부분과 같은 표면을 포함한다.

(3) 표 4.4-2의 조건 외에 다음의 손상을 포함하는 유해한 하중 혹은 간접하중을 고려하여야 한다.

① 화학적 손상

가. 건물이나 구조물의 용도(액체 저장 등)

나. 산이나 황산염 용액

다. 콘크리트에 포함된 염화물

라. 알칼리 골재 반응

② 물리적 손상

가. 온도 변화

나. 마모

다. 물의 침투

4.4.3 내구성을 위한 요구사항

(1) 구조물의 소요 사용수명을 확보하기 위해서는 주변의 환경조건에 대해 각각의 구조 부재를 보호하기 위한 적절한 조치를 하여야 한다.

(2) 다음 항목들을 내구성에 대한 요구사항에 포함시켜야 한다.

① 구조 개념

② 재료 선정

③ 건설 상세

④ 현장 시공

⑤ 품질 관리

⑥ 검사

⑦ 검증

⑧ 특수 조치(㉮ 스테인리스 철근, 코팅, 전기방식의 사용)

4.4.4 콘크리트 피복두께

4.4.4.1 일반 사항

(1) 콘크리트 피복두께는 철근(횡방향 철근, 표피철근 포함)의 표면과 그와 가장 가까운 콘크리트 표면 사이의 거리이다.

(2) 공칭피복두께 $t_{c,nom}$는 도면에 명시하여야 하며, 최소피복두께 $t_{c,\min}$ (4.4.4.2 참조)와 설계편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ (4.4.4.3 참조)의 합으로 구한다.

$$t_{c,nom} = t_{c,\min} + \Delta t_{c,dev} \qquad (4.4\text{-}1)$$

4.4.4.2 최소피복두께

(1) 콘크리트 최소피복두께 $t_{c,\min}$는 아래 사항을 고려하여 규정하여야 한다.

① 부착력의 안전한 전달

② 철근의 부식 방지(내구성)

③ 내화성

(2) 부착과 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 $t_{c,\min}$ 중 큰 값을 설계에 사용하여야 한다.

$$t_{c,\min} = \max\{t_{c,\min,b};\ t_{c,\min,dur} + \Delta t_{c,dur,\gamma} - \Delta t_{c,dur,st} - \Delta t_{c,dur,add};\ 10\ \mathrm{mm}\} \quad (4.4\text{-}2)$$

여기서, $t_{c,\min,b}$ = 부착에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$t_{c,\min,dur}$ = 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$\Delta t_{c,dur,\gamma}$ = 고부식성 노출환경에서 이 절 (5)항의 규정에 의한 피복두께 증가값(mm)

$\Delta t_{c,dur,st}$ = 스테인리스 철근을 사용할 때 이 절 (7)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

$\Delta t_{c,dur,add}$ = 코팅과 같은 추가 보호 조치를 취한 경우 이 절 (8)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

(3) 부착력을 안전하게 전달하고 충분한 다짐을 위하여 최소피복두께는 표 4.4-3에 주어진 $t_{c,\min,b}$값보다 더 큰 값을 사용하여야 한다.

(4) 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께 $t_{c,\min,dur}$는 환경노출등급에 따라 표 4.4-4에 제시되어 있다.

(5) 염화물 또는 해수에 노출되는 고부식성 환경에 대한 추가적인 안전을 확보하기 위하여 최소피복두께를 $\Delta t_{c,dur,\gamma}$만큼 증가시켜야 한다. $\Delta t_{c,dur,\gamma}$는 아래 값을 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측을 통해 타당한 근거를 제시할 경우 이보다 작은 값을 적용할 수 있다.

$\Delta t_{c,dur,\gamma}$ = 5 mm(ED1/ES1), 10 mm(ED2/ES2), 15 mm(ED3/ES3)

(6) 표 4.4-1에서 요구하는 최소 강도보다 아래에서 정하는 값 이상 큰 강도를 사용하는 경우, 시공과정에서 철근 위치의 변동이 없는 슬래브 형상의 부재인 경우, 콘크리트를 제조할 때 특별한 품질관리방안이 확보되었다고 승인받은 경우에는 최소피복두께를 각각 5 mm 감소시킬 수 있다.

① E0 등급이나 탄산화에 노출된 경우(EC 등급): 5 MPa
② 염화물이나 해수에 노출된 경우(ED, ES 등급): 10 MPa

(7) 스테인리스 철근을 사용하거나 다른 특별한 조치를 취한 경우에는 $\Delta t_{c,dur,st}$ 만큼 최소피복두께를 감소시킬 수 있다. 다만 이러한 경우 부착강도를 비롯한 모든 관련된 재료적 특성에 의한 영향을 고려하여야 한다. $\Delta t_{c,dur,st}$는 일반적으로 0 mm를 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측 기법에 따른 타당한 근거를 제시한 경우에는 0 mm보다 큰 값을 적용할 수 있다.

(8) 코팅과 같은 추가 표면처리를 한 콘크리트의 경우 $\Delta t_{c,dur,add}$ 만큼 최소피복두께를 감소시킬 수 있다. $\Delta t_{c,dur,add}$는 일반적으로 0 mm를 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측 기법에 따른 타당한 근거를 제시한 경우에는 0 mm보다 큰 값을 적용할 수 있다.

(9) 프리캐스트나 현장 타설 콘크리트와 같은 다른 콘크리트 부재에 접하여 콘크리트를 타설할 경우 철근에서 표면까지의 최소피복두께는 다음 요구조건을 만족하면 표 4.4-3의 부착에 대한 최소피복두께 값으로 감소시킬 수 있다.
① 콘크리트 강도가 25 MPa 이상이다.
② 콘크리트 표면이 외기에 노출된 시간이 짧다.(28일 미만)
③ 접촉면이 거칠게 처리되어 있다.

(10) 노출 골재 등과 같은 요철 표면의 경우 최소피복두께는 적어도 5 mm를 증가시켜야 한다.

(11) 일반적으로 EF와 EA 등급에 대해서는 4.4.4의 규정에 따라 정한 피복두께로 충분하다. 동결융해 작용(EF 등급)에 대해서는 연행 공기량의 확보가 중요하며, 제빙화학제를 사용하는 경우에는 혼화재료의 사용에 주의할 필요가 있다. 또한, 화학적 침식(EA 등급)의 경우는 시멘트의 화학 조성이 큰 영향을 미치므로 결합재의 선정에 주의를 기울여야 한다.

(12) 방수처리나 표면처리를 하지 않은 노출 콘크리트 바닥판의 피복두께는 마모에 대비하여 최소 10 mm만큼 증가시켜야 한다.

(13) 내화를 필요로 하는 구조물의 피복두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재의 성질 등을 고려하여 정하여야 한다.

표 4.4-3 부착에 대한 요구사항을 고려한 최소피복두께 $t_{c,min,b}$

강재의 종류	최소피복두께1 ($t_{c,min,b}$)
일반	철근 지름
다발	등가 지름(4.5.7.1 참조)
포스트텐션부재	• 원형 덕트 경우 : 덕트의 지름 • 직사각형 덕트 경우 : 작은 치수 혹은 큰 치수의 1/2배 중 큰 값으로서 50 mm이상인 값 단, 두 종류의 덕트에 대하여 피복두께가 80 mm 보다 큰 경우는 없음.
프리텐션부재	• 강연선 및 원형 강선 경우 : 지름의 2배 • 이형 강선 경우 : 지름의 3배

주 1) 공칭 최대 골재 치수가 32 mm 보다 크다면 $t_{c,min,b}$ 은 다짐을 위하여 5 mm 증가시켜야 한다.

표 4.4-4 철근 및 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께, $t_{c,min,dur}$(mm)

강재 종류	노출등급						
	E0	EC1	EC2 / EC3	EC4	ED1 / ES1	ED2 / ES2	ED3 / ES3
철근	20	25	35	40	45	50	55
프리스트레싱 강재	20	35	45	50	55	60	65

4.4.4.3 설계 편차 허용량

(1) 공칭피복두께는 최소피복두께에 설계 편차 허용량($\Delta t_{c,dev}$)을 더하여야 한다. 소요 최소피복두께는 현장시공기준에 제시된 허용편차량에 따라 증가시켜야 하며, 이는 구조물의 종류에 따라 달라진다.

(2) 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$는 10 mm를 적용한다.

(3) 특정 상황에 따라 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$는 감소시킬 수 있다.

① 모니터링 항목에 콘크리트의 피복두께 측정을 포함하는 품질보증 시스템을 적용하는 경우, 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10\ \text{mm} \geq \Delta t_{c,dev} \geq 5\ \text{mm} \qquad (4.4\text{-}3)$$

② 모니터링에 매우 정밀한 측정 장치를 사용하는 프리캐스트 부재 등은 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10\ \text{mm} \geq \Delta t_{c,dev} \geq 0\ \text{mm} \qquad (4.4\text{-}4)$$

(4) 울퉁불퉁한 표면에 타설한 콘크리트의 최소피복두께는 일반적으로 증가시켜야 한다. 최소피복두께는 요철 메우기 등 미리 준비된 지면에 타설한 콘크리트에 대하여는 20 mm, 토양에 직접 타설한 콘크리트에 대하여는 50 mm이다. 요철 마감과 골재가 노출된 경우와 같은 표면 상태에서는 피복두께를 증가시켜야 한다.(4.4.4.2(12) 참조)

4.5 철근 상세

4.5.1 일반

(1) 4.5의 규정은 기본적으로 정적하중이 주로 작용하는 이형철근, 철망, 프리스트레싱 강재에 적용한다. 일반적인 교량에 적용할 수 있으나, 지진, 기계적 진동, 충격에 의한 동적하중이 작용하는 요소와 페인트, 에폭시, 아연 등으로 표면 처리된 도막철근에는 적용할 수 없다.

(2) 콘크리트 최소피복두께는 내구성 설계기준에 따른다. 경량콘크리트의 최소피복두께는 일반 콘크리트에 대해 정해진 콘크리트 최소피복두께에 5 mm를 더해야 한다.

4.5.2 철근 구부리기

4.5.2.1 철근 구부림의 최소 내면 지름

(1) 철근을 구부릴 때는 철근 구부림에 의한 철근 자체의 손상을 막고, 구부린 철근 내부 콘크리트의 손상을 막을 수 있게 최소 내면 반지름 이상으로 구부려야 한다.

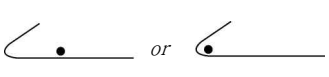
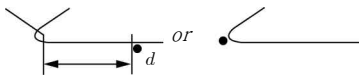
(2) 철근 구부림에 의한 철근 자체의 손상을 막기 위한 최소 내면 지름은 표 4.5-1과 같다.

표 4.5−1 철근 자체의 손상을 막기 위한 최소 내면 지름

(1) 일반 철근

	일반 철근	
	D16이하의 철근	D19이상의 철근
원형철근	$1.25d_b$	$2.5d_b$
이형철근	$2d_b$	$3.5d_b$

(2) 용접 후에 구부린 철근 또는 철망

	용접철근이 내부에 있을 경우	용접철근이 외부에 있을 경우	
			
최소 내면 반지름	$2.5d_b$	$d < 3d_b$	$2.5d_b$
		$d \geq 3d_b$ 또는 곡선 영역에서의 용접	$10d_b$ *)

주*) 용접 품질에 따라서 곡선 영역의 최소 내면 반지름을 $2.5d_b$까지 줄일 수 있다. 감소가 가능한 용접품질은 prEN ISO 17660 Annex B에 준한다.

(3) 구부린 철근 내부의 콘크리트 손상은 다음의 조건을 만족하는 경우에는 따로 고려하지 않을 수 있다.

① 구부린 영역의 끝점에서 정착길이가 $> 5d_b$ 이거나 철근이 표면 근처에 있지 않고 구부린 위치에 배근된 횡방향 철근의 지름이 $> d_b$ 인 경우

② 구부린 철근의 내면 지름이 표 4.5-1보다 큰 경우

위의 조건을 만족하지 않는 경우에 콘크리트의 손상을 막기 위한 최소 내면 지름은 식 (4.5-1)과 같다.

$$\phi_m \geq T_{bt}((1/a_b) + 1/(2d_b))/f_{cd} \qquad (4.5\text{-}1)$$

여기서, T_{bt} = 철근 또는 서로 접촉된 철근망의 굽힘 시작점 위치에서의 극한하중에 의한 인장력

ϕ_m = 구부림 지름

a_b = 굽힘 면에 수직인 철근(접촉된 철근망)의 중심사이 거리의 1/2, 부재 표면에 인접한 철근 또는 철근망의 경우 a_b는 피복두께에 $d/2$를 더하여야 한다.

이 식에서 f_{cd}는 $f_{ck} \leq 55$ MPa의 설계압축강도 보다 클 수 없다.

4.5.3 철근의 간격

4.5.3.1 철근의 최소간격

(1) 현장 타설 콘크리트에서 철근의 수평 순간격은 다음 값 이상으로 하여야 한다.

① 철근 공칭지름의 1.5배

② 굵은 골재 최대치수의 1.5배

③ 40 mm

(2) 공장 또는 공장과 같은 관리조건 하에 제작된 프리캐스트 콘크리트에서 철근의 수평 순간격은 다음 값 이상으로 하여야 한다.

① 철근의 공칭지름

② 굵은골재 최대치수의 1.33배

③ 25 mm

(3) 교량 바닥판을 제외한 구조요소에서, 각 단 사이의 순간격이 150 mm 이하인 다단배근의 경우 상하철근은 동일 연직면 내에 배치되어야 하며 각 단 간의 연직 순간격은 25 mm 이상, 철근의 공칭지름 이상으로 하여야 한다.

(4) (1), (2), (3)에 규정된 철근사이의 순간격 제한값은 겹침이음과 겹침이음 사이 또는 겹침이음과 철근 사이의 순간격에도 적용된다.

4.5.3.2 철근의 최대간격

철근의 최대 간격은 4.6의 규정에 따라야 하고 4.2.3.2의 최소철근량을 만족하도록 해야 한다.

4.5.3.3 프리스트레싱 강재 및 덕트의 최소 간격

(1) 프리텐션 강연선

①4.5.5.7에 규정된 정착길이 이내에 있는 부재의 양 단부에서 프리텐션 강연선(피복이 있는

것도 포함)의 순간격은 골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 하며 중심 간격은 표 4.5-3의 값 이상으로 하여야 한다.

표 4.5−3 프리텐션 강연선의 중심 간격

강연선 지름 (mm)	간격 (mm)
15.2 14.3	50
12.7 11.1	44
9.5	38

② 실물실험에 의하여 검증된다면 부재단부에서 프리텐션 강연선의 순간격을 감소시켜도 좋다.

③ 강연선 다발 사이의 순간격은 골재 최대치수의 1.33배 이상, 25 mm 이상으로 하여야 한다. 프리텐셔닝 강연선을 절곡하는 경우 절곡하는 위치와 절곡위치 사이에서는 상하로 접촉하는 다발을 형성할 수 있다. 상하로 접촉하는 다발 이외의 다른 방법으로 다발을 형성할 때에는 다발을 구성하는 강연선의 수가 4개 이하가 되어야 한다.

(2) 평면상 곡선이 아닌 포스트텐션 덕트

① 직선으로 배치되는 포스트텐션 덕트의 순간격은 38 mm 이상 또는 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다.

② 정착부로부터 900 mm 이내인 구간에서 덕트 간의 간격이 상기 규정대로 유지된다면 3개 이하의 덕트를 다발로 사용해도 좋다. 세그멘탈공법 이외에는 덕트다발 사이의 수평 순간격은 100 mm 이상으로 하여야 한다. 2개 이상의 평면으로 배치되는 덕트는 동일평면에서 2개까지의 덕트를 다발로 만들 수 있다. 덕트 다발의 연직 순간격은 38 mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다.

③ 프리캐스트공법에서 덕트다발의 수평 순간격은 75 mm까지 감소되어도 좋다.

(3) 곡선 포스트텐션 덕트

곡선 덕트의 순간격은 4.6.2.10에 규정된 바와 같은 긴장재 횡구속을 위해 요구되는 간격 이상으로 하여야 하며 직선 덕트에 요구되는 순간격보다 작아서는 안 된다.

4.5.3.4 슬래브에서의 프리스트레싱 강재와 덕트의 최대간격

(1) 프리캐스트 슬래브의 프리텐션 강연선은 합성슬래브 총 두께의 1.5배 이하, 450 mm 이하의 간격으로 대칭으로 등분포 배치되어야 한다.

(2) 슬래브의 포스트텐션 긴장재는 중심간의 간격이 합성슬래브 최소두께의 4배 이하여야 한다.

4.5.4 철근의 정착

4.5.4.1 일반사항

각 단면의 철근에서 계산된 힘이 매입길이, 갈고리나 기계적 장치, 또는 이들의 조합에 의해 단면의 양 측에서 발휘될 수 있도록 철근을 정착하여야 한다. 갈고리는 인장철근을 정착하는 데만 유효하다.

4.5.4.2 표준갈고리

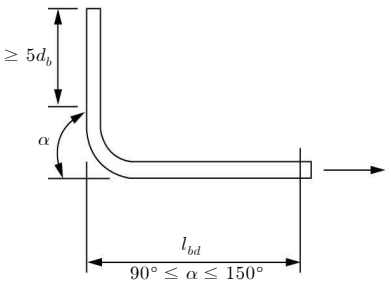
(1) 종방향 철근의 표준갈고리는 구부림 각도가 90°에서 150 사이, 150° 이상인 경우, 루프(loop), 횡방향 철근이 용접된 경우로 구분할 수 있다. 각 표준갈고리는 다음 규정을 만족하여야 한다.

①구부림 각도가 90°에서 150° 사이인 경우에 구부린 반원 끝에서 5 d_b 이상 더 연장되어야 한다.

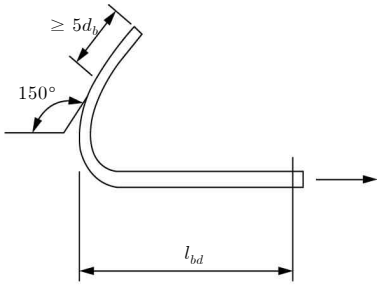
②구부림 각도가 150° 이상인 경우에 구부린 반원 끝에서 5 d_b 이상 더 연장되어야 한다.

③루프인 경우에는 양 가지가 같이 힘을 받는 것으로 한다.

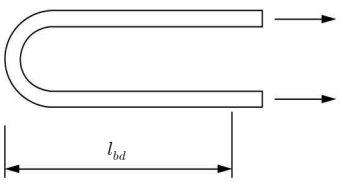
④횡방향 철근이 용접된 경우에 횡방향 철근의 지름은 종방향 철근 지름의 0.6배 보다는 커야 한다.



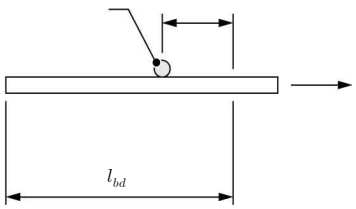
(a) 구부림 각도가 90°에서 150° 사이인



(b) 구부림 각도가 150° 이상인 갈고리



(c) 루프



(d) 횡철근 용접 갈고리

그림 4.5-1 표준 갈고리

(2) 표준 갈고리의 정착길이는 등가인장 직선 정착길이로 계산한다. 직선철근이 아닌 경우의 정착길이 계산은 4.5.4.4와 4.5.4.5의 방법을 따른다.

4.5.4.3 부착강도

(1) 극한상태의 부착 강도는 부착파괴에 대해 충분한 여유를 가지고 있어야 한다.

(2) 이형 철근의 부착강도에 대한 설계값은 다음과 같이 취한다.

$$f_{bd} = \phi_c 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, f_{ctk} = 콘크리트 기준인장강도 $f_{ctk} = 0.21 f_{cm}{}^{2/3}$

ϕ_c = 콘크리트의 재료계수(표 1.4-1)

고강도 콘크리트의 경우 취성이 커지기 때문에 평균부착강도가 f_{ck} = 50 MPa일 때의 값 이상으로 커진다는 것이 입증되지 않으면 f_{ctk}값은 f_{ck} = 50 MPa일 때의 값(f_{ctk} =3.07 MPa)로 제한되어야 한다.

η_1 = 부착조건과 콘크리트 타설 시의 철근의 위치에 관계되는 계수,

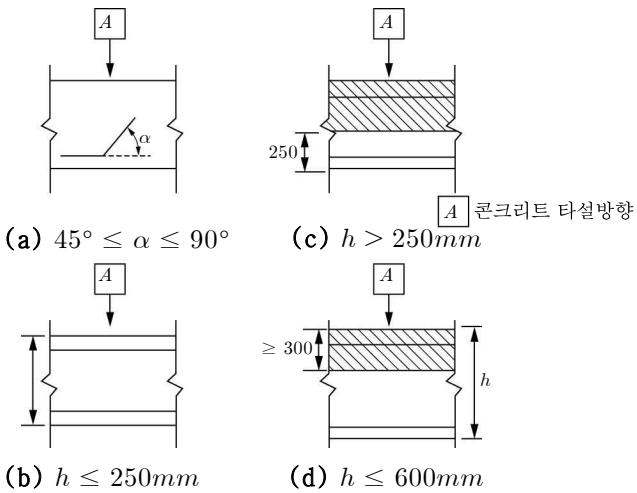
η_1 = 1.0 : 양호한 조건의 경우

η_1 = 0.7 : 그 외의 경우와 양호한 부착조건이 아닌 슬립폼으로 만들어진 구조 부재 내의 철근의 경우

η_2 = 철근의 지름에 관계되는 계수

η_2 = 1.0, d_b <32 mm

η_2 = (132-d_b)/100, d_b > 32 mm의 경우



a)와 b) 모든 철근이 양호한 부착조건

c)와 d) 빗금치지 않은 영역－양호한 부착조건 빗금 친 영역－불량 부착조건

그림 4.5－2 부착조건

4.5.4.4 기본정착길이

(1) 기본정착길이(l_b)는 균일한 부착응력 f_{bd} 을 가정하여 철근의 힘 $A_s f_{yd}$ 를 정착하는데 필요한 직선구간 길이이다. 기본정착길이의 산정에는 철근의 종류와 철근의 부착특성을 고려하여야 한다.

(2) 절곡 철근의 정착길이는 철근의 중심선을 따라 잰 값으로 한다.

(3) 지름이 d_b인 철근의 기본적인 정착길이는 다음과 같다.

$$l_b = (d_b/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \qquad (4.5\text{-}3)$$

여기서, σ_{sd} : 철근의 설계 응력

f_{bd} 는 4.5.4.3에서 계산한 값이다.

(4) 와이어나 철근의 다발(pairs of wires/bars)이 용접된 섬유구조(welded fabric)인 경우에는 식 (4.5-3)의 지름 d_b는 등가의 지름 $d_{b,n} = d_b\sqrt{2}$ 로 바꾸어 계산한다.

4.5.4.5 설계정착길이

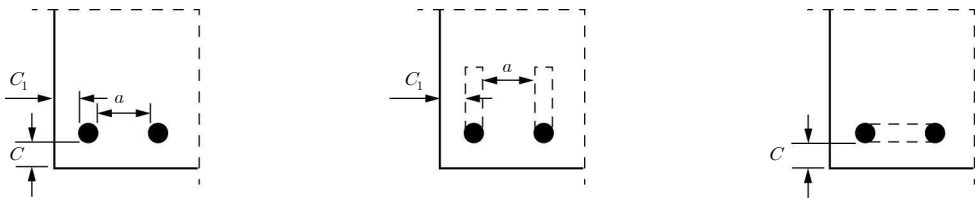
(1) 설계정착길이는 다음 식으로 계산한다.

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6 l_b \geq l_{b,\min} \qquad (4.5\text{-}4)$$

여기서 $\alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5$는 표 4.5-4의 계수이다.

α_1 : 적절한 피복두께를 가진 철근의 형상효과(그림 4.5-1 참조)

α_2 : 콘크리트 피복두께의 효과(그림 4.5-3 참조)



a) 직선 철근 $C_d = \min(a/2, c_1, c)$

b) 굽힘 철근 또는 갈고리 $C_d = \min(a/2, c_1)$

c) 루프 철근 $C_d = c$

그림 4.5-3 보와 슬래브에서 C_d의 크기

α_3 : 횡철근에 의한 구속 효과

α_4 : 설계정착길이 l_{bd}내에 하나 또는 하나 이상의 용접된 횡철근의 영향, 여기서 $d_{b,t}$는 횡철근의 지름으로 $d_{b,t} > 0.6d_b$이어야 한다.

α_5 : 설계정착길이를 따라 발생하는 쪼갬 면(plane of splitting)을 가로지르는 압력에 대한 효과 $(\alpha_2\alpha_3\alpha_5)$의 곱 ≥ 0.7

α_6 : 표준갈고리의 전 정착길이에 배근된 띠철근이나 스터럽에 의한 구속 효과

여기서 표준갈고리란 그림 4.5-3의 조건을 만족하는 갈고리를 뜻한다.

l_b : 식 (4.5-3)과 같다.

$l_{b,\min}$: 다른 제한 조건이 더 이상 적용되지 않는 경우, 최소 정착길이

- 인장측에서의 정착길이 : $l_{b,\min} > \max(0.3l_b\,;\,15d_b\,;\,100\text{ mm})$
- 압축측에서의 정착길이 : $l_{b,\min} > \max(0.6l_b\,;\,15d_b\,;\,100\text{ mm})$

표 4.5−4 계수 $\alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6$

영향 인자	정착부 형태	철근	
		인장측	압축측
철근의 형상	직선	$\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
	직선 외 형태 (그림 4.5−1(a),(b),(c))	$C_d > 3d_b$이면 $\alpha_1 = 0.7$ 아니면 $\alpha_1 = 1.0$ (C_d에 대한 크기는 그림 4.5.3 참조)	$\alpha_1 = 1.0$
콘크리트 피복	직선	$\alpha_2 = 1 - 0.15(C_d - d_b)/d_b$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
	직선 외 형태 (그림 4.5−1(a),(b),(c))	$\alpha_2 = 1 - 0.15(C_d - 3d_b)/d_b$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
주철근에 용접되어 있지 않는 횡철근에 의한 구속	모든 형태	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_3 = 1.0$
용접된 횡철근에 의한 구속*	모든 형태 그림 4.5−1(d)에 의한 위치와 크기	$\alpha_4 = 0.7$	$\alpha_4 = 0.7$
횡방향 압력에 의한 구속	모든 형태	$\alpha_5 = 1 - 0.04p$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	−
표준갈고리	그림 4.5−5와 그림 4.5−6을 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.7/\alpha_1$	
	그림 4.5−5와 그림 4.5−7을 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.5/\alpha_1$	
	그림 4.5−5와 그림 4.5−6과 그림 4.5−7을 모두 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.4/\alpha_1$	
	그 외의 형태	$\alpha_6 = 1.0$	

여기서,

$$\lambda = \left(\sum A_{st} - \sum A_{st,\min}\right)/A_s \qquad (4.5\text{-}5)$$

$\sum A_{st}$: 설계정착길이 l_{bd}내의 횡철근의 단면적

$\sum A_{st,\min}$: 최소 횡철근의 단면적. ($=0.25A_s$(보) , 0(슬래브))

A_s : 최대지름을 가진 정착철근 한 개의 단면적

K : 그림 4.5-4에 나타난 크기

p : l_{bd} 내의 극한상태에서의 횡방향 압력(MPa)

* 4.5.4.7에 따르면 직접 지지부(direct support)의 경우, l_{bd}는 $l_{b,\min}$ 보다 작아야 하고 지지부내에는 하나 이상의 횡방향 용접와이어를 배치해야 한다. 또한, 받침부 면으로부터 15 mm 이상이어야 한다.

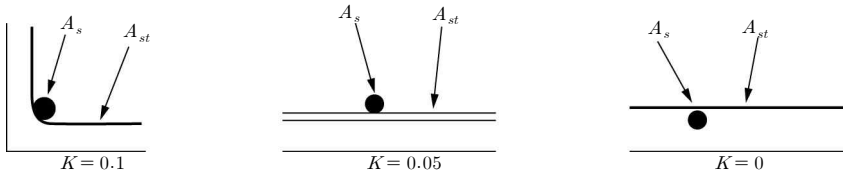


그림 4.5−4 보 또는 슬래브의 K 값

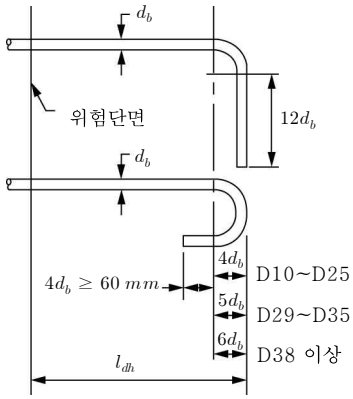


그림 4.5−5 표준갈고리의 정착을 위한 갈고리 철근 상세

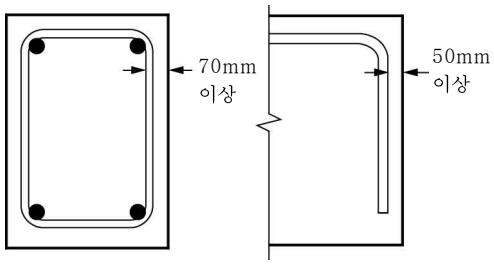


그림 4.5−6 표 4.5−4에 규정한 표준갈고리의 피복두께

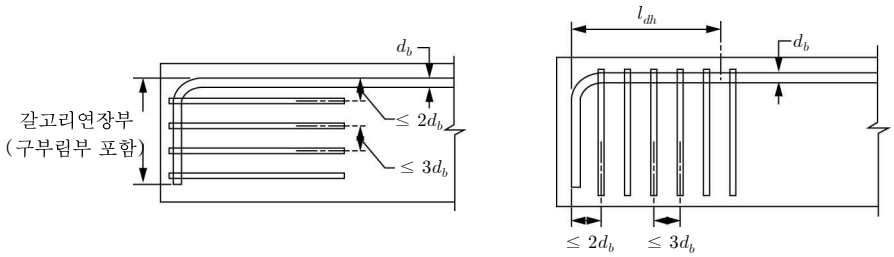


그림 4.5−7 표 4.5−4에 규정한 표준갈고리 연장부를 띠철근 또는 스터럽을 정착된 철근에 평행으로 둘러싼 경우

4.5.4.6 스터럽, 띠철근의 정착

(1) 스터럽, 띠철근은 일반적으로 절곡, 갈고리 또는 용접 횡철근에 의해 정착된다. 철근은 갈고리 또는 절곡의 안쪽에 배치하여야 한다.

(2) 정착은 그림 4.5-8에 의한다.
용접은 EN10080과 EN ISO 17660에 부합되어야 하고 4.5.4.7(2)의 용접성능을 가져야 한다.

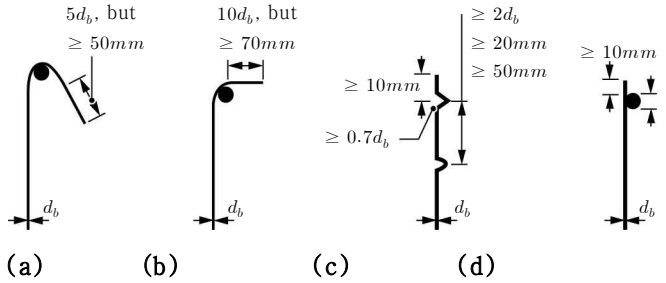


그림 4.5−8 스터럽, 띠철근의 정착

4.5.4.7 용접철근에 의한 정착

(1) 정착은 4.5.4.5, 4.5.4.6에 따른다.
콘크리트의 지압으로 횡방향 용접철근에 의하여 추가적인 정착력이 얻어진다.
용접 조인트의 품질이 적절하다는 것을 보여야 한다.

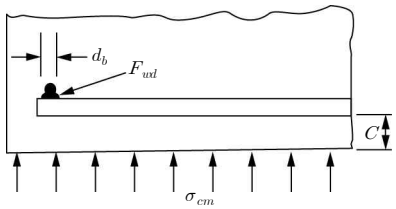


그림 4.5−9 정착장치로서의 횡방향 용접철근

(2) 횡방향 용접철근(지름 14 mm-32 mm) 하나의 정착력은 다음과 같이 계산된다.

$$F_{btd} = l_{td} d_{b,t} \sigma_{td} \leq F_{wd} \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, F_{wd} = 용접의 설계전단강도(항복력 $A_s f_y$에 계수를 곱하여 정한다. 예를 들어 $0.5A_s f_{yd}$, A_s는 정착철근의 단면적, f_{yd}는 설계 항복강도)

l_{td} = 횡방향 철근의 설계길이

l_t = 횡방향 철근의 길이

$d_{b,t}$ = 횡방향 철근의 지름

y = 함수 ($y = 0.015 + 0.14e^{(-0.18x)}$)

x = 형상과 관련 있는 함수($x = 2/(c/d_{b,t}) + 1$)

c = 양쪽철근에 수직한 콘크리트 피복두께

(3) 같은 크기의 두 철근이 정착되는 철근의 맞은 편에 용접되는 경우의 정착력은 식 (4.5-6) 값의 두 배로 한다.

(4) 두 철근이 $3d_b$의 최소 간격으로 같은 면에 용접되는 경우에는 정착력을 1.4배 한다.

(5) 공칭지름 12 mm 이하의 $f_{yd} = 500$ MPa 철근의 경우, 용접된 횡철근의 정착력은 주로 용접

조인트의 설계강도에 의해 결정 된다. 최대 지름 12 mm의 용접된 횡철근의 정착력은 다음 식으로 계산된다.

$$F_{btd} = F_{wd} \le 12 A_s f_{cd} d_{b,t} / d_b \qquad (4.5\text{-}7)$$

여기서, F_{wd} = 용접의 설계전단강도(식 (4.5-6) 참조)

$d_{b,t}$ = 횡방향 철근의 지름 $d_{b,t} \le 12$ mm

d_b= 정착철근의 지름 $d_b \le 12$ mm

$d_{b,t}$ 보다 작은 간격으로 두개의 용접된 철근을 사용하는 경우, 식 (4.5-7)의 정착길이는 1.4 배 하여야 한다.

4.5.4.8 기계적 장치에 의한 정착

(1) 콘크리트에 손상을 주지 않고 철근의 강도를 발휘할 수 있도록 설치한 어떠한 기계적 장치도 정착장치로 사용해도 좋다. 기계적 정착장치의 거동은 시험에 의해 입증되어야 한다.

(2) 철근의 정착은 기계적 장치와 철근의 최대 응력점과 기계적 정착장치 사이 철근의 추가 매입 길이의 조합으로 이루어져도 좋다.

(3) 기계적 정착과 정착장치를 사용한다면 상세한 내용이 설계도서에 제시되어야 한다.

4.5.5 철근의 이음

4.5.5.1 일반사항

(1) 철근에 작용하는 힘은 다음의 방법으로 다른 철근에 전달된다.

① 겹침이음

② 용접

③ 기계적 장치

(2) 철근의 이음 및 이음부를 엇갈리게 배치하는 것에 대한 허용 위치, 형태 및 치수는 설계도서에 명시되어야 한다.

4.5.5.2 겹침이음

(1) 철근 사이의 겹침이음 상세는 다음과 같아야 한다.

① 하나의 철근에서 다른 철근으로의 하중전달이 확실하여야 한다.

② 이음부 근처에서 콘크리트의 박리가 발생하지 않아야 한다.

③ 구조물의 성능에 영향을 주는 커다란 균열은 발생하지 않아야 한다.

(2) 겹침이음

① 철근 사이에서 서로 엇갈리게 배치하고 응력이 큰 영역에서는 배치하지 않는다. 예외는 (4)와 같다.

② 일반적으로 대칭으로 배치한다.

(3) 겹침이음 철근의 배치는 그림 4.5-10을 따른다.

① 겹침이음된 두 철근 사이의 횡방향 순거리는 4 d_b 또는 50 mm 이하이어야 한다. 이를 만족하지 못하는 경우, 겹침이음 길이는 4 d_b 또는 50 mm를 넘는 순간격만큼 동등한 길이로 증가시켜야 한다.

② 인접한 두 겹침이음의 축방향 거리는 겹침이음 길이(l_0)의 0.3배 이상이 되어야 한다.

③ 인접한 겹침이음의 경우, 철근사이의 순거리는 2 d_b 또는 20 mm 이상이 되어야 한다.

(4) (3)에 부합되는 경우, 인장측에서의 철근의 겹침이음 허용비율은 모든 철근이 한층에 배치되어 있을 경우 100 %로 할 수 있다. 만약, 철근이 여러 층에 배치되어 있는 경우에는 50%로 감소시켜야 한다.

압축측의 모든 철근과 배력 철근은 한 단면에서 겹침이음이 되어도 된다.

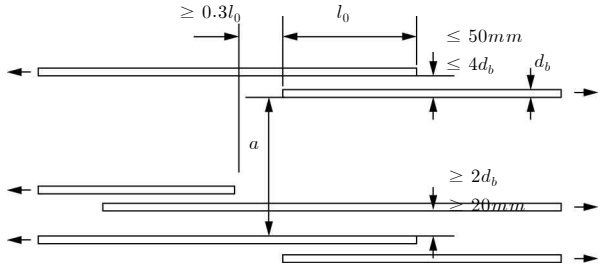


그림 4.5−10 인접 겹침이음

4.5.5.3 겹침이음 길이

(1) 설계 겹침이음길이는 다음과 같이 계산한다.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_b A_{s,reg}/A_{s,prov} \geq l_{0,\min} \qquad (4.5\text{-}8)$$

여기서,

$$l_{0,\min} > \max(0.3\alpha_6 l_b\,;\ 15d_b\,;\ 200\ \text{mm}) \qquad (4.5\text{-}9)$$

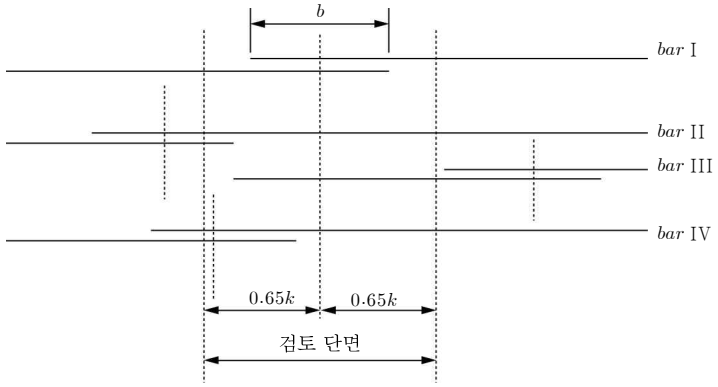
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$의 값들은 표 4.5-4와 같다. 그러나, α_3의 계산에 있어서 $\sum A_{st,\min}$는 $1.0A_s$로 하여야 한다. A_s는 겹침이음철근 1개의 면적이다. $A_{s,reg}$는 필요 철근 단면적이며, $A_{s,prov}$는 사용한 철근의 단면적이다.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0.5}$이지만 1.5를 넘어서는 안된다. 여기서, ρ_1은 고려하는 겹침길이의 중앙으로부터 0.65 l_0내에 겹침이음된 철근의 비이다.(그림 4.5-11 참조) α_6의 값은 표 4.5-5에 주어져 있다.

표 4.5−5 계수 α_6의 값

총 단면적에 대한 겹침이음철근의 비율	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1.15	1.4	1.5

주) 중간 값들은 보간법으로 결정할 수 있다.



주) 그림에서 Ⅱ번 철근과 Ⅲ번 철근은 고려하는 단면의 외측에 있다.
따라서 이경우의 겹침이음의 비율은 50%이고 α_6=1.4이다.

그림 4.5−11 하나의 단면에서 겹침이음된 철근의 비율

4.5.5.4 겹침이음 영역에서의 횡방향 철근

(1) 인장철근의 횡방향 철근

① 겹침이음 구역에서의 횡방향 인장력에 저항하도록 횡방향철근을 배치하여야 한다.

② 겹침이음 철근의 지름이 20 mm 보다 작은 경우 또는 겹침이음철근의 비율이 어느 한 부분에서 25%보다 작은 경우에는, 전단철근이나 띠철근으로 배치된 횡방향 철근이 횡방향 인장력에 대해 충분하다고 가정할 수 있다.

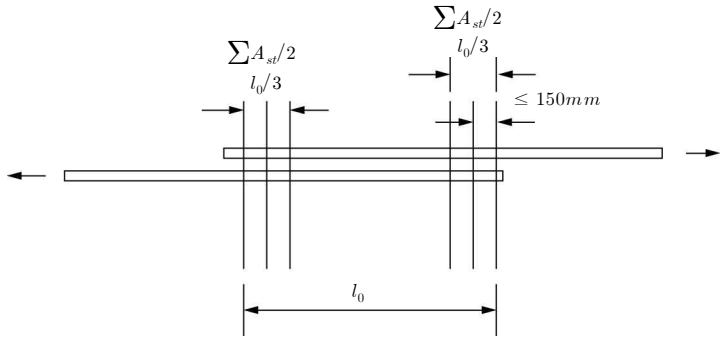
③ 겹침이음 철근의 지름이 20 mm 이상인 경우, 횡방향 철근의 전체면적A_{st}(겹침이음된 철근에 평행한 모든 횡방향 철근 단면적의 합)은 겹침이음된 철근 하나의 면적(A_s)보다 작아서는 안된다($\sum A_{st} \geq 1.0 A_s$).

횡방향 철근은 겹침이음 철근과 콘크리트 표면 사이에 겹침이음 철근의 방향에 수직으로 배치하여야 한다. 만약에 50% 이상의 철근이 한 지점에서 겹침이음되고 또한, 단면 내에서 이웃하는 겹침이음 사이의 거리(a)가 $10d_b$ 이하라면(그림 4.5-10 참조) 횡방향 철근은 띠철근 또는 단면 내에 정착되는 U형 철근형태로 배치하여야 한다.

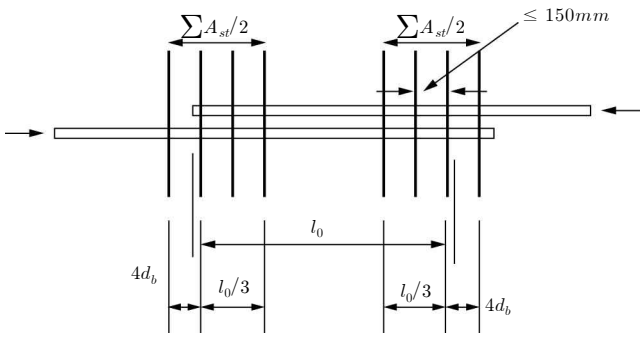
④ ③의 횡방향 철근은 그림 4.5-12(a)에서와 같이 겹침이음의 바깥쪽 단면에 배치되어야 한다.

(2) 지속하중으로 압축력을 받는 압축철근의 횡방향 철근

인장을 받는 철근에 관한 규정 외에 겹침이음길이 양단의 바깥부분 4 d_b 안에 하나의 횡방향 철근을 배치하여야 한다. (그림 4.5-12(b))



(a) 인장철근



(b) 압축철근

그림 4.5−12 겹침이음부의 횡방향 철근

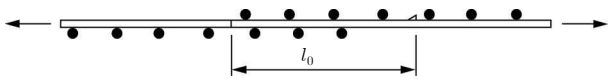
4.5.5.5 용접철망의 겹침이음

(1) 주철근의 겹침이음

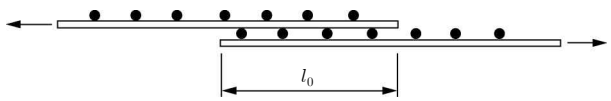
① 겹침이음은 그림 4.5-13과 같이 교번배열(intermeshing) 또는 층배열(layering of fabrics)로 만들 수 있다.

② 피로 하중이 발생하는 경우에는 교번배열을 적용하여야 한다.

③ 교번배열의 경우, 주철근을 위한 겹침 배열(lapping arrangement)는 4.5.5.2를 따라야한다. 횡방향 철근의 어떠한 유리한 효과라도 무시하여야 한다. 따라서, $\alpha_3 = 1.0$을 취한다.



(a) 교번 배열 구조 (종단면)



(b) 층배열 철망 구조(종단면)

그림 4.5−13 용접철망의 겹침이음

④ 층배열 철망의 경우, 주철근의 겹침이음은 일반적으로 한계상태에서 계산된 주철근의 응력이 설계강도의 80%를 넘지 않는 영역에서 가능하다.

⑤ 전술한 ④를 만족하지 않는다면 휨저항 강도를 계산하기 위한 철근의 유효깊이는 인장면에서 가장 멀리 떨어진 층으로 하여야 한다.

또한, 겹침이음 끝단부 바로 다음 영역에서 균열을 검토하는 경우, 사용상태에서 철근의 응력은 겹침이음부 끝단의 불연속성 때문에 25%를 증가시켜야 한다.

⑥ 어느 한 단면에서 겹침이음되는 주철근의 비율은 아래에 따라야 한다.

교번배열의 경우, 표 4.5-5의 값을 적용할 수 있다.

층배열 격자의 경우, 임의의 단면에서 겹침이음되는 주철근의 비율은 용접철망의 단위 단면적$(A_s/s)_{prov}$에 따라 다르다.

- $(A_s/s)_{prov} \leq 1200\ \mathrm{mm^2/m}$ 의 경우, 100%
- $(A_s/s)_{prov} \geq 1200\ \mathrm{mm^2/m}$ 의 경우, 60%

여기서, s는 철근 간격

$(A_s/s)_{prov}$는 사용한 철근의 단위 단면적 (철근단면적을 철근 간격으로 나눈 값)이다.

복수 층의 연결부는 최소한 $1.3l_0$만큼 엇갈리게 배치해야 한다(l_0는 4.5.5.3에서 결정된다.).

⑦ 겹침이음 영역에서의 추가적인 횡방향 철근은 필요하지 않다.

(2) 배력(Secondary) 또는 분배용 철근(distribution)의 겹침이음

모든 배력 철근은 같은 위치에서 겹침이음 할 수 있다. 이 때 이음 길이 l_o의 최솟값은 표 4.5.6과 같고 겹침이음 길이 내에 최소한 두 개의 횡방향 철근을 배치하여야 한다.

표 4.5－6 배력 층배열 철망(secondary layered fabric)의 소요 겹침이음 길이

배력 철근의 지름	겹침이음길이
$d_b \leq 6$	≥ 150 mm ; 겹침이음길이내에서 최소한 1와이어 피치
$6 < d_b \leq 8.5$	≥ 250 mm ; 최소한 2 와이어 피치
$8.5 < d_b \leq 12$	≥ 350 mm ; 최소한 2 와이어 피치

4.5.6 지름이 큰 철근에 대한 추가 규정

(1) 지름이 32 mm를 초과하는 철근의 경우는 앞 절에서 주어진 규정 외에 다음 규정이 적용된다.

(2) 지름이 큰 철근을 사용하는 경우, 표피철근을 사용하거나 해석을 수행하여 균열을 제어 할 수 있다.

(3) 지름이 큰 철근으로 인해 쪼갬 힘은 더욱 커지고 다웰(dowel) 작용도 더욱 커진다. 이러한 철근에는 기계적 정착이 필요하다. 직선 철근으로 정착하는 경우에는 구속철근으로서 갈고리를 가진 횡방향 철근을 사용하여야 한다.

(4) 일반적으로 지름이 큰 철근은 겹침이음을 하지 않지만, 단면 치수가 1.0 m 이상이거나 철근 응력이 설계강도의 80%를 넘지 않는 단면에서는 예외로 한다.

(5) 횡방향 압축응력이 존재하지 않는 정착구역에는 전단철근 외에 압축용 횡방향 철근을 추가로 배치하여야 한다.

(6) 직선의 정착길이에 대한 경우, 위의 (5)에 기술된 추가적인 보강철근의 단면적은 다음의 값 이상이어야 한다.

① 인장면에 평행한 방향으로 : $A_{sh} = 0.25 A_s n_1$

② 인장면에 수직인 방향으로 : $A_{sv} = 0.25 A_s n_2$

여기서, A_s = 정착철근의 단면적

n_1 = 부재내의 같은 위치에 정착된 철근 층의 수

n_2 = 각 층에서 정착된 철근의 수

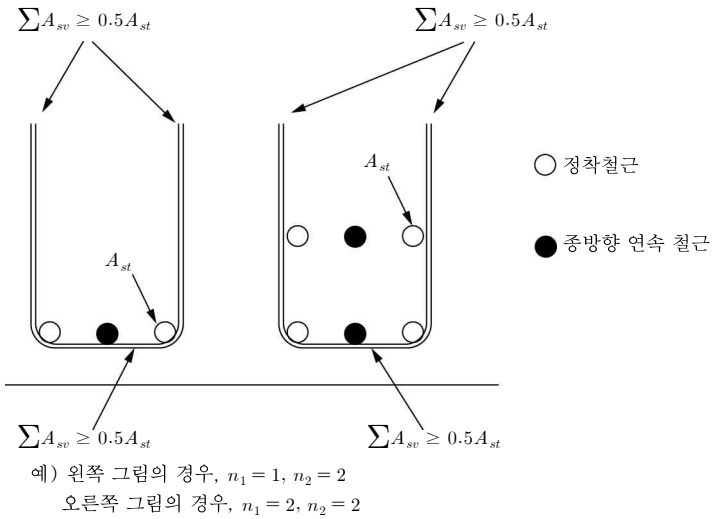


그림 4.5−14 횡방향 압축력이 작용하지 않는 구역에서 지름이 큰 철근을 정착

(7) 추가된 횡방향 철근은 정착구역에서 균일하게 분포되어야 하고 철근의 간격은 주철근 지름의 5배를 넘어서는 안된다.

(8) 지름이 큰 철근에 대한 표피철근 단면적은 큰 지름 철근의 직각 방향으로는 $0.01\,A_{ct,ext}$, 평행한 방향으로는 $0.02\,A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다.

4.5.7 다발철근에 대한 추가 규정

4.5.7.1 일반사항

(1) 여러 개의 철근을 묶어서 단일 철근의 기능을 발휘하게 하는 것을 다발철근이라 한다. 다발로 사용하는 경우 철근의 수는 4개 이하이어야 하며, 휨부재에서 D35를 초과하는 철근은 2개까지 다발로 사용할 수 있다

(2) 다른 언급이 없다면, 개별철근에 대한 규정은 다발철근에도 적용된다. 다발철근에서 철근은 동일한 형태 및 등급을 지녀야 한다. 지름의 비가 1.7을 넘지 않는 경우에는 다른 크기의 철근으로 묶을 수 있다.

(3) 설계에서 다발철근은 동일한 면적과 동일한 무게 중심을 가지는 가상의 철근으로 대체한다. 이 가상 철근의 등가지름은 다음과 같다.

$$d_{b,n} = d_b \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \qquad (4.5\text{-}10)$$

여기서, n_b는 다발에서 철근의 수로 제한 값은 다음과 같다.

$n_b \leq 4$; 압축영역의 수직철근과 겹침이음 연결부의 철근

$n_b \leq 3$; 그 외의 경우

(4) 다발철근에서 철근의 간격은 4.5.3의 규정을 따른다. 이 때 다발사이의 순 거리는 실제적인 철근 다발의 외곽선로부터 측정값을 사용한다.

(5) 두 개의 철근이 아래 위로 접촉되는 경우와 부착조건이 양호한 경우에는, 이들 철근을 다발철근으로 취급할 필요는 없다.

(6) 다발철근은 스터럽이나 띠철근으로 둘러싸여야 한다. 다발철근 내의 각 철근이 지간 내에서 끝날 때에는 적어도 철근 지름의 40배 이상 길이로 서로 엇갈리게 끝내야 한다. 철근 사이의 간격제한이 철근 크기를 기준으로 적용될 경우 다발의 지름은 등가 단면적으로 환산되는 한 개의 철근 지름으로 계산하여야 한다.

4.5.7.2 다발철근의 정착

(1) 인장 영역의 다발철근은 단부 지점부와 중간 지점부를 넘어 자를 수 있다. 등가 지름이 32 mm 미만인 다발은 엇갈리지 않고 지점부 근처에서 자를 수 있다. 지점부 근처에서 정착된 등가 지름이 32 mm 이상의 다발철근은 그림 4.5-15에 나타낸 것과 같이 종방향으로 서로 엇갈리게 배치되어야 한다.

(2) 개별 철근이 $1.3l_b$(여기서 l_b는 개별철근의 지름에 따른 값이다)보다 큰 엇갈림 거리로 정착되는 경우, l_{bd}(그림 4.5-15 참조)를 산정할 때 철근의 지름을 사용할 수 있다. 그 외의 경우에는 다발철근의 지름 $d_{b,n}$을 사용하여야 한다.

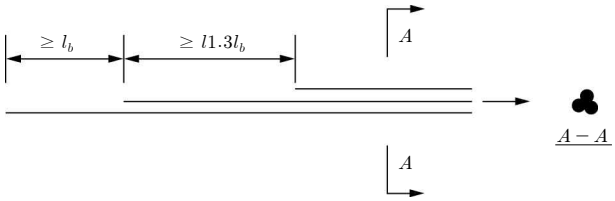


그림 4.5−15 넓은 폭에 걸쳐 엇갈린 다발철근의 정착

(3) 압축 영역에 정착되는 다발철근은 엇갈리게 배치할 필요가 없다. 등가 지름이 32 mm 이상인 다발철근은 단부에 지름이 12 mm 이상인 횡철근을 4개 이상 배치하여야 한다. 단락된 철근 단부를 바로 넘어서는 영역에는 또 다른 횡철근을 배치하여야 한다.

4.5.7.3 다발철근의 겹침이음

(1) 겹침 이음 길이는 등가지름 $d_{b,n}$을 사용하여 4.5.5.3을 따라 계산하여야 한다.

(2) 등가 지름이 32 mm 이하인 2개의 철근으로 구성된 다발철근은 개별 철근을 엇갈리지 않고 겹쳐 이을 수 있다.

(3) 등가 지름이 32 mm 보다 큰 2개의 철근으로 구성되거나 또는 3개의 철근으로 구성된 다발철근의 경우, 개별 철근은 그림 4.5-16에 나타낸 것과 같이 종방향으로 최소한 $1.3l_0$정도 엇갈리게 배치되어야 한다. 이런 경우 철근 1개의 지름을 l_0의 계산에 사용할 수 있다. 어떠한 겹침이음 단면에서도 4개 이상의 철근이 배치되지 않도록 주의하여야 한다.

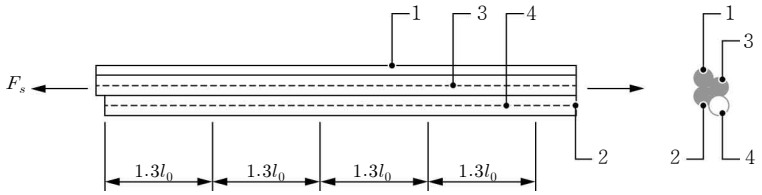


그림 4.5−16 4개의 철근을 포함하는 인장 영역의 겹침이음 연결부

4.5.8 프리스트레스트 콘크리트 긴장재의 상세

4.5.8.1 일반사항

(1) 복부를 지나는 긴장재는 스터럽 내부에, 플랜지나 슬래브를 지나는 긴장재는 가능한 한 횡방향철근 내부에 배치하여야 한다.

(2) 두께가 변하는 세그먼트의 하부 플랜지에 배치되는 덕트는 각 세그먼트 표면에 횡구속철근이 배근되어야 한다. 이때의 가외철근은 각 덕트의 양쪽 옆을 지나는 2열의 D13 이상이어야 하며 수직길이는 슬래브 두께에서 상하의 피복두께를 뺀 길이이어야 한다. 덕트 내에 작용하는 그라우팅 압력의 영향을 고려하여야 한다.

4.5.8.2 프리스트레싱 강연선의 정착

(1) 일반사항

① 프리텐션 콘크리트 부재의 끝단에서의 강도를 결정할 때 전달길이와 정착길이 내에서 긴장력의 점차적인 발현이 고려되어야 한다. 프리스트레싱력은 부착이 시작되는 점에서 0.0으로부터 전달길이에서 최댓값으로 선형적으로 변한다고 가정할 수 있다.

② 전달길이와 정착길이사이에서는 긴장력은 포물선 형태로 증가하고 전달길이에서 긴장재

의 인장강도에 도달한다고 가정될 수 있다. 이 절의 목적을 위해 전달길이는 긴장재 지름의 60배로 하고 정착길이는 4.5.8.2(2)의 규정에서 취한다. 비부착의 효과는 4.5.8.2(3)에 규정된 것을 고려할 수 있다.

(2) 부착된 강연선

프리텐셔닝 강연선은 위험단면을 지나 다음과 같은 정착길이(mm) 만큼 부착되어야 한다.

$$\ell_d \geq \kappa(0.15 f_{ps} - 0.1 f_{pe}) d_b \qquad (4.5\text{-}11)$$

여기서, d_b = 강연선의 공칭지름(mm)

f_{ps} = 부재의 공칭강도를 구할 때 긴장재에서의 평균응력(MPa)

f_{pe} = 손실 후의 긴장재에서의 유효 응력(MPa)

κ = 1.0 프리캐스트, 프리스트레스트 보

κ = 1.6 프리캐스트 프리스트레스트 슬래브와 파일, 다른 값이 승인기관에 의해 연구 혹은 이전의 적용 경험에 비추어 주어질 수 있다.

식 (4.5-11) 대신 다음의 식이 프리텐션 보에 대해 사용될 수 있다.

$$\ell_d \geq \frac{102 f_{pbt} d}{f'_c} + \frac{163 (f_{ps} - f_{pe}) d_b}{f'_c} + 254 \qquad (4.5\text{-}12)$$

여기서, d_b= 강연선의 공칭지름(mm)

f_{pbt} = 프리스트레스 긴장재의 긴장 시 프리스트레싱 강재의 응력(MPa)

f_{pe} = 전 손실 이후의 프리스트레싱 강재의 유효응력(MPa)

f_{ps} = 부재의 공칭강도가 필요할 때의 프리스트레싱 강재의 평균응력(MPa)

f'_c = 28일 콘크리트 압축강도(MPa)

300 mm 혹은 그 이상의 콘크리트가 아래에 타설된 프리텐션 보의 어떤 긴장재에 대해서도 식 (4.5-12)에 1.3의 승수가 곱해질 수 있다.

(3) 부분적으로 부착 안 된 강연선

비부착 영역의 끝에서 평가된 정착길이는 식 (4.5-11)을 사용하고 κ=2.0의 값으로 결정될 수 있다. 부분적으로 부착 안 된 강연선의 수는 총 강연선 수의 25%를 넘지 않아야 한다. 어떠한 수평열에서 부착 안 된 강연선의 수는 그 열에 배치된 강연선 수의 40%를 초과하지 않아야 한다. 임의의 강연선의 부착 안 된 길이는 검토하려는 단면에서 발휘되는 총 저항능력을 고려하여 모든 한계상태를 만족시킬 수 있는 값이어야 한다. 부착 안 된 강연선은 부재의 중심선에 대해 대칭으로 배치되어야 한다. 부재의 중심선에 대해 대칭으로 배치된 각 쌍의 강연선의 부착 안 된 길이는 같아야 한다. 각 수평열에서 외곽에 배치된 강연선은 전 길이가 부착되어야 한다.

4.5.8.3 슬래브에서 덕트의 파상의 영향

각 방향으로 중심간 간격이 300 mm 미만으로 배치된 덕트는 본 항에서는 근간격으로 배치된 것으로 간주된다. 근간격으로 배치된 종방향 또는 횡방향 덕트가 플랜지에 배치되고 덕트의 파상을 최소화하는 규정이 설계도서에 명시되어 있지 않다면, 상하부 철근망은 D10의 가외철근으로 결속하여야 한다. 가외철근의 간격은 각 방향으로 450 mm 또는 슬래브 두께의 1.5배를 초과할 수 없다.

4.5.8.4 외부긴장재의 지지점

동적해석에 의하여 입증되지 않는 한, 외부긴장재 지지점 사이의 거리는 7,500 mm를 초과해서는 안 된다.

4.5.8.5 포스트텐션 긴장재의 연결장치

종방향 포스트텐션 긴장재는 전체 긴장재 중 50%를 초과하는 긴장재가 한 위치에서 연결되어서는 안 되며, 인접 연결장치와의 간격이 한 세그먼트 길이 이상, 부재 두께의 2배 이상이어야 한다. 포스트텐션 긴장력이 도입될 때의 응력을 계산 할 때 연결장치 주변의 내부 공동은 단면적의 계산과 단면2차모멘트의 계산에서 제외하여야 한다.

4.5.9 기타 철근 상세

4.5.9.1 인장 연결 부재의 이음

인장 연결 부재의 철근 이음은 완전 용접이음 또는 완전 기계적 연결 중 한가지로만 이루어져야 한다. 인접 철근의 이음은 750 mm 이상 떨어져서 서로 엇갈리게 되도록 해야 한다.

4.6 부재 상세

4.6.1 일반 사항

(1) 안전성, 사용성, 내구성에 대한 요구조건은 해당 규정과 더불어 이 장에서 제시된 규정을 만족하여야 한다.

(2) 부재 상세는 채택된 설계 모델과 일관성이 있어야 한다.

4.6.2 보

4.6.2.1 주철근

(1) 해석에 의해 인장철근 보강이 요구되는 보의 모든 단면에 대하여 아래의 예외 경우를 제외하고는 식 (4.6-1)과 식 (4.6-2)에 의해서 계산된 값 중 큰 값 이상으로 하여야 한다. 균열제한이 필요한 경우에는 4.2.3.2의 균열제한을 위한 최소 철근 단면적보다는 많이 배치하여야 한다.

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \qquad (4.6\text{-}1)$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \qquad (4.6\text{-}2)$$

예외 경우

① 플랜지가 인장상태인 정정 구조물에 대하여 철근의 단면적 $A_{s,\min}$은 위의 식 (4.6-1)과 식 (4.6-2)에서 b와 $2b_w$ 중 작은 값을 대입하여 계산되는 단면적 이상으로 하여야 한다.

② 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우는 위의 식을 따를 필요가 없다.

③ 두께가 균일한 구조용 슬래브의 기초판에 대하여 경간방향으로 보강되는 인장철근의 최소 단면적은 필요한 수축철근량과 같아야 한다. 철근의 최대간격은 슬래브 또는 기초판의 두께의 3배와 450 mm 중 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

(2) (1)의 규정을 만족하지 않는 철근 단면적 또는 긴장재 단면적이 배치된 단면은 무근 콘크리트 단면으로 간주하여야 한다.

(3) 극한한계상태에서 중립축의 깊이가 식 (4.6-3) 으로 결정되는 최대 중립축 깊이 이하가 되도록 인장철근 단면적 또는 긴장재 단면적을 제한하거나 압축철근 단면적을 증가시켜야 한다.

$$c_{\max} = \left(\frac{\delta \varepsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6\right) d \qquad (4.6\text{-}3)$$

여기서, $c_{\max}$ = 극한한계상태에서의 최대중립축 깊이

δ = 모멘트 재분배 후의 계수휨모멘트/탄성휨모멘트 비율, 모멘트를 재분배하지 않는 경우에는 $\delta = 1$

d = 단면의 유효깊이

ε_{cu} = 표 3.1-3에 따른 콘크리트의 극한변형률

(4) 겹침이음부를 제외한 일반 단면에서 인장철근 단면적은 콘크리트 단면적의 0.04배 이하이어야 하며, 압축철근을 배치하는 경우 압축철근 단면적은 콘크리트 단면적의 0.04배 이하이어야 한다.

(5) 비부착 긴장재를 사용하거나, 외부 긴장 방식으로 긴장하는 프리스트레스 콘크리트 부재에서는 휨강도가 균열휨모멘트의 1.15배 이상이 되어야 한다.

(6) 설계에서 단순지지로 가정한다 하더라도, 콘크리트가 일체로 시공되는 경우에는 지점부가 부분적으로 구속되는 효과를 고려하여 경간 내에서 발생하는 최대 휨모멘트의 15% 이상의 휨모멘트에 저항할 수 있도록 지점부 단면을 설계하여야 한다.

(7) 연속보의 내부 받침부에서 플랜지에 배치되는 총 인장철근단면적 A_s 는 플랜지의 유효폭 전체에 걸쳐 분포하도록 배치하여야 한다. 이 인장철근의 일부를 복부폭 내부에 집중 배치할 수 있다.

4.6.2.2 종방향 인장 철근의 길이 방향 배치

(1) 모든 단면에는 전단력에 의하여 복부와 플랜지에 발생하는 경사균열효과를 포함한 인장력 포락곡선에 저항하도록 충분한 철근을 배치하여야 한다.

(2) 전단철근이 배치된 부재에 대해서는 경사균열에 의해 추가되는 인장력 ΔT를 4.1.2.3(7)에 따라 계산하여야 한다. 전단철근이 배치되지 않은 부재에 대해서는 경사균열에 의한 추가 인장력을, 모멘트 포락곡선에 비례하는 철근의 인장력 분포를 그림 4.6-1의 철근의 저항 인장강도곡선과 같이 부재 길이에 따라 $a_l = d$ 만큼 이동시키는 방법으로 반영할 수 있다. 이 규정은 전단 철근이 배치된 부재에 대해서도 적용할 수 있다. 경사균열에 의한 추가 인장력은 그림 4.6-1에 나타나 있다.

$$a_l = \frac{z(\cot\theta - \cot\alpha)}{2} \qquad (4.6\text{-}4)$$

여기서, α = 전단철근과 주인장 현재 사이의 경사각

θ = 콘크리트 압축 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각

(3) 철근의 인장력은 정착길이 내에서 그림 4.6-1과 같이 선형으로 변화하는 것으로 가정할 수 있다. 충분히 안전측으로 설계하기 위한 목적으로 정착길이 내 철근의 선형분포 인장력을 무시할 수도 있다.

(4) 전단강도에 기여하는 굽힘철근의 정착길이는, 인장 영역에서$1.3l_{bd}$는, 압축영역에서는 $0.7l_{bd}$ 이상이어야 한다. 이때의 정착길이는 굽힘철근의 축과 종방향 철근의 교차점을 기준으로 한다.

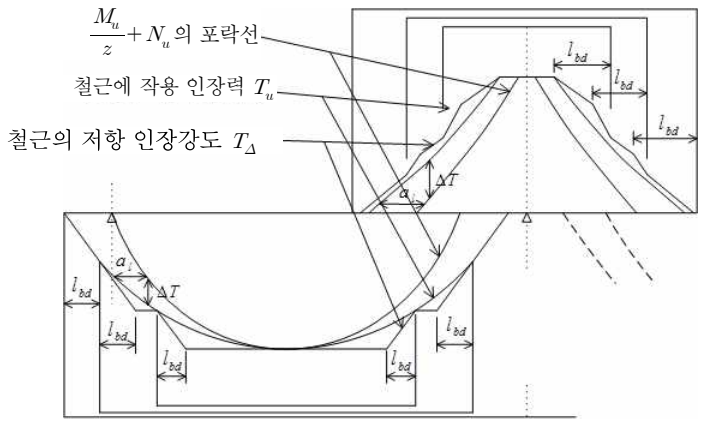


그림 4.6−1 전단균열 전이효과에 따른 주철근의 절단 위치

4.6.2.3 단부 하부 철근의 정착

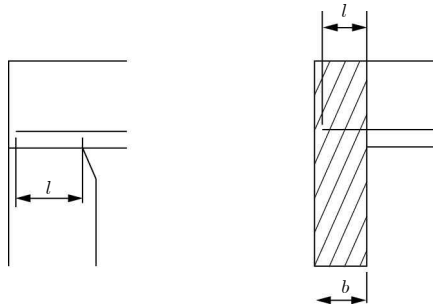
(1) 단부가 회전구속되지 않은 경우라도 받침부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/3 이상의 철근을 배치하여야 한다.

(2) 정착 영역에 작용하는 힘은 4.1.2.3(6)(전단철근이 배치된 부재)에 따라 결정하여야 한다. 이때 축력의 영향이 다음 식과 같이 포함되어야 하며, 경사균열에 의한 영향을 인장력으로 직접 고려하는 방법이나 인장력 포락곡선을 이동시키는 전이법칙을 적용하여야 한다.

$$T = \frac{V_u\ a_l}{z} + N_u \qquad (4.6\text{-}5)$$

여기서, N_u 는 축력으로 인장이 양의 값으로 정의된다(a_l 은 4.6.2.2(2) 참조).

(3) 정착길이 l_{bd} 는 보와 받침부가 접촉하는 받침부 내면을 기준으로 결정한다. 직접반력이 작용하는 경우에는 이 반력에 의하여 철근에 작용하는 횡방향 구속압력의 효과를 고려할 수 있다(그림 4.6-2 참조).



(a) 직접 반력이 작용하는 경우　　(b) 간접 반력이 작용하는 경우

그림 4.6−2 단부 하부 철근의 정착

4.6.2.4 내측 받침부 하부 철근의 정착

(1) 내측 받침부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/4 이상의 철근을 배치하여야 한다.

(2) 직선 철근의 정착길이는 $10\,d_b$ 이상이어야 한다. 갈고리 철근의 경우, 지름이 16 mm 이상인 철근의 정착길이는 갈고리 구부림 반지름의 2배 이상이어야 하며, 지름이 16 mm 미만인 철근의 정착길이는 갈고리 구부림 반지름의 4배 이상이어야 한다(그림 4.6-3(a) 참조). 좀 더 정밀한 해석을 수행하는 경우 이러한 최솟값보다 작은 정착길이로 설계할 수 있다.

(3) 내측 받침부의 지점 침하 등에 의해 발생할 수 있는 정모멘트에 저항할 수 있도록 정모멘트 철근을 배치하여야 한다. 이때에는 그림 4.6-3(b)와(c)와 같이 겹침이음으로 연속시키는 방법으로 정모멘트 철근의 역할을 하도록 하여도 좋다.

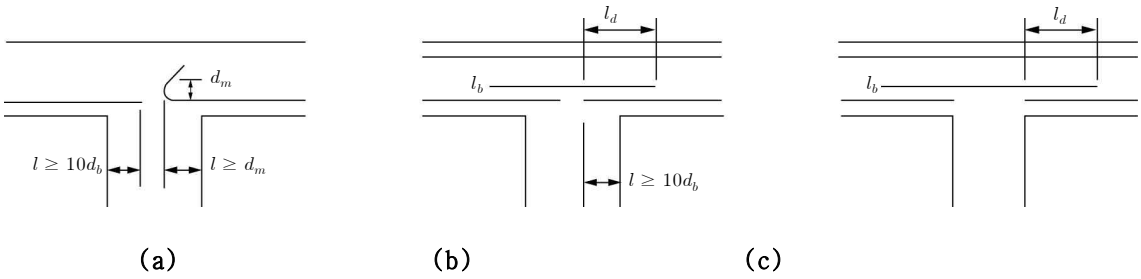


그림 4.6−3 내측 받침부의 철근 정착

4.6.2.5 보의 횡방향 철근

(1) 보의 횡방향 철근은 띠철근, 스터럽 또는 등가용접철망으로 구성한다.

(2) 휨강도나 연성을 증가시키기 위해 압축철근이 배치된 경우, 압축철근이 배치된 전 구간에 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 이때 축방향 철근 D32 이하에 대해서는 D10 이상, 축방향 철근 D35 이상이나 다발철근에 대해서는 D13 이상인 횡방향 철근으로 축방향 철근을 둘러싸야 하며, 횡방향 철근의 간격은 축방향 철근지름의 16배 이하이어야 한다.

4.6.2.6 전단철근

(1) 전단철근은 부재 종방향 축과의 각도 α가 45°에서 90° 사이가 되도록 배치하여야 한다.

(2) 전단철근은 다음의 조합으로 구성될 수 있다.

① 종방향 인장철근과 압축부를 둘러싸는 폐쇄철근 또는 U형 철근(그림 4.6-4 참조)

② 굽힘철근

③ 종방향 철근을 둘러싸지 않지만 압축영역과 인장영역에 적절히 정착된 단일 철근

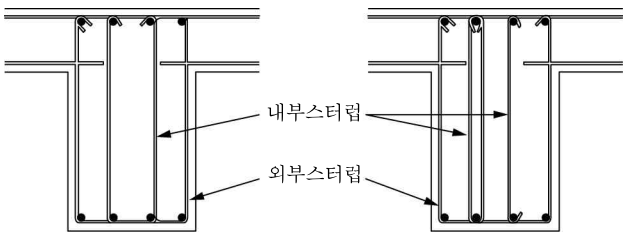


그림 4.6−4 전단철근의 예

(3) 전단철근은 충분히 정착되어야 한다. 비틀림모멘트가 작용하지 않는 경우에는 전단철근이 복부 면 근처에서 겹침이음 하여도 좋다.

(4) 한 단면에서 전단철근 중 최소 50%는 폐쇄철근이나 U형철근의 형태를 사용하여야 한다.

(5) 전단철근비 ρ_v는 식 (4.6-6)을 따른다.

$$\rho_v = A_v/(s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) \qquad (4.6\text{-}6)$$

여기서, ρ_v = 전단철근비

A_v = 길이 s 내의 전단철근 단면적

s = 부재의 종방향 축을 따른 전단철근의 간격

b_w = 부재의 복부 폭

α = 전단철근과 부재축과의 각

ρ_v 는 다음 최솟값 이상이어야 한다.

$$\rho_{v,\min} = (0.08\sqrt{f_{ck}})/f_y \qquad (4.6\text{-}7)$$

(6) 부재 종방향으로 전단철근의 최대 간격 $s_{\max}$는 다음 식과 같다.

$$s_{\max} = 0.75d(1+\cot\alpha) \qquad (4.6\text{-}8)$$

(7) 굽힘철근의 최대 종방향 간격은 다음과 같다.

$$s_{\max} = 0.6d(1+\cot\alpha) \qquad (4.6\text{-}9)$$

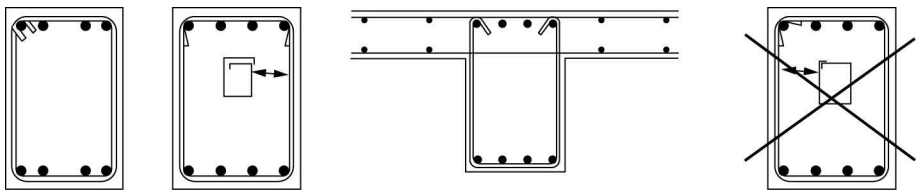
(8) 한 단면 내에 배치되는 전단철근의 최대 폭방향 간격은 다음과 같다.

$$s_{\max} = 0.75d \le 600\ \text{mm} \qquad (4.6\text{-}10)$$

(9) 압축철근은 압축철근 지름의 15배 이하의 간격을 갖는 전단철근으로 둘러싸인 경우에만 휨강도 해석에 포함하여야 한다.

4.6.2.7 비틀림 철근

(1) 비틀림 철근은 폐합되어야 하며 겹침이음이나 갈고리에 의해 정착되어야 하며, 부재축과 직각 이어야 한다(그림 4.6-5 참조). 내측 지점부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/4 이상의 철근을 배치하여야 한다.



(a) 권장 형태　　(b) 불량한 형태

그림 4.6.5 비틀림 철근의 예

(2) 최소 비틀림철근은 4.6.2.6(5)와 (6)의 규정에 따른다.

(3) 비틀림 철근의 종방향 간격은 $p_{cp}/8$을 초과하지 않아야 한다. 여기서 p_{cp}는 단면 외부표면의 둘레길이(4.1.3.2의 규정 그림 4.1-8 참조)이다. 또한 종방향 간격이 4.6.2.6(6)의 요구조건을 만족하여야 하며 단면의 작은 치수를 초과하지 않아야 한다.

(4) 비틀림철근의 각 모서리에 적어도 하나씩의 종방향 철근이 배치되어야 하며 안쪽 둘레에 종방향 철근이 균일하게 분포되어야 한다. 이 때 종방향 철근의 간격은 350 mm를 넘지 않아야 한다.

4.6.2.8 표피철근

(1) 표피철근(skin reinforcement)은 균열을 제어하고 피복의 박리를 방지하기 위해서 배치한다.

(2) 피복박리에 저항하기 위한 표피철근은 다음과 같은 경우에 배치되어야 한다.

①주철근 지름이 32 mm보다 큰 경우

②등가 지름이 32 mm보다 큰 다발철근이 주철근으로 사용된 경우(그림 4.6-6 참조)

표피철근은 철망 혹은 작은 지름의 철근망으로 구성하여야 하며 그림 4.6-6과 같이 횡방향 철근의 바깥쪽에 배치하여야 한다.

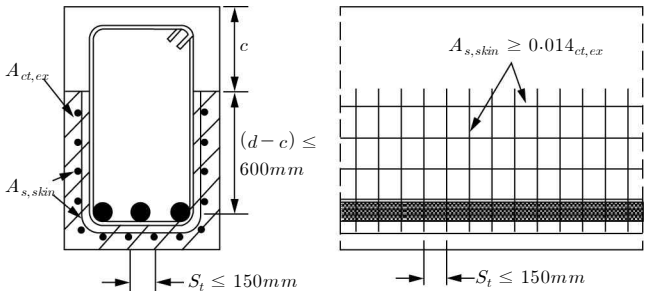


그림 4.6−6 표피철근의 예 (c는 극한한계상태에서 중립축 깊이)

(3) 보에서 표피철근량 $A_{s,surf}$는 인장 철근과 평행한 방향과 수직한 방향의 양방향에 대해서 $0.01A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다. 여기서 $A_{ct,ext}$는 횡방향철근 외측의 인장콘크리트 면적이다(그림 4.6-6 참조).

(4) 피복두께가 70 mm 를 초과하는 경우 내구성을 증진시키기 위한 표피철근이 사용되어야 하며, 이 때 표피철근량은 각 방향으로 $0.005\,A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다.

(5) 표피철근의 피복두께는 4.4.4.2의 최소피복두께 이상이어야 한다.

(6) 철근의 정착과 상세 규정을 만족한다면, 종방향 표피철근을 종방향 휨철근에 포함하여 휨강도를 해석할 수 있으며 횡방향 표피철근은 전단철근에 포함하여 전단강도를 해석할 수 있다.

4.6.2.9 반력이 직접 작용하지 않는 지점부

(1) 보가 벽이나 기둥 대신에 또 다른 보에 의해서 지지되는 경우에는 추가 철근이 배치되어야 한다. 이 규정은 슬래브가 보의 윗부분에 의해 지지되지 않는 다면 슬래브에도 적용된다.

(2) 두 보의 연결부에서 지지 철근은 지지하는 부재의 주철근을 횡방향철근으로 둘러싸야 한다. 이러한 추가 횡방향철근은 그림 4.6-7에 제시된 범위 내에서 부재가 만나는 부분의 외부까지 배치하여도 좋다.

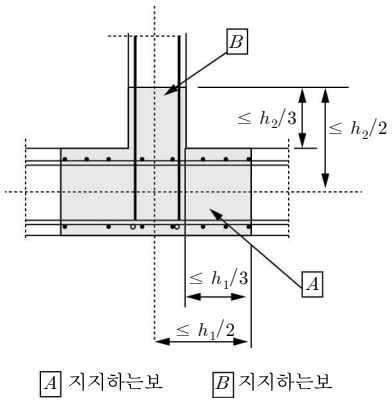


그림 4.6−7 두 개의 보의 교차 영역에 대한 철근의 배치

4.6.2.10 곡선 긴장재의 영향을 고려한 부재 상세

(1) 곡선 긴장재는 철근으로 횡구속시켜야 한다. 횡구속 철근은 사용한계상태에서의 철근응력이 $0.6f_y$를 초과하지 않도록 하여야 하며 f_y의 가정값은 420 MPa 이하이어야 한다. 횡구속 철근의 간격은 덕트 외측지름의 3배 또는 600 mm 이하이어야 한다.

(2) 긴장재가 곡선 복부나 플랜지에 배치되거나 오목한 모서리나 내부 공동에 인접하여 곡선배치된 경우, 콘크리트 피복두께를 증가시키거나 횡구속철근을 배치하여야 한다. 오목한 모서리나 내부 공동은 인근 덕트와의 거리가 덕트 지름의 1.5배 이상이어야 한다.

(3) 긴장재가 양방향으로 곡선을 이룰 때에는 면내력과 면외력을 벡터합으로 더하여야 한다.

① 면내력의 영향

가. 긴장재의 배치방향의 변화로 발생하는 면내력은 다음과 같다.

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \qquad (4.6\text{-}11)$$

여기서, F_{u-in} = 긴장재의 단위길이당 곡률면내 방향변환력(N/mm)

P_u= KDS 24 12 11(4.1.2)에 의한 계수 긴장력(N)

R = 검토대상 위치의 긴장재의 곡률 반지름(mm)

나. 최대 방향변환력은 예비의 긴장재를 포함한 모든 긴장재가 인장을 받고 있다는 기본가정하에서 결정되어야 한다.

다. 방향변환력에 의한 박리(pull-out)에 저항하는 콘크리트 피복의 전단강도 V_r은 다음과 같다.

$$V_r = V_d \qquad (4.6\text{-}12)$$

이 식에서

$$V_d = 0.33 d_c \sqrt{\phi_c f_{ci}} \qquad (4.6\text{-}13)$$

여기서, V_d = 단위길이당 전단저항면 2면의 설계전단강도(N/mm)

d_c = 덕트의 최소 콘크리트 피복두께 + 덕트 지름의 $1/2$(mm)

ϕ_c = 1.4.2.3의 콘크리트 재료계수

f_{ci} = 초기 재하 시 또는 긴장 시의 콘크리트 압축강도(MPa)

라. 계수 면내 방향변환력이 식 (4.6-12)에 규정된 콘크리트 피복의 설계전단강도를 초과하면, 면내 방향변환력에 저항할 수 있도록 완전히 정착된 철근이나 긴장재로 묶어서 보강하여야 한다.

마. 여러 단으로 쌓은 덕트가 곡선거더에 사용되는 경우 콘크리트 피복두께의 휨강도를 검토하여야 한다.

바. 곡선거더에 대해서는 면내력에 의한 전체적인 휨의 영향을 검토하여야 한다.

사. 약 90°로 교차하지 않는 긴장재의 곡선덕트에서 한 긴장재에 의한 면내력 방향이 다른 긴장재 쪽을 향하도록 배치되어 있을 경우 덕트는 다음과 같이 횡구속되어야 한다.

(가) 식 (4.6-12)에 규정된 전단강도에 적합하도록 덕트 간격 유지

(나) 방사력에 저항하도록 횡구속철근 또는 긴장재 배치

(다) 인접한 외측 덕트의 긴장재를 긴장하기 전에 각 내측 덕트를 그라우팅

② 면외력의 영향

가. 연선의 쐐기작용에 의하여 덕트에 작용하게 되는 면외력은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \qquad (4.6\text{-}14)$$

여기서, F_{u-out}= 긴장재의 단위길이 당 면외력(N/mm)

P_u= KDS 24 12 11:2016(4.1.3)에 의한 긴장력(N)

R = 검토대상 위치에서 긴장재의 연직면 곡률반지름(mm)

나. 식 (4.6-13)의 설계전단강도가 충분하지 않은 경우, 총 면외력에 저항하도록 곡선구간을 국부적인 횡구속 철근으로 보강하여야 한다. 이때의 보강은 나선철근을 사용하는 것이 좋다.

4.6.3 슬래브

이 규정은 단면 폭(b)과 유효 지간(l_e)이 슬래브 두께의 5배 이상인 1방향과 2방향 슬래브에 적용

한다.(1.5.2.1 참조)

4.6.3.1 휨철근

(1) 일반사항

① 주방향에 대한 최소 및 최대철근비는 4.6.2.1(1)과 (3)을 적용한다. 4.6.2.1(1)의 적용에 있어 취성파괴의 위험이 적은 슬래브 경우 최소인장철근은 극한한계상태에 필요한 철근량의 1.2배로 하여도 된다.

② 일반적으로 1방향 슬래브의 경우 주철근량의 20% 이상의 배력철근을 배치하여야 한다. 배력 방향 휨모멘트가 발생하지 않는 영역에서는 받침점 부근의 상부 주철근에 대한 배력철근을 배치할 필요가 없다.

③ 철근 최대간격에 관한 규정은 다음과 같다.

가. 주철근 : $3\,h \le 400\,\mathrm{mm}$($h$ 는 슬래브 깊이)

나. 배력철근 : $3.5\,h \le 450\,\mathrm{mm}$

④ 집중하중 또는 최대 휨모멘트가 작용하는 영역에 대해서는 다음 철근간격 규정을 적용한다.

가. 주철근 : $2\,h \le 250\,\mathrm{mm}$

나. 배력철근 : $3\,h \le 400\,\mathrm{mm}$

⑤ 슬래브에 대하여 4.6.2.2의 규정에서 a_l 을 d 로 대체하여 해당 규정의 조항을 적용할 수 있다.

(2) 슬래브 받침부 철근

① 단순지지된 슬래브에서, 경간 내부에 배치된 철근의 1/2은 받침부까지 연속시켜야 하며 4.5.5.2에 따라 정착되어야 한다.

② 해석에서는 고려하지 않더라도, 테두리보 등에 의하여 슬래브의 단부가 회전에 대하여 구속될 수 있는 경우에는 인접경간 최대모멘트의 최소 25 %를 저항할 수 있도록 슬래브에 상부철근을 배치하여야 한다. 받침부 표면에서부터 측정한 철근의 길이는 인접한 경간 길이의 0.2배 이상이어야 한다. 이 철근은 내부지점을 가로질러 연속되어야하며, 단부지점에서 정착되어야 한다. 단부지점에서의 작용 휨모멘트는 인접 경간 최대모멘트의 15% 이상으로 한다.

(3) 슬래브 모서리 철근

모서리에서 슬래브의 솟음이 구속되어 있는 경우에는 지점부에 적절한 철근을 배치하여야 한다.

(4) 자유단 모서리 철근

① 지지되지 않은 슬래브 자유단 모서리에는 축방향 철근과 횡방향 철근을 배치하여야 하며, 일반적으로 그림 4.6-8과 같이 배치한다.

② 슬래브에 배치된 정상적인 철근은 모서리 철근의 역할을 한다.

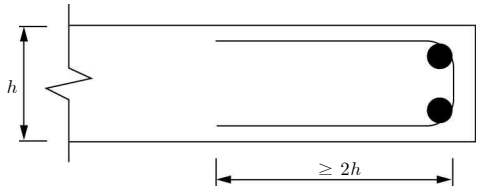


그림 4.6−8 슬래브의 자유단 모서리 철근

4.6.3.2 전단철근

(1) 슬래브에 전단철근을 사용하는 경우 슬래브의 최소두께는 200 mm 이상이어야 한다.

(2) 다음의 규정에 따라 수정되지 않는 경우, 전단철근의 상세는 4.6.2.6의 철근비 정의와 최솟값을 적용한다.

(3) 전단철근의 종방향 최대간격은 다음과 같다.

$$s_{max} = 0.75d(1 + \cot\alpha) \qquad (4.6\text{-}15)$$

굽힘철근의 종방향 최대간격은 :

$$s_{max} = d \qquad (4.6.16)$$

4.6.4 플랫 슬래브

4.6.4.1 플랫 슬래브의 정의

(1) 기둥으로 지지된 슬래브를 플랫 슬래브라 한다.

(2) 플랫 슬래브는 일정한 두께를 갖거나 또는 지판(drop panel)과 일체가 되어야 한다.

(3) 플랫 슬래브는 격자해석, 유한요소법, 항복선 또는 등가골조법과 같은 검증된 방법을 사용하여 해석하여야 한다. 이 때 적절한 기하학적 특성 및 재료 특성을 사용하여야 한다.

4.6.4.2 등가골조법

(1) 플랫 슬래브 구조물은 인접 패널(4개의 인접지점에 의해 구분된 영역)의 중심선 사이의 슬래브 단면과 기둥으로 구성된 뼈대로, 가로방향과 세로방향의 두 개의 방향으로 나누어야 한다. 부재의 강성은 전단면을 사용하여 계산할 수 있다. 연직 하중에 대한 강성은 패널의 전체 폭을 기준으로 계산할 수 있으며,수평 하중에 대한 강성은 패널 전체 폭에 대한 강성의 40%를 사용하여야 한다. 패널에 작용하는 하중은 전체하중을 각 방향의 해석에 대해서 사용한다.

(2) 해석으로 구한 총 휨모멘트는 슬래브 폭 전역에 분포되어진다. 탄성 해석에서는 부(-)모멘트가 기둥의 중심선 쪽으로 집중되는 경향이 있다.

(3) 패널은 그림4.6-9와 같이 주열대와 중간대로 나누어 설계하며, 휨모멘트는 표 4.6-1과 같이 배분한다.

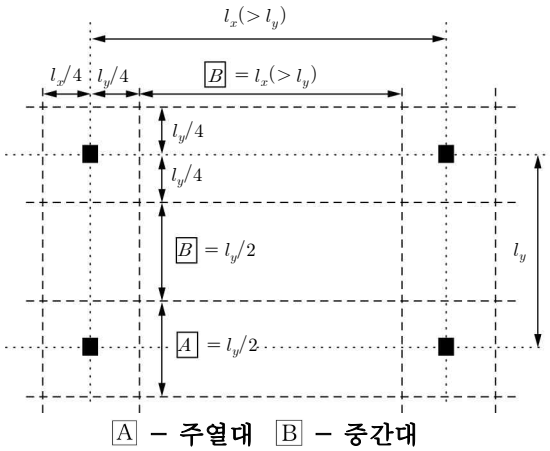
(4) 그림 4.6-9에 나타낸 것과 같이 주열대의 폭이 $0.5l_x$와 다른 경우, 예를 들어 지판의 폭과 같은 경우, 주열대와 중간대에 의해 저항되는 설계휨모멘트는 수정된 폭에 비례하여 조정하여야 한다.

(5) 비틀림에 대해 적절하게 설계된 테두리 보가 없는 경우에 외부기둥 또는 모서리 기둥으로 전달되는 휨모멘트는 사각형 기둥의 경우 $0.17b_e d^2 f_{ck}$(b_e 의 정의는 그림 4.6-10 참조)이하이어야 한다. 이 경우 외측경간의 정 모멘트는 적절하게 조정하여야 한다. 사각형 단면이 아닌 기둥의 경우에는 등가 사각형 단면으로 치환하여 적용한다.

표 4.6-1 플랫 슬래브에 대한 휨모멘트의 단순 분배

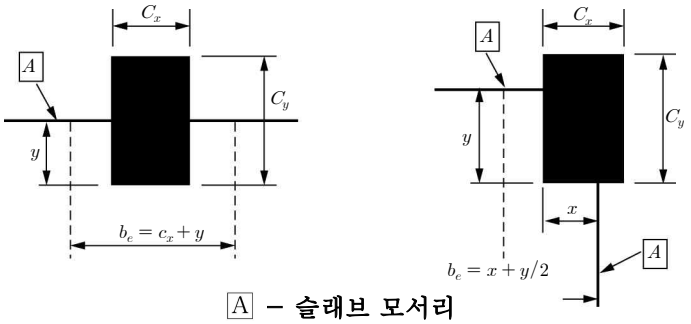
구분	부(-)모멘트	정(+)모멘트
주열대	60-80 %	50-70 %
중간대	40-20 %	50-30 %

주) 주열대와 중간대의 부모멘트와 정모멘트의 총합은 항상 100 %가 되어야 한다.



참고: 지판의 폭이 ($l_y/3$) 보다 큰 경우, 주열대는 지판의 폭을 사용한다.
중간대의 폭은 적절하게 조정하여야 한다.

그림 4.6-9 플랫 슬래브의 패널 구분



A – 슬래브 모서리

참고: y는 C_y 보다 클 수 있다.Note: x는 C_x 보다 클 수 있고, y는 C_y 보다 클 수 있다.

a) 가장자리 기둥 b) 모서리 기둥

참고: y는 슬래브 모서리로부터 기둥의 가장 안쪽 표면까지의 거리

그림 4.6−10 슬래브 모서리의 유효폭의 정의

4.6.4.3 기둥이 불규칙하게 배치된 플랫 슬래브

(1) 기둥이 불규칙하게 배치된 플랫 슬래브의 경우에는 등가골조법, 격자해석 또는 유사한 탄성 해석법이 적용되지 않는다. 이러한 경우 다음 순서에 따른 단순 방법을 적용하여 해석을 수행하여도 좋다.

① 총 계수하중에 대한 슬래브 해석.

② 경간 중앙과 기둥의 휨모멘트는, 하나씩 건너뛴 경간에 하중이 재하되지 않음으로써 휨모멘트가 증가하는 효과를 반영하여야 한다. 따라서 위험경간에는 총 계수하중을 재하하고 나머지 경간은 계수 고정하중을 재하 한다. 경간들 사이의 고정하중의 편차가 큰 곳에서는 하중이 재하되지 않은 경간에 대해서는 고정하중 계수로 1.0을 사용하여야 한다.

③ 이러한 특별한 하중 재하에 대한 영향은 다른 위험 경간과 지점에 대해 동일한 방법으로 적용할 수 있다.

(2) 외측 기둥에 대한 휨모멘트 전달을 고려한 구속 효과는 4.6.4.2를 적용해야 한다.

4.6.4.4 플랫 슬래브의 철근 배치

(1) 내측 기둥부 슬래브 철근

① 플랫 슬래브의 내측 기둥에는 기둥 중심선을 양방향 대칭으로 $0.67A_{cs}$의 상부 철근을 주열대 폭의 1/2 내부에 배치하여야 한다. A_{cs}는 주열대에서 부모멘트에 저항하기 위한 소요 철근량을 나타낸다(그림 4.6-9 참조).

② 각각의 직교축 방향으로 기둥을 통과하는 2개 이상의 하부 철근을 내측 기둥부에 배치하여야 한다.

(2) 외측 기둥부 슬래브 철근

슬래브에서 외측 기둥으로 휨모멘트를 전달하기 위한 철근은 그림 4.6-10에 나타낸 유효폭 (b_e) 내에 자유단 모서리에 직각 방향으로 배치하여야 한다.

(3) 2방향(뚫림) 전단철근

①2방향 전단철근이 요구되는 부분(4.1.4 참조)은 집중 하중이 재하되는 면 둘레 또는 기둥과 전단철근이 더 이상 요구되지 않는 위험단면 둘레의 $1.5d$ 사이에 2방향 전단철근을 배치해야 한다. 2방향 전단철근은 두 개 이상의 전단철근을 사용해야 한다(그림 4.6-11 참조). 이 때 전단철근의 수평간격은 $0.75d$ 이하이어야 한다.

위험단면 둘레 주변의 전단철근 간격은 첫 번째 지배단면 전단철근이 필요하지 않은 첫 번째 위치(재하면에서 2 d 떨어진 위치) 내에서 1.5 d 이하이어야 하며, 첫 번째 지배단면을 벗어난 위치에서는 2 d 이하이어야 한다.(그림 4.1-9 참조)

②2방향 전단철근이 필요한 위치에서의 최소 전단철근량 $A_{v,\min}$은 식 (4.6-17)과 같다.

$$A_{v,\min}(1.5\sin\alpha+\cos\alpha)/(s_r\, s_t) \geq (0.08\sqrt{f_{ck}}/f_y \qquad (4.6\text{-}17)$$

여기서, α = 주철근과 전단철근 사이의 경사각(예, 수직전단철근 $\alpha=90^{\circ}$, $\sin\alpha=1$)

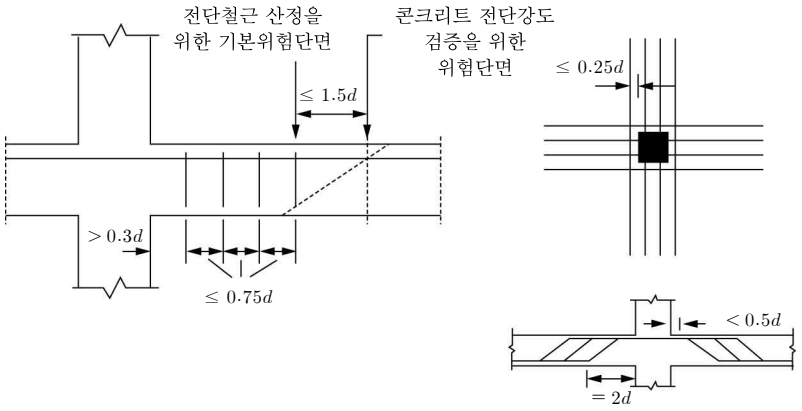
s_r = 경사방향의 전단철근 간격

s_t = 접선방향의 전단철근 간격

f_{ck0} = 1 MPa

③굽힘철근이 재하면을 통과하거나, 재하면으로부터 $0.25d$ 이내에 있는 경우 굽힘철근을 전단철근으로 사용할 수 있다.

④받침부 표면 또는 재하면의 주변과 가장 가까운 전단철근 사이의 거리는 $d/2$ 이하로 하여야 한다. 이 거리는 인장철근 위치에서 취해야 한다. 만약 굽힘철근이 1개의 철근으로 배치된 경우라면 굽힘철근의 경사각은 30°이상을 사용할 수 있다.



(a) 전단철근의 간격　　(b) 굽힘철근의 간격

그림 4.6.11 2방향 전단철근

4.6.5 교량의 콘크리트 바닥슬래브

4.6.5.1 일반 사항

(1) 교량의 콘크리트 슬래브로 된 바닥판은 지지하는 거더 또는 요소 부재와 합성되도록 하여야 한다. 완전 합성작용이 발휘되도록 바닥슬래브와 지지 요소 사이에는 충분한 전단연결재를 배치하여야 한다.

(2) 바닥판은 처짐을 포함한 과대한 변형이 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 활하중과 그 동적 효과에 의해 유발되는 바닥판 처짐량은 다음의 한계값을 초과하지 않아야 한다.
여기서 L은 바닥판 받침부의 중심간 거리이다.
① 사람의 통행이 없는 바닥판; $L/800$
② 제한된 수의 사람이 통행하는 바닥판; $L/1000$
③ 많은 사람이 통행하는 바닥판; $L/1200$

(3) 콘크리트 슬래브 바닥판의 피로한계상태에 대한 검증을 수행하지 않아도 된다. 또한, 극단상황하중조합에서 바닥판을 검토하지 않아도 된다.

(4) 지간과 폭의 비가 1:2를 넘는 콘크리트 바닥판에서 하중영향을 해석하기 위하여 KDS 24 10 11(4.6.2)에 규정된 근사해석법을 적용할 수 있다.

(5) 특별히 요구되지 않는 한, 콘크리트 바닥판은 홈 또는 마모 방지 층의 두께를 뺀 판 최소 두께는 220 mm 보다 작아서는 안 된다. 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 최소두께는 200 mm 이상이어야 한다. 바닥판의 최소 피복 두께는 4.4의 규정을 따라야 한다.

(6) 콘크리트 거더로 지지되는 콘크리트 바닥판의 전단연결재는 4.1.2.5의 규정에 따르고, 강재거더에 지지되는 바닥판은 KDS 24 14 31의 해당 규정에 따라 전단연결재를 설계하여야 한다.

(7) 바닥판의 경사각이 25° 이하일 경우에는 주철근을 경사 방향으로 배치할 수 있다. 그러나 경사각이 이보다 클 경우에는 주 교각에 직각 방향으로 주철근을 배치하여야 한다.

(8) 트럭 윤하중의 접지에 의한 바닥판의 뚫림전단 영향을 4.1.4에 따라 검토하여야 한다.

(9) 교량의 진입부 또는 지간 내부의 바닥판의 연속성이 확보되어 있지 않는 바닥판 모서리 영역에는 격벽이나 다른 선부재로 보강하여 지지되도록 하여야 한다. 이 격벽은 트럭 윤하중에 의해 유발되는 휨모멘트와 전단력을 저항할 수 있도록 바닥판과 일체로 설계되어야 한다.

4.6.5.2 경험적 설계법

(1) 적용 범위
① 교량 바닥슬래브에 대한 경험적 설계법은 윤하중을 지지하는 교량 바닥판의 주요한 구조적 거동이 휨이 아닌 아치 작용이라는 사실에 근거한 설계법이다. 이 설계법을 적용하여 바

닥판을 설계하는 경우 별도의 구조 해석을 수행하지 않아도 된다.

② 경험적 설계법은 이 절 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.

③ 이 설계법은 3개 이상의 지지 거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

④ 이 절의 규정들은 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없으며, 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 일반 슬래브 설계 방법을 따른다.

(2) 경험적 설계법을 사용하여 바닥판을 설계할 때, 바닥슬래브의 유효 지간은 다음과 같게 취하여야 한다.

① 바닥판이 벽체 또는 보와 일체로 되어 있는 경우, 받침부 내면사이 순거리

② 강재 거더 또는 콘크리트 거더로 지지된 바닥판인 경우, 플랜지 끝까지의 거리에다 복부 내면에서 플랜지 맨 끝단까지 거리를 합한 값

(3) 설계 조건

교량 바닥슬래브의 두께는 바닥판의 흠집, 마모, 철근 피복 두께를 제외한 수치로 하며, 다음의 조건을 만족시킬 경우에만 경험적 설계법을 적용할 수 있다.

① 바닥판이 콘크리트 거더 또는 강재 거더에 합성 지지된 경우

② 가로보 또는 격벽이 교각 선상에 설치되어 있는 경우

③ 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 균일해야 함.

④ 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하인 경우

⑤ 바닥판의 상·하부 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm 이상인 경우

⑥ 유효 지간이 3.6 m를 초과하지 않는 경우

⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 mm 이상인 경우

⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께에 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성이 된 경우

⑨ 콘크리트는 현장 타설되어 습윤양생되어야 하며, 기준압축강도가 27 MPa 이상인 경우

⑩ 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 하여야 함

⑪ 콘크리트 또는 강 거더교인 경우, 위 조항을 만족시키기 위하여 바닥판과 콘크리트 주거더를 합성시키는 전단연결재가 충분히 배치되어야 한다.

(4) 보강 철근량

① 현장 타설 콘크리트 바닥판에는 4개 층의 철근을 배치한다. 철근은 콘크리트 피복두께 요구 조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배치하며, 유효 경간 방향으로 배치되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배치하여야 한다.

② 배치해야 되는 4개 층의 철근량은 아래에서 정한 최솟값 이상이어야 한다.

경간 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
경간방향에 직각방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

(5) 철근의 종류 및 배치

① 배치되는 철근은 SD400 이상이어야 한다.

② 모든 철근은 직선으로 배치하며 겹침이음만 사용할 수 있다.

③ 철근의 중심간격은 100 mm 이상 또한 300 mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 하부 인장 주철근의 중심 간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.

④ 사교의 경사각이 20°를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효지간에 해당하는 위치까지 (4)에서 규정한 철근량의 2배를 배치한다.

4.6.5.3 전통적 설계법

(1) 4.5에서 규정한바닥판의 전통적 설계법은 네층으로 구성된 철근이 배치되고 4.6.5.1의 일반사항에 부합된 경우에만 적용한다.

(2) 배력철근

① 집중하중으로 작용하는 윤하중을 수평 방향으로 분산시키기 위해 정모멘트에 발생되는 바닥판 하부에는 주철근의 직각 방향으로 배력 철근을 배치하여야 한다. 이 때 철근량은 정모멘트에 의해 소요되는 주철근량에 대해 다음과 같이 계산한 백분률을 적용한 값으로 한다. 여기서 L은 바닥판의 지간(m)이다.

가. 주철근이 차량 진행 방향에 직각인 경우

$$\frac{120}{\sqrt{L}} \leq 67\%$$

나. 주철근이 차량 진행 방향에 평행한 경우

$$\frac{55}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

② 주철근이 차량 진행 방향에 직각인 경우 위에서 산정한 배력철근을 바닥판 지간 중앙부 1/2 구간에 배치하며, 나머지 구간에는 산정된 배력철근량의 50% 이상 배치한다.

③ 배치할 배력철근량은 온도 및 건조수축에 소요되는 철근량 이상이어야 한다.

4.6.6 기 둥

4.6.6.1 적용범위

이 규정은 단면의 큰 치수가 작은 치수의 4배 이하인 기둥에 적용한다.

4.6.6.2 기둥의 축방향 철근

(1) 비합성 기둥의 축방향 긴장재 및 철근은 다음 식을 만족하는 최대단면적 이하로 배치하여야 한다.

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \qquad (4.6\text{-}18)$$

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_{ck}} \leq 0.3 \qquad (4.6\text{-}19)$$

여기서, A_s = 겹침이음된 철근을 포함한 모든 철근의 총 단면적(mm^2)
A_g = 기둥의 단면적(mm^2)
A_{ps} = 프리스트레싱 강재의 단면적(mm^2)
f_{pu} = 프리스트레싱 강재의 설계인장강도(MPa)
f_y = 축방향 철근의 설계기준항복강도(MPa)
f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)
f_{pe} = 프리스트레싱 강재의 유효 긴장응력(MPa)

(2) 비합성 기둥의 축방향 긴장재 및 철근은 다음 식을 만족하는 최소단면적 이상으로 배치하여야 한다.

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_{ck}} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_{ck}} \geq 0.135 \qquad (4.6\text{-}20)$$

여기서, A_s = 겹침이음 위치가 아닌 일반 단면에서의 축방향 철근 단면적(mm^2)

(3) 다각형 단면 기둥의 경우 각 모서리에 최소한 1개의 축방향 철근이 배치되어야 하며, 원형 단면은 4개 이상의 축방향 철근을 배치하여야 한다.

4.6.6.3 기둥의 횡방향 철근

(1) 기둥의 횡방향 철근은 사각형 후프띠철근과 보강띠철근, 원형 띠철근, 단일 철근으로 제작된 나선철근, 기계적 이음으로 연결된 나선철근으로 구성한다. 내진 설계의 경우에는 해당 규정에 따라 횡방향 철근을 배치하도록 한다.

(2) 기둥의 횡방향 철근은 축방향 철근 최대 지름의 1/4 이상의 지름을 가진 철근이어야 한다. 횡방향 철근으로 용접강선망을 사용하는 경우 강선의 지름은 5 mm 이상이어야 한다.

(3) 기둥의 횡방향 철근은 적절하게 정착되어야 한다.

(4) 나선철근의 간격은 4.6.6.4(3)을 따르며 띠철근의 간격은 4.6.6.5(3)을 따른다.

(5) 보 또는 슬래브의 상부 또는 하부와, 기초의 상부와 접하는 기둥 단면의 치수 중 큰 치수와 동일

한 거리 이내에 있는 기둥 단면은 (4)의 최대 간격을 계수 0.6을 적용하여 감소시켜야 한다.

(6) D13 이상의 축방향 철근이 겹침이음된 구간의 기둥 단면은 (4)의 최대 간격을 계수 0.6을 적용하여 감소시켜야 하며, 겹침이음된 구간에 3개 이상의 횡방향 철근을 등간격으로 배치하여야 한다.

(7) D35 이상의 축방향 철근이 한 다발 내에 2개 이상으로 묶어 있을 경우에는 횡방향 철근 간격을 (4)에 규정된 간격의 1/2로 취하여야 한다.

(8) 기둥의 크기가 변하는 구간과 같이 축방향 철근의 방향이 변하는 위치에서는 횡방향 철근의 간격은 횡방향력을 포함하여 계산해야 한다. 이 영향은 방향의 변화가 1/12 이하인 경우 무시할 수 있다.

(9) 원형 단면과 타원형 단면을 제외한 기둥 단면에서는 모든 모서리에 있는 축방향 철근과 하나 건너 있는 축방향 철근이 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의하여 횡지지되도록 띠철근을 배치하여야 하며, 어떤 축방향 철근도 띠철근을 따라 횡지지된 축방향 철근의 양쪽으로 중심간격이 600 mm를 초과하지 않아야 한다.

(10) 하나의 후프띠철근에 보강띠철근을 추가로 사용할 때는 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖는 보강띠철근을 사용하여야 한다. 이때, 135°갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며, 90°갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.

(11) 축방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형 띠철근을 사용할 수 있으며, 원형 띠철근의 이음부분이 엇갈리도록 배치하여야 한다.

(12) 기둥의 최하단 띠철근은 기초나 하단 연결 부재의 상부로부터 횡방향 철근 간격의 1/2 이내에 배치하여야 하며, 최상단 띠철근은 상단 연결 부재의 최하단 수평철근으로부터 횡방향 철근 간격의 1/2 이내에 배치하여야 한다.

(13) 기둥에 소성힌지가 형성되도록 설계하는 경우에는 소성힌지구역의 철근 상세를 내진설계 기준의 철근 상세에 따라야 한다.

4.6.6.4 나선철근 상세

(1) 4.6.6.3의 횡방향 철근의 일반 규정 외에 나선 철근에 대해서는 이 절의 상세 규정을 적용한다.

(2) 말뚝을 제외한 압축부재의 나선철근으로는 최소지름 9 mm 이상의 이형철근, 원형철근, 또는 철선을 사용하며, 한 개 또는 다수의 연속 나선이 일정 간격으로 배치되어야 한다. 나선철근은 모든 축방향 철근을 둘러싸고 접촉한 상태로 배치되어야 한다.

(3) 나선철근의 순간격은 25 mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하며 나선철근 중

심간의 간격은 축방향 철근 지름의 6배 이하, 150 mm 이하로 하여야 한다.

(4) 나선철근은 압축부재 양단에서 1.5회전만큼 더 연장하여 정착시켜야 한다.

(5) 나선철근은 다음 중 하나의 방법으로 연결할 수 있다.
① 일반 철근의 경우 철근 지름의 48배 이상, 도막철근의 경우 철근 지름의 72배 이상, 철선의 경우 지름의 48배 이상의 겹침이음
② 성능이 확인된 기계적 연결 장치
③ 성능이 확인된 용접 이음

4.6.6.5 띠철근 상세

(1) 4.6.6.3의 횡방향 철근의 일반 규정 외에 띠 철근에 대해서는 이절의 상세 규정을 적용한다.

(2) 띠철근 압축부재에서는 모든 축방향 철근을 다음과 같은 띠철근으로 둘러싸야 한다.
① D32 이하의 축방향 철근: D10의 띠철근
② D35 이상의 축방향 철근: D13의 띠철근
③ 다발철근: D16의 띠철근
④ 철근대신 등가단면적의 이형철선이나 용접철선망을 띠철근으로 사용해도 좋다.

(3) 띠철근의 간격은 축방향 철근 최소 지름의 20배 이하, 압축부재의 최소치수 이하, 400 mm 이하로 하여야 한다. D32보다 큰 철근을 다발로 한 경우에, 띠철근의 간격은 부재 최소치수의 ½ 이하, 150 mm 이하로 하여야 한다.

(4) 띠철근은 모든 모서리에 있는 축방향철근과 하나 건너 있는 축방향철근이 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의하여 횡지지되도록 배치하여야 하며, 어떤 축방향철근도 띠철근을 따라 횡지지된 축방향철근의 양쪽으로 중심간격이 600 mm를 초과하지 않아야 한다. 기둥에 소성힌지가 형성되도록 설계하는 경우에는 어떤 축방향 철근도 횡지지된 축방향 철근과의 순간격이 150 mm를 초과하지 않아야 한다.

(5) 축방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형띠철근을 사용할 수 있으나 띠철근의 이음부분이 엇갈리도록 원형띠철근을 배치하여야 한다.

(6) 압축부재의 최하단 띠철근은 기초나 하단연결부재의 상부로부터 띠철근 간격의 ½이내에 배치하여야 하며, 최상단 띠철근은 상단연결부재의 최하단 수평철근으로부터 띠철근 간격의 ½이내에 배치하여야 한다.

4.6.7 속빈 사각형 단면 압축부재의 보강철근

4.6.7.1 일반사항

(1) 단면 내의 종방향 철근의 총단면적은 $0.01A_c$ 이상이어야 한다.

(2) 단면의 각 벽에는 2개층의 철근을 배치하여야 하며 1개층은 벽면 가까이에 배치하여야 한다. 2개층의 철근량은 비슷하도록 한다.

4.6.7.2 철근 간격

종방향 철근의 중심간격은 벽체두께의 1.5배 또는 450 mm 중 작은 값 이하이어야 한다. 횡방향철근의 수직방향으로의 중심간격은 벽체두께의 1.25배 또는 300 mm 중 작은 값 이하이어야 한다.

4.6.7.3 띠철근

(1) 각 벽체에 배치된 2개층의 철근에는 중간띠철근을 배치하여야 한다. 중간띠철근의 한쪽단에는 135°표준갈고리가 있어야 하고 다른단에는 90°의 표준갈고리가 설치되어야 한다. 중간띠철근은 종방향 철근과 횡방향 철근의 교차점에 배치하여야 한다. 그리고 모든 중간띠철근의 갈고리는 교차점에서 종방향 철근과 횡방향 철근 모두를 감싸야 한다. 종방향 철근과 횡방향 철근은 각각 600 mm 이하의 간격을 갖는 중간띠철근 갈고리로 감싸야 한다.

(2) 세그먼트로 시공되는 부재에는 각 세그먼트의 상부 및 하부 모서리를 따라 추가적인 중간띠철근을 배치하여야 한다. 단면의 벽체에 배치된 1쌍의 내측 및 외측 종방향 철근 단부를 연결하기 위해서 중간띠철근을 배치하여야 한다.

4.6.7.4 겹침이음

횡방향 철근은 단면의 모서리에서 90°갈고리를 겹쳐 연결할 수 있다. 횡방향 철근의 직선 겹침이음은 허용되지 않는다. 만약, 종방향 철근과 횡방향 철근의 교차점에 위치하는 4개 이상의 중간띠철근의 갈고리가 겹침이음된 철근의 겸침이음 길이 전체를 둘러싼다면 직선 겹침이음도 허용된다.

4.6.7.5 후프철근

(1) 단면의 모서리에 위치한 종방향 철근은 폐쇄철근으로 둘러싸야 한다. 만약 폐쇄철근을 배치할 수 없다면 다리 길이가 적어도 벽체두께의 2배이고 끝단이 다른 끝단쪽으로 90° 꺾어진 한 쌍의 U-형 철근을 사용할 수 있다.

(2) 단면 모서리에 위치한 포스트텐션 덕트는 폐쇄철근 또는 끝단에 90°의 갈고리를 갖는 스터럽을 사용하여 모서리 영역에 정착시켜야 한다. 이 때 스터럽은 단면의 외측면 가까이에 배치된 하나 이상의 종방향 철근을 감싸야 한다.

4.6.8 벽체

4.6.8.1 일반사항

이 규정은 두께에 대한 길이의 비가 4 이상인 철근콘크리트 벽체에 적용한다. 벽체의 철근량과

철근 상세는 스트럿-타이 모델을 적용하여 설계 할 수 있다(4.1.5 참조). 주로 면외 휨을 받는 벽체의 경우에는 슬래브의 규정을 적용한다(4.6.3 참조).

4.6.8.2 수직 철근

(1) 콘크리트의 비균열이 보장되거나, 극한한계상태에서 완전한 강도를 발휘하는 것이 증명되지 않는다면, 겹침이음 위치가 아닌 부분의 수직 철근량은 $0.002A_c$~$0.04A_c$이어야 한다.

(2) 설계에서 최소철근량이 지배적인 경우, 최소철근량의 1/2을 벽체 각 표면에 배치하여야 한다.

(3) 두 수직 철근 사이의 간격은 벽체 두께의 3배 또는 400 mm 중 작은 값 이하이어야 한다.

4.6.8.3 수평 철근

(1) 벽면에 평행한 수평 철근은 각 벽체의 표면에 배치되어야 한다. 수평 철근량은 수직 철근량의 25% 또는 $0.001A_c$ 중 큰 값 이상이어야 한다.

(2) 두 수평 철근 사이의 간격은 400 mm 이하이어야 한다.

4.6.8.4 횡방향 철근

(1) 두 면에서 총 수직 철근량이 $0.02A_c$를 초과하는 벽체 부분에 대해서는 기둥의 철근 상세 규정과 동일하게 전단철근 형태의 횡방향 철근을 배치하여야 한다.(4.6.6.3 참조)

(2) 주철근이 벽체 표면 가장 가까이에 배치된 곳에서 횡방향 철근은 벽체 단위면적당 4개 이상 배치하여야 한다. 지름이 16 mm 이하인 용접강선망이 지름의 2배 이상의 피복두께를 갖고 배치된 경우 횡방향 철근은 배치하지 않아도 된다.

4.6.9 깊은 보

(1) 깊은 보 (1.5.2.1(1)①의 정의 참조)는 각각의 면에 인접한 직교 철근망을 수직과 수평 방향으로 배치하여야 한다. 이때 깊은 보 양면 각각의 철근망은 최소 철근량이 $0.001A_c$로서 1 m 당 150 mm^2($a_s = 150\,\mathrm{mm}^2/\mathrm{m}$) 이상이어야 한다.

(2) 철근망의 두 인접한 철근 사이의 간격은 깊은 보 두께의 2배 또는 300 mm 중 작은 값 이하여야 한다.

(3) 절점영역과 보의 단부 사이에 정착길이 l_{bd}가 충분하지 않은 경우, 설계 모델에서 고려된 타이에 해당하는 철근은 굽힘철근, U형 또는 정착장치를 사용하여 절점영역에서 힘의 평형을 만족하기 위하여 완전히 정착되어야 한다.

4.6.10 기초판

4.6.10.1 말뚝 머리판

(1) 말뚝의 외측으로부터 머리판 단부까지의 거리는 머리판에서 인장력이 적절하게 지지될 수 있는 거리로 하여야 한다. 또 현장에서 예상되는 말뚝의 시공오차도 고려하여야 한다.

(2) 말뚝 머리판의 철근은 스트럿-타이 모델 또는 적절한 휨해석 방법을 적용하여 설계하여야 한다.

(3) 하중에 저항하기 위한 주인장철근은 말뚝 상단 위의 응력 도입 영역에 집중 배치되어야 한다. 만약 인장철근량이 최소철근량 이상인 경우 판의 하부 표면을 따라 고르게 분포되는 철근은 생략할 수 있다. 만약 기초판의 측면과 상부 표면에 인장력 발생의 가능성이 없다면 기초판의 측면과 상부 표면에 철근을 배치하지 않아도 된다.

(4) 인장철근의 정착을 위해 횡방향 용접철근을 사용할 수 있다. 이 경우 횡방향 철근은 철근의 정착구역에서 횡방향 철근의 일부분으로 간주할 수 있다.

(5) 말뚝의 상향 반력에 의해 발생된 압축력은 말뚝 단부로부터 45° 각도로 퍼진다고 가정할 수 있다(그림 4.6-12 참조). 이 압축력은 정착길이 계산 시 고려하여야 한다.

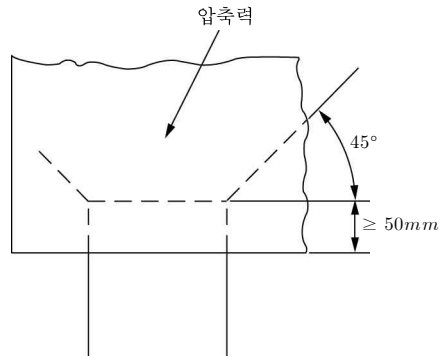


그림 4.6−12 정착 성능이 증가하는 압축영역의 확대

4.6.10.2 확대기초판

(1) 일반

① 주철근은 4.5.4의 규정에 따라 정착되어야 한다. 확대기초판 설계 시에는 4.6.10.2(2)의 설계 모델을 사용할 수 있다.

② 원형 확대기초판의 주철근은 직교 방향으로 배치하여야 하며 기초판 지름의 50%±10% 폭에 해당하는 기초판 중앙부에 집중 배치되어야 한다.(그림 4.6-13 참조) 이 경우 철근이 배치되지 않은 부분은 무근콘크리트로 취급하여야 한다.

③ 하중에 의해 확대기초판 상부 표면에 인장력이 유발되는 경우, 인장응력의 영향을 검토해야 하며 필요에 따라 보강하여야 한다.

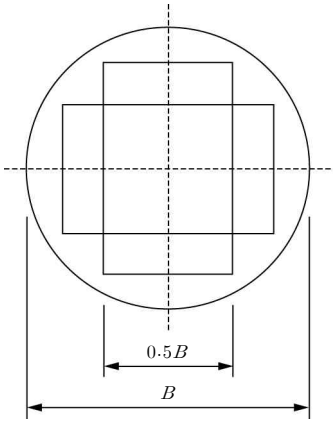


그림 4.6−13 원형 확대기초판의 직교 철근

(2) 철근의 정착

① 철근의 인장력은 그림 4.6-14같이 경사균열의 영향을 고려한 평형조건을 적용하여 결정해야 한다. x 위치의 인장력 T_s는 기초 단부로부터 동일한 거리 x 이내의 콘크리트에 정착되어야 한다.

② 정착된 철근의 인장력은 다음과 같다

$$T_s = R \cdot z_e / z_i \qquad (4.6\text{-}21)$$

여기서, R = x 거리 이내 지반반력의 합력

z_e = 외적 팔길이, 즉 R 과 수직력 N_u 사이의 거리

N_u = A 단면과 B 단면 사이의 총 지반압력에 해당하는 수직력

z_i = 내적 팔길이, 즉 수평력 C와 철근 사이의 거리

C = 최대인장력 $T_{s,\max}$에 해당하는 압축력

③ 팔길이 z_e와 z_i는 N_u와 C에 대한 압축영역을 고려하여 결정할 수 있다. 단, 단순계산법으로서 z_e는 $e = 0.15b$로 가정하여 결정할 수 있고(그림 4.6-14 참조), z_i는 $0.9d$를 사용하여 결정할 수 있다.

④ 그림 4.6-14의 l_b는 직선 철근에서 정착길이로 이용할 수 있는 길이를 나타낸다. 만약 T_s를 정착하기 위한 정착길이가 충분하지 않은 경우 정착길이를 증가시키기 위해 갈고리철근이나 단부정착장치를 사용할 수 있다.

⑤ 직선 철근의 정착에 대해서는 x 의 최솟값이 가장 큰 영향을 미친다. x 의 최솟값을 근사적으로 결정할 때는 $x_{\min} = h/2$로 가정할 수 있다. 그 외 다른 종류로 정착되는 철근에 대해서는 더 큰 x 값을 사용할 수 있다.

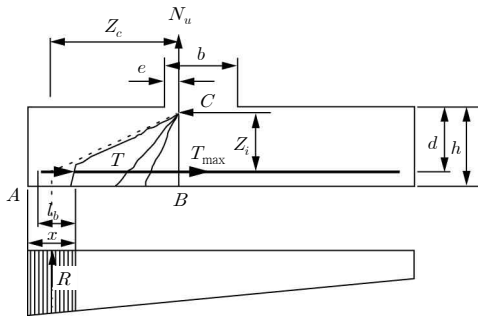


그림 4.6−14 경사균열의 영향을 고려한 철근인장력 해석

4.6.10.3 타이보

(1) 기초에 편심하중이 발생하지 않도록 타이보(Tie beams)를 사용할 수 있다. 타이보는 휨모멘트와 전단력에 저항하도록 설계해야 한다.

(2) 다짐기계의 작용이 타이보에 영향을 미칠 수 있는 경우, 타이보는 최소 10 kN/m의 하향하중을 고려하여 설계해야 한다.

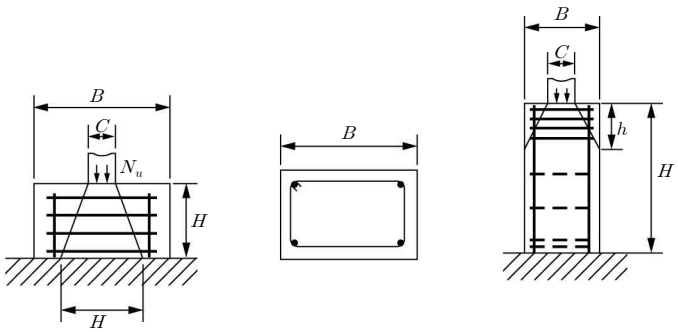
4.6.10.4 암반 위 기둥의 기초

(1) 극한한계상태의 지반반력이 5 MPa 이상인 기초에서 쪼갬력에 저항하기 위한 횡방향 철근이 배치되어야 한다. 이 때의 횡방향 철근은 쪼갬력이 작용하는 방향에 대해 높이 h 이상 균일하게 배치하여야 한다.(그림 4.6-15 참조)

(2) 쪼갬력 F_s는 식 4.6-22를 이용하여 계산할 수 있다.(그림 4.6-15 참조)

$$F_s = 0.25(1-c/h)\,N_u \qquad (4.6\text{-}22)$$

여기서, h는 b 와H 중 작은 값



(a) $h \geq H$ 인 기확대기초판　　(b) 단면　　(c) $h < H$ 인 확대기초판

그림 4.6−15 암반 위 기초의 쪼갬 방지 철근

4.6.10.5 현장 타설 말뚝

(1) 4.6.10.5 규정은 철근콘크리트 현장 타설 말뚝에 적용한다.

(2) 철근 상세는 콘크리트의 타설에 부정적인 영향을 주지 않도록 설계하여야 한다.

(3) 지름이 600 mm 이하인 현장 타설 말뚝은 표 4.6-2에 따라 최소 축방향 철근량 이상의 철근을 단면 주변에 배치하여야 한다.

(4) 축방향 철근의 최소 지름은 16 mm 이상이어야 한다. 말뚝은 최소한 6개의 축방향 철근이 배치되어야 한다. 철근 사이의 순간격은 200 mm 이하이어야 한다.

표 4.6−2 현장 타설 말뚝의 최소 축방향 철근량

말뚝의 단면적, A_c	최소 축방향 철근량, A_s
$A_c \le 0.5m^2$	$A_s \ge 0.005 \cdot A_c$
$0.5m^2 < A_c \le 1.0m^2$	$A_s \ge 25cm^2$
$A_c > 1.0m^2$	$A_s \ge 0.0025 \cdot A_c$

4.6.11 응력교란영역

(1) 응력교란영역의 설계는 4.1.5의 스트럿-타이 모델을 적용하고, 철근 상세는 4.5의 규정에 따라야 한다.

(2) 타이에 해당하는 철근은 4.5.5에 따른 정착길이 l_{db} 로서 완전히 정착되어야 한다.

4.6.11.1 라멘 우각부

(1) 일반

① 압축영역의 콘크리트 설계강도, $f_{d,\max}$는 4.1.5.2에 따라 결정해야 한다.

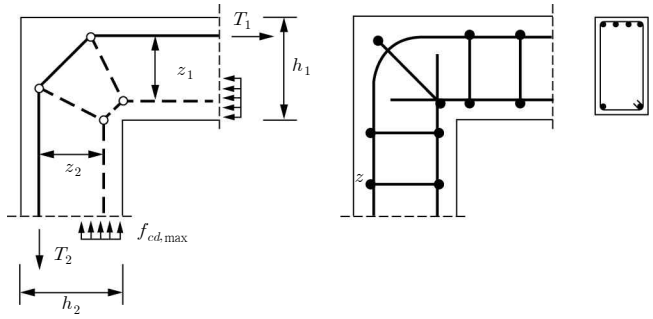
(2) 닫힘모멘트가 작용하는 라멘 우각부

① 기둥과 보의 깊이가 비슷한 경우$(2/3 < h_{2/h_1} < 3/2)$(그림 4.6-16(a) 참조), 또는 보-기둥 접합부내의 전단철근 설계와 정착길이 검토는 수행하지 않아도 된다. 보의 모든 인장철근은 우각부 주위에서 구부려서 배치하여야 한다.

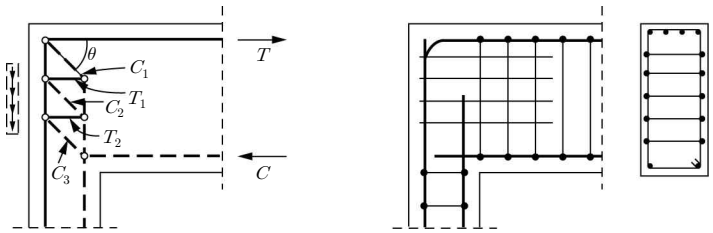
② 그림 4.6-16(b)는 $0.4 \le \tan\theta \le 1$인 곳에서 $h_2/h_1 < 2/3$인 경우에 대한 스트럿-타이 모델을 나타낸다.

③ 정착길이 l_{db}는 $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$에 대하여 결정하여야 한다.

④ 면내절점에 수직으로 작용하는 횡방향인장력에 대하여 철근을 배치하여야 한다.



(a) 기둥과 보의 깊이가 동일한 경우



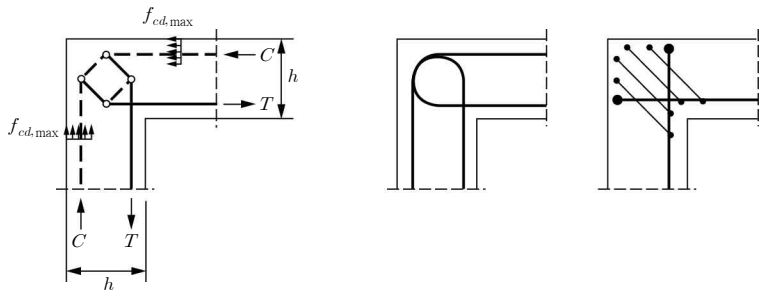
(b) 기둥과 보의 깊이가 크게 다른 경우

그림 4.6-16 닫힘모멘트가 있는 라멘 우각부의 모델과 철근 상세

(3) 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부

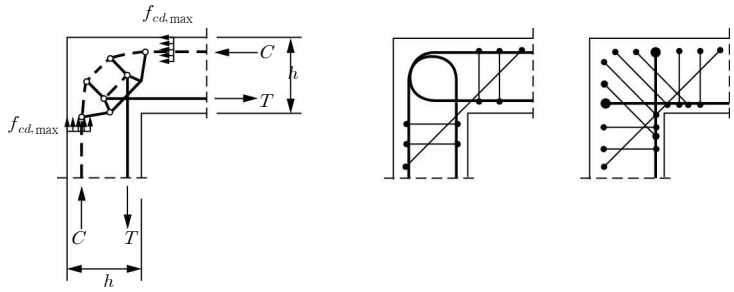
① 기둥과 보의 깊이가 비슷한 경우는 그림 4.6-17(a)와 그림 4.6-18(a)에 나타낸 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다. 우각부 철근은 그림 4.6-17(b)와 그림 4.6-18(b)에 나타낸 것과 같이 폐합또는 두 개의 U형 철근을 겹친 형태와 경사 방향 연결 철근의 조합으로 구성하여야 한다.

② 열림모멘트가 크게 작용하는 우각부의 경우 그림 4.6-18에 나타낸 것과 같이 쪼갬을 방지하기 위한 경사철근과 전단철근을 배치하여야 한다.



(a) 스트럿-타이 모델 (b) 철근 상세

그림 4.6-17 작은 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부($A_s / bh \leq 2\%$)



(a) 스트럿－타이 모델　　(b) 철근 상세

그림 4.6－18 큰 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부($A_s / bh > 2\%$)

4.6.11.2 내민받침(브래킷, 코벨)

(1) 그림 4.6-1과 같이 $a < z_o$ 인 내민받침은 4.1.5에 기술된 스트럿-타이 모델을 적용할 수 있다. 이 경우 스트럿의 경사는 $1.0 \leq \tan\theta \leq 2.5$로 제한된다.

(2) $a < 0.5h$인 경우, $A_{s,ink} \geq 0.25A_{s,main}$인 폐합 수평철근 또는 폐합 경사철근을 주인장철근에 추가하여 배치하여야 한다.(그림 4.6-20(a) 참조)

(3) $a > 0.5h$ 이고, $F_u > V_{d,ct}$(4.1.2.2 참조)인 경우, $A_v \geq 0.5T_w / f_{yd}$인 폐합 수직철근을 주인장철근에 추가하여 배치하여야 한다.(그림 4.6-20(b) 참조)

(4) 내민받침에서 주인장철근의 정착을 검증하여야 한다. 수직 부재에서 주철근이 구부러진 경우에 대한 정착길이는 재하판의 단부 안쪽부터 측정한다.

(5) 균열 제어가 특별히 필요한 경우, 열림모멘트에 의한 인장력이 작용하는 부분에 대각선 방향으로 철근을 배치하여야 한다.

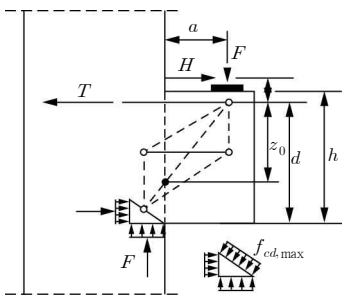
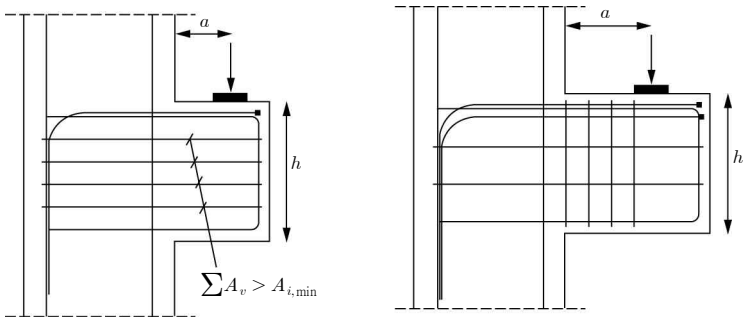


그림 4.6－19 내민받침의 스트럿－타이 모델



(a) $a \leq 0.5h$일 때 철근 상세　　(b) $a > 0.5h$일 때 철근 상세

그림 4.6-20 내민받침의 철근 상세

4.6.12 포스트텐션 정착부

4.6.12.1 일반사항

(1) 정착부는 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘이 횡방향으로 분산되어 단면전체에 선형의 응력분포가 되기까지의 부재 영역을 말한다.

(2) 정착부는 1.5.1에서 정의한 응력교란영역으로 프리스트레스를 받는 부재의 강도한계상태에 대하여 설계하여야 한다.

(3) 프리스트레스를 정착장치에 작용하는 집중하중으로 간주하면 그 설계값은 1.4.3.2을 따르고, 3.1.2.1에 따라 콘크리트 기준인장강도를 사용해야 한다.

4.6.12.2 기하조건

(1) 부재나 세그먼트의 단부에 위치하고 있는 정착부의 횡방향 치수는 단면의 높이와 폭으로 한다. 단, 이는 부재 또는 세그먼트의 종방향 길이보다 크지 않아야 한다. 정착부의 긴장재 방향으로 종방향 치수는 정착영역의 횡방향 치수 중 큰 값 이상이어야 하며 그 값의 1.5배를 넘지 않아야 한다.

(2) 중간정착부에서 정착영역은 정착부의 단면 치수 중 큰 값보다 작지 않은 거리만큼 정착력의 반대방향으로 연장되어야 한다.

4.6.12.3 정착부의 검토

(1) 정착부의 강도한계상태의 안전을 검토하기 위하여 스트럿-타이 모델, 탄성해석 모델, 비선형 해석 모델과 그 외의 검증된 방법을 사용할 수 있다.

(2) 정착부의 검토에서는 다음의 힘을 고려한다.

① 지압응력: 정착판 앞의 콘크리트 압축응력

② 파열력: 정착장치 앞부분에 긴장재 축에 횡방향으로 작용하는 인장력

③ 할렬력: 부재의 횡방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력

④ 종방향 단부 인장력: 부재의 종방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력

(3) 지압응력의 검토에서 지압면적은 정착판(2 대칭축이라 가정하면)과 같은 중심, 같은 대칭축을 가지는 정착면적에 따르며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{P_0}{c.c'} \leq 0.6 f_{ck}(t) \qquad (4.6\text{-}23)$$

여기서, P_0는 1.5.7.2에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력

$c.c'$ 는 해당 직사각형 단면의 치수

$f_{ck}(t)$ 는 긴장 시의 콘크리트 강도

직사각형 단면에서 정착판과 정착면적은 근사적으로 닮은꼴이 된다. 즉, c/a와 c'/a'는 $1.25\sqrt{\frac{c.c'}{a.a'}}$ 보다 크지 않다. 여기서 a와 a'는 정착판을 포함하는 최소 직사각형의 치수이다. 같은 단면에서 정착부의 직사각형 면적은 콘크리트 내부에 있어야 하며 겹치지 않아야 한다. 지압면적을 계산하기 위한 응력 분포의 입체 그림은 각 정착부(이 입체 그림은 정착판 바로 아래의 매우 높은 응력을 받는 부분이 일축압축응력상태의 분포 응력으로 변하는 모양을 공간상에 나타낸 것이다.)에 따라 계산하여야 한다. 이 입체의 축은 강선의 축이며 그 바닥은 정착부의 사각형이며, 정착부 이하의 깊이는 1.2 Max(c.c')이다. 각각 다른 정착부의 입체는 겹칠 수 있으나, 콘크리트 내부에 있어야 한다.

(4) (3)에 따른 콘크리트의 지압 파괴를 막기 위해 지압부는 다음의 최소 횡철근 단면적으로 보강해야 한다.

$$A_s = 0.15 \frac{P_0}{\phi_s f_y} \gamma_{p,unfav} \qquad (4.6\text{-}24)$$

여기서, P_0는 1.5.7.2에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력이고 f_y는 철근의 기준항복강도이며, $\gamma_{p,unfav}$는 1.2 이상의 값을 갖는다.

(5) 집중하중으로 인한 인장력은 스트럿 타이 모델 또는 다른 적절한 방법(1.5 참조)으로 계산해야 한다. (2)의 인장력을 저항할 수 있게 철근 상세를 결정한다. 이 때 철근은 설계강도를 갖는 것으로 한다. 철근응력이 300 MPa 이하이면 균열에 대한 검토는 생략할 수 있다.

(6) 근사적으로 프리스트레싱 힘은 정착기구의 끝에서 부터 2β의 각도(그림 4.6-21 참조)로 확산되는 것으로 가정할 수 있다. 여기서 β는 $\tan^{-1}(2/3)$으로 가정할 수 있다.

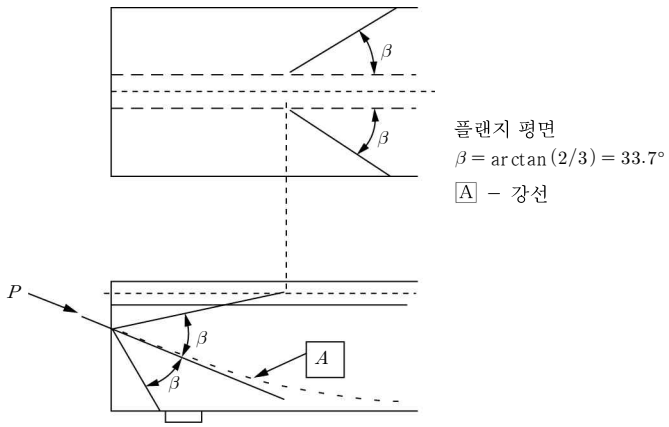


그림 4.6−21 프리스트레스의 전달

4.6.12.4 정착부의 상세 설계

긴장재의 선정과 정착장치의 위치 결정, 철근 보강, 긴장 순서를 포함한 전반적인 설계와 시공에 관련된 상세 사항은 설계 도면으로 작성하여 시공 전에 공사 책임자의 승인을 받아야 한다.

4.6.13 프리텐션 정착부

4.6.13.1 계수파열저항력

(1) 프리텐션 보에 있어서 프리텐션 정착영역의 파열저항력은 프리텐션 단부의 수직철근에 의해 발휘되며 사용한계상태에서 다음과 같이 산정한다.

$$P_r = f_{yd} A_s \qquad (4.6\text{-}25)$$

여기서, f_{yd} = 철근의 설계 항복강도, 140 MPa 이하(MPa)

A_s = 보의 단부에서 h/4 이내에 배치되는 횡방향 철근의 총면적(mm^2)

h = 프리캐스트 보의 높이(mm)

(2) 저항력은 전달 긴장력의 4% 이상이어야 한다.

(3) 단부 수직철근은 가능한 한 보의 단부에 근접하여 배치하여야 한다.

4.6.13.2 횡구속 철근

(1) 박스형 단면을 제외한 보의 경우, 단부에서 1.5 d 지점까지의 하부플랜지에는 프리스트레싱 강재를횡구속하기 위한 철근을 배치하여야 한다. 횡구속 철근은 D10 이상의 이형철근을 사용하며 간격은 150 mm를 초과하지 않아야 하고 스트랜드를 둘러싼 형태여야 한다.

(2) 박스형 단면 보의 경우, 횡철근을 설치하고 스터럽의 단부를 거더의 복부까지 연장시켜 정착하여야 한다.

4.6.14 결속 구조계

4.6.14.1 일반 사항

(1) 극단상황하중조합에 대하여 견디도록 설계되지 않은 구조물은 국부적인 손상 후의 하중경로에 의한 점진적인 붕괴를 방지하기 위해 적절한 결속 구조계(tying system)로 설계해야 한다.

(2) 다음과 같은 결속 구조계를 사용할 수 있다.

① 주변타이(peripheral tie)

② 내부타이(internal tie)

③ 수평기둥 또는 벽체 타이(horizontal column or wall tie)

(3) 신축이음장치에 의해 정정구조물로 구분된 구조물의 각 부분은 독립된 결속구조계로 설계해야 한다.

(4) 타이 설계 시 다음의 조항에 규정된 철근의 강도 특성과 인장력 전달능력을 가지는 것으로 가정할 수 있다.

(5) 기둥, 벽체, 보와 바닥판에 다른 목적을 위해 배치된 철근은 검토하는 하중 경우에 따라 타이의 전체 또는 일부분으로서 간주될 수 있다.

4.6.14.2 타이 설계

(1) 일반

타이는 시공 오차 등을 고려한 구조해석에 의해 요구되는 추가적인 철근으로서가 아니라, 최소량으로 설계해야 한다.

(2) 주변타이

① 각 층과 지붕 위치에는 연단으로부터 1.2 m 이내에 적절하게 연속된 주변타이가 배치되어야 한다. 이 타이는 내부타이로 사용된 철근을 포함한다.

② 주변타이는 다음의 인장력에 저항할 수 있어야 한다.

$$F_{tie} = l_i \cdot 10\ \mathrm{N/m} \geq 70\ \mathrm{kN} \qquad (4.6\text{-}26)$$

여기서, F_{tie}= 타이의 작용인장력

l_i = 외측 경간길이

③ 구조물 내부에 테두리 보가 설치되는 구조물은 완전 정착된 외부 테두리 보의 경우와 동일한 방법으로 주변타이를 배치하여야 한다.

(3) 내부타이

① 내부타이는 근사적으로 직각인 두 방향에서 각 바닥판 위치에 있어야 한다. 내부타이는 타이길이 전체에 적절하게 연속되어야 하며, 기둥 또는 벽체에 대한 수평타이로서 연속되지

않는 한 각 단부에서 주변타이에 정착되어야 한다.

② 전체 또는 부분적으로, 내부타이는 슬래브에 고르게 분포되거나, 보, 벽체 등 적당한 위치에서 모여 있는 것이 일반적이다. 벽체에서 내부타이는 바닥슬래브의 상단 또는 하단으로부터 0.5 m 이내에 있어야 한다.

③ 각 방향에서 내부타이는 다음의 인장력 F_{tie}에 저항할 수 있어야 한다.

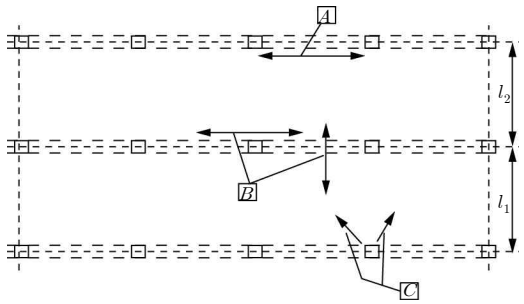
$$F_{tie} = 20\ \mathrm{kN/m} \qquad (4.6\text{-}27)$$

④ 타이가 지간방향을 가로질러 분포될 수 없는 경우에는 횡방향 타이는 보의 길이 방향으로 모이게 된다. 이러한 경우 내부 보 길이방향의 최소인장력은 다음과 같다.

$$F_{tie} = (l_1 + l_2)/2 \cdot 20\ \mathrm{kN/m} \geq 70\ \mathrm{kN} \qquad (4.6\text{-}28)$$

여기서 l_1,l_2는 보의 측면에 대한 슬래브의 지간길이(m)(그림 4.6-22 참조)

⑤ 내부타이는 힘의 전달을 보장하기 위해 주변타이에 연결되어야 한다.



A – 주변타이 B – 내부타이 C – 수평기둥 또는 벽체 타이

그림 4.6－22 사고 상황에 대비한 타이

(4) 기둥 또는 벽체에 연결된 수평타이

① 외측 단부기둥과 벽체는 각 층과 지붕 위치에서 구조물에 대해 수평으로 접합되어야 한다.

② 이 때의 타이는 구조물 전면에 대해 미터(m) 당 $F_{tie} = 20\ \mathrm{kN}$의 인장력에 저항 할 수 있어야한다. 기둥에 대해서는 기둥당 $F_{tie} = 150\ \mathrm{kN}$을 초과할 필요는 없다.

③ 모서리 기둥은 두 방향으로 접합되어야 한다. 이러한 경우 주변타이로 배근된 철근은 수평타이로 사용될 수 있다.

(5) 수직타이

① 일반적으로 연속수직타이는 기둥/벽체 위의 바닥판에 작용하는 사고설계 상황에서도 하중을 지지할 수 있도록 최저부터 최고 높이 까지 전체에 걸쳐 배치해야 한다. 평형조건과 충분한 변형성능이 검증된 경우 다른 해결방법, 예로서 잔류 벽체 부재의 격벽작용(diaphragm action)에 근거한 방법 또는 바닥판의 막작용(membrane action)에 근거한 방법이 사용될 수 있다.

② 보나 플랫슬래브 등 기초가 아닌 다른 부재에 의해 지지되어 있는 기둥 또는 벽체의 설계

에서는 극단하중에 의한 손상을 고려하여야 하며, 하중경로가 적절한 대안으로 제공되어야 한다.

4.6.14.3 타이의 연속성과 정착

(1) 두 수평방향에 대한 타이는 구조물 주위에서 적절하게 연속되고 정착되어야 한다.

(2) 타이는 현장 타설 콘크리트 상단 또는 연결부 내에 전체적으로 배치해야 한다. 타이가 한쪽 면에서 연속되지 않는 곳에서는 편심에 의한 휨작용을 고려해야 한다.

(3) 프리캐스트 부재 사이의 좁은 연결부에서는 일반적으로 타이의 겹침이음을 허용하지 않는다. 이러한 경우에는 기계적 정착을 사용하여야 한다.

4.6.15 건조수축 및 온도 철근

4.6.15.1 일반 사항

일상의 온도 변화에 노출되는 콘크리트 표면 부분과 매스콘크리트에는 건조수축 및 온도변화에 따른 응력에 대한 철근을 배치하여야 한다. 온도철근과 건조수축 철근을 더한 노출면에서의 총 철근량은 다음 절의 규정량 이상이어야 한다.

4.6.15.2 두께 1200 mm 이하인 부재

(1) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강은 철근, 용접철선망 또는 프리스트레싱 긴장재를 사용할 수 있다.

철근이나 용접철선망의 각 방향별 단면적 A_s는 다음 값을 만족하여야 한다.

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y \qquad (4.6\text{-}29)$$

여기서, A_g = 부재의 총 단면적(mm^2)

f_{yd} = 철근의 설계기준항복강도(MPa)

(2) 철근은 단면의 양면에 균등 배치하여야 한다. 그러나 두께가 150 mm 이하인 부재에는 철근을 1열로 배치해도 좋다. 건조수축 및 온도변화에 대한 철근의 간격은 부재두께의 3배 또는 450 mm를 초과하지 않아야 한다. 건조수축 및 온도변화에 대한 보강으로 프리스트레싱 긴장재를 사용할 때에는 손실 발생 후의 유효긴장응력을 기준으로 하며, 검토하는 방향의 전체 단면에 0.75 MPa 이상의 평균 압축응력이 작용할 수 있도록 하여야 한다. 긴장재의 간격은 1,800 mm나 4.5.3.3에 명시된 간격을 초과하지 않아야 한다. 긴장재의 간격이 1,400 mm를 초과하는 경우에는 긴장재가 콘크리트에 부착되어야 한다.

(3) 구조물 벽체와 기초에는 부재의 양면에 양방향으로 간격 300 mm 이하의 철근을 배치하되 다음 값을 초과하는 건조수축 및 온도 철근량을 사용할 필요는 없다.

$$\sum A_b = 0.0015\, A_g \qquad (4.6\text{-}30)$$

4.6.15.3 두께 1,200 mm를 초과하는 부재

(1) 단면의 최소치수가 1200 mm를 초과하는 구조용 매스콘크리트는 D19 이상의 철근을 450 mm 이하의 간격으로 건조수축 및 온도철근을 배치하여야 하며, 다음 식을 만족하는 철근량을 부재의 양면에 양방향으로 균등배치하여야 한다.

$$\Sigma A_b \geq \frac{s\,(2\,d_c + d_b)}{100} \qquad (4.6\text{-}31)$$

여기서, A_b = 최소철근 단면적(mm^2)

s = 철근 간격(mm)

d_c = 부재표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선의 중심까지의 콘크리트 피복두께(mm)

d_b = 철근 또는 철선의 지름(mm)

$(2d_c + d_b)$의 값은 75 mm를 초과해서는 안 된다.

(2) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강에 프리스트레싱 긴장재를 사용하는 경우에는 4.6.14.2에 따라야 한다.

4.7 구조 형식에 따른 추가 규정

4.7.1 프리캐스트 콘크리트 구조물의 일반사항

4.7.1.1 범위

(1) 이 절은 부분 또는 완전 프리캐스트로 만들어진 구조물에 대한 추가 요구조건을 규정한 것이다.

(2) 프리캐스트 콘크리트 구조물 시공 중의 상황은 다음을 포함한다.

① 거푸집 제거
② 보관장소까지 운반
③ 보관(지점과 하중 조건)
④ 현장에 운반
⑤ 가설
⑥ 시공(조립)

4.7.1.2 설계 원칙

(1) 프리캐스트 콘크리트 요소 구조물의 설계 및 상세에는 다음사항을 특별히 고려하여야 한다.

① 제작 과정
② 임시 또는 영구 받침
③ 요소 간의 연결과 이음

(2) 제작과정에서 발생하는 동적효과를 고려하여야 한다. 정밀한 해석을 하지 않는다면 정적효과에 적절한 계수를 곱함으로써 동적효과를 반영할 수 있다.

4.7.1.3 바닥슬래브의 구속 모멘트

(1) 바닥슬래브의 단부 구속 모멘트는 프리캐스트 요소의 연결부 또는 마감부에 배치된 상부철근으로 저항할 수 있다. 이때, 연결부의 수평 전단력은 4.1.2.5에 따라 검토하여야 한다. 상부철근의 길이는 4.6.2.2에 따라야 한다.

(2) 단순지지 슬래브의 단부에는 의도하지 않는 구속 모멘트가 발생될 수 있으므로 이에 따른 모서리 철근을 배치하여야 한다.

4.7.1.4 벽체와 바닥슬래브의 연결

(1) 바닥슬래브 위에 설치되는 벽체에는 연직 하중의 편심 또는 집중에 대비하는 철근을 배치하여야 한다.

(2) 연직 하중이 $0.5\phi_c f_{ck} h$보다 크지 않은 경우, 바닥슬래브에 위에 설치된 벽체 요소에는 보강철근을 배치하지 않아도 좋다. 여기서, h는 벽체 두께이다.

(3) 연직 하중이 $0.5\phi_c f_{ck} h$보다 크고 $0.6\phi_c f_{ck} h$보다 크지 않은 경우, 바닥슬래브 위에 설치된 벽체 요소에는 그림 4.7.1과 같이 지름이 6 mm보다 큰 철근을 h와 200 mm 중 작은 값보다 크지 않은 간격 s로 배치하여야 한다.

(4) 수직 하중이 $0.6\phi_c f_{ck} h$보다 큰 경우, 바닥 슬래브에 위에 설치된 벽체 요소에는 벽체단부에 작용하는 수직 하중의 가능한 편심과 집중에 대한 철근을 배치하여야 한다.

(5) 바닥 슬래브에 대하여는 4.7.1.3에 따라 설계하여야 한다.

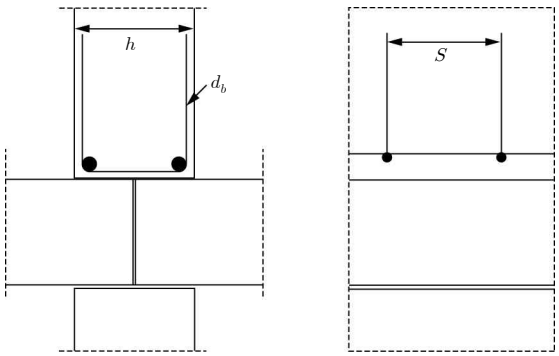


그림 4.7−1 2개의 슬래브 연결부 위 벽체의 철근 배치

4.7.1.5 바닥 시스템

(1) 바닥 시스템의 상세는 전체 구조물의 해석 및 설계 시 적용한 가정과 일치되어야 하며, 프리캐스트 제품 규격을 고려하여야 한다.

(2) 인접 요소 사이에서 횡방향 전단력 발생이 예상되는 경우에는 적절한 전단연결재를 배치하여야 한다.

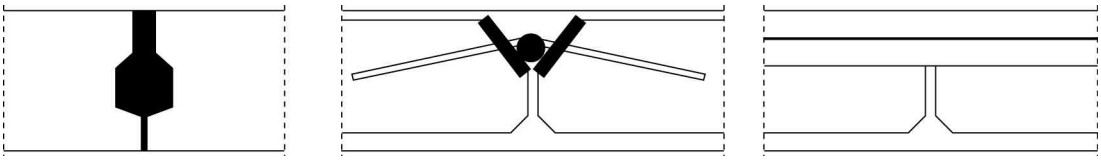
(3) 설계에서 단순 지지상태로 가정한다 하여도 프리캐스트 요소의 가능한 구속 효과를 고려하여야 한다.

(4) 연결부의 전단 전달은 그림 4.7-2와 같이 주로 3가지 방법으로 설계할 수 있다.

(5) 하중의 횡방향 분포는 프리캐스트 요소 사이에서의 가능한 하중 변화를 고려하여 해석 또는 실험에 근거하여 정하여야 한다. 바닥 요소 사이에서의 전단력의 합력은 연결부와 인접부의 요소(예를 들어 바깥쪽 리브와 복부)의 설계에서 고려하여야 한다. 상세한 해석을 하지 않는 경우 등분포하중을 받는 바닥판에서의 횡방향 전단력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$V_u = q_u\, b_e \qquad (4.7\text{-}1)$$

여기서, q_u는 계수하중에 의한 전단 응력이고, b_e는 연결 방향의 길이로서 일반적인 경우 500 mm이다.



(a) 콘크리트 또는 그라우팅 연결 (b) 용접 또는 볼트 연결 (c) 배근된 마감 연결

그림 4.7－2 전단력 전달을 위한 연결부의 예

(6) 프리캐스트 바닥판이 브레이싱 요소에 수평하중을 전달하는 다이아프램으로 작용하는 곳에서는 아래 사항을 고려하여야 한다.

① 다이아프램은 브레이싱 요소와 변형적합조건을 만족하도록 실제적인 구조 모델을 구성하여 해석하여야 한다.

② 수평 변형의 영향은 수평 하중을 전달하는 모든 구조 요소에 대하여 고려하여야 한다.

③ 다이아프램은 해석 모델에서 가정한 인장력에 저항할 수 있어야 한다.

④ 개구부와 연결부의 응력집중은 보강철근의 상세에 반영되어야 한다.

(7) 다이아프램에서 연결을 통한 전단 전달을 위한 횡철근은 구조 모델과 일치하게 타이를 형성하여 지점을 따라 집중배치될 수 있다. 이 철근은 마감피복이 있다면 마감에 배치할 수 있다.

(8) 마감이 적어도 40 mm 이상인 프리캐스트 요소는 연결부의 전단을 4.1.2.5를 따라 검토한다면 합성부재로 설계할 수 있다. 프리캐스트 요소는 합성작용이 유효하기 전과 후의 모든 시공과정에서 검토하여야 한다.

(9) 휨과 다른 하중에 대한 횡방향 철근은 모두 마감 안에 둘 수 있다. 예를 들어 두 방향지지를 가정한다면 상세는 구조 모델과 일치하여야 한다.

(10) 독립 바닥슬래브 요소의 복부에는 보와 같이 전단 철근이 배치되어야 한다.

(11) 연결부를 콘크리트로 채우거나 그라우팅한 슬래브 요소 사이의 다이아프램 작용에서 길이 방향의 전단강도 V_d는 매우 평탄한 면에서는 0.1 MPa로, 보통 평탄하거나 거친 면에서는 0.15 MPa 로 제한된다. 여기서, 표면 상태에 대한 정의는 4.1.2.5를 참조한다.

4.7.1.6 프리캐스트 요소의 연결부와 받침

(1) 연결부에 사용되는 재료는 다음 조건을 만족하여야 한다.
① 구조 수명 동안 안정적이고 내구성이 확보되어야 한다.
② 화학적, 물리적으로 적합하여야 한다.
③ 불리한 화학적 및 물리적 작용에 대해 보호되어야 한다.
④ 구조물의 내화성에 맞는 내화성능을 가져야 한다.

(2) 받침판은 설계조건에 맞는 강도와 강성을 가져야 한다.

(3) 표 4.4-2의 환경조건 E0와 EC1이외의 경우와 환경에 대해 보호되지 않는다면 도금된 금속 체결장치는 방식 재료여야 한다. 검사가 가능하다면 피복된 재료도 사용할 수 있다.

(4) 용접, 담금질 또는 냉간가공을 하기 전에 재료의 적합성을 검토하여야 한다.

(5) 연결부는 설계조건과 일치하는 하중영향에 대하여 구조적으로 필요한 강도와 강성을 충분히 확보할 수 있어야 한다.

(6) 요소의 단부에서 콘크리트의 쪼갬 또는 박리를 방지하기 위하여 다음 사항을 고려하여야 한다.
① 요소 사이의 상대적인 이동
② 허용오차
③ 조립 요구조건
④ 가설의 용이함
⑤ 점검의 용이함

(7) 연결부의 강도와 강성은 해석 또는 실험에 바탕을 두어야 하며, 불완전성을 고려하여야 한다. 실험에 근거한 설계에서는 시험조건에서 불리한 변동을 고려하여야 한다.

(8) 압축력을 전달하는 연결은 다음 조건을 만족하여야 한다.
① 압축 연결에서 전단력은 압축력의 10% 이하이면 무시할 수 있다.
② 모르타르, 콘크리트 또는 폴리머와 같은 부착 재료를 사용하는 연결부에서는 재료가 굳는 동안 콘크리트 표면 사이의 상대 변위는 방지되어야 한다.
③ 부착 재료를 사용하지 않는 연결(건식연결)은 적합한 작업숙련도가 확보될 때만 사용하여야 한다. 평면 사이의 평균 지압응력은 $0.3\phi_c f_{ck}$를 넘지 않아야 한다. 오목한 면을 포함하는 곡선의 건식이음에서는 기하조건을 고려하여 설계하여야 한다.
④ 인접 요소의 횡방향 인장응력을 고려하여야 한다. 이는 그림 4.7-3(a)와 같이 집중 압축력

에 의한 것일 수도 있고, 그림 4.7-3(b)와 같이 무른 접착층의 팽창에 의한 것일 수도 있다. (a)의 경우에 철근은 4.1.5에 따라 산정하고 배치한다. (b)의 경우에는 인접 요소의 표면에 가깝게 배치한다.

⑤ 정밀한 모델이 없다면, (b)의 경우에 철근은 식 (4.7-2)에 따라 계산할 수 있다.

$$A_s = 0.25(t/h)\,N_u/f_{yd} \qquad (4.7\text{-}2)$$

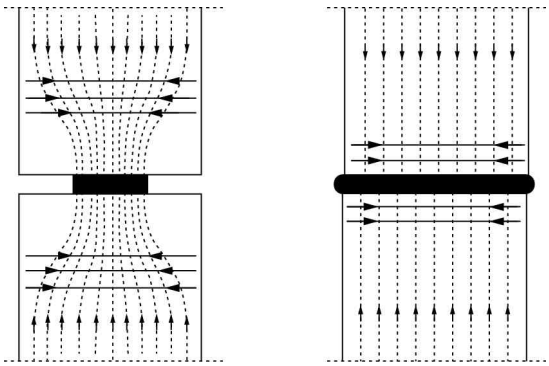
여기서, A_s= 각 표면에서 철근 면적

t= 연결층의 두께

h= 철근방향의 접착층의 치수

N_u= 연결부의 계수압축력

⑥ 압축 연결부의 최대강도는 4.1.6 또는 실험에 의해 결정할 수 있다.



(a) 집중 지압　　(b) 무른 접착층의 팽창

그림 4.7－3 압축연결부의 횡방향 인장 응력

(9) 전단력을 전달하는 연결부에서 두 콘크리트(예를 들어 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트) 사이의 계면에서의 전단력의 전달에 대해서는 4.1.2.5에 따른다.

(10) 휨 또는 인장력을 전달하는 연결부는 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 철근은 연결부를 지나 연속하여 배치되고 인접 요소에 정착하여야 한다.

② 아래 방법을 사용하여 연결할 수 있다.

가. 철근의 겹침이음

나. 루프 철근의 겹침

다. 철근 또는 강판의 용접

라. 프리스트레싱

마. 기계적 장치(나사식 또는 채움식 슬리브 이음)

(11) 내민코 이음은 4.1.5의 스트럿 타이 모델을 이용하여 설계할 수 있다. 이 때 적용 가능한 두 가지 모델을 그림 4.7-4에 나타내었다. 이 두 모델을 조합해서 다른 모델을 구성해도 된다.

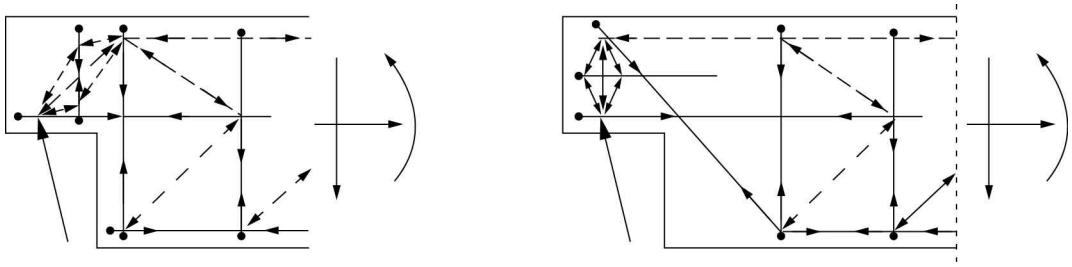


그림 4.7−4 내민코 이음부 철근 상세의 개략 모델

(12) 받침에서 철근 정착을 지지하거나 지지되는 부재의 철근은 각각의 절점에 허용값 이내에서 정착을 확보할 수 있게 그림 4.7-5와 같이 배치하여야 한다. 여기서, 유효 지압길이 a_1은 다음 식으로 정해지는 요소 단부에서 떨어진 거리 d에 따라 결정하여야 한다.

①수평루프 또는 다른 방법으로 단부 정착된 철근

$$d = c + \Delta a_2 \qquad (4.7\text{-}3)$$

②수직으로 굽힌 철근

$$d = c + \Delta a_2 + r \qquad (4.7\text{-}4)$$

여기서, c 는 콘크리트 피복 두께이며, Δa_2는 허용오차로서 정의는 그림 4.7-5 및 그림 4.7-6을 참조한다.

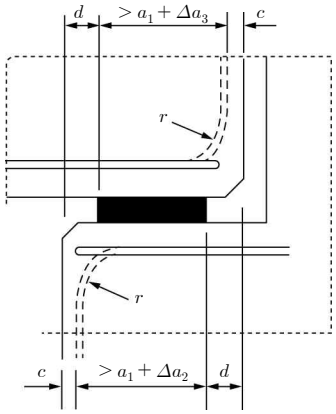


그림 4.7−5 받침부의 철근 상세 예

4.7.1.7 프리캐스트 요소의 받침부 지압판

(1) 받침지압판은 응력제한, 인접부재 보강 및 이동 또는 구속할 수 있는 장치 등에 의해 적절한 기능을 확보하여야 한다.

(2) 이동과 회전을 허용하지 않는 고정받침지압판인 경우에는 크리프, 건조수축, 온도, 정렬오류 등에 의해 유발된 영향을 인접 부재설계에서 고려하여야 한다.

(3) (2)의 영향때문에 지지하거나 지지되는 부재의 횡방향 철근이나 두 부재를 함께 연결하는 연속 철근이 필요하게 된다. 이들은 해당 부재의 주철근의 설계에서도 또한 영향을 미칠 수 있다.

(4) 지압판은 제작과 가설 시의 오차를 고려하여 정확한 위치를 확보할 수 있게 설계되고 상세가 이루어져야 한다.

(5) 프리스트레싱 강재 정착부와 프리스트레싱을 위하여 설치한 오목한 부분의 영향을 고려하여야 한다.

(6) 그림 4.7-6에 보는 바와 같은 단순 받침부의 공칭길이는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^{\,2} + \Delta a_3^{\,2}} \qquad (4.7\text{-}5)$$

여기서, a_1 = 지압응력을 고려한 순 지압판 길이, $a_1 = F_u/(b_1 f_d)$,
이 값은 표 4.7-1의 최솟값보다 작지 않아야 한다.
F_u = 받침점 반력
b_1 = 받침부의 순 폭
f_d = 설계지압강도
a_2 = 지지하는 부재의 바깥쪽 끝에서 받침부 외측까지의 거리(그림 4.7-6과 표 4.7-2 참조)
a_3 = 지지되는 부재의 바깥쪽 끝에서 받침부 외측까지의 거리
Δa_2 = 지지하는 부재사이의 간격에 대한 오차의 허용값
Δa_3 = 지지되는 부재의 길이에 대한 오차 허용값
$\Delta a_3 = l_n/2500$ 여기서 l_n은 부재 길이

특별히 정한 다른 규정이 없다면 다음 값들을 지압강도로 쓴다.

$$f_d = 0.4 f_{cd} \text{ : 건식 연결} \qquad (4.7\text{-}6)$$

$$f_d = f_{bed} \le 0.85 f_{cd} \text{ : 그 외의 모든 경우} \qquad (4.7\text{-}7)$$

여기서, f_{cd}= 지지하거나 지지되는 부재의 가장 낮은 설계강도
f_{bed} = 접착 재료의 설계강도

(7) 만약 모르타르, 네오프렌 또는 유사한 종류의 연결재로 지압력을 균등하게 하는 조치가 취해졌다면 설계 받침 b_1은 받침의 실제폭으로 할 수 있다. 위와 같은 조치를 하지 않고 또한 정밀한 해석을 하지 않는다면 b_1은 600 mm 이하로 취하여야 한다.

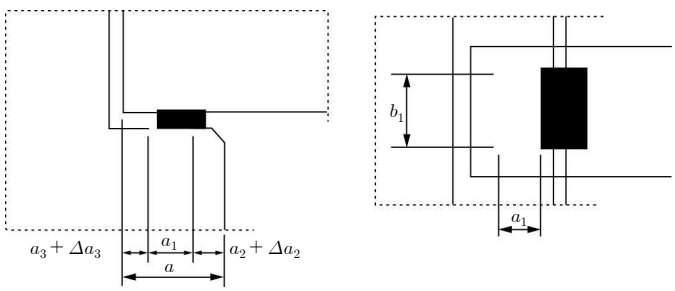


그림 4.7-6 받침의 예

표 4.7-1 a_1의 최솟값 (단위: mm)

상대 지압응력 f_u/f_{cd}	≤ 0.15	0.15~0.4	> 0.4
선지지 (바닥 지붕)	25	30	40
리브 바닥과 도리	55	70	80
집중 지점 (보)	90	110	140

표 4.7-2 지지하는 부재의 바깥쪽 끝으로부터 가정한 길이 a_2 (단위: mm)

지점 재료와 종류	f_u/f_{cd}	≤ 0.15	0.15~0.4	> 0.4
강재	선지지	0	0	10
	집중 지지	5	10	15
철근 및 콘크리트(강도≥30 MPa)	선지지	5	10	15
	집중 지지	10	15	25
무근 콘크리트, 철근 및 콘크리트(강도≤30 MPa)	선지지	10	15	25
	집중 지지	20	25	35
벽돌쌓기 구조	선지지	10	15	(-)
	집중 지지	20	25	(-)

※(-)의 경우는 콘크리트 지지석을 사용한 경우

표 4.7-3 지지되는 부재의 바깥쪽 끝으로부터 가정한 길이 a_3(단위: mm)

철근의 배근 상세	지점	
	선지지	집중 지지
지점을 넘어 연속 철근 배근(구속되어나 안된 경우)	0	0
수평 직선철근을 부재 끝 근처까지 배근	5	15, 단부 피복두께보다 작아서는 안된다.
강선 또는 철근이 부재 끝에 노출된 경우	5	15
수직 루프 철근 배근	15	단부 피복두께 + 굽힘철근의 내부 반경

표 4.7-4 받침면 사이 순간격의 오차에 대한 허용값 Δa_2

지지 재료	Δa_2
강재 또는 프리캐스트 콘크리트	$10 \le l/1200 \le 30$ mm
벽돌쌓기 부재 또는 현장타설 콘크리트	$15 \le l/1200+5 \le 40$ mm

여기서, l은 지간 길이

(8) 파괴 시 다른 하중경로가 없는 독립 부재의 지압판은 다음사항을 추가로 만족시켜야 한다.

① 공칭길이는 비 독립 부재에 비하여 20 mm 더 크게 하여야 한다.

② 받침부에서 지압판의 이동을 허용한다면, 순지압 길이는 가능한 이동거리를 확보하기 위하여 증가시켜야 한다.

③ 부재가 지압판 높이와 다른 높이에 연결되었다면, 순지압 길이 a_1은 연결재 주위로의 회전

가능성을 고려하여 증가시켜야 한다.

4.7.1.8 포켓기초

(1) 콘크리트 포켓기초는 기둥의 수직력, 휨모멘트와 수평 전단력을 지반에 전달할 수 있어야 한다. 포켓은 기둥 아래와 주위에 콘크리트를 제대로 채울 수 있게 충분히 커야 한다.

(2) 표면에 요철을 갖는 포켓

① 요철 또는 전단키가 있는 포켓은 기둥과 일체로 작용하는 것으로 간주할 수 있다.

② 휨모멘트 전달에 의해 수직 인장력이 발생하는 곳에서는 겹침이음된 철근의 분리를 고려한다면, 기둥과 기초의 겹침철근에 대해 세심한 상세가 필요하다. 4.5.5.3에 의한 겹침이음 길이는 적어도 기둥과 기초의 철근 사이의 수평 간격만큼 증가시켜야 한다(그림 4.7-7(a) 참조). 겹침이음에 대해 적절한 수평 철근을 배치하여야 한다.

③ 기둥과 기초 사이의 전단력의 전달이 충분하다면 뚫림전단 설계는 4.1.4에 따라 그림 4.7-7(a)와 같이 일체로 된 기둥/기초에서와 같이 하여야 한다. 그렇지 않으면 뚫림전단은 요철면이 없는 포켓에서와 같이 검토한다.

(3) 요철면이 없는 포켓

① 기둥에서 기초로 힘과 모멘트의 전달은 그림 4.7-7(b)에서와 같이 채움 콘크리트와 이에 따른 마찰력을 통한 압축력 F_1, F_2, F_3로 이루어진다고 가정해도 좋다. 이 모델에서 $l \geq 1.2h$ 이어야 한다.

② 마찰계수 μ는 0.3보다 크게 취해서는 안 된다.

③ 다음에 대해 특별히 고려하여야 한다.

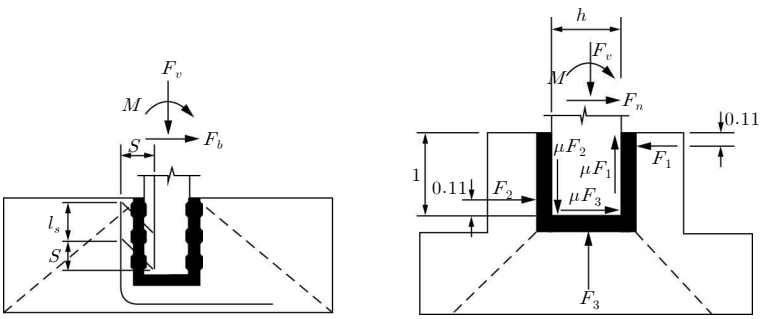
가. 포켓 벽 상부에서 F_1에 대한 배근 상세

나. 측벽을 따라 기초에 F_1의 전달

다. 기둥과 포켓 벽에서의 주철근의 정착

라. 포켓 내에서의 기둥의 전단 저항력

마. 기둥에 작용하는 힘에 의한 기초 슬래브의 뚫림 강도. 그 계산은 프리캐스트 요소 아래에 현장타설 콘크리트가 있는 경우를 고려하여야 한다.



(a) 요철면이 있는 경우 (b) 요철면이 없는 경우

그림 4.7－7 포켓기초

4.7.1.9 결속 구조계

벽체와 바닥 다이아프램처럼 자체 평면 내에 힘을 받는 판요소는 주변 또는 내부 결속재로 구조를 연결하여 붕괴 시 순차적 파괴를 방지할 수 있어야 한다.

4.7.2 거더 교량

4.7.2.1 일반 사항

4.7.2는 현장타설 또는 프리캐스트 공법으로 제작되는 사각형, I형, T형과 π형 단면 형상으로서 닫힌 단면이나 열린 단면형으로 된 보 또는 거더형 상부구조에 적용하여야 한다.

4.7.2.2 프리캐스트 거더 교량

(1) 프리캐스트 콘크리트 거더의 설계는 거푸집 제거, 저장, 운반 및 가설을 포함하는 초기 제작 단계부터 상부 구조체의 완성 단계까지의 모든 하중, 구속 및 불안정 조건을 검토하여야 한다. 운반과 가설은 시공자의 책임하에 수행하여야 한다.

(2) 프리캐스트 콘크리트 거더의 구성 요소 두께는 아래에 규정된 값보다 작아서는 안 된다.
① 상부플랜지: 50 mm
② 복부, 포스트텐션이 아닌 경우: 125 mm
③ 복부, 포스트텐션인 경우: 165 mm
④ 하부플랜지: 125 mm

(3) 현장이 아닌 다른 장소에서 제작된 프리캐스트 부재의 최대 치수와 중량은 지역별 수송제한 규정을 따라야 한다.

(4) 만일 인양장치를 위한 정착구가 설치된 부재의 표면이 완성 후에 보행자의 시야나 부식 물질에 노출될 것으로 예상되는 경우, 인양장치의 매설 위치, 제거 깊이와 그 빈 공간을 메우는 방법을 시공 계약 도서에 명시하여야 한다.

(5) 철근, 연결부, 받침판, 다이아프램에 대한 매입물이나 정착구, 콘크리트 피복두께, 개구부, 그리고 제작과 설치 허용값의 모든 상세가 시공 계약 도서에 명시되어야 한다. 시공계약자가 책임져야 할 프리스트레스용 자재의 선정이나 공사 방법에 대해서는 공사용 상세도를 작성하고 승인을 받아야 한다.

(6) 지연 양생 콘크리트에 있어서는 90일 압축강도가 90일이 지난 후에 일어나는 모든 응력조합에 대하여 사용되어도 좋다. 보통 콘크리트에 대해 지연 양생 콘크리트의 90일 강도는 28일 강도에 1.15를 곱한 값과 같다고 추정하여 사용할 수 있다.

4.7.2.3 현장타설 거더 교량

(1) 현장타설로 시공되는 박스형 거더 및 T형 거더에서 바닥판으로 이용하는 상부플랜지의 두께는

횡방향 프리스트레싱을 위한 정착과 피복두께에 필요한 두께보다 커야 하며, 동시에 복부 또는 복부 헌치 사이의 간격으로 정의되는 인접 거더 사이의 순간격의 1/20보다 작지 않아야 한다.

(2) 현장타설 거더의 하부플랜지 두께는 140 mm보다 커야 하며, 또한 철근콘크리트 거더 사이 순간격의 1/16, 또는 프리스트레스트 거더 사이 순간격의 1/30보다 작지 않아야 한다.

(3) 현장타설 거더의 복부 두께는 전단, 비틀림, 콘크리트 타설과 피복두께에 대한 요구 조건을 만족하도록 결정하여야 한다.

(4) 현장타설 T 형 거더 및 박스형 거더에서 바닥판의 철근은 4.5에 규정된 설계 방법으로 결정하여도 좋다.

(5) 거더 상부플랜지 면적의 0.5%에 해당하는 철근량을 단층 혹은 겹으로 균등하게 거더 지간에 평행하게 하부 슬래브에 배치하여야 한다. 이 철근의 간격은 450 mm 이하이어야 한다.

4.7.3 세그멘탈 공법 교량

4.7.3.1 일반 사항

(1) 여기에 명시한 규정들은 세그멘탈 공법으로 시공되는 콘크리트 교량 상부구조에 대한 일반 규정들을 보완하기 위한 것이다. 따라서 이 절의 규정들은 보통콘크리트로 만든 세그멘탈 공법에만 적용하여야 한다.

(2) 설계시 가정된 시공 방법은 시공 계약 도서에 명시되어야 하며, 또한 구조체나 요소 부재가 자중 및 후속 작용 하중을 지지할 수 있게 되기까지 필요한 임시 지지 구조도 시공 계약 도서에 명시되어야 한다.

4.7.3.2 세그멘탈 공법 교량의 해석

(1) 세그멘탈 공법으로 시공되는 교량의 해석은 KDS 24 10 11(4) 및 KDS 24 10 11(4.1)의 규정과 여기에 명시된 규정을 따라야 한다.

(2) 시공 단계별 해석은 4.7.3.3의 규정에 따른 시공하중 조합, 응력 및 안정성을 검토하여야 한다.

(3) 완성 구조계 해석에서는 내부 변형, 지점 조건 및 시공 과정에서 발생하는 구속 조건의 변화에 의한 간접하중 효과를 검토하여야 한다.

(4) 비부착 포스트텐션 긴장재에 의해서 연결되는 세그먼트 거더의 이음부는 동시에 발생하는 축력, 모멘트 및 전단력에 대해서 검토되어야 한다.

4.7.3.3 세그멘탈 공법 교량의 설계

(1) KDS 24 12 21(4)에서 정의된 하중 외에 아래 (2), (3) 및 (4)에서 규정한 시공하중을 고려하여야 한다.

(2) 부재 단면 치수 및 철근량과 프리스트레스 크기를 결정하기 위해 사용하는 시공하중과 조건은 허용하는 최댓값을 시공 계약 도서에 명시하여야 하며, 다음과 같은 시공하중을 고려하여야 한다.

DC : 지지되는 구조물의 중량

DIFF : 불균형 하중 : 균형캔틸레버공법에서만 발생하는 하중차이로 한쪽 캔틸레버에 작용하는 고정하중의 2 %를 취한다.

DW : 부가 고정하중으로 시공중에는 일반적으로 없는 경우가 많다.

CLL : 시공중 분포 활하중 : 주요 특수가설장비와는 별도로 플랜트, 기계류 등 잡동사니에 의한 것으로 바닥 면적당 480 $\mathrm{N/m^2}$를 취한다. 캔틸레버공법에서 이 하중은 한 쪽에는 480 $\mathrm{N/m^2}$, 반대편은 240 $\mathrm{N/m^2}$ 을 적용한다.

CE : 특수 가설장비 : 이동식 거푸집, 이동식 가설 거더와 윈치, 트러스나 유사한 주요 보조시설, 세그먼트 운반트럭 등의 특수 장비하중과 세그먼트 인양 시 가설장비에 의한 최대하중

IE : 가설장비에 의한 동적하중영향 : 사용할 기계형식에 따라 결정

CLE : 종방향 가설장비 하중영향 : 가설장비에 의한 종방향 하중

U : 세그먼트의 불균형 하중 : 균형을 이루지 못하는 세그먼트 또는 다른 적용 가능한 비정상적 조건에 의한 영향. 원칙적으로 균형캔틸레버공법에 적용되나, 일반 가설 방법이 갖고 있는 주 특징은 아니지만 비정상적 인양 순서가 이용될 경우까지 포함하여 확대되어도 좋다.

WS : KDS 24 12 21(4)의 규정에 따른 구조물에 작용하는 수평 풍하중

WE : 장비에 작용하는 수평 풍하중으로 노출면에 4.8×10^{-3} MPa을 적용

WUP : 캔틸레버에 작용하는 상향 풍하중 : 균형캔틸레버공법을 적용하는 경우 현장조건 혹은 구조물 형상에 대한 별도의 해석이 없는 한 바닥판 면적 당 240 $\mathrm{N/m^2}$을 한 쪽에만 적용

A : 취급하는 프리캐스트 세그먼트의 정적 무게

AI : 프리캐스트 세그먼트 하중의 예기치 못한 이완이나 설치 혹은 기타의 정적 하중의 갑작스런 작용에 의한 동적응답. 하중 *A*의 100 %를 적용

CR : 크리프 영향

SH : 건조수축 영향

T : 온도 영향 : 균일한 온도변화(*TU*)와 상하면의 온도경사(*TG*)에 의한 영향의 합

(3) 휨인장응력과 주인장응력은 표 4.7-5에 주어진 사용하중조합 상태에서 계산하여야 한다. 각각의 허용응력은 원칙적으로 4.2.2의 규정에 따라야 한다. 각각의 가설하중의 분포와 작용은 시공 단계에 부합하면서 가장 불리한 영향을 주는 경우를 선택하여야한다. 시공하중에 의한 콘크리트의 압축응력은 $0.5f_{ck}$를 초과할 수 없다. 여기서 f_{ck}는 하중 재하시의 압축강도이다.

시공하중에 의한 콘크리트의 인장응력은 표 4.7-5에 명시된 값을 초과해서는 안 된다.

(4) 4.2 규정에 의해 산정한 부재의 설계강도는 아래의 시공하중조합에 의한 계수하중 영향보다 작지 않아야 한다.

① 최대 단면력 산정 시

$$\Sigma\gamma Q = 1.1(DC + DIFF) + 1.3CE + A + AI \qquad (4.7\text{-}8)$$

② 최소 단면력 산정 시

$$\Sigma\gamma Q = DC + CE + A + AI \qquad (4.7\text{-}9)$$

(5) 교량의 시공 중 발생하는 온도 영향을 고려하여야 한다. 교량받침과 신축이음장치에 대한 설치 중 온도 변동 폭에 관한 내용이 공사 계약 도서에 명시되어야 한다.

(6) 크리프계수와 건조수축량은 3. 재료의 규정 또는 적절한 시험에 의하여 결정되어야 한다. 응력은 계약 도서에 나타난 시공 계획에 따라 크리프와 건조수축에 의한 구속응력의 재분배에 따라 결정하여야 한다. 최종 프리스트레스를 결정하기 위하여 프리스트레스의 손실량은 계약 도서에 나타난 시공 계획에 따라 계산하여야 한다.

(7) 총 손실량 개념에 의한 프리스트레스 손실량의 간략 산정은 오직 예비설계의 목적으로만 사용될 수 있다. 예비설계 이외의 모든 설계 검토를 할 경우 프리스트레스 손실량은 계약서에 제시된 시간 경과에 연관된 시공법과 공정을 감안하여 4.1에 규정된 방법으로 산정하여야 한다.

표 4.7−5 시공하중조합의 하중계수 및 허용인장응력

하중조합	하중계수															허용 인장응력한계				주
	고정하중			활하중			풍하중			기타 하중					토압	휨인장응력		주인장응력		
	DC	$DIFF$	U	CL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH EV ES	기타하중 제외	기타하중 포함	기타하중 제외	기타하중 포함	
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f_{ck}}$	$0.58\sqrt{f_{ck}}$	$0.30\sqrt{f_{ck}}$	$0.33\sqrt{f_{ck}}$	
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f_{ck}}$	$0.58\sqrt{f_{ck}}$	$0.30\sqrt{f_{ck}}$	$0.33\sqrt{f_{ck}}$	
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f_{ck}}$	$0.58\sqrt{f_{ck}}$	$0.30\sqrt{f_{ck}}$	$0.33\sqrt{f_{ck}}$	
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f_{ck}}$	$0.58\sqrt{f_{ck}}$	$0.30\sqrt{f_{ck}}$	$0.33\sqrt{f_{ck}}$	1
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f_{ck}}$	$0.58\sqrt{f_{ck}}$	$0.30\sqrt{f_{ck}}$	$0.33\sqrt{f_{ck}}$	2
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f_{ck}}$	$0.58\sqrt{f_{ck}}$	$0.30\sqrt{f_{ck}}$	$0.33\sqrt{f_{ck}}$	3

주 1) 장비가 작동하지 않는 경우
주 2) 정상적인 가설의 경우
주 3) 장비가 이동하는 경우

(8) 내부 긴장재로 설계된 상부구조에는 시공 중 또는 준공 후에 예상치 못한 프리스트레스 손실과 고정하중 증가에 대한 보정과 균열 및 처짐 제어를 위해 프리스트레스를 추가할 수 있는 예비 덕트와 정착구를 두어야 한다. 이러한 예비 장치가 필요한 곳에는 아래에서 정한 요구조건들이 만족되어야 한다.

① 내부 긴장재를 가진 교량에서, 교량 중심선을 따라 대칭으로 위치한 정·부모멘트용 긴장재를 위한 예비 정착구와 덕트의 용량은 당초 시공시의 포스트텐션 힘을 증가 시킬 수 있도록 설치하여야 한다. 정·부모멘트용 정착구와 덕트 설치시 고려되는 예비 긴장력의 총량은 정·부모멘트용 각각의 총 포스트텐션 힘의 크기의 5%보다 작지 않아야 한다. 예비 프리스트레싱을 위한 정착구는 교량의 길이를 따라 3개의 세그먼트 간격으로 일정하게 분포되어야 한다.

② 복부마다 최소한 한 개의 속이 빈 덕트가 있어야 한다. 연속교의 경우 예비 정모멘트용 덕트와 정착구는 교각 지점의 어느 한 편으로 경간 길이의 25% 내에는 사용할 필요가 없다.

③ 포스트텐션 힘의 조정을 위해 사용되지 않는 예비 덕트는 지간 내 다른 덕트들과 동시에 그라우팅하여야 한다.

④ 교량 중심선에 대칭인 상자박스형 단면 내부에 부식방지된 비부착 외부 긴장재를 차후에 추가 설치하기 위한 통로, 정착구 설치, 통과 구멍 및 방향변환 블록에 대한 규정이 제정되어야 한다. 이때의 추가 포스트텐셔닝 힘은 정·부모멘트용 포스트텐셔닝 힘의 10% 이상이어야 한다.

(9) 공사 계약 도서에는 설계 내용을 구현할 수 있는 한 가지 시공 방법에 관한 기술이 포함되어야 하며, 설계도면은 이 도로교설계기준이 정하는 규정에 따라 상세하게 작성되어야 한다.

(10) 상자박스형 거더의 단면 치수는 아래에서 정한 값을 만족하여야 한다.

① 상부 및 하부플랜지의 두께는 다음에서 정한 값보다도 작아서는 안 된다.

가. 복부 또는 헌치 사이 순간격의 1/30. 플랜지의 두께가 이 치수보다 작을 경우에는 복부 순간격과 같은 간격으로 횡방향 리브를 배치하여야 한다.

나. 횡방향 프리스트레스를 도입한 경우 상부플랜지의 두께는 정착구 영역에서는 225 mm 이상이어야 하며, 정착구 이외의 영역에서는 200 mm 이상이어야 한다.

② 복부 또는 헌치 사이의 순간격이 4,500 mm 이상인 곳에는 횡방향 프리스트레스를 도입하여야 한다. 횡방향 프리텐션에 사용되는 강연선의 지름은 12.7 mm 이하이어야 한다.

③ 여기에 명시되어 있는 사항을 제외하고는 다음의 최솟값을 적용하여야 한다.

가. 종방향 또는 수직방향의 포스트텐션 긴장재를 사용하지 않은 복부: 200 mm

나. 종방향 또는 수직방향의 포스트텐션 중 하나의 긴장재만을 사용한 복부: 300 mm

다. 종방향과 수직방향의 포스트텐션 긴장재를 모두 사용한 복부: 375 mm

다만, 리브가 설치된 복부의 최소 두께는 175 mm를 취하여도 좋다.

④ 내민 상부플랜지 길이는 복부 사이 간격의 0.45배를 초과하지 않도록 하여야 한다.

⑤ 상자박스형 단면 거더의 전체 단면 치수는 총 단면2차모멘트와 할선탄성계수를 사용하여 구한 충격을 포함한 활하중 처짐이 지간의 1/1,000 이하로 되는 단면 치수보다 작지 않아야 한다. 이 경우 활하중은 KDS 24 12 21(4.3.1.1)에 명시된 바와 같이 전차선에 재하하고, 재하차선 수에 대한 보정계수를 적용하여 구한 처짐이어야 한다.

(11) 세그멘탈 공법으로 시공된 교량에서 동결융해와 제빙염에 노출된 모든 바닥판은 추가적인 덧씌움층을 설치하여야 한다.

(12) 상부구조와 기둥이 모멘트 저항구조로 연결된 세그먼트 상부구조는 4.7.3.4에 따라 기둥으로부터 소성 힌지력을 고려하여 설계하여야 한다.

4.7.3.4 세그멘탈 공법 교량의 이음부 설계

(1) 세그먼트를 조립하여 시공되는 상부구조는 콘크리트 타설 방법과 사용될 가설공법에 기초하여 아래의 규정을 만족시켜야 한다.

(2) 프리캐스트 콘크리트 세그먼트의 압축강도는 거푸집 제거 이전에 17 MPa 이상이어야 하며, 상부구조체로 조립되기 이전에는 21 ℃에서 14일간 양생된 것과 동일한 성숙도를 가져야 한다.

(3) 사전 제작된 각 세그먼트 간의 연결은 현장타설 폐합식 이음 또는 블록 연결식 이음이어야 한다. 내부 포스트텐션 긴장재를 사용하는 세그멘탈 교량과 동결온도 이하 혹은 제빙제를 사용하는 지역의 교량은 블록 연결식 이음을 적용하여야 한다. 임시적 프리스트레싱 이음에서는 접착 에폭시는 경화될 때까지 최소 0.2 MPa의 압축응력과 0.3 MPa의 평균 응력이 전이음면에 작용되도록 긴장하여야 한다.

(4) 현장타설 세그먼트 간의 이음면은 의도적으로 거칠게 하여 골재를 노출시키거나 전단키를 설치하여야 한다. 현장타설 폐합식 이음부의 폭은 긴장재 덕트의 연결을 허용할 수 있어야 한다.

4.7.3.5 캔틸레버공법 교량

(1) 이 규정은 프리캐스트와 현장타설 캔틸레버공법에 모두 적용하여야 한다.

(2) 종방향 긴장재는 복부, 슬래브 또는 이로부터 연장시킨 돌출부에 정착시킬 수 있으며, 최소 2개의 종방향 긴장재가 각 세그먼트에 정착되어야 한다.

(3) 캔틸레버 부분은 가설 중의 전도에 관해 검토되어야 한다. 전도에 대한 안전율은 4.7.3.3(3)에 명시된 어떠한 하중조합에 대하여도 1.5보다 작아서는 안 된다. 만일, 분석이나 기상학적 기록에 의해 더 나은 예상 풍속이 추정되지 않는다면 가설 중 안정성 해석을 위한 최소 풍속은 25 m/sec로 하여야 한다.

(4) 연속 긴장재는 이론적으로 프리스트레스가 요구되는 지점에서 최소한 세그먼트 하나의 여유를 두고 정착하여야 한다.

(5) 각 세그먼트 길이는 도면에 표시되어야 하며 시공자에 의해 제안된 변경사항은 시공법의 재분석과 최종 응력 계산에 의해 확인되어야 하며, 응력을 계산할 때 가정한 이동식 거푸집의 중량을 명시하여야 한다.

4.7.3.6 경간진행공법 교량

(1) 경간진행공법의 설계에서는 시공이 진행됨에 따라 구조계의 변화로 인해 누적되는 시공 응력에 대한 대처 방안이 마련되어야 한다.

(2) 구조계의 변화로 인한 응력, 특히 한 구조계에 하중이 작용하고 다른 구조계에서 하중이 제거될 때의 효과 등을 검토하여야 한다.

(3) 크리프의 비율과 크기에 있어서 가능한 변화폭에 대한 허용범위가 설정되어야 한다.

4.7.3.7 연속압출공법 교량

(1) 부착된 철근과 내부 긴장재를 가진 거더의 모든 압출 단계에서의 응력은 4.3.2에 명시된 제한값을 초과해서는 안된다.

(2) 압출 도중 하부구조에 작용하는 마찰력에 저항하고, 구조물이 어떤 경사를 가지고 아래로 압출될 경우 상부구조를 구속하기 위한 대책을 마련하여야 한다.

(3) 가장 불리한 경우의 마찰력을 결정하기 위하여 압축 받침판의 마찰계수를 0에서 0.04까지 변하는 것으로 가정하고 불리한 계수를 적용한다.

(4) 다음과 같은 허용 시공오차로 인한 영향은 중력하중에 의한 하중영향에 중첩하여야 한다.
① 인접한 두 받침판 사이에서 종방향으로: 5 mm
② 인접한 두 받침판 사이에서 횡방향으로: 2.5 mm
③ 조립장과 압출 장비 사이에 종방향과 횡방향으로: 2.5 mm
④ 복부의 바깥면에 횡방향 편차: 2.5 mm

(5) 압출용 받침판의 측면 가이드에 작용하는 수평력은 수직반력의 1%보다 작게 취해서는 안 된다.

(6) 시공 중의 응력에 관해서 시공오차에 의한 하중영향의 1/2과 4.7.3.3에 따른 온도에 의한 하중영향의 1/2이 중력하중에 의한 하중영향에 합산되어야 한다. 조합된 모멘트에 의해 콘크리트에 발생하는 인장응력은 $0.58\sqrt{f_{ck}}$를 초과하면 안 된다.

(7) 교각과 상부구조 다이아프램은 모든 압출 단계에서 상부구조를 긴장 할 수 있고 영구 받침을 설치할 수 있도록 설계되어야 한다. 압출 중의 마찰력은 하부구조 설계시 반영하여야 한다. 압출 도중에 복부 바닥면에 발생하는 국부응력이 검토되어야 한다. 또한 다음과 같은 요구조건이 만족되어야 한다.
① 압출판은 복부 바깥면으로 75 mm 이상 떨어져서 설치되어야 한다.

② 바닥면과 포스트텐션 덕트 사이의 콘크리트 피복두께는 150 mm보다 커야 한다.

③ 복부와 바닥면 모서리에서의 지압력을 검토하여야 하며, 그라우트되지 않은 덕트의 영향과 복부와 바닥슬래브 중심선의 교차점과 받침판 중심선 사이의 편심도 고려하여야 한다.

(8) 압출에 필요한 직선 긴장재는 상자박스형 거더인 경우 상하부 슬래브에, T형 단면인 경우 복부의 아래 1/3 지점에 설치된다. 한 시공이음부에서 50% 이상의 긴장재가 연결되어서는 안된다. 직선 긴장재의 정착과 위치는 긴장시의 콘크리트 강도에 맞추어 설계되어야 한다.

(9) 시공 이음면에는 전단키를 두거나, 최소 6 mm의 조도높이를 가진 거친면을 둔다. 이음부에 있는 모든 콘크리트면에는 부착된 철근을 종・횡 방향으로 이음면의 한 쪽으로 2.1 m의 길이에 걸쳐 설치하여야 한다. 최소철근량은 D16 철근을 125 mm 간격으로 배치한 것과 동등한 것이라야 한다.

(10) 압출을 위한 시공 장비에 관한 설계 내용을 계약 도서에 명시하여야 한다.

(11) 복부의 외측과 활동면의 아래의 거푸집은 닳지 않고 충분한 강성을 갖추어 타설 중 변형이 2 mm를 초과하지 않도록 하여야 한다.

4.7.3.8 세그멘탈 공법 교량의 하부구조

(1) 교각과 교대는 4.2 및 4.4의 규정과 이 절 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 계약 도서에 명시되어 있는 시공 방법에 의해 교각과 교대에 작용하는 가설하중, 모멘트, 전단력을 고려하여야 한다. 필요에 따라 보조 지지대와 브레이싱을 설치하여야 한다.

(3) 가설 중 하부구조에 유발되는 인장응력은 표 4.7-5에 주어진 시공하중 조합 중에서 합당한 조합에 대하여 계산하여야 한다.

(4) 중공 박스형 단면 프리캐스트 세그먼트의 조합으로 만든 교각에서 세그먼트 간의 이음면을 지나는 종방향철근의 최소량은 건조수축과 온도에 관한 철근 규정을 만족하여야 한다.

4.7.4 아치 교량

4.7.4.1 일반 사항

(1) 아치의 형상은 고정하중과 활하중의 조합 영향에 의해 휨모멘트가 최소로 유발되도록 선정하여야 한다.

4.7.4.2 아치 리브

(1) 아치 리브의 면내 안정성은 리브에 작용하는 조합하중, 적합한 탄성계수 및 단면2차모멘트를 사용하여 검토하여야 한다. 좌굴에 대한 유효길이는 정확한 해석에 의하지 않는 한 아치 지간 길이의 1/2 값에 KDS 24 10 11(4.5.3.2)에 명시된 계수를 곱하여 산정할 수 있다.

(2) 아치 리브를 해석할 때 KDS 24 10 11(4.5.3.3)의 규정을 적용할 수 있다. 이 경우에는 근사 단면2차모멘트 수정에 필요한 할선탄성계수는 $0.40 f_{ck}$의 강도에 기초하여 3. 재료의 규정에 따라 산정하여야 한다.

(3) 아치 리브는 압축 부재로서 철근이 배치되어야 한다. 콘크리트 총 단면적의 1%에 해당하는 최소 철근량을 리브 단면에 대하여 고르게 분포시켜야 한다. 또한, 기둥 부재에서 요구되는 횡방향 구속철근을 배치하여야 한다.

(4) 높이 7.5 m 이상이며 내부가 빈 테두리 벽체는 부벽이나 다이아프램으로 브레이싱하여야 한다. 테두리 벽체에는 신축이음을 설치하여야 하며, 이음부의 간격에 따라 온도철근을 배치하여야 한다. 테두리 벽체는 아치 시점부에서 연결되어야 하며, 벽체를 채울 때는 효과적인 배수를 고려하여야 한다.

4.7.5 슬래브교

4.7.5.1 현장타설 슬래브 상부구조

(1) 종방향으로 철근이나 프리스트레스로 보강되고 현장타설된 슬래브는 교량으로 사용할 수 있다.

(2) 활하중 분포는 정밀한 해석이나 KDS 24 10 11(4.6.2)에서 명시된 방법에 의해 결정할 수 있다. KDS 24 10 11(4.6.2)에 따른 모멘트에 대해 설계된 슬래브나 슬래브교는 전단에 대해 안전한 것으로 간주하여도 좋다.

(3) 암거의 상판과 교량 바닥판을 제외하고, 슬래브 위의 채움 토사의 두께가 600 mm 이상인 모든 슬래브의 아래 면에는 횡방향 배력철근을 배치하여야 한다. 아래 면 횡방향 철근량은 2차원 해석에 의해 결정하든지 또는 정모멘트에 요구되는 주철근량의 비로 취할 수 있으며 그 비는 다음과 같다.

① 철근콘크리트 슬래브

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\% \qquad (4.7\text{-}10)$$

② 프리스트레스트 슬래브

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\% \qquad (4.7\text{-}11)$$

여기서, L = 경간길이(mm)

f_{pe}= 손실 발생 후 프리스트레스 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

(4) 슬래브 상면에는 횡방향 건조수축 및 온도 철근을 배치하여야 한다.

4.7.5.2 현장타설 속빈 슬래브교

(1) 현장타설로 시공되는 속빈 슬래브는 종방향과 횡방향 양쪽으로 포스트텐션하여도 좋다.

(2) 속빈 부위가 원형 중공일 경우, 중공의 중심간 간격은 슬래브의 전체 높이보다 작지 않아야 하며, 중공의 중심선에서 슬래브 외면에 수직으로 취한 콘크리트의 최소두께는 140 mm보다 작지 않아야 한다.
중공이 사각형일 경우, 중공의 횡방향 폭은 중공 높이의 1.5배를 초과해서는 안 되며, 중공 사이의 복부 두께는 바닥판 전체 높이의 20%보다 작지 않아야 하고, 중공 위의 콘크리트 최소두께는 175 mm보다 작지 않아야 한다.

(3) 하부플랜지의 두께는 4.7.2.1의 규정을 만족하여야 한다.

(4) 중공이 위에서 규정한 치수 조건을 만족하고, 중공면적비가 40% 이하일 경우 상부구조는 KDS 24 10 11(4.6.2.3)의 규정이나 등방성판에 대한 2차원 해석 방법을 사용하여 슬래브로 해석할 수 있다.
중공면적비가 40% 이상일 경우 슬래브는 다중구조로 취급하여야 하며, KDS 24 10 11(4.6.2.2)에 명시된 일체로 된 다연박스, 직교 이방성판, 또는 3차원 연속체 구조형식으로 해석하여야 한다.

(5) 기둥을 상부구조와 일체로 된 뼈대 구조로 할 수도 있고, 연속 상부구조의 내측 교각 위에 한 개 이상의 교량 받침을 사용할 수도 있다. 외측 교대에는 최소한 2개 이상의 교량 받침을 사용하여야 한다. 상부구조의 횡방향 회전각은 사용한계상태에서 0.005를 초과해서는 안 된다.

(6) 지간의 단부에는 지간 길이의 5% 이상이고 최소길이 900 mm인 속찬 단면부가 설치되어야 한다. 정밀한 해석을 하지 않을 경우, 바닥판의 속찬 단면부는 하중을 교량 받침과 포스트텐션 정착부에 대해 분산시키는 횡방향보로 보고 해석하여도 좋다.

(7) 강재 중공 거푸집으로 만든 원형 중공 위의 슬래브 상부는 횡방향으로 포스트텐션하여야 한다. 가장 얇은 두께의 콘크리트에서는 손실 후 평균압축 프리스트레스가 3.5 MPa보다 작지 않아야 한다. 횡방향으로 프리스트레싱한 경우에는 원형 중공 위의 콘크리트에 철근을 추가로 배치할 필요가 없다.

(8) 속빈 슬래브의 바닥에는 횡방향 건조수축 및 온도철근을 배치하여야 한다.

(9) 내측 교각부에서 압축응력을 받고 있는 단면 부분은 수평 기둥으로 보고 이에 상응하게 철근을 배치하여도 좋다.

(10) 중공 내의 배수를 위한 적절한 시설을 설치하여야 한다.

4.7.5.3 프리캐스트 슬래브교

(1) 프리캐스트 콘크리트 판 요소를 종방향으로 서로 인접 배치하고 횡방향으로 함께 연결시켜 슬래브 구조계를 만들 수 있다. 프리캐스트 콘크리트 판 요소는 활하중에만 저항할 수 있도록 또는 고정하중과 활하중 모두에 저항하도록 제작하여 연속화하여도 좋다.

(2) 구조용 콘크리트 덧씌우기를 하지 않는 곳에서는, 콘크리트의 최소 두께는 원형 속빈부재의 중공 상부에서 140 mm, 다른 형태 속빈 부재의 중공 상부에서 175 mm이어야 한다.

(3) 종방향 프리캐스트 부재는 높이 175 mm보다 작지 않은 전단키에 의해 횡방향으로 서로 연결되어도 좋다. 종방향 전단전달이음은 해석 목적상 힌지로 모델링되어야 한다. 이음부는 24시간 경과 후 35 MPa의 최소 압축강도를 갖는 무수축 그라우트로 채워져야 한다.

(4) 종방향 프리캐스트 부재는 횡방향 포스트텐셔닝, 현장타설 폐합이음, 구조용 덧씌우기 또는 이러한 것들의 조합으로 연결할 수 있다.

(5) 전단-휨 전달이음으로 된 바닥판은 연속판으로 모델링하여야 한다.

(6) 횡방향 포스트텐션 긴장재는 종방향으로 균등하게 분포시켜야 한다. 포스트텐션 덕트의 이음을 용이하게 하기 위해 돌출 블록을 사용하여도 좋다. 이음부의 압축깊이는 175 mm보다 작지 않아야 하며, 모든 손실 후의 프리스트레스는 1.7 MPa보다 작아서는 안 된다.

(7) 프리캐스트 콘크리트 휨부재 사이의 종방향 시공이음은 24시간 내에 35 MPa의 압축강도를 갖는 무수축 모르터로 채워진 키로 구성되어야 한다. 키의 깊이는 165 mm 이상 확보되어야 한다.

(8) 현장타설 폐합이음부의 콘크리트는 프리캐스트 부재의 강도와 동등한 강도를 가져야 한다. 종방향 이음부의 폭은 이음부 내의 철근 정착이 가능하도록 충분히 커야 하며 이음부 폭은 어떤 경우라도 300 mm보다 작아서는 안 된다.

(9) 하중의 분배 성능을 향상하기 위한 목적의 구조용 덧씌우기 콘크리트의 두께는 115 mm보다 작아서는 안 된다. 직교 철근망을 4.4의 규정에 충족되도록 배치하여야 한다. 이 때, 프리캐스트 부재의 상면은 거칠게 하여야 한다.

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	엔비코컨설턴트	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

콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)

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

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 14 21 : 2016

콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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

KDS 24 14 30 : 2016

강교 설계기준 (허용응력설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 강교설계기준에 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 샤르피 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 14 30 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 14 30 : 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 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 용어의 정의 ····· 1

1.3 하중 ····· 2

1.4 참고기준 ····· 3

2. 조사 및 계획 ····· 4

3. 재료 ····· 4

3.1 일반내용 ····· 4

3.2 구조용 강재 ····· 5

3.3 연결용 재료 ····· 12

3.4 받침용 재료 ····· 14

3.5 재료의 특성치 ····· 14

4. 설계 ····· 15

4.1 설계일반 ····· 15

4.2 허용응력 ····· 19

4.3 부재에 관한 일반사항 ····· 36

4.4 판요소의 폭-두께비와 보강재 ····· 43

4.5 바닥틀과 바닥판 ····· 55

4.6 연결 ····· 61

4.7 브레이싱 및 다이아프램 ····· 73

4.8 플레이트거더 ····· 75

4.9 합성거더교 ····· 82

4.10 트러스 ····· 93

4.11 아치 ····· 98

4.12 라멘구조 ····· 103

4.13 인성요구조건 ····· 113

강교 설계기준(허용응력설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 일반철도와 고속철도의 강교 및 강합성교 교량설계에 대한 일반적인 기준을 규정하는 것이다.

1.2 용어의 정의

- 강축: 부재의 단면상에서 휨에 대하여 강한 축
- 고정하중 합성: 현장타설 바닥판의 중량을 합성 작용의 상태에서 받도록 하는 방법
- 교량거더 간격: 주거더 중심 사이의 거리
- 그루브용접: 용접되는 모재사이에 용착금속을 채워 넣는 용접
- 니브레이스: 수평재와 수직재가 만드는 우각부를 보강하기 위해 설치하는 사재. 귀잡이라고도 함.
- 다이아프램: 박스거더 단면 등의 폐단면 부재 형상을 유지하기 위하여 내부에 부재축에 직각으로 배치하는 판. 휨을 받는 박스거더 부재의 좌굴현상을 방지하고, 비틀림에 대하여 단면형상을 유지하기 위하여 설치됨
- 맞대기 이음: 둘 이상의 모재의 단과 단을 거의 동일한 평면 내에서 맞붙여서 접합하는 이음
- 모재: 절단, 용접 등에 의해 가공되는 구조의 본체가 되는 재료
- 목두께: 필릿용접의 유효단면두께
- 바닥판의 유효폭: 합성단면으로서 계산할 수 있는 바닥판의 폭
- 볼트의 선간거리: 볼트 인접선간의 거리 또는 L형 등 형강의 배면으로부터 첫 번째 볼트 중심선까지의 거리
- 볼트의 순간격: 인접한 볼트구멍 가장자리 간의 거리
- 볼트의 순연단거리: 부재 끝에서 볼트구멍 가장자리까지의 거리
- 볼트의 연단거리: 볼트의 중심으로부터 부재의 연단까지의 거리
- 볼트의 피치: 힘의 작용선 방향으로 잰 볼트구멍 중심 간의 거리
- 붕괴유발부재: 해당부재의 파괴가 교량의 붕괴를 초래하거나 교량의 설계기능을 발휘할 수 없도록 하는 인장부재, 인장압축 교번부재 또는 강교의 인장요소

- 비드: 1회의 패스에 의해 만들어진 용접금속
- 상세범주: 피로 분석 시 허용피로응력 범위 결정의 기준이 되는 연결부의 등급
- 세장비: 부재의 좌굴길이를 부재의 단면이차반경으로 나눈 값
- 스캘럽: 용접선의 교차를 피하기 위하여 한쪽의 부재에 설치한 홈
- 스터드: 강재 주거더와 콘크리트 슬래브와의 전단연결재로서 머리부와 줄기로 이루어짐
- 스터드용접: 볼트, 환봉 등의 선단과 모재사이에 아크를 발생시켜 용융풀에 눌러 붙이는 용접
- 약축: 부재의 단면상에서 휨에 대하여 약한 축.
- 연속구조: 인접한 최소 두 경간에서 모멘트가 자유롭게 전달되는 주부재의 거더 또는 트러스 구조
- 용접부: 용착금속 및 열영향부를 포함한 부분의 총칭
- 전단연결재: 바닥판과 강거더가 합성 작용하도록 강거더에 붙인 것
- 전단지연 : 큰 폭의 플랜지를 갖는 부재가 휨을 받을 때, 플랜지의 수직응력이 일정하게 분포되지 않고 복부판의 접합부에서 크게 되는 현상
- 캔틸레버구조: 한 경간 내에서만 모멘트가 자유롭게 전달되는 주부재의 거더 또는 트러스로써 최소 한 지점을 통과하여 인접경간으로 내밀고 있어서 모멘트가 인접경간으로 자유롭게 전달되지 못하는 구조
- 트러스 : 여러 개의 직선부재로 구성된 골조구조로서, 구조역학상 부재끼리 결합하는 점(격점)은 부재 양끝이 자유롭게 회전하도록 결합되어있는 구조
- 플레이트거더: 상・하부플랜지와 복부판으로 구성된 I-단면 형상의 거더로서 압연 I형강과 용접 I형 플레이트거더가 주로 사용되며, 박판으로 이루어진 π형 단면 및 박스형 단면의 거더도 넓은 의미로 이에 포함됨.
- 필릿용접: 겹친 이음, T 이음, +자이음, 각이음 등에 있어서 교차하는 두 모재의 우각부를 용접하는 삼각형상의 단면을 갖는 용접
- 합성거더: 철근 콘크리트 바닥판과 강거더가 일체로 되어 작용하도록 이들을 적절한 전단연결재에 의하여 합성한 구조를 가진 거더
- 활하중 합성: 강거더의 자중 및 바닥판의 중량은 강거더가 받고 활하중 및 일부의 고정하중을 합성작용의 상태에서 받도록 하는 방법

1.3 하중

하중 및 하중조합은 KDS 24 12 10과 KDS 24 12 20을 따른다.

1.4 참고기준

- KDS 14 20 00 콘크리트 설계기준
- KDS 47 10 00 철도노반설계
- KS B 1002 6각볼트
- KS B 1010 마찰접합용 고장력 6각볼트 6각너트평와셔의 세트
- KS B 1012 6각너트 및 6각 낮은너트
- KS B 2819 구조물용 토크-전단형 고장력볼트, 6각너트, 평와셔의 세트
- KS B 0810 금속재료 충격 시험 방법
- KS B 0845 강용접 이음부의 방사선 투과 시험방법
- KS B 0896 강 용접부의 초음파 탐상시험방법
- KS D 3503 일반구조용 압연강재
- KS D 3504 철근콘크리트용 봉강
- KS D 3505 PC강봉
- KS D 3509 피아노 선재
- KS D 3515 용접구조용 압연강재
- KS D 3529 용접구조용 내후성 열간 압연강재
- KS D 3559 경강선재
- KS D 3566 일반구조용 탄소강관
- KS D 3698 냉간압연 스테인리스 강판 및 강대
- KS D 3710 탄소강 단강품
- KS D 3752 기계구조용 탄소강재
- KS D 3858냉간성형 강널말뚝
- KS D 3868 교량구조용 압연강재
- KS D 4101 탄소강 주강품
- KS D 4102 구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품
- KS D 4106 용접구조용 주강품
- KS D 4301 회주철품
- KS D 4302 구상흑연 주철품
- KS D 7002 PC강선 및 PC강연선
- KS D 7004 연강용 피복 아크 용접봉
- KS D 7006 고장력강용 피복 아크 용접봉
- KS D 7101 내후성강용 피복 아크 용접봉
- KS D 7106 내후성강용 탄산가스 아크 용접 솔리드 와이어
- KS D 7109 내후성강용 탄산가스 아크 용접 플럭스 충전 와이어
- KS F 4420교량지지용 탄성받침

- KS F 4424 교량지지용 포트받침
- KS F 4602 기초용 강관말뚝
- KS F 4603 H 형강 말뚝
- KS F 4605 강관 시트파일
- KS M 6617 방진고무용 고무재료

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 일반내용

(1) 강철도교에 일반적으로 사용되는 재료는 구조용 강재, 연결용 강재, 받침용 재료가 있으며 이들 재료는 특별한 것을 제외하고는 한국산업규격(KS)에 규정된 것을 사용한다.

(2) 기술의 진보에 따라 새로운 재료를 적용할 때는 타당한 근거를 가지고 사용한다. KS 규격은 표 3.1-1과 같다.

표 3.1−1 한국산업규격(KS)번호 및 규격명

규격번호	규격명	규격번호	규격명
KS B 1002	6각볼트	KS D 4106	용접구조용 주강품
KS B 1010	마찰접합용 고장력 6각볼트 6각너트평와셔의 세트	KS D 4301	회주철품
		KS D 4302	구상흑연 주철품
KS B 1012	6각너트 및 6각 낮은너트	KS D 7002	PC강선 및 PC강연선
KS B 2819	구조물용 토크-전단형 고장력볼트, 6각너트, 평와셔의 세트	KS D 7004	연강용 피복 아크 용접봉
		KS D 7006	고장력강용 피복 아크 용접봉
KS D 3503	일반구조용 압연강재	KS D 7101	내후성강용 피복 아크 용접봉
KS D 3504	철근콘크리트용 봉강	KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크 용접 솔리드 와이어
KS D 3505	PC강봉		
KS D 3509	피아노 선재	KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크 용접 플럭스 충전 와이어
KS D 3515	용접구조용 압연강재		
KS D 3529	용접구조용 내후성 열간 압연강재	KS F 4420	교량지지용 탄성받침
KS D 3559	경강선재	KS F 4424	교량지지용 포트받침
KS D 3566	일반구조용 탄소강관	KS F 4602	기초용 강관말뚝
KS D 3698	냉간압연 스테인리스 강판 및 강대	KS F 4603	H 형강 말뚝
KS D 3710	탄소강 단강품	KS F 4605	강관 시트파일
KS D 3752	기계구조용 탄소강재	KS M 6617	방진고무용 고무재료
KS D 3858	냉간성형 강널말뚝		
KS D 3868	교량구조용 압연강재		
KS D 4101	탄소강 주강품		
KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품		

3.2 구조용 강재

(1) 판두께에 따른 강재종류의 선정은 표 3.2-1을 따른다.

(2) 강재

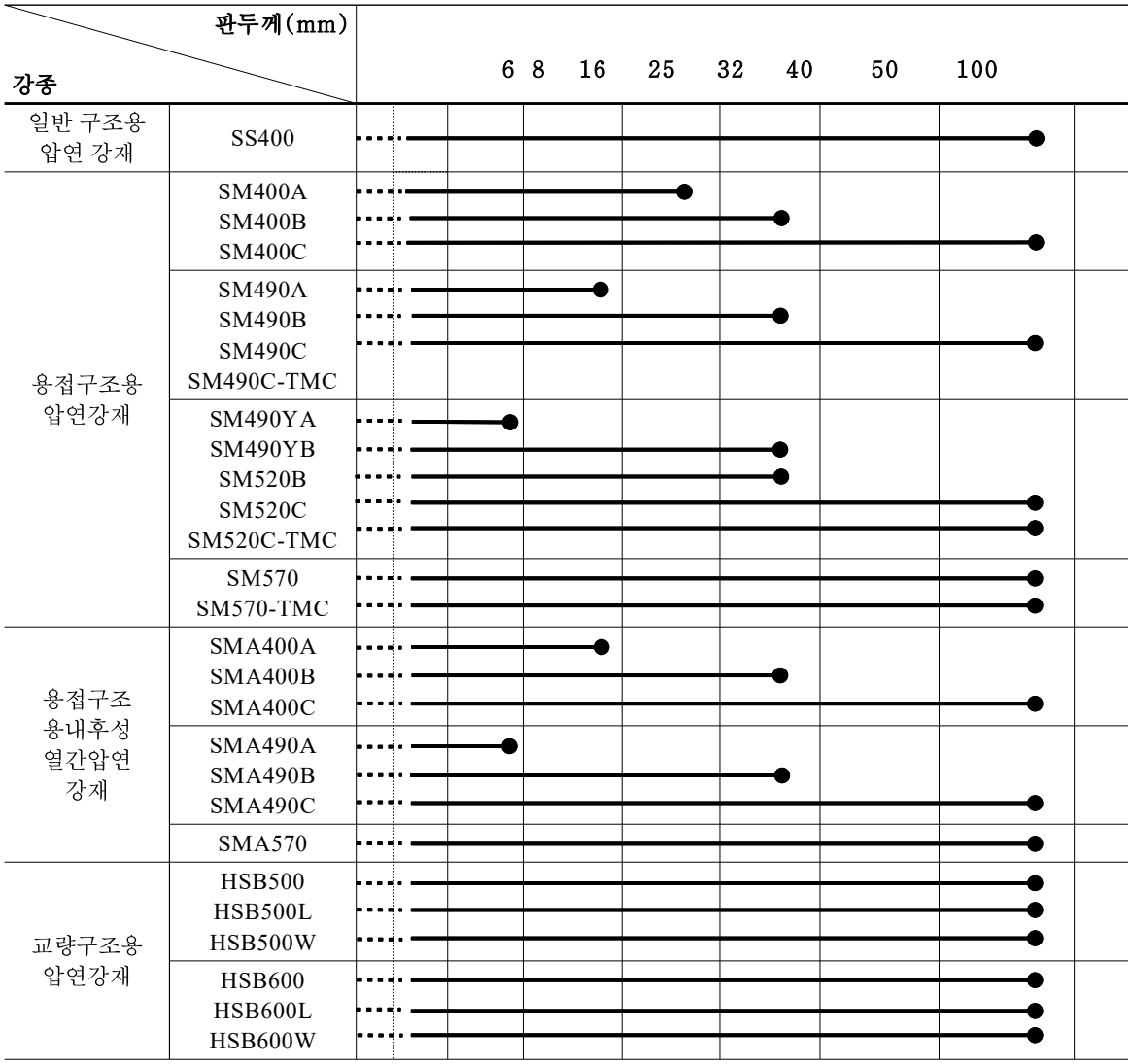
이 설계기준을 이용하여 설계하는 강교 및 강합성교에 사용하는 강재는 표 3.2-3의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

(3) 강관

현재 강관구조로서 많이 사용되고 있는 일반 구조용 탄소강관, 강관말뚝, 강관 시트파일과 철탑용 고장력강 강관의 기계적 성질은 표 3.2-4와 같다.

(4) 주단조품 - 단강품, 주강품, 주철품 등의 주단조품은 받침, 배수장치 난간, 특수한 신축장치, 핀(pin) 등에 사용되며 주단조품의 기계적 성질은 표 3.2-5와 같다.

표 3.2−1 판두께에 따른 강재종류 선정



주 1) SS400의 교량적용은 비용접부재로 한정한다. 단, 판두께 22 mm 이하의 SS400을 가설부재에 사용하는 경우 또는 형강이나 박판으로 된 SM재의 사용이 곤란한 경우에는 사전에 용접성 문제가 없는지 확인한 후 사용해야 한다.

2) 판두께가 40 mm를 초과하는 강재에 대하여는 4.2 표 4.2-1 및 용접부의 허용응력에 규정한 바와 같이 허용응력이 감소하며, 용접예열온도의 선정에 주의를 기해야 한다.

3) 판두께 25 mm로부터 32 mm 사이의 SM490YB는 진정강괴로 제조되어야 한다.

표 3.2－2 구조용 강재의 기계적 성질

강종	인장시험								충격시험		
	항복점 응력(MPa)				인장강도 (MPa)	연신율			기호	시험온도 (℃)	샤르피 흡수 에너지 (J)
	강재의 두께(mm)					강재의 두께 (mm)	시험편	연신율 (%)			
	16이하	16 초과 40이하	40초과 75이하	75초과 100이하							
SS400	245 이상	235 이상	215 이상	215 이상	400~510	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	17이상 21이상 23이상	－	－	－
SM400	245 이상	235 이상	215 이상	215 이상	400~510	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	18이상 22이상 24이상	A B C	－ 0 0	－ 27이상 47이상
SMA400	245 이상	235 이상	215 이상	215 이상	400~540	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	17이상 21이상 23이상	A B C	－ 0 0	－ 27이상 47이상
SM490	325 이상	315 이상	295 이상	295 이상	490~610	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	17이상 21이상 23이상	A B C	－ 0 0	－ 27이상 47이상
SM490C -TMC	325 이상	315 이상	315 이상	315 이상	490~610	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	17이상 21이상 23이상	C	0	47이상
SM490Y	365 이상	355 이상	335 이상	325 이상	490~610	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	15이상 19이상 21이상	A B	－ 0	－ 27이상
SMA490	365 이상	355 이상	335 이상	325 이상	490~610	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	15이상 19이상 21이상	A B C	－ 0 0	－ 27이상 47이상
SM520	365 이상	355 이상	335 이상	325 이상	520~640	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	15이상 19이상 21이상	B C	0 0	27이상 47이상
SM520C -TMC	365 이상	355 이상	355 이상	355 이상	520~640	16이하 16초과 50이하 40초과	1A호 1A호 4 호	15이상 19이상 21이상	C	0	47이상
SM570	460 이상	450 이상	430 이상	420 이상	570~720	16이하 16초과 20초과	5호 5호 4호	19이상 26이상 20이상	－	－5	47이상
SM570-TMC	460 이상	450 이상	450 이상	450 이상	570~720	16이하 16초과 20초과	5호 5호 4호	19이상 26이상 20이상	-	-5	47이상
SMA570	460 이상	450 이상	430 이상	420 이상	570~720	16이하 16초과 20초과	5호 5호 4호	19이상 26이상 20이상	－	－5	47이상

강교 설계기준(허용응력설계법)

강종	인장시험								충격시험		
	항복점 응력(MPa)				인장강도 (MPa)	연신율			기호	시험온도 (℃)	샤르피 흡수 에너지 (J)
	강재의 두께(mm)					강재의 두께 (mm)	시험편	연신율 (%)			
	16이하	16초과 40이하	40초과 75이하	75초과 100이하							
HSB500	380 이상	380 이상	380 이상	380 이상	500이상	16이하	1A호	15이상	-	-5	47이상
						16초과	1A호	19이상			
						40초과	4 호	21이상	L	-20	47이상
HSB600	450 이상	450 이상	450 이상	450 이상	600이상	16이하	5호	19이상	-	-5	47이상
						16초과	5호	26이상			
						20초과	4호	20이상	L	-20	47이상

표 3.2-3 표준으로 하는 강재

강재의 종류	규격 강재기호		강재기호
1. 구조용 강재	KS D 3503	일반구조용 압연강재	SS400
	KS D 3515	용접구조용 압연강재	SM400, SM490, SM 490Y, SM520, SM570
	KS D 3529	용접구조용 내후성 열간 압연강재	SMA400, SMA490, SMA570
	KS D 3868	교량구조용 압연강재	HSB500, HSB600
2. 강관	KS D 3566	일반구조용 탄소 강관	STK400, STK490
	KS F 4602	기초용 강관말뚝	SKK400, SKK490
	KS F 4605	강관시트파일	SKY400, SKY490
3. 접합용 강재	KS B 1010	마찰접합용 고장력 6각볼트, 6각너트, 평와셔의 세트	F8T, F10T, F13T
	KS B 2819	구조물용 토크-전단형 고장력볼트, 6각너트, 평와셔의 세트	F10T, F13T
4. 용접재료	KS D 7004	연강용 피복 아크 용접봉	
	KS D 7006	고장력강용 피복 아크 용접봉	
	KS D 7101	내후성강용 피복 아크 용접봉	
	KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크 용접 솔리드 와이어	
	KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크 용접 플럭스 충전 와이어	
5. 주단조품	KS D 3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A
	KS D 4101	탄소강 주강품	SC450, SC480
	KS D 4106	용접구조용 주강품	SCW410, SCW480
	KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	ScMn1A, ScMn2A
	KS D 3752	기계구조용탄소강재	SM35C, SM45C
	KS D 4301	회 주철품	GC250
	KS D 4302	구상 흑연주철품	GCD400

강재의 종류	규격 강재기호		강재기호	
6. 선재, 선재2차 제품	KS D 3509	피아노 선재	SWRS	
	KS D 3559	경강 선재	HSWR	
	KS D 7002	PC강선 및 PC강연선	원형선SWPC1	이형선SWPD1
			2연선SWPC2	이형3연선SWPD3
			7연선SWPC7	19연선SWPC19
7. 봉강	KS D 3504	철근콘크리트용 봉강	SD300, SD350, SD400	
	KS D 3505	PC강봉	A종 2호 SBPR 785/1030 B종 1호 SBPR 930/1080 B종 2호 SBPR 930/1180	

표 3.2-4 강관의 기계적 성질

종류의 기호	인장시험				굽힘시험		편평시험
	항 복 점 (MPa)	인장강도 (MPa)	연신율(%)		굽힘 각도	안쪽 반지름 (D는 관의 바깥지름)	평판간의 거리 (D는 관의 바깥지름)
			11호시험편 12호시험편	5호시험편			
			세로방향	가로방향			
STK400	235이상	400이상	23이상	18이상	90°	6D	2D/3
STK490	315이상	490이상	23이상	18이상	90°	6D	7D/8
SKK400	235이상	400이상	-	18이상	-	-	2D/3
SKK490	315이상	490이상	-	18이상	-	-	7D/8
SKY400	235이상	400이상	-	18이상	-	-	2D/3
SKY490	315이상	490이상	-	18이상	-	-	7D/8
STKT590	440이상	590~740	20이상	16이상	-	-	3D/4

표 3.2-5 주단조품의 기계적 성질

기계적 성질 / 재료의 종류	기호	인장시험(4호,10호,14호 시험편)				충격시험 (4호시험편)		경도 (Hb)[3]	탄소 당량 (%)
		항복점 (MPa)	인장 강도 (MPa)	연신율 (%)	극한응력 상태에서의 신장율(%)	시험 온도 (℃)	샬피 흡수 에너지 (N·m)		
탄소강 단강품	SF490A	245이상	490-590	22이상	40이상	-	-	134이상	-
	SF540A	275이상	540-640	20이상	35이상	-	-	152이상	-
탄소 주강품	SC450	225이상	450이상	19이상	30이상	-	-	-	-
용접 구조용 주강품	SCW410	235이상	410이상	21이상	-	0	27이상	-	0.40이하
	SCW480	275이상	480이상	20이상	-	0	27이상	-	0.45이하
구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	SCMn1A	275이상	540이상	17이상	35이상	-	-	143이상	
	SCMn2A	345이상	590이상	16이상	35이상	-	-	163이상	-
기계 구조용 탄소강재[1]	SM35C	304이상	510이상	23이상	-	-	-	149~207	-
	SM45C	343이상	569이상	20이상	-	-	-	167~229	
회 주철품[2]	GC250	250이상	-	-	-	-	-	241이하	-
구상흑연 주철품	FCD400	250이상	400이상	15이상	-	-	-	180이하	-

주) 1) KS D 3752에서 참고값으로 제시한 값이다(노멀라이징 열처리를 한 경우).
2) 규격치는 주요두께 30~50mm인 것에 대한 것이다.
3) Hb는 브리넬경도이다.

(5) 선재, 선재2차 제품

① 피아노선재는 케이블 혹은 PS강선과 PS강연선 등의 선재2차제품 소재에 대한 규정이며, 기계적 성질을 표 3.2-6에 나타내었다.

② 이형 PS강선의 표면형상에 대해서는 KS D 7002에 규정되어 있지 않지만 표면형상에 따라서는 강선 자체의 피로강도가 저하되기도 하고, 프리텐션 방식을 사용한 경우에 부재 단부의 정착부에 큰 균열응력을 발생시키기도 하기 때문에 사용 시에 주의를 필요로 한다.

표 3.2-6 PS강선과 PS강연선의 기계적 성질, 공칭단면적 및 단위중량

기호	호칭명	인장시험			릴렉세이션 (%)	공칭단면적 (mm^2)	단위중량 (N/m)
		0.2%영구연신율에 대한 하중(N)	인장 하중 (N)	연신율 (%)			
SWPC1 및 SWPD1	5mm	27,900이상 (1,420이상)	31,900이상 (1,630이상)	4.0이상	2.5이하	19.64	1.54
	7mm	51,000이상 (1,330이상)	58,300이상 (1,520이상)	4.5이상	2.5이하	38.48	3.02
	8mm	64,200이상 (1,280이상)	74,000이상 (1,480이상)	4.5이상	2.5이하	50.27	3.95
	9mm	78,000이상 (1,230이상)	90,200이상 (1,420이상)	4.5이상	2.5이하	63.62	4.99
SWPC2	2.9mm 2연선	22,600이상 (1,710이상	25,500이상 (1,930이상)	3.5이상	2.5이하	13.21	1.04
SWPD3	2.9mm 3연선	33,800이상 (1,710이상)	38,200이상 (1,930이상)	3.5이상	2.5이하	19.82	1.56
SWPC 7A	9.3mm 7연선	75,500이상 (1,460이상)	88,800이상 (1,720이상)	3.5이상	2.5이하	51.61	4.05
	10.8mm 7연선	102,000이상 (1,460이상)	120,000이상 (1,720이상)	3.5이상	2.5이하	69.68	5.46
	12.4mm 7연선	136,000이상 (1,460이상)	160,000이상 (1,720이상)	3.5이상	2.5이하	92.90	7.29
	15.2mm 7연선	204,000이상 (1,470이상)	240,000이상 (1,730이상)	3.5이상	2.5이하	138.7	11.01
SWPC 7B	9.5mm 7연선	86,800이상 (1,580이상)	102,000이상 (1,860이상)	3.5이상	2.5이하	54.84	4.32
	11.1mm 7연선	118,000이상 (1,590이상)	138,000이상 (1,860이상)	3.5이상	2.5이하	74.19	5.80
	12.7mm 7연선	156,000이상 (1,580이상)	183,000이상 (1,860이상)	3.5이상	2.5이하	98.71	7.74
	15.2mm 7연선	222,000이상 (1,600이상)	261,000이상 (1,880이상)	3.5이상	2.5이하	138.7	11.01
SWPC 7C	12.7mm 7연선	182,000이상 (1,840이상)	214,000이상 (2,160이상)	3.5이상	2.5이하	98.71	7.74
	15.2mm 7연선	255,000이상 (1,840이상)	300,000이상 (2,160이상)	3.5이상	2.5이하	138.7	11.01
SWPC 19	17.8mm 19연선	330,000이상 (1,580이상)	387,000이상 (1,860이상)	3.5이상	2.5이하	208.4	16.52
	19.3mm 19연선	387,000이상 (1,590이상)	451,000이상 (1,850이상)	3.5이상	2.5이하	243.7	19.31
	21.8mm 19연선	495,000이상 (1,580이상)	573,000이상 (1,830이상)	3.5이상	2.5이하	312.9	24.82

주) 괄호 속의 값은 규격치를 공칭단면적으로 나눈 값(단위: N/mm^2)이다.

(6) 봉강

① 철근콘크리트용 봉강은 KS D 3504에 규정되어 있는 종류 중 교량에 가장 많이 사용되고 있는 것을 나타내었다.

② KS D 3504에 규정되어 있는 철근의 기계적 성질과 이형봉강의 단위중량, 표준치수는 표 3.2-7, 표 3.2-8과 같다.

표 3.2−7 철근콘크리트용 봉강의 기계적 성질

종류의 기호	인장시험				굽힘성	
	항복점 혹은 0.2% 내력(MPa)	인장 강도 (MPa)	인장시험편	연신율 (%)	굽힘 각도	안쪽 반지름
SD300	300이상	440이상	2호에 준한 것	16이상	180°	D16 이하: 공칭지름의 1.5배
			3호에 준한 것	18이상		D16을 넘는 것: 공칭지름의 2배
SD350	350이상	490이상	2호에 준한 것	18이상	180°	D16 이하: 공칭지름의 1.5배
						D16이상 D41이하: 공칭지름의 2배
			3호에 준한 것	20이상		D51: 공칭지름의 2.5배
SD400	400이상	560이상	2호에 준한 것	16이상	180°	공칭지름의 2.5배
			3호에 준한 것	18이상		

표 3.2−8 이형 봉강의 단위중량과 표준치수

호칭명	단위중량 (N/m)	공칭지름(d) (mm)	공칭단면적(s) (mm^2)	공칭둘레(l) (mm)
D 6	2.49	6.35	31.67	20
D 10	5.60	9.53	71.33	30
D 13	9.95	12.7	126.7	40
D 16	15.6	15.9	198.6	50
D 19	22.5	19.1	286.5	60
D 22	30.4	22.2	387.1	70
D 25	39.8	25.4	506.7	80
D 29	50.4	28.6	642.4	90
D 32	62.3	31.8	794.2	100
D 35	75.1	34.9	956.6	110
D 38	89.5	38.1	1140	120
D 41	105.0	41.3	1340	130
D 51	159.0	50.8	2027	160

3.3 연결용 재료

(1) 용접재료

①용접봉의 선택은 양호한 용접을 하기 위해 중요하며, 제작에 있어서는 작업성 및 제품의 성능 등에 대해 충분한 검토가 있어야만 한다. 수동 용접에 사용되는 용접봉은 각 강종에 대

해서 KS의 규격에 적합한 것을 사용하는 것이 원칙이지만 490 MPa급 강재 이상에서는 저수소계의 것을 사용한다. 또한 49 0MPa급 강재와 400 MPa급 강재를 연결하는 경우에도 저수소계의 용접봉을 사용하고, 400 MPa급 강재에서도 후판이나 구속이 큰 부분을 용접하는 경우에는 저수소계의 용접봉을 사용한다. 용접봉의 규격은 표 3.3-1을 따른다.

표 3.3−1 용접재료

이음강재	용접봉 규격	용접봉 종별
SS400, SM400, SMA400	KS D 7004 (연강용 피복 아크용접봉)	420 MPa급
SM490	KS D 7006 (고장력강용 피복 아크용접봉)	490 MPa급 중에서 저수소계
SM490Y, SM520, HSB500		520 MPa급 중에서 저수소계
SM570		570 MPa급 중에서 저수소계
HSB600		610 MPa급 중에서 저수소계
SMA400, SMA490	KS D 7101 (내후성강용 피복 아크용접봉)	490 MPa급 중에서 저수소계 혹은 철분 저수소계
SMA570		570 MPa급 중에서 저수소계 혹은 철분 저수소계

② 서브머지드 아크용접에 있어서 목적에 따라 강선이나 용제의 적정한 조합을 택하는 것이 중요하다. 최근 탄산가스 아크용접이 많이 사용되고 있으며, 이 경우에도 용접하는 강재에 따라 알맞은 것을 선택할 필요가 있다.

가. 내후성강재의 용접에서는 내후성이 있는 것을 사용하는 것이 바람직하다.

나. 한랭지용 강재의 용접부는 저온에서 인성이 저하되지 않아야 한다. 서브머지드아크 용접의 경우 인성저하의 우려가 있으므로 용접재료나 시공방법에 관해서 충분한 검토가 필요하다.

다. 자동용접으로는 서브머지드 아크용접 및 탄산가스 아크용접 외에 MAG용접, MIG용접, 엘랙트로슬래그용접 등 여러 가지 새로운 방법이 개발되어 있지만 목적에 따라 용접방법의 신뢰성 등을 충분히 검토할 필요가 있다.

(2) 볼트재료

① 고장력볼트 및 일반 볼트는 표 3.3-2의 것을 사용하는 것을 원칙으로 한다.

표 3.3−2 볼트재료

종별	규격	볼트의 등급
마찰이음용 고장력볼트	KS B 1010(마찰접합용 고장력 6각볼트 6각너트, 평와셔 세트)	F8T, F10T, F13T
	KS B 2819(구조물용 토크-전단형 고장력볼트, 6각너트, 평와셔의 세트)	F10T, F13T
일반 볼트	KS B 1002(육각볼트) 및 KS B 1012(육각너트 및 6각 낮은너트)	강도구분 4.6

3.4 받침용 재료

재료는 KDS 24 10 10(3.1(4))를 따른다.

3.5 재료의 특성치

(1) 강재

① 설계계산에 사용하는 강재의 물리상수 값은 표 3.3-3의 값을 사용한다.

표 3.3－3 설계계산에 사용되는 강재의 물리상수

종류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수	2.05×10^5MPa
철근의 탄성계수	2.0×10^5MPa
PS강선, PS강연선, PS강봉의 탄성계수	2.0×10^5MPa
주철의 탄성계수	1.0×10^5MPa
강의 전단탄성계수	7.9×10^4MPa
강과 주강의 포아송비	0.30
주철의 포아송비	0.25

② KS규격이 아닌 많은 개수의 PS강선을 묶거나, 혹은 연선으로 만든 케이블로 된 PS강재의 탄성계수는 2.0×10 MPa 이하로 되는 경우가 있기 때문에 시험에 의해 별도로 정해야 한다.

③ 프리스트레스의 감소량을 산출하는 경우에 PS강재의 겉보기 릴렉세이션율은 표 3.3-4의 값을 표준으로 한다. 다만, PS강재가 고온의 영향을 받는 경우에는 PS강재의 겉보기 릴렉세이션율은 표 3.3-4의 값에 2%를 가산하는 것을 원칙으로 한다.

표 3.3－4 PS강재의 겉보기 릴렉세이션율(%)

PS강재의 종류	겉보기 릴렉세이션율
PS강선, PS강연선	5
PS강봉	3

④ ③을 따르기 힘든 경우에는 PS강재의 인장응력에 따라 측정된 릴렉세이션율에서 콘크리트의 크리프, 건조수축 등의 영향을 고려하여 별도로 PS강재의 겉보기 릴렉세이션율을 정한다.

(2) 콘크리트

콘크리트의 탄성계수, 전단탄성계수, 크리프계수와 건조수축률 등은 KDS 24 14 20을 따른다.

4. 설계

4.1 설계일반

4.1.1 일반내용

(1) 이 기준은 강교 및 강합성교의 설계에 관한 설계제한사항을 규정한다.

(2) 기호

l : 부재의 좌굴길이(mm)

l/r : 부재의 세장비

r : 고려하는 축에 대한 단면2차반지름(mm)

4.1.2 부재의 세장비

(1) 부재의 세장비 l/r은 원칙적으로 표 4.1-1에 제시한 값 이하로 한다. 다만, l, r의 값은 4.2 따른다.

(2) 주압축부재는 열차하중에 의해 압축응력이 발생하는 부재를 말하며, 주요하중에 의해 힘을 받지 않는 그림 4.1-1에 표시된 것과 같은 부재들은 부압축재로 분류한다.

표 4.1−1 부재의 세장비

부재의 종류	세장비
주압축재	100
부압축재	120
인장재	200

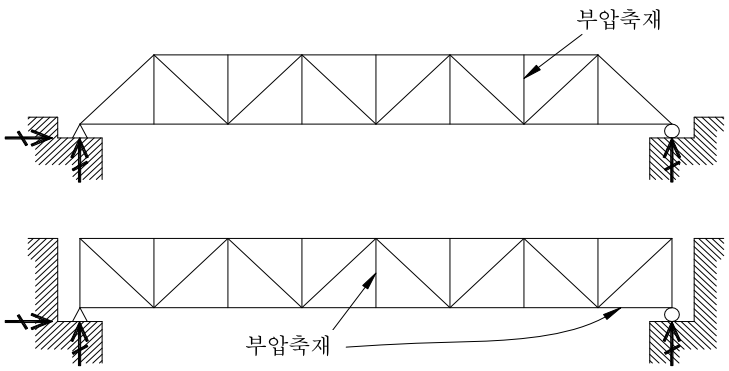


그림 4.1−1 부압축재

4.1.3 2차응력

(1) 구조물의 각 부분에 대하여 다음 각 항의 원인에 의한 2차응력에 주의하여 설계한다.

① 부재의 편심

가. 부재의 설계에 있어서 부재의 편심결합에 의해 생기는 휨응력 및 비틀림응력을 될 수 있으면 적게 되도록 주의한다.

나. 압축현재와 브레이싱의 연결은 다소의 편심은 피할 수 없지만, 이 영향이 될 수 있으면 작게 되도록 설계하는 것이 바람직하다.

② 격점의 강성

가. 일반 트러스에서는 격점을 회전이 자유로운 힌지로 생각해서 축방향 응력만으로 설계하는 것이 보통이다. 그러나 격점을 힌지로 본 결합 트러스도 핀 결합부분의 녹 등에 의해서 마찰이 증가하고 상당한 2차응력이 발생되며, 특히 격점이 리벳 또는 고장력볼트 결합의 경우는 거의 강결의 상태에 있어 큰 2차응력을 발생시킬 수 있으므로 이에 대한 검토를 해야 한다.

나. 주 트러스현재와 바닥틀을 합성시킨 트러스교 등 현재와 격점이 현저히 강성이 큰 경우에는 휨의 영향을 고려해서 부재를 설계한다.

③ 가로보의 처짐 - 가로보가 충분한 강성을 가진 경우는 그 처짐이 작고, 따라서 주거더의 변형도 적다. 그러나 가로보의 처짐이 큰 경우에는 그 양단의 각 변화에 의해 주거더가 변형하여 하로플레이트거더에서는 주거더의 비틀림, 또 트러스에서는 수직재의 휨과 사재의 비틀림에 의해 2차응력이 증가하므로 주의해야 한다. 특히 포니트러스와 하로플레이트거더의 경우에는 가로보의 처짐에 의한 변형이 발생하기 쉬우므로 가로보는 충분한 강성을 갖도록 설계한다.

④ 현재의 길이 변화에 의한 바닥틀의 변형

가. 트러스 또는 하로플레이트거더의 바닥틀은 일반적으로 세로보와 가로보에 의해 구성된 격자구조가 많다. 이 같은 바닥틀에 하중을 재하하면 각 부재는 수직면 내에 휨이 생기게 하지만 동시에 트러스의 현재가 힘을 받아 그 길이가 변화하고 그 영향이 바닥틀에도 전달되어 수평면 내의 변형을 일으킨다. 거더 전체 길이가 길어지게 되면 가로보 플랜지에는 큰 응력이 발생할 가능성이 있기 때문에 4.5.2(1)에 규정한 바와 같이 세로보에 신축장치를 두도록 하고 있다.

나. 상로트러스에서 가로보 위에 세로보를 놓는 경우에는 그 교차점 구성에 대하여 충분한 주의가 필요하다. 또, 현재의 길이가 변화하면 수평브레이싱에도 응력이 생겨 2차응력을 발생시키므로 수평브레이싱의 강성 등에 관해서도 고려해야 한다.(4.7.2 및 4.7.3 참조)

⑤ 자중에 의한 부재의 처짐

가. 부재의 세장비가 큰 경우에는 부재의 자중에 의한 2차응력이 커지고, 그 처짐 때문에 하중의 편심이 발생한다.

나. 인장재의 경우 인장력이 작용할 때의 편심은 작게 되는 경향이 있으므로 부재가 특별히 길지 않는 한 그다지 문제되지는 않지만, 압축재에서는 편심이 점점 증가하고 압축강도를 저하시키므로 바람직하지 못하다. 또, 열차통과에 의한 진동이 생기기 쉽고 피로

의 측면에서 보아서도 바람직하지 못하다. 따라서 응력에 여유가 있는 경우라도 너무 세장비가 큰 부재를 사용해서는 안 된다.

⑥ 교량거더의 가동단받침의 마찰

교량거더의 가동단받침이 가동되지 않는 경우에는 구조물의 각 부분에 2차응력이 생기며, 교량거더뿐만 아니라 하부구조에도 예측하기 힘든 하중을 작용시키게 된다. 따라서 가동단은 마찰이 가능한 한 적게 되도록 하며, 보수도 용이한 구조로 설계해야 한다.

⑦ 부재의 진동

거더의 높이가 큰 박스거더의 복부판과 다이아프램이 열차주행에 의하여 가진되고 그로 인하여 보강재와 복부판의 용접부위가 파손되는 경우가 있다. 이들의 부재에 대해서는 공진을 피하기 위해 응력상 여유가 있어도 보강 등의 방법으로 고유진동수를 공진점에서 멀리 할 필요가 있다. 또, 연결판을 끼워서 부재를 연결하는 경우에 있어서도 부재단부를 깊숙이 밀어 넣도록 한다.

⑧ 지점침하와 온도변화의 영향에 의한 2차응력과 단면의 급격한 변화, 재료의 부식 등에 의한 응력집중에 대해서 고려하되, 이 값들은 될 수 있는 한 작게 되도록 하며 어쩔 수 없는 경우에는 그에 대응하는 설계를 해야 한다.

4.1.4 부재단면의 구성

(1) 교량거더 및 용접조립 부재의 단면구성은 가능한 한 용접부가 상하 좌우에 대하여 대칭의 위치에 오도록 고려해야 한다.

(2) 부재 및 그 이음은 조립작업, 용접, 검사 등이 용이하도록 하고 가능한 용접의 집중이나 응력의 집중이 일어나지 않도록 설계해야 한다. 또, 용접에 의한 수축응력 및 변형을 고려해야 한다.

(3) 부재는 그 단면의 도심이 가능한 한 단면의 중심과 일치하고 골조선과 일치하도록 설계한다.

4.1.5 강재의 최소두께

(1) 주부재에서는 원칙적으로 최소 9 mm로 한다. 다만, 강바닥판은 최소12 mm로 한다.

(2) 2차부재에서는 원칙적으로 8 mm 이상으로 한다. 다만, 채움재 깔판, 난간 등에 사용하는 경우는 이 제한을 적용하지 않는다.

4.1.6 최소 L형강

수평브레이싱, 제동트러스, 수직브레이싱 등에 사용하는 최소 L형강의 다리길이는 90 mm로 한다.

4.1.7 솟음

(1) 지간 30 m 이상의 교량거더에 대해서는 주거더의 고정하중에 의한 처짐에 대하여 솟음을 두는 것을 원칙으로 한다. 다만 무도상의 개상식 교량거더의 경우는 다음의 열차하중도 고려한다.

①KRL-2012 하중: 기관차 뒤에 따르는 등분포 활하중의 1/3 크기의 등 분포 하중

②EL 하중: 전동차 하중의 1/4 크기의 하중

(2) 트러스 및 아치교의 솟음량은 고정하중과 (1)의 열차하중도 고려한다. 단, 열차하중에 대한 솟음은 무도상 개상식일 경우만 고려한다.

(3) 압연강재 거더에서의 솟음은 두지 않으며, 조립 및 시공 중 부득이하게 발생된 솟음은 상향이 되도록 한다.

4.1.8 연속구조 및 캔틸레버구조

(1) 설계의 기본가정

①모멘트, 전단력, 그리고 반력은 일반적인 해석법에 따라 계산한다. 부재의 내력계산에서 정역학적 부정정구조물의 경우, 휨부재에 대해서는 전체 단면2차모멘트, 트러스부재에 대해서는 전체 단면적을 원칙으로 하고, 유공 덮개판을 사용하는 부재에 대해서는 유효단면적을 사용한다.

② 연속구조의 설계에서 받침구조 자체는 항복하지 않는 것으로 가정하며, 제8장 에 규정된 지점침하를 고려해야 한다. 받침구조 자체는 항복하지 않는 것으로 가정하여 설계 및 시공되는 경우가 많으므로 실제 구조물에서의 조건이 가정과 다른 경우, 받침구조의 합리적인 침하량을 근거로 한 지점침하를 고려한 설계를 해야 한다.

③ 활하중의 재하는 구조물에 최대부재력이 발생하도록 해야 한다. 다만 원칙적으로 하중을 끊어서 2개소 이상 재하하지 않는다.

(2) 충격하중

충격하중은 KDS 24 12 20(4.1.3(3) 및 (4))에 규정한 충격계수를 적용하여 구한다.

(3) 브레이싱

①연속지간에서의 브레이싱은 4.7의 규정에 따라 설치한다.

②부모멘트 구역뿐만 아니라 추가로 정모멘트 구역 플레이트거더의 상부 플랜지에 대해서도 4.7의 규정에 따라 브레이싱을 설치하고 길이에 관계없이 모든 하부플랜지에는 연속 횡방향 브레이싱을 설치한다.

(4) 수평보강재

① 복부좌굴을 방지하기 위해 부모멘트가 발생하는 연속 또는 캔틸레버구조로서 높이가 큰 거더(deep girder)의 지점 상부에 수평보강재를 설치해야 한다. 수직보강재와 서로 교차하는 곳에서의 수평보강재는 절단해도 무방하다. 수평보강재는 통상 복부판의 한쪽면에만 설치한다. 거더 응력의 일부분으로 고려되는 보강재의 응력값은 사용재료의 기본허용휨응력 이하로 한다.

②수평보강재의 설치위치 및 설계는 4.4.4(5)를 따른다.

(5) 휨부재의 이음

① 연속 또는 캔틸레버 휨부재의 이음은 최대모멘트 상태에서의 전단력, 또는 최대전단력상태에서의 모멘트에 대하여 설계한다.

② 이음은 연속구조의 경우 가급적 고정하중에 의한 변곡점 위치에 오도록 한다.

③ 볼트를 이용한 플랜지 이음부 강도는 플랜지 모재 전 강도의 75% 이상 강도를 갖도록 한다.

4.2 허용응력

4.2.1 일반내용

(1) 강교 및 강합성교에서 부재 각 부분은 이 장에 규정된 허용응력을 초과해서는 안 된다.

(2) 피로의 영향에 관해서는 고정하중, 활하중, 충격 및 원심하중만을 고려해서 4.2.3에 의해 검토해야 한다.

(3) 주하중, 부하중 및 그 밖의 하중의 조합은 이 설계기준 KDS 24 12 10(4.2.3)의 하중조합을 따른다. 이 경우의 허용응력은 4.2.2, 4.2.4 및 4.2.5에 KDS 24 12 10 표 4.2-1에서 제시하는 증가계수를 곱한수치를 적용한다.

(4) 기호

b : 플랜지의 폭 (mm)

b^* : 박스형단면 및 U형 단면의 경우 복부판 중심간격, 하로플레이트거더의 경우 주거더 중심간격 (mm)

f_R : 응력범위 (MPa)

f_R^c : 용접루트부에서 용입되지 않은 것을 가정할 때 표 4.2-9 허용피로응력범위의 상세범주 C에 해당하는 허용응력범위 (MPa)

f_{Rfat} : 허용피로응력범위 (MPa)

L : 부재 지간 (m)

l : 부재의 좌굴길이, 플랜지의 고정점간 거리 (mm)

$\left(\frac{l}{r}\right)$: 세장비

$\left(\frac{l}{r}\right)_e$: 등가세장비

N : 응력반복횟수

R : 용접에서의 반경 (mm)

r : 고려하는 축에 대한 총단면의 단면2차반지름 (mm)

α : 플랜지의 두께(t_f)와 복부판 두께(t_w)의 비

β : 복부판 높이(h)와 플랜지폭(b)의 비

η : 기둥의 유효좌굴길이 계산 시 곱하는 계수($\eta = l/H$)

4.2.2 구조용 강재 및 용접부의 허용응력

(1) 기본허용응력

구조용 강재 및 용접부에 대한 기본허용응력은 표 4.2-1에 제시한 값으로 한다.

(2) 허용좌굴응력

허용좌굴응력은 표 4.2-2에 제시한 값으로 한다.

표 4.2−1 강재 및 용접부의 허용응력(단위:MPa)

응력의 종류, 판두께 \ 강종					SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	비고
구조용 강재	인장응력 (순단면적 기준)		축방향응력	40이하	140	190	215	270	①
				40초과 75이하	130	175	200	260	
				75초과 100이하			195	250	
			휨응력	40이하	140	190	215	270	
				40초과 75이하	130	175	200	260	
				75초과 100이하			195	250	
	압축응력 (총단면적 기준)		축방향응력	40이하	140	190	215	270	
				40초과 75이하	130	175	200	260	
				75초과 100이하			195	250	
			휨응력	40이하	140	190	215	270	
				40초과 75이하	130	175	200	260	
				75초과 100이하			195	250	
	전단응력		총단면적 기준	40이하	80	105	120	155	②
				40초과 75이하	75	100	115	145	
				75초과 100이하			110	145	
	지압응력		강판과 강판	40이하	210	285	320	405	③
				40초과 75이하	195	265	300	385	
				75초과 100이하			295	380	
용접부	공장용접	그루브용접	인장응력	40이하	140	190	215	270	④
				40초과 75이하	130	175	200	260	
				75초과 100이하			195	250	
			압축응력	40이하	140	190	210	270	
				40초과 75이하	130	175	200	260	
				75초과 100이하			195	250	
			전단응력	40이하	80	105	120	155	⑤
				40초과 75이하	75	100	115	145	
				75초과 100이하			110	145	
		필릿용접	비드방향의 인장, 압축응력	40이하	140	190	215	270	⑥
				40초과 75이하	130	175	200	260	
				75초과 100이하			195	250	
			목두께에 대한 인장, 압축, 전단응력	40이하	80	105	120	155	⑦
				40초과 75이하	75	100	115	145	
				75초과 100이하			110	135	
	현장용접		공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에는 상기의 90%로 한다.						⑧

응력의 종류, 판두께(mm) \ 강종					SM490C-TMC	SM520C-TMC	HSB 500	HSB 600 SM570-TMC	비고
구조용 강재	인장응력 (순단면적 기준)		축방향응력	100 이하	190	215	230	270	①
			휨응력	100 이하	190	215	230	270	
	압축응력 (총단면적 기준)		축방향응력	100 이하	190	215	230	270	
			휨응력	100 이하	190	215	230	270	
	전단응력		총단면적 기준	100 이하	105	120	130	155	②
	지압응력		강판과 강판	100 이하	285	320	345	405	③
용접부	공장용접	그루브 용접	인장응력	100 이하	190	215	230	270	④
			압축응력	100 이하	190	210	230	270	
			전단응력	100이하	105	120	130	155	⑤
		필릿용접	비드방향의 인장, 압축응력	100이하	190	215	230	270	⑥
			목두께에 대한 인장, 압축, 전단응력	100 이하	105	120	130	155	⑦
	현장용접		공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에는 상기의 90%로 한다.						⑧

주) ① 강도가 다른 강종을 연결하는 경우의 용접부의 허용응력은 강도가 낮은 강종에 대한 값을 취한다.
② 비고 ①에 있어서의 부재의 순단면적은 총단면적에서 볼트구멍에 의해서 손실된 단면적을 제외한 것을 말한다.
③ 비고 ④ 및 ⑧에 있어서 맞대기 용접의 경우 주요 부재에 관해서는 방사선 검사 또는 초음파 탐사검사를 행해야 한다. 방사선 검사의 합격 기준은 KS B0845(강용접 이음부의 방사선 투과 시험방법)에 따라서 인장이음은 2류 이상, 압축이음은 3류 이상으로 하고 KS B0896(강 용접부의 초음파 탐상시험방법)에서는 2류 이상으로 해야 한다.
④ 비고 ⑧에 있어서 용접선 방향의 인장, 압축의 경우는 100%로 해야 한다.

표 4.2-2 강재의 허용좌굴응력 (단위: MPa)

(a) 축방향압축응력(총단면적 기준)

강종 / 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40 이하	$0<\frac{l}{r}\leq 9$ 140 $9<\frac{l}{r}\leq 130$ $140-0.80(\frac{l}{r}-9)$ $\frac{l}{r}>130$ $740{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 8$ 190 $8<\frac{l}{r}\leq 110$ $190-1.26(\frac{l}{r}-8)$ $\frac{l}{r}>110$ $740{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7.5$ 215 $7.5<\frac{l}{r}\leq 105$ $215-1.51(\frac{l}{r}-7.5)$ $\frac{l}{r}>105$ $740{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7$ 270 $7<\frac{l}{r}\leq 95$ $270-2.14(\frac{l}{r}-7)$ $\frac{l}{r}>95$ $740{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$
40 초과 75 이하	$0<\frac{l}{r}\leq 10$ 130 $10<\frac{l}{r}\leq 135$ $130-0.72(\frac{l}{r}-10)$ $\frac{l}{r}>135$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 8$ 175 $8<\frac{l}{r}\leq 115$ $175-1.12(\frac{l}{r}-8)$ $\frac{l}{r}>115$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7.5$ 200 $7.5<\frac{l}{r}\leq 110$ $200-1.36(\frac{l}{r}-7.5)$ $\frac{l}{r}>110$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7$ 260 $7<\frac{l}{r}\leq 95$ $260-2.04(\frac{l}{r}-7)$ $\frac{l}{r}>95$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$
75 초과 100 이하			$0<\frac{l}{r}\leq 8$ 195 $8<\frac{l}{r}\leq 110$ $195-1.32(\frac{l}{r}-8)$ $\frac{l}{r}>110$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7$ 250 $7<\frac{l}{r}\leq 95$ $250-1.92(\frac{l}{r}-7)$ $\frac{l}{r}>95$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$
100 이하	$0<\frac{l}{r}\leq 8$ 190 $8<\frac{l}{r}\leq 115$ $190-1.26(\frac{l}{r}-8)$ $\frac{l}{r}>115$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7.5$ 215 $7.5<\frac{l}{r}\leq 110$ $215-1.51(\frac{l}{r}-7.5)$ $\frac{l}{r}>110$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7$ 230 $7<\frac{l}{r}\leq 100$ $230-1.69(\frac{l}{r}-7)$ $\frac{l}{r}>100$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$	$0<\frac{l}{r}\leq 7$ 270 $7<\frac{l}{r}\leq 95$ $270-2.15(\frac{l}{r}-7)$ $\frac{l}{r}>95$ $730{,}000/\left(\frac{l}{r}\right)^2$

(b) 휨압축응력(총단면적 기준)

휨 축 \ 강종	SS400 SM400 SMA400	SM490 SM490C-TMC	SM 490Y SM 520 SMA 490 SM520C-TMC	SM 570 SMA 570 SM570-TMC	HSB500	HSB600
강축에 대한 휨	(1) 강축에 대한 휨 표(a)의 세장비 (l/r) 대신에 다음 식으로 표시한 등가세장비 $(l/r)_e$를 사용. $(\frac{l}{r})_e = F\frac{l}{b^*}$ 여기서, I 형단면의 경우 $F = \sqrt{12+2\beta/\alpha}$ 박스거더단면의 경우 $\beta < \beta_0 : F = 0$ $\beta_0 \leqq \beta < 1 : F = \frac{1.05(\beta-\beta_0)}{1-\beta_0}\sqrt{3\alpha+1}\sqrt{b/l}$ $1 \leqq \beta < 2 : F = 0.74\sqrt{(3\alpha+\beta)(\beta+1)}\sqrt{b/l}$ $2 \leqq \beta : F = 1.28\sqrt{3\alpha+\beta}\sqrt{b/l}$ $\beta_0 = \frac{14+12\alpha}{5+21\alpha}$ U형단면의 경우 $F = 1.1\sqrt{12+2\beta/\alpha}$					
약축에 대한 휨	140	190	215	270	230	270

주) ① 표(a)의 l은 부재의 좌굴길이(mm), r은 고려하는 축에 대한 총단면의 단면 2차 반지름(mm)을 나타낸다. 또한 l의 값은 표 4.2-3을 따른다.

② 표(b)의 l은 플랜지의 고정점간거리(mm), b는 플랜지의 폭(mm)을 나타낸다. 다만, ＊표시의 b는 박스거더단면 및 U형단면의 경우 복부판 중심간격(mm)을, 하로 플레이트거더의 경우 주거더 중심간격(mm)을 나타낸다. α는 플랜지의 두께(t_f)와 복부판 두께(t_w)의 비(t_f/t_w), β는 복부판 높이(h)와 플랜지폭(b)의 비(h/b)이다.

표 4.2-3 부재의 좌굴길이

부재	l
트러스의 현재	골조길이
트러스의 복부재(면외)	골조길이
트러스의 복부재(면내)	골조길이의 0.9
수평브레이싱 및 수직브레이싱	골조길이

(3) 좌굴길이(l)의 산정방법

① 표 4.2-2의 축방향응력에 관한 식은 부재의 양단이 힌지인 압축재의 좌굴길이를 기초로 한 것이고, 또한 휨응력의 식에서는 등가세장비를 사용해야 한다. 다음에 실제로 자주 사용되는 구조물의 좌굴길이의 산정방법에 대해 예시하였다.

가. 상로 플레이트거더교 : 압축플랜지, 수평브레이싱, 버팀재 등에 대해서는 l이 골조길이가 되는 것이 원칙이다. 수직브레이싱에 있어서는 2개의 부재가 교차하고 있는 경우에 면외좌굴길이(l)는 골조길이를, 면내 좌굴길이(l)는 교점이 용접 또는 고장력볼트로 견고하게 연결되어 있으면 골조길이의 반으로 해야 한다.

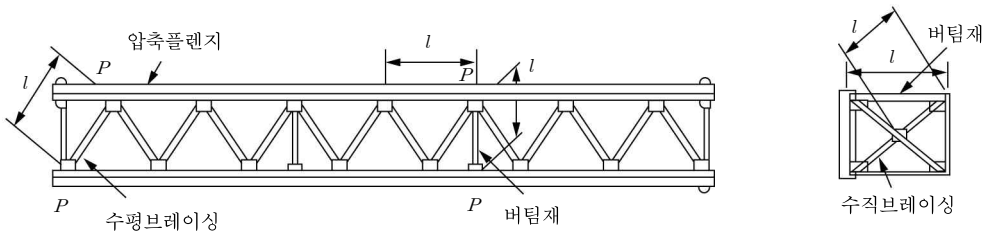


그림 4.2−1 상로 플레이트거더교

나. 상로 박스거더교: 1실박스거더의 경우에 좌굴길이(l)는 지간을 취하지만, 복선에서 좌우의 박스거더가 견고하게 연결되어 있을 때에는 그 간격을 l로 본다.

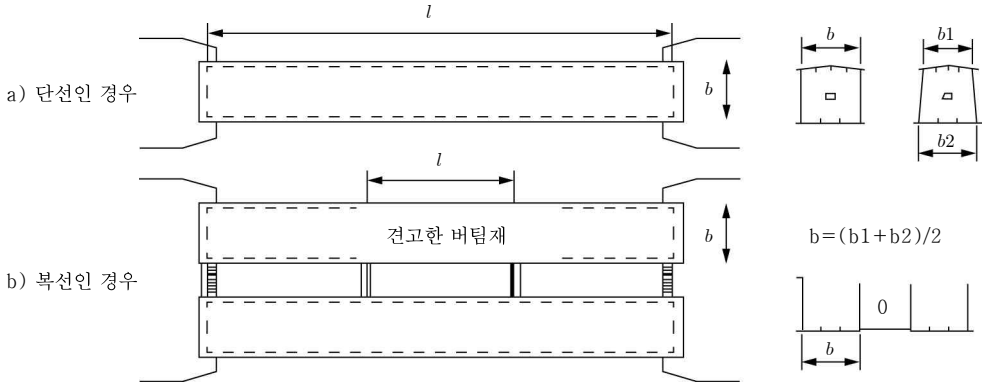


그림 4.2−2 상로 박스거더교

다. 하로 플레이트거더교 : 상부플랜지의 좌굴길이(l)는 가로보 및 니브레이스의 강도와 관계가 있는데 견고한 니브레이스가 있는 경우에는 가로보 간격으로 해야 한다. 또한 강바닥판식 하로 플레이트거더의 경우에는 보통 사용되는 가로보의 간격과 강도라면 세장비가 작은 경우의 허용압축응력인 SM400의 140 MPa, SM490의 190 MPa, SM490Y 및 SM520의 215 MPa, HSB500의 230 MPa, HSB600 및 SM570의 270 MPa을 사용한다. 하부수평브레이싱에 대해서는 X형으로 교차하는 2개 중에서 1개만이 인장에 저항한다고 보는 것이 원칙이므로, 압축재로서 좌굴길이를 고려할 필요는 없고 인장재로서 세장비의 제한이 있다. 이때의 세장비의 계산에 사용하는 부재의 길이는 세로보 등으로부터 견고한 부재로 수평브레이싱 부재를 지지하는 경우는 수평브레이싱 면외방향에 대해서는 bb 또는 bp를, 면내방향에 대해서는 ab 또는 bp를 부재길이로 볼 수 있다. (그림 4.2-3 참조) 세로보의 상부플랜지에 수평브레이싱이 붙어 있는 경우는 가의 상로 플레이트거더 규정을 따른다. 그림 4.2-4와 같이 중간에 버팀재와 보강재로 세로보의 전도에 저항하는 경우에는 l은 버팀재에 의해 분할되는 것으로 한다.

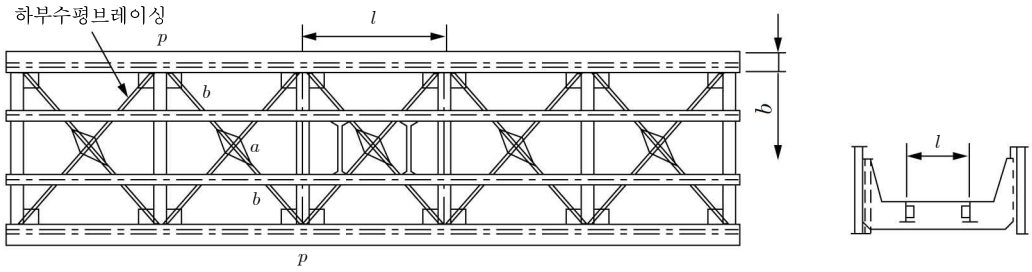


그림 4.2−3 하로 플레이트거더교

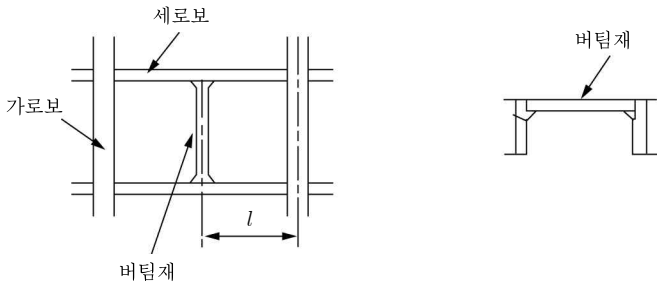


그림 4.2−4 세로보

라. 하로 박스거더교: 가로보와 니브레이스가 있는 경우에는 l을 가로보의 간격으로 하는 것이 일반적이나, 가로보의 강도가 충분하지 않은 경우에는 가로보의 강도를 고려하여 l을 실제보다 길게 택할 필요가 있다.(그림 4.2-5 참조)

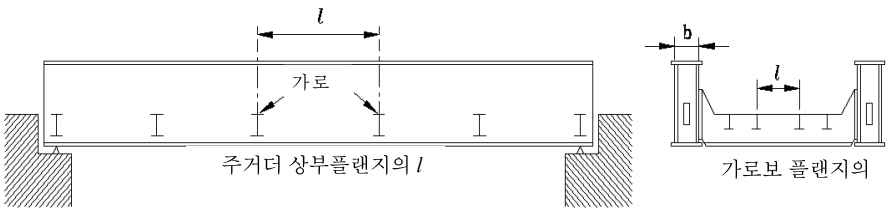


그림 4.2−5 하로 박스거더교

마. 상로 연속 박스거더교 : 박스거더 단면의 단선 상로 연속교의 경우는 그림 4.2-6을 따른다. 복선에서 단일박스거더를 병렬배치하고 양박스거더를 중간에서 견고하게 결합한 경우에는 나를 기준으로 해야 한다. 또한 하로 플레이트거더나 I형단면의 2개 주거더를 수평브레이싱으로 연결한 경우, 주거더의 좌굴길이(l)는 가 및 나를 따른다.

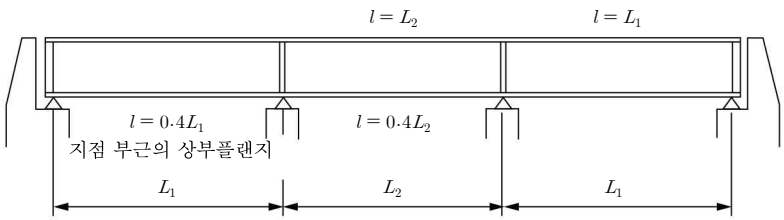


그림 4.2−6 상로 연속 박스거더교

바. 상로 게르버 박스거더교: 1실박스거더의 경우, l은 그림 4.2-7을 따른다. 다만, 그림(b)에 있어서 돌출길이 L_2가 철도교에서는 일반적으로 작기 때문에 중앙 경간의 l에 대해서는 연속거더의 중앙 경간의 경우와 다른 $l=L_3$를 취하는 것으로 해야 한다. 병렬한 단선거더의 중간에서 서로 결합한 경우 및 하로 플레이트거더나 I형 단면 상로 플레이트거더의 경우 등에 대해서는 마에서 서술한 것과 동일하게 적용된다.

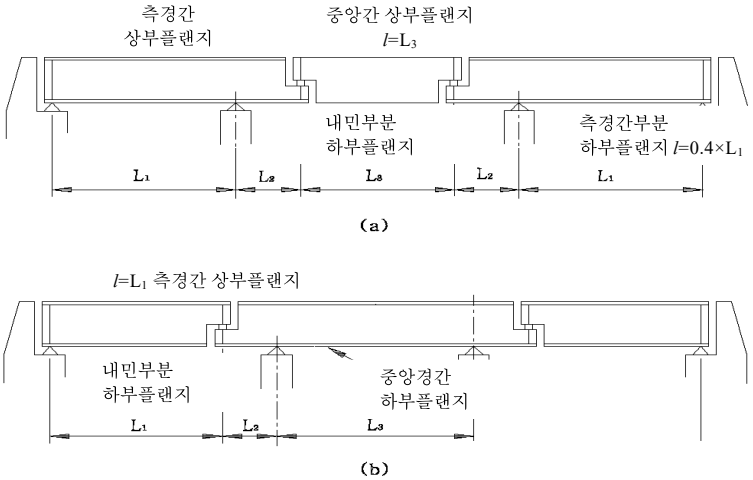


그림4.2-7상로게르버박스거더교

사. 드워프 거더교 : 드워프 거더의 경우는 우선 레일 지지부 간의 주거더의 좌굴에 관해서 검토하고(그림 4.2-8의 l_1 과 b_1참조), 1선로분(2주거더)의 부재의 좌굴을 검토해야 한다.(그림 4.2-8의 l_2 와 b_2 참조)

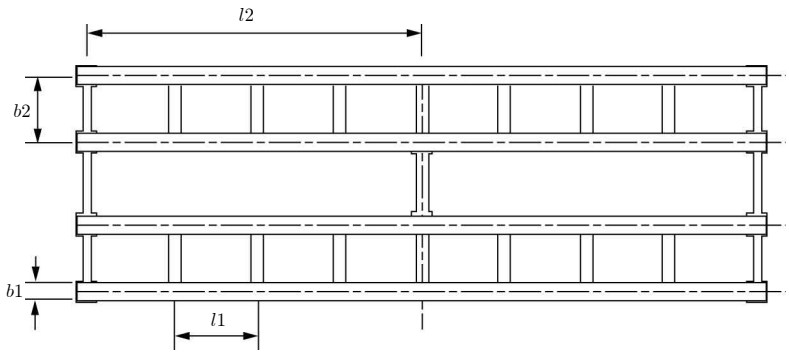


그림 4.2-8 드워프 거더교

아. 주트러스 부재 : 표 4.2-3을 따른다.(그림 4.2-9 참조)

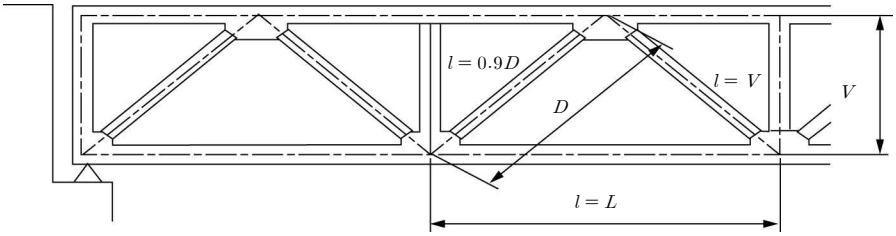


그림 4.2-9 트러스

자. 라멘 교각: 라멘 교각에 대해서는 거더와 기둥의 강성비, 지점 조건, 또는 라멘의 거더에 올려진 교량의 주거더가 라멘 구조를 어떻게 구속하고 있는가 등에 따라 압축부분을 검토하기 위한 l의 산정방법이 달라진다. 라멘 구조 형식은 종류가 매우 많은데 그림4.2-10에 나타낸 바와 같이 박스형 단면이며 1층 단경간 라멘의 거더 위에 교량의 주거더를 올려놓는 방식이 가장 많이 사용된다. 이러한 경우의 l을 결정하는 방법을 표 4.2-4에 예시하였다. 기둥의 l은 표 4.2-4의 값에 기둥의 길이 H를 곱하여 구한다.

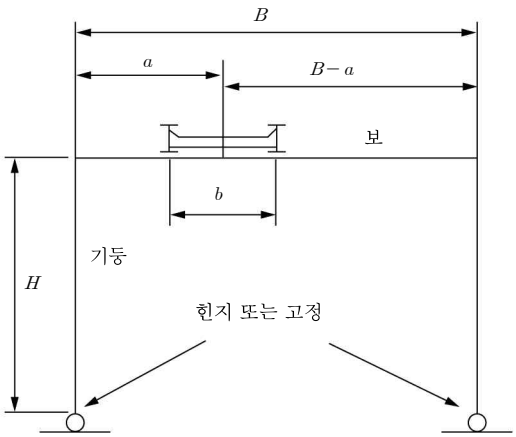


그림 4.2.10 라멘교각

표 4.2-4 라멘구조의 좌굴길이

부재 \ 기둥의 받침조건		힌지	고정
거더		l=B	l=B
기둥	라멘 면내	$\eta = 1.64\sqrt{\frac{B}{B-a}}$ 단, $\eta \leqq 2.32$	$\eta = 0.82\sqrt{\frac{B}{B-a}}$ 단, $\eta \leqq 1.16$
	라멘 면외	$\eta = \left(\frac{4a}{B}+0.3\right)\left(1-\frac{b}{B}\right)^2+0.7$ 단,$\eta \geqq 1$	$\eta = 2$

여기서, B, H, b, a : 그림 4.2-10 참조

η : 기둥의 좌굴 계산시 기둥길이에 곱하는 계수
즉, $\eta = l / H$

차. 아치교: 아치교의 경우는 4.11.3의 규정을 따른다.

4.2.3 허용피로응력

(1) 일반내용

① 반복적인 응력을 받는 부재 및 연결부는 이 장에 규정된 일반허용응력조건과 함께 피로조건을 만족시켜야 한다. 다만, 압축응력만을 받는 부재는 피로 검토를 하지 않는다.

② 피로강도를 지배하는 주된 요소는 사용기간 중 예상되는 응력반복횟수, 응력범위의 크기 및 피로상세범주의 형태와 위치이다.

③ 응력반복횟수(N)는 예상통행량을 이용한 적절한 분석을 통해 결정해야 하지만, 교통량조사나 다른 고려사항이 없는 경우에는 표 4.2-7로부터 구한다. N은 종방향 부재에 대하여는 경간의 길이에 의해 결정되며 가로보와 행어 그리고 일부 트러스부재에 있어서는 궤도 수에 따라 결정된다.

④ 피로설계에 적용하는 충격하중은 KDS 24 12 20(4.1.3(3) 및 (4))에 규정된 충격하중을 표 4.2-5의 비율로 조정하여 구한다.

표 4.2−5 적용 비율

부재지간 L (m)	적용비율
L ≤ 9m	100%
L > 9m	65%

⑤ 피로설계를 위한 활하중은 KDS 24 12 20(4.1.3)의 규정을 따른다.

⑥ 응력범위(f_R)은 활하중, 충격하중 그리고 원심하중에 의해서 계산된 최대응력값과 최소응력값의 차이로 규정한다.

⑦ 다양한 상세구조의 형식이나 위치는 그림 4.2-11과 표 4.2-10에 설명되어 있다.

⑧ 붕괴유발부재의 응력범위는 표 4.2-8에 기재된 허용응력범위를 넘어서는 안 된다.

⑨ 붕괴유발부재가 아닌 부재의 응력범위는 표 4.2-9에 기재된 허용응력범위를 넘어서는 안 된다.

⑩ 90 m가 넘는 경간에 대하여는 반복횟수에 대한 적절한 분석이 필요하다.

표 4.2−6 인장볼트의 허용피로응력범위(MPa)

반복횟수	F8T	F10T(S10T)	F13T(S13T)
10만 회	200	210	160
50만 회	110	120	90
50만 회 이상	100	110	80

표 4.2－7 응력반복횟수(N)

부재설명	횡부재 및 트러스부재의 지간(L) 및 하중조건	일정응력범위의 반복횟수(N)
분류 1 - 종방향 횡부재와 그 연결부, 단주를 포함하는 트러스 현재와 그 연결부	L > 30m	2,000,000회 미만
	L ≤ 30m	2,000,000회 이상
분류 2 - 가로보와 연결부, 가로보의 반력만을 전달하는 트러스 행어, 부사재와 그 연결부, 트러스 복부부재와 그 연결부	양궤도 하중	2,000,000회 미만
	단일궤도 하중	2,000,000회 이상

주) 표 4.2-7은 KDS 24 12 20(4.1.3)에 규정된 활하중에 의하여 설계된 교량에 적용한다.

표 4.2－8 허용피로응력범위(f_{Rfat}): 붕괴유발부재인 경우(단위: MPa)

상세범주	응력반복횟수(N)	
	2,000,000회 미만	2,000,000회 이상
A	168	168
B	112	112
B'	77	77
C	70	63
	84[1)]	77[1)]
D	56	35
E	42	16
E'[2)]	28	9
F	49	42

주 1) 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접부
2) 두께가 20 mm 이상인 플랜지를 갖는 붕괴유발부재에는 국부보강용 용접덮개판을 사용해서는 안 된다.

표 4.2－9 허용피로응력범위(f_{Rfat}): 붕괴유발부재가 아닌 경우(단위: MPa)

상세범주	응력반복횟수(N)	
	2,000,000회 미만	2,000,000회 이상
A	168	168
B	126	112
B'	101	84
C	91	70 또는 84[1)]
D	70	49
E	56	31
E'	40	18
F	63	56

주 1) 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접부

표 4.2−10 피로상세범주

일반조건	상황	응력의 종류[1)]	상세범주 (<표 4.2.8, 4.2.9> 참조)	적용 예 (<그림 4.2.11> 참조)
단순부재	압연면 또는 매끈한 면을 가진 모재	인장 또는 교번	A	1,2
아이바와 핀판	아이바와 핀판	인장	E	
코프	반경이 19 mm보다 크거나 같은 표준코프	인장 또는 교번	C	23
조립부재	응력방향과 평행하게 연속 완전용입 그루브용접(뒷댐판 제거)이나 연속필릿용접으로 접합되었으며 부착물이 없는 부재의 모재와 용접부	인장 또는 교번	B	3, 4, 5, 7
	응력방향과 평행하게 연속 완전용입 그루브용접(뒷댐판 미제거)이나 연속 부분용입 그루브용접으로 접합되었으며 부착물이 없는 부재의 모재와 용접부	인장 또는 교번	B'	3, 4, 5, 7
	거더 복부판이나 플랜지에 설치된 수직보강재의 용접단부	인장 또는 교번	C	6
	부분보강용 덮개판 끝의 모재(끝부분의 용접처리 유무와 관계없이 끝이 직각이나 테이퍼 처리된 플랜지보다 좁은 덮개판, 또는 플랜지보다 넓고 끝부분이 용접처리 되어 있는 덮개판) (a) 플랜지 두께 ≤ 20 mm (b) 플랜지 두께 > 20 mm	인장 또는 교번	 E E'	7
	끝부분이 용접처리 되어 있지 않은 플랜지보다 넓은 부분용접된 덮개판 끝에서의 모재	인장 또는 교번	E'	7
단순부재	압연면 또는 매끈한 면을 가진 모재	인장 또는 교번	A	1,2
아이바와 핀판	아이바와 핀판	인장	E	
코프	반경이 19 mm보다 크거나 같은 표준코프	인장 또는 교번	C	23
조립부재	응력방향과 평행하게 연속 완전용입 그루브용접(뒷댐판 제거)이나 연속필릿용접으로 접합되었으며 부착물이 없는 부재의 모재와 용접부	인장 또는 교번	B	3, 4, 5, 7
	응력방향과 평행하게 연속 완전용입 그루브용접(뒷댐판 미제거)이나 연속 부분용입 그루브용접으로 접합되었으며 부착물이 없는 부재의 모재와 용접부	인장 또는 교번	B'	3, 4, 5, 7
	거더 복부판이나 플랜지에 설치된 수직보강재의 용접단부	인장 또는 교번	C	6
	부분보강용 덮개판 끝의 모재(끝부분의 용접처리 유무와 관계없이 끝이 직각이나 테이퍼 처리된 플랜지보다 좁은 덮개판, 또는 플랜지보다 넓고 끝부분이 용접처리 되어 있는 덮개판) (a) 플랜지 두께 ≤ 20 mm (b) 플랜지 두께 > 20 mm	인장 또는 교번	 E E'	7

일반조건	상황	응력의 종류[1]	상세범주 (<표 4.2.8, 4.2.9> 참조)	적용 예 (<그림 4.2.11> 참조)
	끝부분이 용접처리 되어 있지 않은 플랜지보다 넓은 부분용접된 덮개판 끝에서의 모재	인장 또는 교번	E'	7
그루브 용접 연결부	비슷한 단면을 갖는 압연단면 또는 용접단면의 완전용입 그루브용접된 이음부나 인접부의 모재와 용접부(작용응력방향으로 용접부를 연마처리하고 용접부의 건전성을 비파괴검사를 통하여 검사한 경우)	인장 또는 교번	B	8, 10
	부재의 폭방향으로 600 mm의 변화부 반경을 갖는 완전용입 그루브용접된 이음부나 인접부의 모재와 용접부(작용응력방향으로 용접부를 연마처리하고 용접부의 건전성을 비파괴검사를 통하여 검사한 경우)	인장 또는 교번	B	13
	부재의 폭방향 또는 두께방향 변화부(용접부경사가 1:2.5 이하인 경우)에서의 완전용입 그루브용접된 이음부나 인접부의 모재와 용접부(작용응력의 방향으로 용접부를 연마처리하고 용접부의 건전성을 비파괴검사를 통하여 검사한 경우)	인장 또는 교번	B'	11, 12
	부재의 폭방향 또는 두께방향 변화부가 없거나 용접부경사가 1:2.5 이하인 변화부가 있는 완전용입 그루브용접된 이음부나 그 인접부의 모재 또는 용접부(용접덧살을 제거하지 않고 용접부의 건전성을 비파괴검사를 통하여 검사한 경우)	인장 또는 교번	C	8, 10, 11, 12
종방향으로 응력을 받는 그루브 용접부착[2]	응력방향으로의 이음부 길이 L이 50 mm 이하인 경우, 완전 또는 부분용입 그루브용접된 부착물의 이음부에 인접한 모재	인장 또는 교번	C	6, 15
	응력방향으로의 이음부의 길이 L이 50 mm 이상이며 판두께의 12배 이하인 경우(단, 100 mm 이하), 완전 또는 부분용입 그루브용접된 부착물의 이음부에 인접한 모재	인장 또는 교번	D	15
종방향으로 응력을 받는 그루브용접부착물[2] (계속)	응력방향으로의 이음부의 길이 L이 판두께의 12배 이상이거나 100 mm 이상인 경우, 완전 또는 부분용입 그루브용접으로 부착된 이음부에 인접한 모재 (a) 이음부 두께 < 25 mm (b) 이음부 두께 ≥ 25 mm	인장 또는 교번	 E E'	15
	이음부의 길이와 상관없이 반경 R의 변화부를 갖는 완전 또는 부분용입 그루브용접으로 부착된 이음부에 인접한 모재. 아래의 원형반경을 갖고 용접단부를 연마처리한 경우: (a) R ≥ 600 mm (b) 600 mm > R ≥ 150 mm (c) 150 mm > R ≥ 50 mm (d) 50 mm > R ≥ 0 mm	인장 또는 교번	 B C D E	16
	변화부의 용접단부를 연마처리하지 않은 경우	인장 또는 교번	E	16
횡방향으로 응력을 받는 그루브용접부착물[2] [3]	이음부의 길이와 무관하고 비파괴검사를 통해 응력의 수직방향에 대한 용접의 건전성이 확인된 반경 R의 변화부를 갖는 완전용입 그루브용접으로 모재에 붙인 부착물	인장 또는 교번		16
	판두께가 동일하며 용접덧살이 제거된 경우: (a) R ≥ 600 mm (b) 600 mm > R ≥ 150 mm (c) 150 mm > R ≥ 50 mm (d) 50 mm > R ≥ 0 mm		 B C D E	

일반조건	상황	응력의 종류[1]	상세범주 (<표 4.2.8, 4.2.9> 참조)	적용 예 (<그림 4.2.11> 참조)
	- 판두께가 동일하나 용접덧살이 제거되지 않은 경우: (a) R ≥ 150 mm (b) 150 mm > R ≥ 50 mm (c) 50 mm> R ≥ 0 mm	,인장 또는 교번	C D E	16
횡방향으로 응력을 받는 그루브용접부착물[2) 3)]	- 판두께가 다르고 용접덧살이 제거된 경우:	인장 또는 교번		16
	(a) R ≥ 50 mm		D	
	(b) 50 mm > R ≥ 0 mm		E	
(계속)	- 판두께가 다르고 용접덧살이 제거되지 않은 변화부 반경	인장 또는 교번	E	16
필릿용접 연결부	횡방향의 하중을 받고 응력방향에 수직하게 용접된 연결부의 모재			
	(a) 이음부의 두께 ≤ 12.5 mm	인장 또는 교번	C	14
	(b) 이음부의 두께 > 12.5 mm	인장 또는 교번	그림참조	22
	불연속 필릿용접부의 모재	인장 또는 교번	E	
	필릿용접의 목부의 전단력	전단력	F(그림참조)	9
종방향으로 응력을 받는 필릿용접 부착물[2) 3) 4)]	응력방향으로 용접길이 L이 50 mm보다 길지 않은 필릿용접으로 부착된 이음부에 인접한 모재: 스터드형태의 전단연결재	인장 또는 교번	C	15, 17, 18, 19, 20
	응력방향으로 용접길이 L이 50 mm 이상 그리고 판두께의 12배 이하(단, 100 mm 이하)인 필릿용접으로 부착된 이음부에 인접한 모재	인장 또는 교번	D	15, 17
	응력방향으로 용접길이 L이 판두께의 12배 이상 또는 100 mm 이상인 필릿용접으로 부착된 이음부에 인접한 모재			
	(a) 이음부두께 < 25 mm	인장 또는 교번	E	7, 9, 15, 17
	(b) 이음부두께 ≥ 25 mm	인장 또는 교번	E'	7, 9, 15
	이음부의 길이와 관계없이 반경 R의 변화부를 갖는 필릿용접으로 부착된 이음부에 인접한 모재:			
	- 용접단부를 연마처리한 경우	인장 또는 교번		16
	(a) R ≥ 5 0mm		D	
	(b) 50mm > R ≥ 0 mm		E	
	- 용접단부를 연마처리하지 않은 경우	인장 또는 교번	E	16
주응력방향으로용접된 횡방향으로	이음부의 길이와 관계없이 반경 R의 변화부를 갖는 필릿용접으로 모재에 부착된 이음부(상세범주 F에 의해 결정되는 필릿용접 목부에 작용하는 전단응력)	인장 또는 교번		16

일반조건	상황	응력의 종류[1]	상세범주 (<표 4.2.8, 4.2.9> 참조)	적용 예 (<그림 4.2.11> 참조)
응력을 받는 필릿용접 부착물[2)4)]	- 용접단부를 연마처리한 경우			
	(a) R ≥ 50 mm		D	
	(b) 50 mm > R ≥ 0 mm		E	
	- 용접단부를 연마처리하지 않은 경우	인장 또는 교번	E	16
볼트 및 리벳 연결부	연결재에 면외 휨을 갖지 않는 고장력볼트 마찰이음부의 전단면에서의 모재	인장 또는 교번	B	21
	고장력볼트 지압이음의 순단면에서의 모재	인장 또는 교번	B	21
	리벳연결부의 순단면에서의 모재	인장 또는 교번	D	21

주) 1) 인장은 인장응력범위를 나타내고 교번은 반복응력 시 인장 및 압축이 모두 일어나는 응력범위를 나타낸다.
2) “종방향으로 응력”은 용접선에 평행한 응력의 방향을 나타내고, “횡방향으로 응력”은 용접선에 수직인 응력의 방향을 나타낸다.
3) 하중이 용접선에 수직으로 재하된 경우에는 부분용입 그루브용접을 피해야 한다.
4) 거더플랜지의 바깥 면에 연결된 연결판은 횡방향 필릿용접만으로 부착해서는 안 된다.

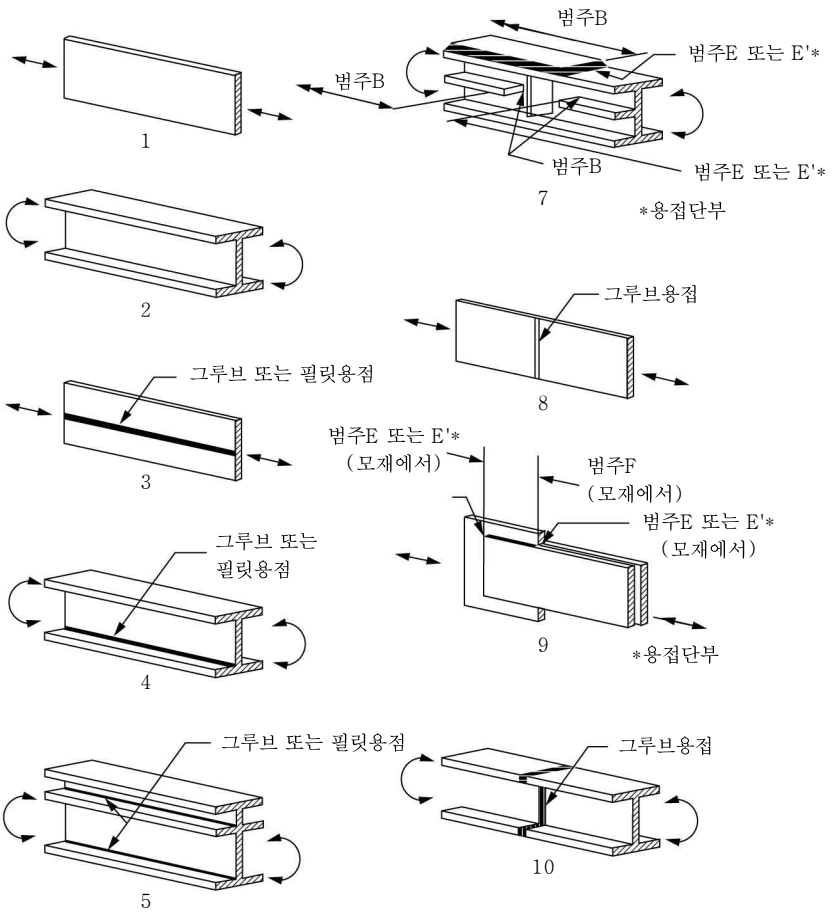
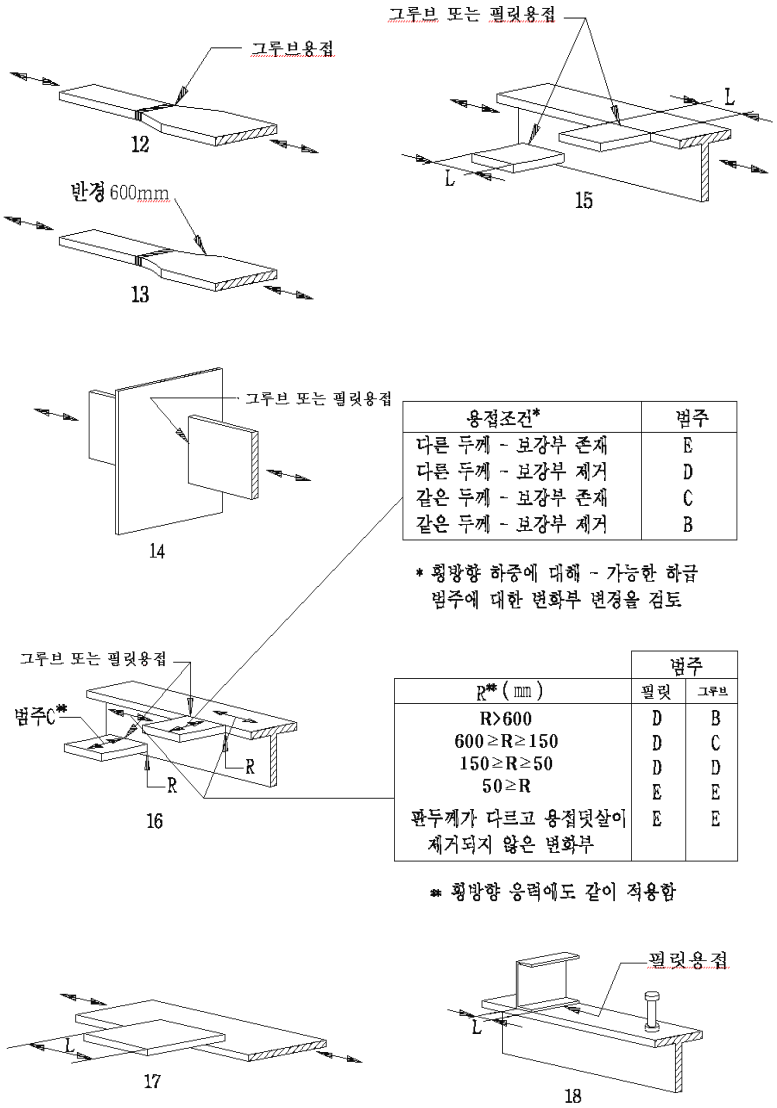


그림 4.2−11 피로상세범주



용접조건*	범주
다른 두께 - 보강부 존재	E
다른 두께 - 보강부 제거	D
같은 두께 - 보강부 존재	C
같은 두께 - 보강부 제거	B

* 횡방향 하중에 대해 - 가능한 하급 범주에 대한 변화부 변경을 검토

R** (mm)	범주	
	필릿	그루브
R>600	D	B
600≥R≥150	D	C
150≥R≥50	D	D
50≥R	E	E
판두께가 다르고 용접덧살이 제거되지 않은 변화부	E	E

** 횡방향 응력에도 같이 적용함

그림 4.2-11 피로상세범주(계속)

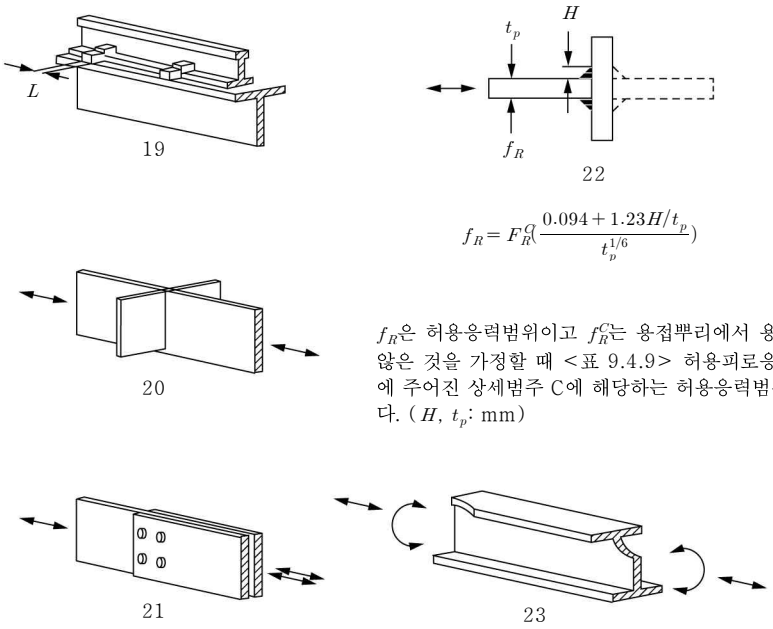


그림 4.2.11 피로상세범주(계속)

4.2.4 볼트 및 핀의 허용응력

(1) 볼트의 허용력 및 허응응력은 표 4.2-11, 표 4.2-12, 표 4.2-13 및 표 4.2-14에 표시한 값으로 한다.

표 4.2-11 마찰이음용 고장력볼트의 허용력 (kN)(1볼트 1마찰면마다)

볼트의 등급 / 나사호칭	F8T	F10T	S10T1)	F13T	S13T[1)]
M20	31	39	39	50	50
M22	39	48	48	63	63
M24	45	56	56	73	73
M27	58	73	73	-2)	-2)
M30	71	89	89	-2)	-2)

주 1) S10T, S13T: T/S 볼트의 기계적 성질에 따른 등급을 나타내는 기호
2) 볼트등급 F13T의 나사호칭 M27과 M30은 본 기준에 포함되지 않음.
3) 모재의 허용지압응력으로 결정되는 허용력을 초과할 수 없음.

표 4.2-12 지압이음용 고장력볼트의 허용전단응력 (MPa)

볼트의 등급	B8T	B10T	B13T
허용전단응력	150	190	245

표 4.2-13 지압이음용 볼트를 적용한 모재의 허용지압응력 (MPa)

모재 및 연결판의 강종 / 강재판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40 이하	235	315	355	450
40 초과 75 이하	215	295	335	430
75 초과 100 이하			325	420

모재 및 연결판의 강종 / 강재판두께(mm)	SM490C-TMC	SM520C-TMC	HSB500	HSB600 SM570-TMC
100 이하	315	355	380	450

표 4.2-14 일반볼트의 허용응력 (MPa)

볼트의 등급	일반볼트 강도구분 4.6 *
허용전단응력	90
허용지압응력	190

*일반볼트 강도구분 4.6 : KS B 1002 규격의 일반볼트 강도구분임

(2) 핀에 대한 기본허용응력은 표 4.2-15에 표시한 값으로 한다.

표 4.2-15 핀의 허용응력 (MPa)

강종 / 응력의 종류		SS400	SM35C	SM45C
휨응력		190	260	290
전단응력		100	140	150
지압응력	회전을 동반하지 않는 경우	210	280	310
	회전을 동반하는 경우	105	140	155

4.2.5 받침의 허용응력

KDS 24 10 10(3.1(4))의 규정을 따른다.

4.3 부재에 관한 일반사항

4.3.1 일반내용

(1) 4.3은 강교 및 강합성교의 설계에 적용하는 부재에 관한 일반사항을 규정하였다.

(2) 기호

A : 복부판 및 플랜지의 중심선으로 둘러싸인 면적(mm^2)

A_{fg} : 강축에 대한 인장플랜지의 총단면적(mm^2)

A_{fg}' : 약축에 대한 인장플랜지의 총단면적(mm^2)

A_{fn} : 강축에 대한 인장플랜지의 순단면적(mm^2)

A_{fn}' : 약축에 대한 인장플랜지의 순단면적(mm^2)

A_g : 단면의 총단면적(mm^2)

A_n : 단면의 순단면적(mm^2)

A_w : 복부판의 총단면적(mm^2)

f : 4.3.2①의 규정에 의해 산출한 휨응력(MPa)

f_a : 표 4.2-1의 ①, ④, ⑥, ⑧(MPa)

f_c : 휨 압축연단 응력(MPa)

f_{cao} : 표 4.2-2에 나타낸 $l/r \fallingdotseq 0$ 때의 허용압축응력(MPa)

f_t : 휨 인장연단 응력(MPa)

f_{ta} : 표 4.2-1에 규정한 기본 허용인장응력(MPa)

I : 플레이트거더의 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm4)

I_x : 강축에 대한 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)

I_y : 약축에 대한 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)

l : 부재의 좌굴길이(mm)

M : 휨모멘트(N・mm)

M_{eq} : 휨모멘트가 직선적으로 변화하는 경우의 등가모멘트(N・mm)

M_t : 전단 중심에서의 비틀림모멘트(N・mm)

M_x : 강축에 작용하는 휨모멘트(N・mm)

M_{xa} : 횡좌굴을 고려한 강축에 대한 허용휨모멘트(N・mm)

M_y : 약축에 작용하는 휨모멘트(N・mm)

M_{yao} : 약축에 대한 허용휨모멘트(N・mm)

P : 부재에 작용하는 축방향력(N)

P_{ca} : 강축 또는 약축에 관한 허용좌굴응력 가운데 작은 쪽의 값(N)

r : 고려하는 축에 대한 총단면의 단면2차반지름(mm)

S : 계산 단면에 작용하는 전단력(N)

t : 복부판 또는 플랜지의 두께(mm)

y : 플레이트거더 총단면의 중립축에서부터 응력을 계산하고자 하는 위치까지의 거리(mm)

y_c : 플레이트거더 총단면의 중립축에서 압축연단까지의 거리 또는 강축에서부터 휨에 관한 압축연단까지의 거리(mm)

y_c' : 약축에서부터 휨에 관한 압축연단까지의 거리(mm)

y_t : 플레이트거더 총단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 또는 강축에서부터 휨에 관한 인장연단까지의 거리(mm)

y_t' : 약축에서부터 휨에 관한 인장연단까지의 거리(mm)

v : 4.3.4 또는 4.8.2(4)에 의해 산출한 전단응력(MPa)

v_a : 표 4.2-1의 ②, ⑤, ⑦, ⑧(MPa)

v_m : 복부판에 작용하는 평균 전단응력(MPa)

v_t : 비틀림모멘트에 의한 전단응력(MPa)

4.3.2 부재의 휨응력

플레이트거더 및 이것과 유사한 구조물에 발생하는 휨모멘트에 의한 응력은 다음 각항에 따라 계산해야 한다.

(1) 휨모멘트에 의한 응력

$$f = \frac{M}{I} y \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, f : 휨응력(MPa)

M : 휨모멘트(N・mm)

I : 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm^4)(②에서도 동일)

y : 총단면의 중립축에서부터 응력을 계산하고자 하는 위치까지의 거리(mm)

(2) 휨모멘트에 의한 연단응력

$$f_c = \frac{M}{I} y_c, \quad f_t = \frac{M}{I} y_t \frac{A_{fg}}{A_{fn}} \qquad (4.3\text{-}2)$$

여기서, f_c: 휨 압축연단 응력(MPa)

f_t: 휨 인장연단 응력(MPa)

y_c: 총단면의 중립축에서 압축연단까지의 거리(mm)

y_t: 총단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리(mm)

A_{fg}: 인장 플랜지의 총단면적(mm^2)

A_{fn}: 인장 플랜지의 순단면적(mm^2)

4.3.3 축방향력과 휨모멘트를 받는 부재의 검토

(1) 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재는 각각에 대해 4.2.1 및 4.2.2의 규정 이외에 다음의 조건도 만족시켜야 한다.

(2) 응력 검토

① 축방향력이 인장인 경우

가. 인장응력 검토

$$\frac{P}{A_n} + \frac{M_x}{I_x} y_t \frac{A_{fg}}{A_{fn}} + \frac{M_y}{I_y} y_t' \frac{A_{fg}'}{A_{fn}'} \leq f_{ta} \quad (4.3\text{-}3)$$

나. 압축응력 검토

$$-\frac{P}{A_g} + \frac{M_x}{I_x} y_c + \frac{M_y}{I_y} y_c' \leq f_{cao} \quad (4.3\text{-}4)$$

② 축방향력이 압축인 경우

가. 인장응력 검토

$$-\frac{P}{A_g} + \frac{M_x}{I_x} y_t \frac{A_{fg}}{A_{fn}} + \frac{M_y}{I_y} y_t' \frac{A_{fg}'}{A_{fn}'} \leq f_{ta} \quad (4.3\text{-}5)$$

나. 압축응력 검토

$$\frac{P}{A_g} + \frac{M_x}{I_x} y_c + \frac{M_y}{I_y} y_c' \leq f_{cao} \quad (4.3\text{-}6)$$

(3) 좌굴검토

$$\frac{P}{P_{ca}} + \frac{M_x}{M_{xa}} + \frac{M_y}{M_{ya0}} \leq 1.0 \quad (4.3\text{-}7)$$

다만, 축방향 인장력의 경우에는$P = 0$으로 해야 한다.

여기서, P: 부재에 작용하는 축방향력(N), 다만, KDS 24 12 10(4.2.3)의 규정에 따라 허용응력을 할증하여 하중조합을 한 경우에는 -, KDS 24 12 10 표 4.2-1에 표시한 계수로 나눈 값이다.

M_x , M_y : 각각 강축 및 약축에 작용하는 휨모멘트(N・mm). 다만, KDS 24 12 10(4.2.3)의 규정에 따라 허용응력을 할증하여 하중조합을 한 경우는 KDS 24 12 10 표 4.2-1에 표시한 계수로 나눈 값이다. 또한 식 4.3-3, 식 4.3-4, 식 4.3-5 및 식 4.3-6에서의 휨모멘트는 검토하려는 단면에 대한 값이고, 식 4.3-7에서의 휨모멘트는 한 끝의 모멘트M_1으로부터 다른 끝의 모멘트M_2까지 직선적으로 변화하는 경우 식 4.3-8로 계산되는 등가모멘트 M_{eq}로 해야 한다.

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \quad (4.3.8)$$

다만 $M_1 \geq M_2$이고 $M_{eq} \geq 0.4M_1$으로 해야 한다.

I_x, I_y : 각각 강축 및 약축에 대한 총단면의 단면 2차 모멘트(mm^4)

A_n, A_g : 각각 검토하려는 단면의 순단면적 및 총단면적(mm^2)

A_{fn}, A_{fg} : 각각 검토하려는 강축에 대한 플랜지의 순단면적 및 총단면적(mm^2)

A_{fn}', A_{fg}' : 각각 검토하려는 약축에 대한 플랜지의 순단면적 및 총단면적(mm^2)

y_t, y_c : 각각 강축에서부터 휨에 관한 인장 및 압축연단까지의 거리(mm)

y_t' ,y_c' : 각각 약축에서부터 휨에 관한 인장 및 압축연단까지의 거리(mm)

f_{ta}: 4.2.2에 규정한 기본 허용인장응력(MPa)

f_{cao} : 표 4.2-2에서 $l/r \fallingdotseq 0$ 때의 허용 압축응력(MPa). 다만 최대폭-두께비를 완화한 경우에는 표 4.4-3에 나타낸 거더의 압축 플랜지의 허용압축응력(MPa)(다만, 표 4.4-3의 단서는 고려하지 않는다.)

P_{ca} : 강축 또는 약축에 관한 허용좌굴응력(N) 가운데 작은 쪽의 값으로$A_g f_{ca}$로 계산해야 한

다. 이 경우의 f_{ca}는 표 4.2-2에 나타낸 l/r에 따라 변화하는 허용축방향 압축응력(MPa)이다. 다만, 최대폭-두께비를 완화하는 경우에는 표 4.4-3에 나타낸 기둥의 허용압축응력(MPa)을 적용한다.

M_{xa} : 횡좌굴을 고려한 강축에 대한 허용휨모멘트(N・mm)로서 $f_{ca}I_x$ / y_c로 계산해야 한다. 이 경우 f_{ca}는 표 4.2-2에 나타낸 $(l/r)_e$에 따라 변화하는 허용압축응력(MPa)이다. 다만 최대폭-두께비를 완화하는 경우에는 표 4.4-3에 나타낸 거더의 압축플랜지의 허용압축응력(MPa)을 적용한다.

M_{yao} : 약축에 대한 허용휨모멘트(N・mm)로서 $f_{ca}I_y$ / y_c'로 계산해야 한다. 이 경우 f_{ca}는 표 4.2-2에 나타낸 $(l/r)_e \fallingdotseq 0$일 때의 허용휨압축응력(MPa)이다.

(4) 피로에 대해서는 4.2.3의 규정에 따라 검토한다. 이 때 $f_{\max}$ 및 $f_{\min}$은 4.3.2에 의한 휨응력과 4.3.6(1) 또는 4.3.6(3)에 의한 축방향력이 동시에 작용하는 경우에 대해 합산한 계산작용응력의 대수적최대치 및 최소치를 적용해야 한다.

4.3.4 부재의 전단응력

(1) 플레이트거더 및 이것과 유사한 구조물의 복부판의 평균 전단응력은 식 (4.3-9)에 의해 계산한다.

$$v_m = \frac{S}{A_w} \qquad (4.3\text{-}9)$$

여기서, v_m: 복부판에 작용하는 평균 전단응력(MPa)

S : 계산 단면에 작용하는 전단력(N)

A_w : 복부판의 총단면적(mm^2)

위에서, 복부판의 평균 전단응력은 전단력이 복부판에 균일하게 작용하는 것으로 가정한 약산식으로 복부판의 전단응력에 의한 좌굴 검토 또는 허용전단응력을 비교하는 경우에 사용해야 한다. 다만, 플랜지와 복부판을 연결하는 필릿용접부에 작용하는 전단응력을 계산하는 경우에는 4.8.2(4)를 적용한다.

(2) 비틀림에 의한 전단응력

① 박스거더의 비틀림모멘트에 의한 전단응력은 식 (4.3-10)에 의해 계산한다.

$$v_t = \frac{M_t}{2At} \qquad (4.3\text{-}10)$$

여기서, v_t : 비틀림모멘트에 의한 전단응력(MPa)

M_t : 전단 중심에서의 비틀림모멘트(N・mm)

A : 복부판 및 플랜지의 중심선으로 둘러싸인 면적(mm2)

t : 복부판 또는 플랜지의 두께(mm)

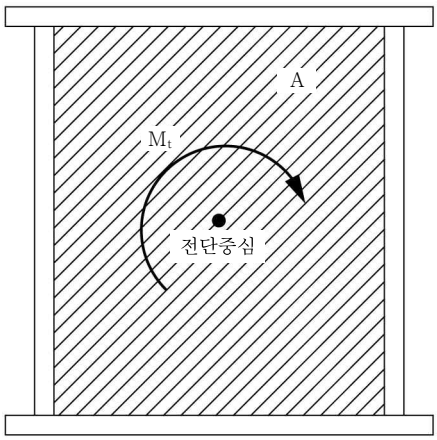


그림 4.3−1 전단중심 및 비틀림모멘트

② 일반적으로 철도교에 이용되는 박스거더의 경우 위에 나타낸 식에 의해 전단력을 구해도 실용상 충분한 정밀도를 갖는다. 박스거더의 비틀림모멘트는 원심력, 차량횡하중 또는 차륜횡압하중, 곡선의 편심 및 열차재하시의 풍하중과 지진의 영향 등의 횡력에 의해 발생되므로, 비틀림모멘트에 의한 전단응력(v_t)를 4.3.4(1)에서의 전단응력에 가산해야 한다.

4.3.5 휨모멘트와 전단력과의 합성응력 검토

(1) 합성응력의 검토

① 플레이트거더 및 이와 유사한 구조물에 휨응력 및 전단응력이 동시에 작용하는 경우에는 식 (4.3-11)에 의해 검토해야 한다.

$$\sqrt{\left(\frac{f}{f_a}\right)^2+\left(\frac{v}{v_a}\right)^2} \leqq 1.1 \qquad (4.3\text{-}11)$$

다만, f 및 v는 각각 f_a 및 v_a이하이어야 한다.

여기서, f : 식 4.3-1에 의해 산출한 휨응력(MPa)

v : 4.3.4또는 4.8.2(4)에 의해 산출한 전단응력(MPa)

f_a : 표 4.2-1에서의 ①, ④, ⑥, ⑧(KDS 24 12 10(4.2.3)의 규정에 의해 증가된 경우를 포함해야 한다.)

v_a : 표 4.2-1에서의 ②, ⑤, ⑦, ⑧(KDS 24 12 10(4.2.3)의 규정에 의해 증가된 경우를 포함해야 한다.)

② 플레이트거더의 복부판과 플랜지를 연결하는 필릿용접, I형강 또는 H형강의 목부분 등에서 전단력이 상대적으로 큰 경우에는 휨모멘트와 전단력에 의한 합성응력의 검토가 필요하다.(그림 4.3-2 참조) 다만, 복부판과 플랜지를 연결하는 필릿용접부의 목두께의 합계가 복부판 두께보다 크게 되어 복부판에 대한 검토가 된 경우에는 용접부를 특별히 검토할 필요는 없다. 그러나 두꺼운 복부판이 이용되거나 복부판에 작용하는 전단응력이 작을 경우

필릿용접치수가 상대적으로 작게 적용될 수 있는데, 이 경우에는 목두께면에 대하여 합성응력을 검토해야 한다.

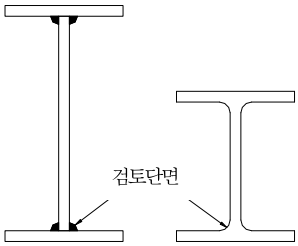


그림 4.3-2 검토단면

③ 연속 플레이트거더나 캔틸레버 거더의 중간지점 부근, 하로플레이트거더나 트러스의 가로보 및 라멘 모서리부 부근 등은 f, v가 동시에 크게 되므로 주의를 요한다. 또, 단순거더에서도 거더 끝에 가깝고, 전단력이 큰 위치에서 작은 플랜지 단면을 사용한 경우에는, 합성응력이 크게 되는 경우가 있으므로 검토해야 한다.

(2) 피로 검토

① 피로 검토는 원칙적으로 4.2.3에 의한다. 즉, 수직응력과 전단응력의 각각에 대해 4.2.3에 따라서 피로 검토를 한 경우에는 원칙적으로 합성응력에 대한 피로 검토를 하지 않아도 된다. 다만, 받침보와 가로보 등, 수직응력과 전단응력이 동시에 최대가 될 수도 있는 부재에 대해서는 합성응력에 대한 피로 검토를 해야 한다. 그 경우 피로 검토는 식 (4.3-12)에 의해 산출한 합성응력의 범위와 4.2.3에 규정한 허용피로응력 범위를 이용해 검토하면 된다.

$$f_{pmax} = \frac{1}{2}(f_{\max} + \sqrt{f_{\max}^2 + 4v_{\max}^2}) \qquad (4.3\text{-}12)$$

$$f_{pmin} = \frac{1}{2}(f_{\min} + \sqrt{f_{\min}^2 + 4v_{\min}^2}) \qquad (4.3\text{-}13)$$

$$\Delta f_p = f_{pmax} - f_{pmin} \qquad (4.3\text{-}14)$$

여기서, $f_{\max}$: 최대휨응력(MPa)

$f_{\min}$: 최소휨응력(MPa)

$v_{\max}$: 최대전단응력(MPa)

$v_{\min}$: 최소전단응력(MPa)

f_{pmax} : 최대주응력(MPa)

f_{pmin} : 최소주응력(MPa)

Δf_p : 응력범위(MPa)

4.3.6 부재의 유효단면적

(1) 인장부재의 유효단면적

① 인장부재의 유효단면적은 순단면적을 적용한다.

② 피로 검토를 하는 경우 인장부재의 유효단면적은 고장력볼트 마찰이음에 대해서는 총단면적을 적용한다.

③ 관련 세부사항은 4.6을 참조한다.

(2) 인장 L형강의 유효단면적

1개 또는 2개의 L형강으로 구성된 인장 부재가 연결판의 한쪽 면에만 연결되어 편심에 의한 휨모멘트가 발생하는 경우에는 그림 4.3-3(a), (b)와 같이 연결판에 연결시킨 다리의 순단면적과 연결되지 않은 다리의 1/2 높이까지의 단면적을 합한 면적을 유효단면적으로 한다. 그림 4.3-3(c)와 같이 전체 인장 부재의 중심축이 연결판 면내에 위치하는 편심 연결의 경우와 그림 4.3-3(d), (e)와 같이 전체 인장 부재의 중심축이 연결판의 중심축과 일치하여 연결부의 편심에 의한 휨모멘트가 발생하지 않는 경우에는 연결판에 연결되지 않은 다리의 전체 단면적을 포함한 인장 부재의 순단면적을 유효단면적으로 본다. 한편, 이 규정은 부재의 세장비를 계산할 경우에는 고려할 필요가 없다.

(3) 압축부재의 유효단면적은 총단면적으로 해야 한다. 단지, 일반볼트의 구멍과 핀을 위한 구멍은 공제하는 것으로 한다.

(4) 휨과 부정정력 등을 계산하는 경우의 유효단면적은 총단면적을 적용한다.

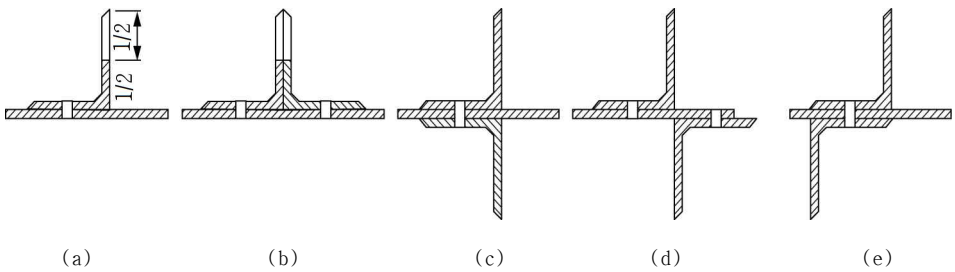


그림 4.3−3 편심의 영향을 고려한 인장 L형강의 유효단면적

4.4 판요소의 폭-두께비와 보강재

4.4.1 일반내용

(1) 4.4는 강교 및 강합성교 판요소의 폭-두께비와 보강재에 관한 일반적인 사항을 규정한다.

(2) 보강재의 강종은 보강되는 판의 강종과 동등 이상의 강도를 가지는 재료를 사용해야 한다.

(3) 기호

b : 판의 폭(mm)

$(b/t)_o$: 판의 최대폭-두께비

$(b/t)_s$: 실제 설계에 이용하는 폭-두께비
D : 복부판의 높이(mm)
d : 중간수직보강재의 간격(mm)
d_s : 실제 설계에서 정한 보강재 간격(mm)
f : 복부판의 연단압축응력(MPa)
f_1, f_2 : 축방향 압축력과 휨모멘트에 의해 양단에서 발생하는 합응력(MPa)
f_{cag} : l/r에 의해 변화하는 허용압축응력(MPa)
f_{cao} : $l/r = 0$의 경우의 허용압축응력(MPa)
I : 수평보강재의 총단면의 단면2차모멘트(mm4)
l : 부재의 좌굴길이(mm)
n : 보강재에 의해 나뉘어지는 수
r : 고려하는 축에 대한 총단면의 단면2차반지름(mm)
t : 판의 두께(mm)
α : 판의 길이(a)와 판의 폭(b)과의 비(a/b)
γ : 강성비
δ : 보강재 1개의 단면적(A_s)과 보강판의 단면적($b \cdot t$)과의 비
Ψ : 판요소의 양단에서 발생하는 응력의 비($-1.0 \leqq \Psi \leqq 1.0$)
v : 전단응력(보강재 사이의 평균치)(MPa)

4.4.2 축방향 압축력을 받는 판요소

(1) 최대폭-두께비

① 이 항목은 부재를 구성하는 판이 전 폭에 걸쳐 등분포된 압축력을 받을 경우, 판의 좌굴에 대해서 안전을 확보하기 위해 규정한 것이다. 기둥처럼 축방향 압축력을 받는 부재의 각 판요소뿐만 아니고, 휨을 받는 플레이트거더의 압축플랜지처럼 일정한 압축응력을 받는 판요소에 대해서도 적용한다.(4.8 참조)

② 부재의 축방향으로 압축력을 받는 판의 최대폭-두께비는, 판 끝의 지지조건에 따라서 표 4.4-1을 적용한다.

③ 작용응력이 허용응력에 비해서 작은 부재 및 가설 시에 일시적인 압축응력을 받는 부재에 대해서 표 4.4-1의 판의 최대폭-두께비에 표 4.4-2의 계수를 곱해서 완화할 수 있다. 이 경우의 허용압축응력은 표 4.4-3에 의해 계산한다.

표 4.4－1 판의 최대폭－두께비($(b/t)_o$)

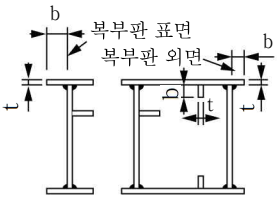
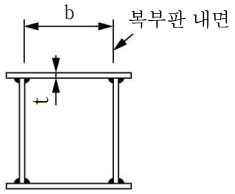
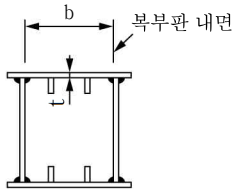
판 끝의 지지조건 / 강종	자유 돌출판	양연 지지판	양연 지지되고 판 폭의 n등분선 상에 각각 보강재가 있는 판 (보강된 판)
SS400, SM400 SMA400	12.5	40	28n
SM490 SM490C-TMC	11	34	24n
SM490Y SM520 SMA490 SM520C-TMC	10	32	22n
SM570 SMA570 SM570C-TMC	9	28	20n
HSB500	10	31	21n
HSB600	9	28	20n
적용예			
	①	②	③

표 4.4－2 판의 최대폭－두께비 완화계수 및 상한치

부재명	판의 종류	상시	가설 시	
		계수	계수	폭－두께비 상한치
기둥	자유 돌출판	$\sqrt{\frac{f_{cag}}{f}}$ 단, 1.2 이하	$\sqrt{\frac{f_{cag}}{f}}$	16
	양연 지지판			60
	보강판	$3-\frac{2f}{f_{cag}}$ 단, 1.7 이하	$3-\frac{2f}{f_{cag}}$	60n
거더의 압축플랜지	자유 돌출판	$\sqrt{\frac{f_{cao}}{f}}$ 단, 1.2 이하	$\sqrt{\frac{f_{cao}}{f}}$	16
	양연 지지판			60
	보강판	$3-\frac{2f}{f_{cao}}$ 단, 1.7 이하	$3-\frac{2f}{f_{cao}}$	60n

표 4.4-3 최대폭-두께비 완화에 따른 허용압축응력

부재명	판의 종류	허용압축응력
기둥	자유 돌출판	$f_{ca} = f_{cag} \cdot \dfrac{(b/t)_o^2}{(b/t)_s^2}$
	양연 지지판	
	보강판	$f_{ca} = f_{cag} \cdot \left\{1.5 - \dfrac{(b/t)_s}{2(b/t)_o}\right\}$
거더의 압축플랜지	자유 돌출판	$f_{ca} = f_{cao} \cdot \dfrac{(b/t)_o^2}{(b/t)_s^2}$, 단 f_{bag} 이하
	양연 지지판	
	보강판	$f_{ca} = f_{cao} \cdot \left\{1.5 - \dfrac{(b/t)_s}{2(b/t)_o}\right\}$, 단 f_{bag} 이하

여기서, $(b/t)_o$: 표 4.4-1에서 정하는 최대폭-두께비

$(b/t)_s$: 실제 설계에 이용하는 폭-두께비

n : 보강재에 의해 나누어지는 수(4.4.2와 동일)

b : 보강된 판의 폭(mm)(표 4.4-1의 적용예를 참조)

t : 보강된 판의 두께(mm)(표 4.4-1의 적용예를 참조)

f : 최대작용압축응력(MPa) 다만, 허용응력을 증가시켜도 좋은 하중의 조합이 되는 경우에는 KDS 24 12 10(표 4.2-1)의 계수로 나눈 값이다.

f_{cag} : 표 4.2-2(a)에서 l/r 에 의해 변화하는 허용압축응력(MPa)

f_{cao} : 표 4.2-2(a)에서 $l/r = 0$의 경우의 허용압축응력(MPa)

f_{bag} : 표 4.2-2(b)에서 $(l/r)_e = 0$에 의해 변화하는 허용압축응력(MPa)

(2) 보강재의 소요강도

① 양쪽에서 지지되고 있는 판에서, 판 폭의 2등분선상에 각각 보강재가 있는 경우(표 4.4-1의 ③)의 종방향 보강재 하나의 소요단면2차모멘트(I)는 식 (4.4-1)에 의해서 산출한 값 이상이어야 한다.

$$I = \frac{1}{11} b t^3 \gamma \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, b : 표 4.4-1의 ③에 보이는 판의 폭(mm)

γ : 식 4.4-2～식 4.4-5에 의해서 산출된 강성비

또한, 각 보강재의 최대폭-두께비는 표 4.4-1의 ①에 의한다. 다른 단면형태의 보강재를 이용하는 경우에는 이에 해당되지 않는다.

가. $\dfrac{(b/t)_s}{(b/t)_o} > \sqrt{\dfrac{1+\alpha^2}{2n^2(1+n\delta)}}$ 의 경우

$$\frac{(b/t)_s}{(b/t)_o} \leqq 1 : \ \gamma = \ 4\alpha^2 n \left\{\frac{(b/t)_s}{(b/t)_o}\right\}^2 (1+n\delta) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} \qquad (4.4\text{-}2)$$

$$\frac{(b/t)_s}{(b/t)_o} > 1 : \gamma = 4\alpha^2 n(1+n\delta) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} \qquad (4.4\text{-}3)$$

나. $\frac{(b/t)_s}{(b/t)_o} \leqq \sqrt{\frac{1+\alpha^2}{2n^2(1+n\delta)}}$ 의 경우

$$\frac{(b/t)_s}{(b/t)_o} \leqq 1 : \gamma = \frac{1}{n}\left\{\left[2n^2\left\{\frac{(b/t)_s}{(b/t)_o}\right\}^2(1+n\delta)-1\right]^2-1\right\} \qquad (4.4\text{-}4)$$

$$\frac{(b/t)_s}{(b/t)_o} > 1 : \gamma = \frac{1}{n}\left\{\left[2n^2(1+n\delta)-1\right]^2-1\right\} \qquad (4.4\text{-}5)$$

여기서, $(b/t)_s$: 실제의 설계에 이용하는 폭-두께비

$(b/t)_o$: 표 4.4-1의 ③에서 정하는 최대폭-두께비

α : 그림 4.4-1에 보인 판의 길이(a)와 판의 폭(b)과의 비(a/b)

I : 보강재 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)로, 그림 4.4-2의 X축에 관한 것

δ : 보강재 1개의 단면적(A_s)과 보강판의 단면적($b \cdot t$)과의 비$\left(\frac{A_s}{b \cdot t}\right)$

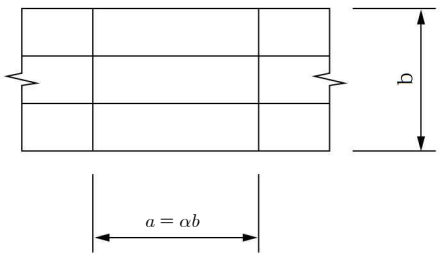


그림 4.4−1 판의 길이와 폭

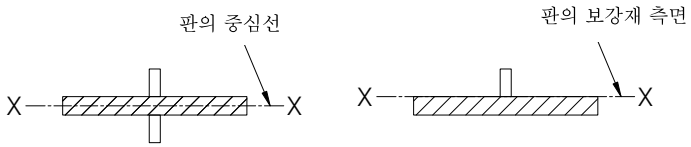


그림 4.4−2 판의 중심선 및 측면 보강재

4.4.3 축방향 압축력과 휨모멘트를 받는 판요소

(1) 4.4.3에서는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 판요소가 국부좌굴을 일으키지 않도록 판두께를 규정한다.

(2) 부재 전체의 면외 및 면내좌굴에 대한 안정에 관해서는 4.3.3의 규정을 따른다.

(3) 콘크리트 바닥판 등에 의해서 판의 국부좌굴이 충분히 방지된 경우에는 이 조항에 의하지 않는다.

(4) 최대폭-두께비

① 축방향의 압축력과 휨모멘트를 받는 판의 최대폭-두께비는 판의 양단이 지지되어 있는 경우, 판의 보강재 개수를 고려한 표 4.4-4의 값을 적용한다. 작용응력이 허용응력에 비해서 작은 부재 및 가설시 일시적인 압축응력을 받는 부재에 대해서는 표 4.4-4의 판의 최대폭-두께비에 표 4.4-5의 계수를 곱하여 완화할 수 있다. 이 경우의 허용압축 응력은 표 4.4-3의 기둥에 대한 규정을 적용한다.

표 4.4－4 판의 최대폭－두께비

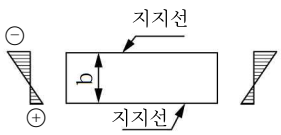
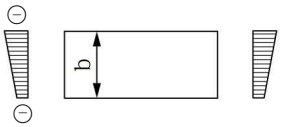
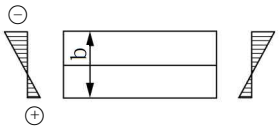
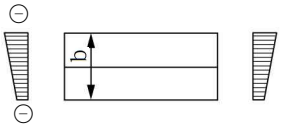
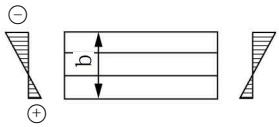
보강재 배치 및 수	Ψ의 범위	판의 최대폭－두께비 $(b/t)_o$	적용	
보강재가 없는 경우	$-1.0 \leqq \Psi \leqq 0.25$	$\frac{710-1020\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		①
	$0.25 < \Psi \leqq 1.0$	$\frac{455}{\sqrt{f_{cao}}}$		
판 폭의 중앙부근에 1개의 보강재가 있는 경우	$-1.0 \leqq \Psi \leqq 0$	$\frac{940-285\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		②
	$0 < \Psi \leqq 1.0$	$\frac{940-285\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		
2개 이상의 보강재가 같은 간격으로 있는 경우	$-1.0 \leqq \Psi \leqq 1.0$	$\frac{325n+(1-\Psi)(345-11n)}{\sqrt{f_{cao}}}$		

표 4.4−5 판의 최대폭−두께비 완화계수 및 상한치

판의 종류	상시	가설시	
	계수	계수	폭−두께비 상한치
양연 지지판	$\sqrt{\frac{f_{cag}}{f_1}}$ 단, 1.2 이하	$\sqrt{\frac{f_{cag}}{f_1}}$	60
보 강 판	$3-\frac{2f_1}{f_{cag}}$ 단, 1.7 이하	$3-\frac{2f_1}{f_{cag}}$	$60n$

여기서, $(b/t)_o$: 표 4.4-4에 규정된 최대폭-두께비(4.4.3(3)과 동일)

n : 보강재에 의한 분할수

t : 판의 두께(mm)

b : 판의 폭(mm)

$\Psi = f_2/f_1$: 판요소의 양단에서 발생하는 응력의 비. 다만, $-1.0 \leqq \Psi \leqq 1.0$

f_1, f_2 : 축방향 압축력과 휨모멘트에 의해 양단에서 발생하는 합응력(MPa) .다만, 허용응력을 증가시켜도 좋은 하중조합이 되는 경우에는 KDS 24 12 10(표 4.2-1)의 계수로 나눈 값이다.

f_{cao} : 표 4.2-2에서 $l/r \fallingdotseq 0$인 경우의 허용압축응력(MPa)

f_{cag} : 표 4.2-2에서 l/r에 의해 변화하는 허용압축응력(MPa)

(5)보강재의 소요강도

① 표 4.4-4의 ②에 표시한 판의 각 보강재의 소요 단면2차모멘트는 식 (4.4-6)에 의해서 산출한 값 이상이어야 한다.

$$I = \frac{1}{11} bt^3 \gamma \qquad (4.4\text{-}6)$$

여기서, b : 표 4.4-4의 ②에 표시된 판의 폭(mm)

t : 실제의 설계에 사용하는 판두께(mm)

γ : 식 (4.4-7)에 의해서 산출한 강성비

그리고 각 보강재의 최대폭-두께비는 표 4.4-1의 ①에 의해야 한다. 다만, 다른 단면형태의 보강재를 이용하는 경우에는 이에 해당되지 않는다.

$$\gamma = \frac{1}{k_{req} - k_o} \left\{ k_{req} \frac{(b/t)_s^2}{(b/t)_o^2} - k_0 \right\} m\gamma^* \qquad (4.4\text{-}7)$$

$$m = 1 - \frac{\alpha}{2(1+\alpha)}(1-\Psi) \qquad (4.4\text{-}8)$$

γ^* : 식 4.4-9로 계산한다.

$\alpha \leqq \sqrt{2n^2(1+n\delta)-1}$ 의 경우

$$\gamma^* = \frac{1}{n}\{4n^2(1+n\delta)\alpha^2-(1+\alpha^2)^2\} \quad (4.4\text{-}9)$$

$\alpha > \sqrt{2n^2(1+n\delta)-1}$ 의 경우

$$\gamma^* = 4n(1+n\delta)\{(n-1)(n+1)+n^3\delta\} \quad (4.4\text{-}10)$$

k_o : 식 (4.4-11)~식 (4.4-12)로 계산해야 한다.

$$0 \leqq \Psi \leqq 1 \text{ 의 경우 } k_o = \frac{8.4}{\Psi+1.1} \quad (4.4\text{-}11)$$

$-1 \leqq \Psi \leqq 0$ 의 경우

$$k_o = 10\Psi^2-6.27\Psi+7.63 \quad (4.4.12)$$

k_{req} : 식(4.4-13)으로 계산한다.

$$k_{req} = \frac{8.4n^3}{2.1n-1+\Psi} \quad (4.4.13)$$

$(b/t)_o$: 표 4.4-4의 ②로 정해진 보강판의 전 폭에서의 최대폭-두께비

$(b/t)_s$: 실제의 설계에 사용하는 보강판의 전 폭에서의 폭-두께비 α, δ 및 I 의 계산에 있어서의 축의 방향은 그림 4.4-1과 4.4.2(2)에 의한다.

4.4.4 전단력과 휨모멘트를 받는 부재의 복부판

(1) I형 단면과 박스형단면의 플레이트거더를 휨에 대해서 경제적으로 설계하기 위해서는 복부판을 될 수 있는 대로 얇게 하고 플랜지의 단면적을 크게 하는 것이 바람직하지만 복부판을 너무 얇게 하면 좌굴변형 또는 붕괴를 일으켜 플레이트거더 전체의 붕괴를 유발할 위험이 있으므로 이 조항으로 복부판의 최소두께를 규정하고 있다. 다만, 판의 국부좌굴이 충분히 방지되어 있는 경우에는 이 조항을 적용하지 않아도 된다.

(2) 중간수직보강재가 있는 복부판의 최대폭-두께비

①중간수직보강재가 있는 경우의 복부판의 최대폭-두께비는 사용재료별로 표 4.4-6을 따른다. 수평보강재가 없는 경우에 작용응력이 허용응력에 비해서 작은 부재에서는 표 4.4-6의 판의 최대폭-두께비를 $\sqrt{f_{cao}/f}$ 배 증가시킬 수 있다. 다만, 1.2배를 초과할 수 없다.

표 4.4－6 복부판의 최대폭－두께비($(D/t)_0$)

재료	수평보강재가 없는 경우		수평보강재가 1단인 경우	
	동일강종 단면	하이브리드 단면	동일강종 단면	하이브리드 단면
SM400, SMA400	150	120	250	200
SM490, SM490C-TMC	130	100	250	170
SM490Y, SM520, SMA490, SM520C-TMC, HSB500	120	90	250	160
SM570, SMA570, SM570-TMC, HSB600	110	80	250	140

여기서, $(D/t)_o$: 표 4.4-6에서 정한 최대폭-두께비

t : 복부판의 두께(mm)(4.4.4(3),(4),(5),(6)에서도 동일한 의미를 나타낸다.)

D : 복부판의 높이(mm)(4.4.4(3),(4),(5),(6)에서도 동일한 의미를 나타낸다.)

f : 최대작용압축응력. 다만, 허용응력을 증가시켜도 좋은 하중의 조합인 경우에는 KDS 24 12 10(표 4.2-1)에 주어진 허용응력증가계수로 나눈 값을 취한다.

f_{cao} : 표 4.2-2에서 세장비가 $l/r \fallingdotseq 0$ 일 때의 허용압축응력(MPa)

(3) 중간수직보강재가 없는 복부판의 최대폭-두께비

①중간수직보강재를 설치할 필요가 없는 복부판의 최대폭-두께비는 열차하중의 재하조건과 사용재료별로 표 4.4-7의 값을 적용한다.

표 4.4－6 중간수직보강재가 없는 복부판의 최대폭－두께비($(D/t)_0$)

재료	플랜지에 직접 재하하는 부재의 복부판	플랜지에 직접 재하하지 않는 부재의 복부판
SM400, SMA400	70	$630/\sqrt{v}$ 단, 110 이하
SM490, SM490C-TMC	60	
SM490Y, SM520, SMA490 SM520C-TMC, HSB500	55	
SM570, SMA570 SM570-TMC, HSB600	50	$630/\sqrt{v}$ 단, 100 이하

여기서, v는 4.3.4에서 규정한 전단응력(MPa). 다만, 허용응력을 증가시켜도 좋은 하중조합인 경우에는 KDS 24 12 10(표 4.2-1)에서의 허용응력증가계수로 나눈 값을 취한다.

(4) 중간수직보강재의 간격

①중간수직보강재를 설치할 경우 중간수직보강재의 간격(d)는 수평보강재의 유무에 따라서 다음의 각 호의 식에 의해 산출한 값으로 해야 한다. 다만, $2D$를 넘어서는 안 된다.

가. 수평보강재가 없는 경우

$$d \leqq 980\frac{t}{\sqrt{v}} \qquad (4.4\text{-}14)$$

다만, 복부판 연단의 휨압축응력(f)가 표 4.4-8의 값을 넘을 경우 식 (4.4-15)~식 (4.4-16)에 의해서 중간수직보강재의 간격을 검토해야 한다.

$d/D \leqq 1$ 경우

$$\left(\frac{D}{100t}\right)^4\left\{\left(\frac{f}{325}\right)^2+\left[\frac{v}{54+72\left(\frac{D}{d}\right)^2}\right]^2\right\} \leqq 1 \qquad (4.4\text{-}15)$$

$1 < d/D \leqq 2$ 경우

$$\left(\frac{D}{100t}\right)^4\left\{\left(\frac{f}{325}\right)^2+\left[\frac{v}{72+54\left(\frac{D}{d}\right)^2}\right]^2\right\} \leqq 1 \qquad (4.4\text{-}16)$$

표 4.4-8 복부판 연단의 휨압축응력(수평보강재가 없는 경우)

재료	f(MPa)
SS400, SM400, SMA400	85
SM490, SM490C-TMC	120
SM490Y, SM520, SMA490, SM530C-TMC	125
HSB500	140
SM570, SMA570, SM570-TMC, HSB600	170

나. 수평보강재를 압축 플랜지로부터 $0.2D$ 부근에 1단으로 배치할 경우

$$d \leqq 870\frac{t}{\sqrt{v}} \qquad (4.4\text{-}17)$$

다만, 복부판 연단의 휨압축응력(f)가 표 4.4-9의 값을 넘을 경우에는 식 (4.4-18)~식 (4.4-19)에 의해서 중간수직보강재의 간격을 검토해야 한다.

$d/D \leqq 0.8$ 경우

$$\left(\frac{D}{100t}\right)^4\left\{\left(\frac{f}{1750}\right)^2+\left[\frac{v}{85+72\left(\frac{D}{d}\right)^2}\right]^2\right\} \leqq 1 \qquad (4.4\text{-}18)$$

$0.8 < d/D \leqq 2$ 경우

$$\left(\frac{D}{100t}\right)^4\left\{\left(\frac{f}{1750}\right)^2+\left[\frac{v}{113+54\left(\frac{D}{d}\right)^2}\right]^2\right\} \leqq 1 \qquad (4.4\text{-}19)$$

표 4.4－9 복부판 연단의 휨압축응력(수평보강재가 있는 경우)

재료	f(MPa)
SS400, SM400, SMA400	155
SM490, SM490C-TMC	140
SM490Y, SM520, SMA490, SM530C-TMC	130
HSB500	125
SM570, SMA570, SM570-TMC, HSB600	120

여기서, d : 중간수직보강재의 간격(mm)으로서, 그 값은 보강재가 용접되어 있는 경우에는 보강재 중심간격, 볼트로 연결되어 있는 경우에는 볼트선 간격으로 결정한다.(4.4.4(5),(6)에 있어서도 일한 의미를 나타낸다.)

v : 4.3.4에 규정한 전단응력(MPa)으로 보강재 사이의 평균값을 적용한다.

f : 복부판 연단의 휨압축응력(MPa)으로 보강재 사이의 평균값을 적용한다.

또한 허용응력을 증가시켜도 좋은 하중의 조합인 경우에는, v 및 f 는 KDS 24 12 10 (표 4.2-1)에서의 허용응력증가계수로 나눈 값을 취한다.

(5) 수평보강재

① 수평보강재를 1단으로 사용하는 경우 그 위치는 압축플랜지로부터 $0.2D$ 부근에 배치하는 것으로 하고 수평보강재의 소요단면2차모멘트(I)는 식 (4.4-20)에 의해 산출한 값 이상이 되어야 한다.

$$I = 5dt^3 \quad \text{단}, d/D \leqq 2 \tag{4.4-20}$$

② 또한 수평보강재의 최대폭-두께비는 표 4.4-1의 ①에 의하지만, 다른 단면형태의 수직보강재를 사용하는 경우에는 이를 적용하지 않아도 된다.

③ 여기서, I : 수평보강재의 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)로 I 값 계산시의 기준축은 그림 4.4-2를 따른다.

④ 수평보강재를 2단 이상 배치할 경우에는 표 4.4-6의 값을 따르지 않는다.

(6) 중간수직보강재

① 중간수직보강재의 소요단면2차모멘트(I)는 식 (4.4-21)에 의해 산출된 값 이상이어야 한다.

$$I = \frac{5}{22} d_s t^3 \gamma \tag{4.4-21}$$

여기서, d_s : 실제 설계에서 정한 보강재 간격(mm)

I : 중간수직보강재의 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)로서, I 값 계산 시의 기준축은 그림 4.4-2를 따른다.

γ : 식 (4.4-22)에 의해서 산출한 강성비

② 또한, 중간수직보강재의 최대폭-두께비는 16 이하로 하지만 다른 단면 형태의 보강재를 사

용할 경우에는 이를 따르지 않는다.

$$\gamma = 25\left(\frac{D}{d}\right)^2 - 20 \qquad (4.4\text{-}22)$$

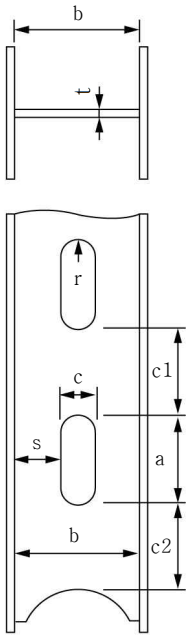
다만, $\gamma \geq 5$로 해야 한다.

(7) 구멍 뚫린 판을 가진 부재

① 이 규정은 휨을 받는 거더에 대한 것이 아니며, 구멍 뚫린 판의 최소 두께는 표 4.4-10의 값으로 한다.

구멍 뚫린 판의 치수간의 관계는 다음과 같다.

$$a \leq 2c,\ c_1 \geq b,\ c_2 \geq 1.25b,\ r \geq 40\,\text{mm}$$



여기서, b : 안쪽 용접선간의 거리(mm)

t : 구멍 뚫린 판의 두께(mm)

s : 안쪽 용접선으로부터 구멍까지의 최대폭(mm)

a : 응력방향에서 잰 구멍의 길이(mm)

c : 구멍의 폭(mm)

c_1 : 구멍과 구멍 사이의 판의 길이(mm)

c_2 : 단부 구멍의 끝과 구멍 뚫린 판 끝과의 응력방향에서 잰 최단거리(mm)

r : 구멍 끝의 곡률반경(mm)

구멍의 형상은 원, 타원 또는 원과 직선을 조합한 활과 같은 형상으로 구멍 끝의 곡률반경은 최소 40 mm 이상으로 한다.

② 구멍 뚫린 판을 가진 부재의 단면2차반경 및 유효단면적은 구멍의 폭이 최대인 단면에 대해서 계산하는 것으로 한다. 또한 2개 이상의 구멍이 뚫린 판을 사용하고 구멍의 위치가 상

호 엇갈리는 경우에도 같은 단면에 구멍이 있는 것으로 고려하여 계산하는 것으로 한다.

표 4.4-10 구멍 뚫린 판

강종	최소 판두께(t)(mm)	안쪽 용접선으로부터 구멍까지의 최대폭(s)(mm)
SS400 SM400 SMA400	b/50	13t
SM490, SM490Y SM490C-TMC SM520 SM520C-TMC SMA490,HSB500	b/40	11t
SM570 SM570-TMC SMA570, HSB600	b/35	10t

4.5 바닥틀과 바닥판

4.5.1 일반내용

(1) 4.5는 바닥판을 지지하고 있는 강바닥틀, 세로리브 및 가로리브로 보강된 강바닥판과 변장비가 2 이상의 철근콘크리트 바닥판의 설계에 적용한다.

(2) 철근콘크리트 바닥판의 변장비가 2 미만인 경우 양방향 바닥판으로 고려해야 하며, 정밀한 구조해석을 통하여 설계해야 한다.

(3) 기호

L : 4.5.4(4)에서 보여준 하중에 대한 바닥판의 지간(mm)

M_o : 세로보를 단순거더로 보고 계산한 지간 중앙의(궤도-구조물간의 상호작용을 제외한) 주하중에 의한 휨모멘트.

세로리브를 단순거더로 보고 계산한 지간 중앙의 휨모멘트

S_o : 세로리브를 단순거더로 보고 계산한 지점상의 반력

4.5.2 바닥틀

(1) 세로보

① 세로보의 지간: 설계계산에 쓰이는 세로보의 지간은 가로보의 중심간 거리로 한 것을 원칙으로 한다.

② 세로보의 구조: 세로보는 될 수 있는 한 연속구조로 한다.

③ 연속세로보의 신축장치: 전장 75 m 이상의 연속 세로보에는 가능한 한 교량 중앙부근에 신축장치를 설치해야 한다.

(2) 연속 세로보의 휨모멘트 및 전단력

① 개상식 바닥틀에서 세로보를 연속보로 하여 계산할 때에 세로보의 지간 모멘트 및 지점모멘트는 표 4.5-1에 표시한 값을 표준으로 한다.

② 전단력은 단순보로 가정하여 계산한다.

표 4.5−1 연속세로보의 휨모멘트

위 치	휨모멘트
단부 세로보 및 그것에 준하는 세로보의 지간 중앙의 휨모멘트	$0.8\ M_o\ (0.95\ M_o)$
중간 세로보의 지간 중앙의 휨모멘트	$0.7\ M_o\ (0.9\ M_o)$
중간 지점상의 휨모멘트	$-0.7\ M_o\ (0.8\ M_o)$

주) ① M_o는 세로보를 단순거더로 보고 계산한 지간 중앙의(궤도-구조물간의 상호작용을 제외한) 주하중에 의한 휨모멘트이다.
② ( ) 안은 피로검산에 사용되는 식을 나타낸다.
③ 고정하중의 비율이 높은 도상식 등의 경우, 활하중에 대해서는 이 조항을 적용하고 고정하중에 대해서는 이 조항을 적용하지 않는다.

(3) 가로보

① 가로보의 배치: 가로보는 가능한 한 주거더에 직각으로 배치한다.

② 가로보의 지간: 설계계산에 쓰이는 가로보의 지간은 주거더의 중심간 거리로 하는 것을 원칙으로 한다.

③ 단부가로보: 하로플레이트거더의 단부에는 단부가로보를 두는 것을 원칙으로 한다. 단부가로보는 가능한 교량거더의 들어올림에 대해서도 견딜 수 있도록 설계한다.

(4) 세로보와 가로보의 연결

① 세로보와 가로보의 복부판을 연결할 때는 원칙적으로 전단력만을 고려하고, 그 값은 연속구조, 단순구조 중 어느 경우에도 세로보를 단순거더로 보고 계산한 반력의 1.2배로 한다.

② 세로보를 연속구조로 할 때에는 가로보와의 연결부분에서 세로보의 휨모멘트 및 전단력이 충분히 전달되는 구조로 한다.

③ 세로보는 원칙적으로 가로보의 복부판에 가로보의 보강재와 연결용 L형강을 이용해 연결한다. 이 때 가로보의 보강재도 L형강으로 하고 연결용 L형강은 세로보 복부판의 높이가 허용되는 한 길게 하고 그 두께는 11 mm 이상으로 한다.

(5) 가로보와 주거더의 연결

① 가로보와 주거더를 연결할 때에는 주거더의 강성 및 연결부의 구조로 인하여 발생하는 휨모멘트를 고려해야 한다.

② 하로플레이트거더에 있어서는 가로보의 복부판을 주거더의 복부판에 그 보강재 및 연결용 L형강을 통해서 고장력볼트로 연결하는 것을 원칙으로 한다.

③ 가로보의 하부플랜지와 주거더의 하부플랜지는 연결판을 통해 연결한다. 그리고, 연결용 L형강의 길이는 적어도 가로보 복부판의 높이 정도의 길이로 하고, 그 두께는 10 mm 이상으로 한다.

4.5.3 강바닥판

(1) 강바닥판의 구조

① 도상식인 경우 바닥강판의 최소두께는 12 mm로 하고, 세로리브의 간격은 바닥강판 두께의 30배 이하로 하는 것을 원칙으로 한다.

② 세로리브의 높이는 직사각형 단면인 경우, 그 두께의 12배를 넘지 않는 것을 원칙으로 한다.

③ 세로리브와 가로리브의 교점에서는 세로리브를 관통시키고, 그 교점을 용접하는 것을 원칙으로 한다.

(2) 강바닥판 세로리브의 설계

① 강바닥판 세로리브의 설계는 다음의 각 항을 적용한다.

가. 하중: 도상식인 경우의 열차하중은 표준활하중의 1축중이 침목의 길이에 걸쳐 등분포하는 선하중으로 재하한다.

나. 유효폭: 바닥강판의 유효폭은 세로리브의 간격으로 하는 것을 원칙으로 한다.

다. 모멘트 및 전단력: 지간모멘트, 지점모멘트 및 세로리브와 가로리브와의 연결부에서의 전단력은 표 4.5-2의 값을 표준으로 한다. 이 경우의 허용응력은 인장 및 전단에 관해서는 4.2.2(1)에서 규정한 허용응력, 또 압축에 관해서는 4.2.2(2)에서 규정한 허용좌굴 응력에서 $1/r = 0$ 인 경우의 허용응력을 적용한다.

표 4.5−2 리브의 모멘트 및 전단력 산정

강종 / 위치	SM400, SMA400	SM490, SM490Y, SMA490
단세로리브 및 이에 준하는 세로리브의 지간 중앙의 휨모멘트	$1.0\,M_o$	$1.2\,M_o$
중간 세로리브의 지간 중앙의 휨모멘트	$0.8\,M_o$	$1.0\,M_o$
중간 지점상의 휨모멘트	$0.75\,M_o$	$0.9\,M_o$
세로리브와 가로리브의 연결부에서의 전단력	$1.2\,S_o$	$1.2\,S_o$

주) M_o : 세로리브를 단순거더로 보고 계산한 지간 중앙의 휨모멘트
S_o : 세로리브를 단순거더로 보고 계산한 지점상의 반력

(3) 강바닥판 가로리브의 설계

① 강바닥판의 가로리브의 설계는 다음 각 항을 적용한다.

가. 하중: 도상식인 경우의 열차하중의 크기는 표준활하중의 4동륜축하중이(침목의 길이 ×4,800 mm)의 면적에 등분포된 것으로 한다.(그림 4.5-1 참조)

나. 유효폭: 바닥강판의 유효폭은 가로리브의 간격으로 하는 것을 원칙

다. 휨모멘트: 휨모멘트는 주거더 중심간 거리를 지간으로 하는 단순거더로 보고 계산하는 것을 원칙으로 한다.

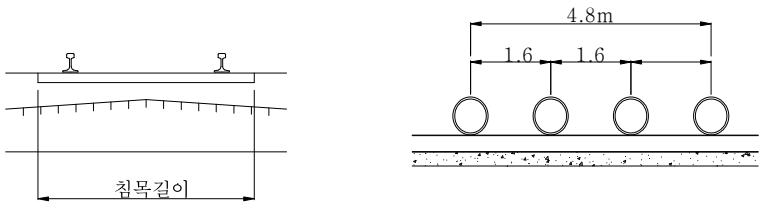


그림 4.5－1 열차하중의 분포

4.5.4 콘크리트 바닥판

(1) 4.5.4(5)의 바닥판 최소두께 규정을 만족하고 , KDS 24 14 20(4.8.5)의 규정에 따라 바닥판을 설계한 경우 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

(2) 바닥판의 지간

① 단순판 및 연속판의 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 주철근의 방향으로 잰 지지거더의 중심간격으로 해야 한다. 그러나 단순판에 대하여는 주철근의 방향으로 잰 순지간에 지간 중앙의 바닥판의 두께를 더한 길이가 위의 지간보다 작은 경우에는 이것을 지간으로 할 수 있다.

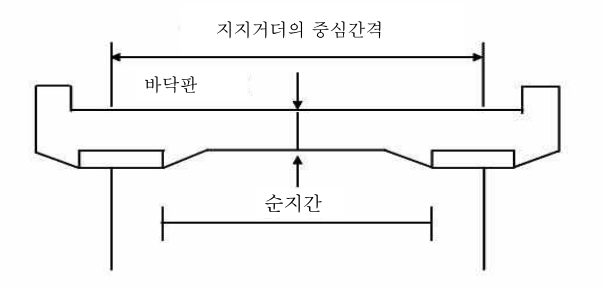


그림 4.5－2 단순판 및 연속판의 지간

② 사교의 지간은 주철근 방향으로 재는 것으로 한다.

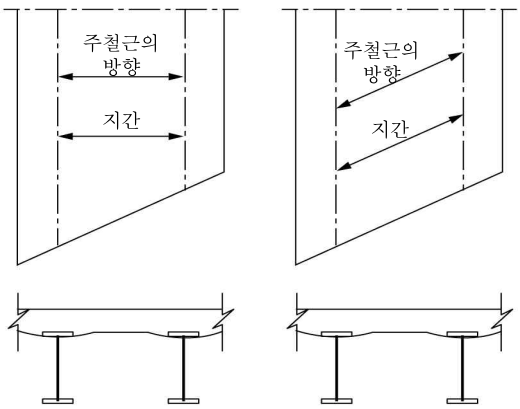


그림 4.5－3 사교의 바닥판의 지간

(3) 바닥판의 최소두께

① 궤도부분 바닥판의 최소두께는 표 4.5-3으로부터 얻어지는 값과 200 mm 중에서 큰 값으로 해야 한다. 그러나 바닥판에 손상이 생기면 보수작업이 곤란한 경우나 바닥판을 지지하는 거더의 강성이 현저히 차이가 나서 휨모멘트가 부가되는 경우 등 특수한 조건하에 있는 철도교의 바닥판 최소두께는 표 4.5-3에 있는 두께보다 크게 설계하는 것이 바람직하다.

표 4.5－3 바닥판의 최소두께(mm)

판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향에 평행
단 순 판	$0.040L + 110$	$0.065L + 130$
연 속 판	$0.030L + 110$	$0.050L + 130$
캔틸레버판	$0 < L \leqq 250$ $0.280L + 160$ $L > 250$ $0.080L + 210$	$0.240L + 130$

주) L : 4.5.4(2)에 규정된 하중에 대한 바닥판의 지간 (mm)

② 보도부분 바닥판의 최소두께는 140 mm로 한다.

(4) 바닥판의 헌치

① 바닥판에는 강재주거더 위에 가급적 헌치를 설치한다.

② 바닥판의 헌치의 경사는 1:3보다 완만하게 한다. 바닥판 설계 시 기울기가 1:3보다 급한 경우에는 기울기 1:3까지의 두께를 설계상 유효한 바닥판 단면으로 본다.

③ 높이가 80 mm 이상의 헌치에는 헌치 아래면을 따라 주거더의 직각방향으로 가외철근을 배치한다. 이 경우 가외철근은 지름 13 mm 이상으로 하고, 그 간격은 헌치 위치에 있어서 주거더에 직각방향으로 배치한 바닥판의 아래 측 철근 간격과 같은 것으로 한다.

(5) 구조상세

① 철근의 지름 및 배근

가. 철근은 이형철근을 사용하고, 그 지름은 13, 16, 19 mm를 표준으로 해야 한다. 다만 바닥판의 끝부분 등 철근을 많이 배치해야 하는 부분에는 22 mm의 철근을 사용할 수 있다.

나. 철근의 피복두께는 30 mm를 표준으로 한다.

다. 철근의 중심간격은 100 mm 이상으로 하고 주철근의 최대 중심간격은 바닥판의 두께 이하인 동시에 300 mm 이하로 하고, 배력철근의 중심간격도 300 mm 이하로 한다.

라. 철근은 단면의 압축측에 적어도 인장 측 소요 철근의 1/2 이상을 배치하는 것을 원칙으로 한다.

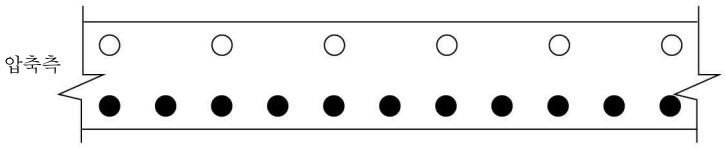


그림 4.5−4 바닥판의 배근 예

마. 연속판에 주철근을 구부리는 경우 그림 4.5-5에 표시한 것과 같이 지점으로부터 L/6 되는 위치의 단면에서 구부리는 것으로 해야 한다.

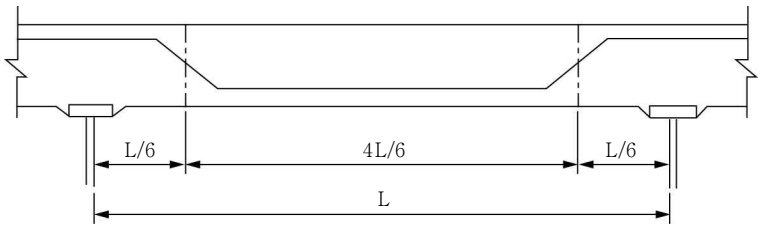


그림 4.5−5 연속판의 주철근을 구부리는 위치

② 배력철근

가. 단순지지된 1방향 슬래브의 배력철근의 단면적은 다음 사항을 적용한다.

(가) 등분포하중을 받는 경우, 슬래브 폭 1 m당의 인장철근 단면적의 1/6 이상으로 해야 한다.

(나) 부분분포하중을 받는 경우는 (가)의 배력철근에 부분분포하중에 대해 필요한 슬래브 폭 1 m당의 인장철근 단면적의 α배를 더한 것으로 해야 한다. 이 α는 다음 값을 적용한다.

㉮ 슬래브 중앙부근 재하의 경우

$$\text{아래쪽 배력철근} \quad \alpha = \left(1-0.25\frac{L}{b}\right)\left(1-0.8\frac{v}{b}\right) \qquad (4.5\text{-}1)$$

다만, $\frac{L}{b} > 2.5$의 경우에는 $\frac{L}{b} = 2.5$일 때 α값을 사용한다.

㉯ 슬래브 연단부근 재하의 경우

$$\text{위쪽 배력철근} \quad \alpha = \frac{L}{8000}\left(1-2\frac{v}{b}\right) \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, v, b는 지간직각방향의 하중폭(mm) 및 유효폭(mm), L은 지간(mm)이다.

나. 1방향 슬래브의 배근철근은 일반적으로 정철근의 바로 위, 부철근의 바로 밑에 배치한다.

다. 배력철근의 간격은 슬래브의 유효높이의 3배 이하로 한다.

라. 양단 고정의 1방향 슬래브의 배력철근의 단면적은 위의 가.항을 따른다.

③ 주거더 단부의 바닥판

가. 주거더 단부의 궤도부분의 바닥판은 단부 가로보 및 단부 브라킷 등으로 지지시킨다. 이 경우 단부 가로보가 단독으로 하중에 저항하도록 설계한다.

나. 주거더 단부의 중간지간의 바닥판을 단부 가로보 등으로 지지하지 않는 경우, 주거더 단부로부터 바닥판 지간의 1/2 사이에 있는 바닥판에 대해서는, 주거더 단부 이외의 중간지간에 있는 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배치한다.

다. 주거더 단부의 캔틸레버보의 바닥판을 단브라킷 등으로 지지하지 않는 경우, 주거더단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배치한다. 그러나, 이 부분에는 주거더 단부이외의 캔틸레버부 바닥판의 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배치한다.

라. 주거더 단부의 궤도부분 바닥판은 바닥판 두께를 헌치높이 만큼 증가시켜야 한다.

4.6 연결

4.6.1 일반내용

(1) 부재의 연결

① 고장력볼트 또는 용접에 의한 부재의 연결은 설계단면력 또는 응력에 대해서 설계하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 그루브용접을 이용한 맞대기이음은 전단면이 용접되어야 한다.

② 주요부재의 연결은 전항에 의한 것 외에 인장부재의 경우 허용인장응력, 압축부재의 경우 허용좌굴응력에(부재가 인장 및 압축의 양쪽을 받는 경우에는 어느 것이든 큰 쪽의 부재응력과 같은 부호의 허용응력에) 의한 부재강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계한다.

③ 부재의 연결부는 구성하는 각 재편에 대해서 가능한 한 편심을 최소화하도록 설계하는 것을 원칙으로 한다.

④ 힘 작용방향의 볼트 개수는 가능한 한 적게 해야 한다.

(2) 기호

A : 볼트 몸체부 공칭직경을 기준으로 계산한 볼트의 공칭단면적(mm^2)

a : 용접의 목두께(mm)

d : 볼트구멍의 지름(mm)

e : 힘 작용방향으로의 볼트의 최소연단거리(mm)

f : 축력 또는 휨에 의해 용접부나 강재에 발생하는 수직응력(MPa)

f_a : 용접부나 강재의 허용인장응력 및 허용압축응력(MPa)

g : 힘 작용방향에 직각인 방향의 볼트간 거리(mm)

I : 필릿용접의 목 단면을 부재 단면에 평행한 면에 전개해서 얻어진 도형의 단면 2차모멘트 또는 부재의 중립축에 관한 이음판 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)

l : 용접의 유효길이(mm)

M : 이음 및 이음판에 작용하는 휨모멘트(N・mm)

n : 이음에 사용한 볼트의 수 또는 이음선의 한쪽에 있는 고장력볼트의 총수

P : 이음부에 작용하는 힘(kN)

p : 힘 작용방향에 평행인 방향의 볼트간 거리(mm)
Q : 이음선 외측의 총단면에 대한 단면1차모멘트로 플레이트거더 전체 단면의 중립축을 기준으로 계산한 값(mm^3)
S : 단면에 작용하는 전단력(kN)
t : 판 또는 형강의 두께(mm)
v : 용접부에 발생하는 전단응력(MPa)
v_a : 용접부의 허용전단응력(MPa)
y : 부재의 중립축으로부터 응력계산 위치까지의 거리(mm)
α : 볼트와 모재의 허용전단응력비
ρ : 볼트 한 개에 작용하는 힘(kN)
ρ_h : 교축방향 이음의 고장력볼트 한 개에 작용하는 힘(kN)
ρ_a : 고장력볼트 한 개의 허용력(kN)

4.6.2 용접이음

(1) 용접의 종류
① 힘을 전달하는 용접이음은 그루브용접 또는 연속 필릿용접으로 해야 한다.
② 용접선에 직각방향으로 인장응력을 받는 이음은 부분용입 그루브용접으로 접합해서는 안 된다.
③ 주요부재의 연결부는 단속용접, 플러그용접 및 슬롯용접으로 접합해서는 안 된다.

(2) 힘을 전달하는 용접의 목두께를 결정하는 방법은 다음 각 항에 의해야 한다.
① 그루브용접의 목두께는 그림 4.6-1에 나타난 바와 같이 연결되는 부재의 두께로 하고, 두께가 다를 경우에는 얇은 쪽 부재의 두께로 한다.
② 필릿용접의 목두께는 그림 4.6-2에 나타낸 바와 같이 용접부 루트를 꼭지점으로 하는 내접 이등변 삼각형의 높이로 한다.

(3) 용접의 유효길이
① 응력계산에 사용하는 용접의 유효길이는 설계상의 목두께를 확보할 수 있는 용접부의 길이로 해야 한다.
② 그루브용접에서 용접선이 힘 작용방향에 직각이 아닌 경우의 유효길이는 그림 4.6-3에 나타난 바와 같이 실제의 용접길이를 힘 작용방향에 직각인 면에 투영한 길이로 해야 한다.
③ 필릿용접에서 끝돌림용접을 한 경우에는 끝돌림용접 부분은 유효길이에 포함되지 않는 것으로 해야 한다.

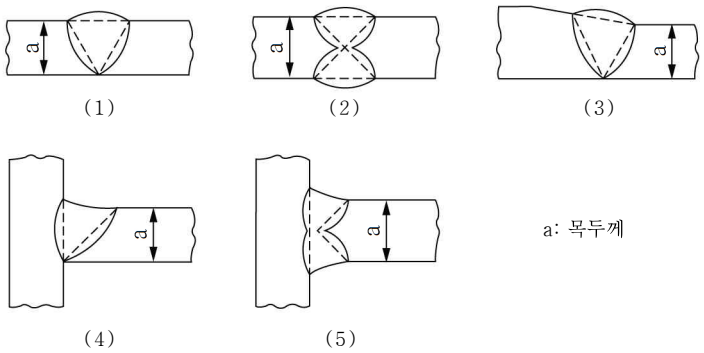


그림 4.6-1 그루브용접의 목두께

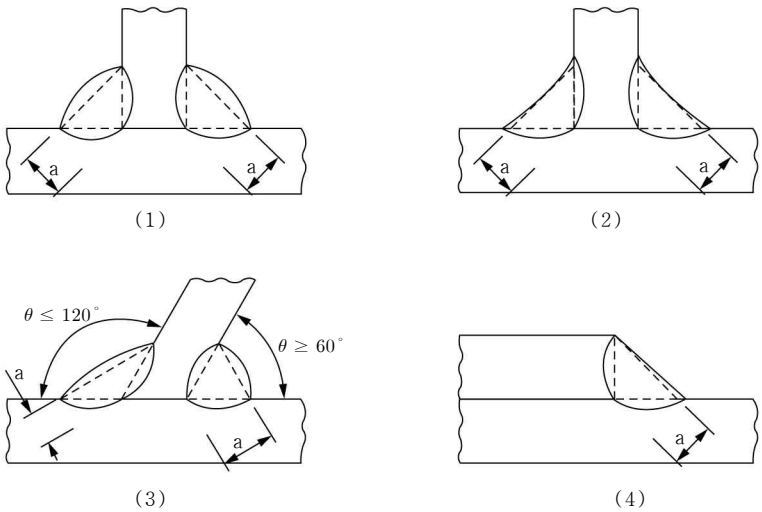


그림 4.6-2 필릿용접의 목두께

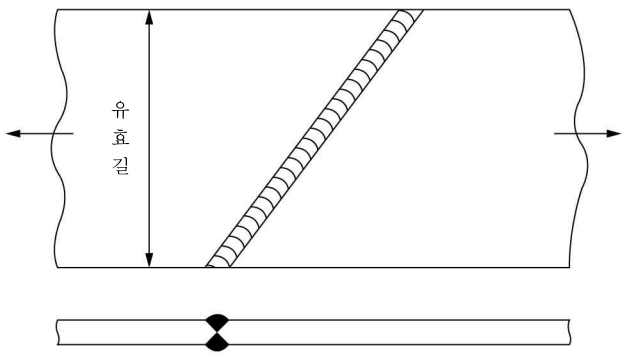


그림 4.6-3 경사진 용접그루브의 유효길이

(4) 그루브용접에 의한 맞대기이음

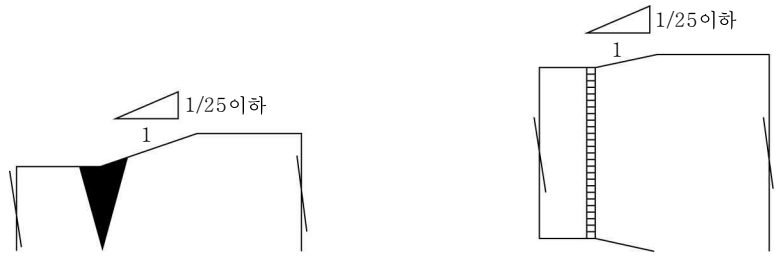
① 그루브용접에 의한 맞대기이음은 가능한 한 뒷면용접을 하여 전단면을 용접하도록 해야 한다. 다만, 구조상 뒷면용접이 불가능 할 경우에는 뒷댐재를 사용하도록 해야 한다.

② 그루브용접으로 단면이 다른 주요부재를 맞대기이음 한 경우에는 크기가 서로 다른 두께 및 폭은 그림 4.6-4에 나타낸 바와 같이 길이 방향의 경사가 1/2.5 이하가 되도록 서서히 변해야 한다.

③ 두께가 다른 부재를 용접할 때 두꺼운 쪽 판의 두께가 얇은 쪽 판의 두께의 2배보다 커서는 안 된다.

④ 휨부재의 인장플랜지는 가용접을 사용해서는 안 된다.

⑤ 연결판 용접단부와 그루브용접한 판이음의 용접선 사이의 거리는 100 mm 이상으로 한다.



(a) 두께가 다른 경우 (b) 폭이 다른 경우

그림 4.6−4 단면이 다른 부재의 용접

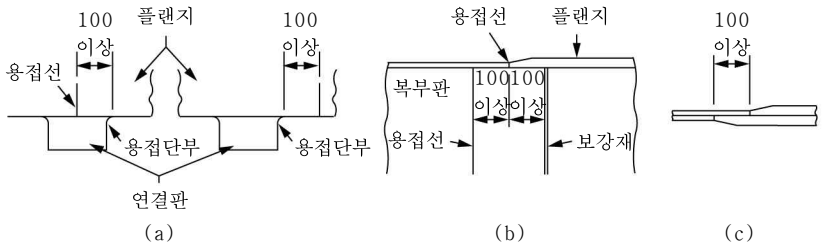


그림 4.6−5 연결판 용접 단부와 판이음 용접선 사이의 거리

(5) 필릿용접의 치수

① 필릿용접의 치수는 용접 단면의 형상이 이등변삼각형이 되는 등치수를 원칙으로 한다. 다만, 주요부재의 힘 작용 방향에 수직인 필릿용접은 응력방향으로 긴 치수를 갖는 부등치수로 하고 필요에 따라 다듬질해야 한다.

② 주요부재의 힘을 전달하는 필릿용접의 치수는 표 4.6-1의 최소치수 이상, 용접부의 얇은 쪽 모재 두께 미만의 범위로 한다.

표 4.6－1필릿용접의 최소치수

두꺼운 쪽 모재 두께	최소 필릿용접 치수	비고
20 mm 이하	6 mm	1 패스 용접 적용
20 mm 초과	8 mm	

(6) 주요부재에 대한 필릿용접의 최소 유효길이는 용접치수의 10배 이상 또는 80 mm 이상으로 한다.

(7) 용접선과 평행하지 않은 인장력을 받거나 반복하여 작용하는 힘을 받는 경우에는 필릿용접을 부재의 모서리에서 끝내지 말고 반드시 끝돌림용접을 해야 한다. 다만, 끝돌림용접의 길이는 용접치수의 2배 이상으로 한다.

(8) 겹침이음

①응력을 전달하는 겹침이음에는 2줄 이상의 필릿용접을 하도록 하고 부재가 겹치는 길이는 얇은 쪽 판두께의 5배 이상으로 한다.

②축방향력을 받는 부재 끝의 겹침이음에서 모재의 측면에만 필릿용접을 할 경우 각 필릿용접의 길이는 용접선의 간격보다 크게 해야 한다. 이 경우 용접선의 간격은 얇은 쪽 판두께의 16배 이하로 하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 인장력을 받을 경우에는 얇은 쪽 판두께의 20배 이하로 할 수 있다.

(9) 필릿용접 또는 부분용입그루브용접을 사용한 T이음

①T이음에서 필릿용접 또는 부분용입그루브용접은 부재의 양쪽에 해야한다. 다만 횡방향으로 지지되는 구조의 경우에는 한쪽에서만 용접하는 것도 허용된다.

②용접부에서 재편이 서로 만나는 각이 60° 미만 또는 120°를 넘는 T이음에는 완전용입그루브용접을 하는 것을 원칙으로 해야 한다. 이 경우 필릿용접 또는 부분용입그루브용접은 힘을 전달하지 못하는 것으로 본다.

(10) 용접과 지압이음 볼트를 병용한 이음에서는 볼트는 힘을 전달하지 못하는 것으로 본다.

(11) 인장력, 압축력 또는 전단력을 받는 용접이음의 응력

①용접이음에 인장력, 압축력 또는 전단력이 작용하는 경우, 그루브용접 또는 필릿용접부에서 발생하는 응력은 식 (4.6-1)로 계산해야 한다.

$$f = \frac{P}{\sum a\,l} \quad , \quad v = \frac{P}{\sum a\,l} \qquad (4.6\text{-}1)$$

여기서, f: 용접부에서 발생하는 인장응력 또는 압축응력(MPa)

v : 용접부에서 발생하는 전단응력(MPa)

P: 이음부에 작용하는 인장력, 압축력 또는 전단력(N)

a : 용접의 목두께(mm)(그림 4.6-2 참조)

l : 용접의 유효길이(mm)(그림 4.6-3 참조)

(12) T형이음의 필릿용접이 휨모멘트와 전단력을 받는 경우의 검토

①T형이음의 필릿용접이 휨모멘트 및 전단력을 받는 경우 필릿용접이음에 발생하는 응력의 계산은 다음의 항들에 따른다.

② 휨모멘트에 의한 응력은 식 (4.6-2)로 구한다.

$$f = \frac{M}{I} y \qquad (4.6\text{-}2)$$

여기서, f: 필릿용접에 발생하는 휨응력(MPa)

M: 이음에 작용하는 휨모멘트(N·mm)

I : 필릿용접의 목 단면을 부재단면에 평행한 면에 전개해서 얻어진 도형의 단면2차모멘트 (mm^4) (그림 4.6-7 참조)

y : 전개도형의 중립축에서 계산위치까지의 거리(mm)

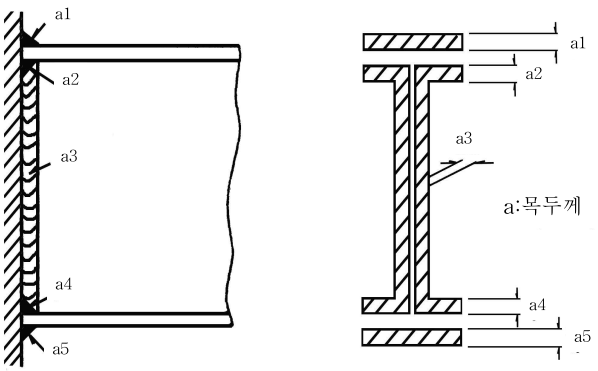


그림 4.6−7 필릿용접의 휨응력 계산을 위한 목 단면의 전개

③ 전단력에 의한 응력(v)은 (11)의 식 (4.6-1)에 의하여 구한다. 다만, L형강, H형강, ㄷ형강 및 이것과 유사한 단면에서의 전단력은 복부(또는 전단력을 주로 받는 부재요소)의 용접만으로 저항하는 것으로 가정한다.

④ 휨모멘트와 전단력을 동시에 받는 경우에는 식 (4.6-3)으로 검토한다.

$$\sqrt{\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v}{v_a}\right)^2} \leqq 1.1 \qquad (4.6\text{-}3)$$

여기서, f : ①에 따라 산출한 응력(MPa)

v : ②에 따라 산출한 응력(MPa)

f_a: 표 4.2-1과 표 4.2-2에 따른 허용응력(MPa)

v_a: 용접부의 허용전단응력(MPa)

다만, f 및 v는 각각 f_a 및 v_a를 넘어서는 안 된다.

4.6.3 고장력볼트 및 핀이음

(1) 볼트이음 일반

① 고장력볼트 이음은 마찰이음, 지압이음 및 인장이음 등으로 할 수 있다.

② 고장력볼트 지압이음을 하는 경우에는 그 적용위치, 적합성 등에 관해서 충분한 검토가 있어야 한다.

③ 고장력볼트 인장이음을 하는 경우에는 이음부의 강성, 볼트의 강도, 체결축력 등에 대해 충분한 검토가 있어야 한다.

④ 받침부속품, 보도, 깔판, 배수설비 등 고장력볼트를 사용할 필요가 없는 경우에는 일반 볼트를 사용한다.

(2) 볼트의 종류 및 규격

① 마찰이음용 고장력볼트, 너트 및 와셔는 특별히 정한 경우를 제외하고 KS B 1010에 규정하는 제 1종부터 제 2종까지의 M20, M22, M24, M27 및 M30, 제 4종의 M20, M22, M24를 사용하는 것을 표준으로 한다.

② 지압이음에는 마찰이음용 제 1종, 제 2종 및 제 4종의 고장력볼트 세트를 사용하거나, 다른 KS규격에 따르고 강도가 ①의 고장력볼트와 같은 볼트세트를 사용할 수 있다.

③ 일반볼트는 KS B 1002의 육각볼트, KS B 1012의 너트, KS B 1326의 평와셔 세트를 사용하는 것을 표준으로 한다.

(3) 볼트의 길이는 부재를 충분히 체결할 수 있도록 선택해야 한다. 특히, 지압이음에 있어서는 나사부가 전단면(剪斷面)에 걸려서는 안 된다.

(4) 볼트 및 핀의 작용력 계산

① 볼트의 맞이음 또는 겹침이음에 인장력, 압축력 또는 전단력이 작용하는 경우 각 볼트에 작용하는 힘은 식 (4.6-4)에 의해 산출한다.

$$\rho = \frac{P}{n} \leqq \rho_a \qquad (4.6\text{-}4)$$

여기서, ρ: 볼트 및 핀 1개에 작용하는 힘(kN)

P : 이음부에 작용하는 힘(kN)

n : 이음에 사용한 볼트의 수(<그림 4.6.8> 참조)

ρ_a: 볼트 및 핀 1개의 허용력(kN)

② 고장력볼트를 이용한 마찰이음의 경우에는 볼트 1개의 허용력은 표 4.2-10에 규정한 값에 따라 계산한다.

③ 지압이음용 고장력볼트의 허용력은, 그 공칭지름에 따라 허용전단력과 허용지압력을 계산하고, 그 가운데 작은 쪽의 값을 적용한다.

④ 볼트의 유효지압면적은 공칭지름과 지압을 받는 강재의 두께와의 곱으로 해야 한다. 접시머리볼트의 유효지압면적을 계산할 때 접시머리부는 그 깊이의 1/2을 유효한 것으로 한다.(그림 4.6-9 참조)

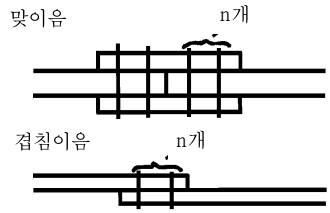


그림 4.6−8 응력계산에 사용되는 볼트의 수

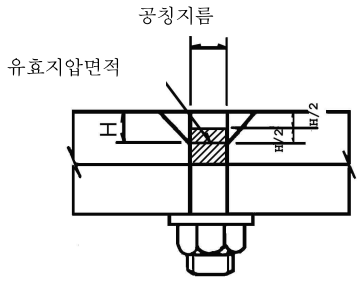


그림 4.6−9 접시머리볼트의 유효지압면적

⑤ 핀의 지압력을 계산하는 경우의 유효지압면적은 그 지름과 지압을 받는 강재의 두께와의 곱으로 한다.

(5) 플레이트거더 복부판의 이음

① 플레이트거더의 복부판 이음에는 이음판을 복부판의 양쪽에 대고, 이음선의 좌우 양쪽에 2열 이상으로 고장력볼트를 배열해야 한다.

② 복부판에 모멘트가 작용하는 경우의 볼트는 식 (4.6-5)를 만족하도록 설계한다.

$$\rho = \frac{M}{\Sigma y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} \rho_a \qquad (4.6\text{-}5)$$

여기서, ρ : 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)

ρ_a : 볼트 1개의 허용력(kN)

M : 휨모멘트(kN-mm)

y_i : 판의 중립축으로부터 볼트까지의 거리(mm)

Σ : 접합선의 한쪽 편에 있는 볼트군의 집합

y_n : 판의 중립축으로부터 가장자리 볼트까지의 거리. 다만, 같은 연결부의 플랜지를 볼트로 연결한 경우에는 중립축으로부터 플랜지의 압축연 또는 인장연까지의 거리(mm)

③ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 복부판을 연결할 경우의 볼트는 식 (4.6-6)을 만족하도록 설계한다.

$$\sqrt{(\rho_p + \rho_m)^2 + \rho_s^2} \leq \rho_a \qquad (4.6\text{-}6)$$

여기서, ρ_p : 축방향력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)

ρ_m : 휨모멘트에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)

ρ_s : 전단력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)

ρ_a : 볼트 1개의 허용력(kN)

④ 플랜지 또는 복부판을 교축방향으로 따라가며 서로를 볼트이음하는 경우는 식 (4.6-7)을 만족하도록 설계한다.

$$\rho_h = \frac{S\,Q}{I}\frac{p}{n} \leq \rho_a \qquad (4.6\text{-}7)$$

여기서, ρ_h : 교축방향 이음의 고장력볼트 1개에 작용하는 힘(kN)

S : 계산 단면에 작용하는 전단력(kN)

Q: 이음선 외측 총단면의 단면1차모멘트로 플레이트거더 총단면의 중립축에 대한 값 (mm^3)

I : 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm^4)

p : 고장력볼트의 피치(mm)

n : 접합선에 직각 방향의 볼트의 수

ρ_a: 볼트 1개의 허용력(kN)

(6) 이음판의 설계

① 고장력 볼트이음에 있어서, 이음판의 설계는 다음 규정에 의한다.

가. 인장력이 작용하는 판의 이음판은 4.6.3(8)에 규정된 순단면에 생기는 응력이 허용인장응력 이하가 되도록 설계한다.

나. 압축력이 작용하는 판의 이음판은 총단면에 생기는 응력이 4.2에 규정된 허용압축응력의 상한값 이하가 되도록 설계한다.

다. 휨모멘트가 작용하는 부재의 이음판은 식 (4.6-8)을 만족하도록 설계한다.

$$f = \frac{M}{I} y \leqq f_a \qquad (4.6\text{-}8)$$

여기서, f : 이음판의 연단에 생기는 응력(MPa)

M: 이음판 총단면에 작용하는 휨모멘트(N · mm)

I : 부재의 중립축에 관한 이음판 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)

y : 부재의 중립축으로부터 이음판 연단까지의 거리(mm)

f_a: <표 4.2.12>에 규정된 허용응력(MPa)의 상한값

라. 모재 한쪽의 이음판 소요 두께가 25 mm를 초과하는 경우에는 두께 10 mm 이상, 21 mm 이하의 2개 또는 3개의 판재를 사용한다.

(7) 볼트의 구멍

① 부재의 순단면적을 산정하는 경우 볼트구멍의 지름은, M20, M22, M24에 대해서는 볼트의 공칭 지름에 3 mm를 더한 값으로 하고, M27 및 M30의 경우에는 4 mm를 더한 값으로 한다.

② 접시머리볼트에 대해서는 그 단면형상을 고려해서 공제단면적을 정한다.

(8) 순단면적의 계산

① 인장재의 순단면적은 판의 순폭과 판두께의 곱으로 한다. 이 경우 재편의 순폭은 총폭에서 볼트구멍의 폭을 뺀 것으로 한다. 다만 접시머리볼트의 경우는 총단면적에서 볼트 줄기단면 및 접시머리부 공제면적을 뺀 것으로 한다.

② 볼트구멍을 지그재그로 연결한 임의의 단면에 있어서 재편의 순폭은 총폭에서 그 단면의 인접 볼트구멍에 대해 순차로 식 (4.6-9)에 의한 폭 w를 뺀 것으로 한다.

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \qquad (4.6\text{-}9)$$

여기서, d : 볼트구멍의 지름(mm)
p : 볼트의 피치(mm)
g : 볼트의 선간거리(mm)

③ T형, +형, 박스형 등의 조합단면의 부재에 있어서는 단면을 구성하는 재편마다 ① 및 ②에 의한 방법으로 계산한다.

④ L형강의 전개 총폭은 그림 4.6-11에서와 같이 다리폭의 합에서 다리의 두께를 뺀 것으로 하고, 양다리의 볼트 선간거리(g)는 L형 배면에서 각 볼트 선까지의 거리의 합에서 다리의 두께를 뺀 것으로 한다.

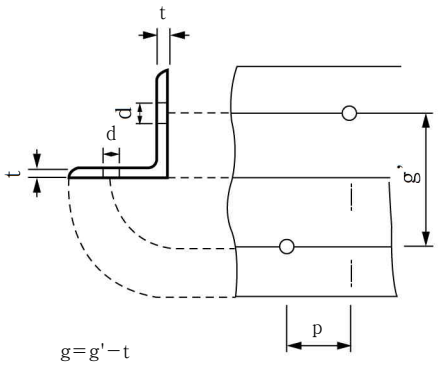


그림 4.6−11 L형강의 전개방법

(9) 볼트의 최소중심간격은 표 4.6-2에 나타낸 값을 표준으로 한다. 다만, 특별한 경우에는 볼트 지름의 3배까지 감소시킬 수 있다.

표 4.6−2 볼트의 최소중심간격

볼트의 호칭	최소중심간격(mm)
M30	105
M27	95
M24	85
M22	75
M20	65

(10) 볼트의 최대 중심간격은 다음의 각 항에 따른다.

① 이음 및 조립 압축부재에 있어서 볼트의 최대 중심간격은 표 4.6-3에 나타낸 값 중 작은 쪽의 값으로 한다.

표 4.6-3 볼트의 최대 중심간격

볼트의 호칭	최대 중심간격(mm)		
	p		g
M30	210	12t, 지그재그배치의 경우는 $15t - \frac{3}{8}g$ 다만, 12t 이하	24t, 다만, 300mm이하
M27	190		
M24	170		
M22	150		
M20	130		

여기서, t : 외측 판 또는 형강의 두께(mm)
p : 피치, 힘 작용방향의 볼트간 거리(mm)
g : 게이지, 힘 작용직각방향의 볼트선간 거리(mm)
(g 및 p는 그림 4.6-12 참조)

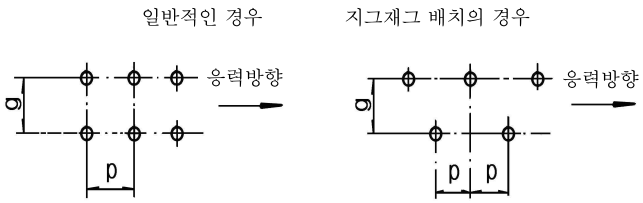


그림 4.6-12 볼트의 피치(p)와 선간거리(g)

② 인장재를 이음하는 볼트의 힘작용방향 최대 중심간격은 $24t$로 한다. 또한, 300 mm를 초과해서는 안 된다.

③ 보도, 깔판, 배수설비 등에서는 위의 ①과 ②에 의하지 않는다.

(11) 최소연단거리

① 볼트의 중심에서 모재 또는 이음판의 가장자리에 이르는 최소연단거리는 표 4.6-4에 나타낸 값으로 한다. 모재 두께가 50 mm 이상인 경우, 접합되는 모재의 단부가 서로 마주보는 쪽의 모재 최소연단거리는 인장의 경우 모재 두께, 압축의 경우 모재 두께의 0.75배로 한다.

표 4.6-4 볼트의 최소연단거리

볼트의 호칭	전단연단, 수동가스 절단연단(mm)	압연연단, 다듬질연단, 자동가스 절단연단(mm)
M30	55	50
M27	48	43
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

②지압이음에 있어서 응력방향의 볼트 수가 2개 이하의 경우, 힘 작용방향의 최소연단거리는 표 4.6-4에 의하되 식 (4.6-10)을 만족해야 한다.

$$1\text{면 전단의 경우} \quad e \geqq \alpha \cdot \frac{A}{t} \qquad (4.6\text{-}10)$$

$$2\text{면 전단의 경우} \quad e \geqq \alpha \cdot \frac{2A}{t}$$

여기서, e : 응력방향으로 잰 최소연단거리(mm)

α : 볼트와 모재와의 허용전단응력의 비

A : 나사부 바깥지름을 기준으로 계산한 볼트의 공칭단면적(mm^2)

t : 1면 전단의 경우에는 얇은 쪽 판의 두께(mm)

2면 전단의 경우에는, 모재의 두께와 연결판의 두께의 합계 중 얇은 쪽의 값(mm)

(12) 최대 연단거리

볼트의 중심으로부터 재편이 겹쳐지는 부분의 연단까지의 최대거리는 최외측의 판 또는 형강의 두께의 8배로 한다. 또한 150 mm를 초과해서는 안 된다.

(13) L형강에 사용하는 볼트 - L형강에 사용하는 볼트의 지름은 L형강의 다리길이에 따라 표 4.6-5에 나타낸 값을 초과해서는 안 된다.

표 4.6−5 L형강에 사용하는 볼트

L형강 다리길이(mm)	주부재	2차부재
100 이상	M24	M24
90	M22	M24
75	M20	M22

(14) 볼트의 최소개수

부재 연결부에서 한 무리를 이루는 고장력볼트의 개수는 2개 이상으로 해야 한다.

(15) 경사진 와셔 및 곡면와셔

①볼트머리 또는 너트가 놓이는 부재의 외측 면이 볼트축에 직각인 면에 대해 l/20 이상의 경사를 이룬 경우에는, 경사진 채움재, 또는 경사진 와셔를 사용해야 한다. 단 축방향으로 반복 인장력이 작용하는 볼트의 경우는 위의 경사를 1/50으로 한다.

②볼트머리 또는 너트가 놓이는 부재의 외측 면이 곡률 반지름 500 mm 이하의 곡면인 경우에는 곡면와셔를 사용한다.

(16) 채움판

①연결하려는 부재 또는 재편 사이에 채움판을 넣을 경우, 지압이음 고장력볼트의 설계는 다음 규정에 따른다.

가. 채움판의 두께가 6 mm 이상인 경우에는, 채움판이 없는 경우에 필요한 볼트 수보다 30% 증가시키고, 그 두께가 6 mm 미만인 경우에는 증가시킬 필요는 없다.

나. 채움판의 두께가 9 mm 이상인 경우에는, 채움판을 밖으로 연장하고, 가의 규정에 의해 증가된 볼트는 될 수 있는 대로 채움판과 부재와의 연결에 사용하도록 해야 한다.

② 두 개 이상의 채움판을 겹쳐 사용하는 것은 피한다.

(17) 핀연결

핀으로 부재를 연결하는 경우에는 그 연결부에서 부재가 이동하지 못하도록 하고, 또한 적당한 방법으로 너트가 풀어지지 않도록 한다.

(18) 핀의 설계

① 핀의 지름은 75 mm 이상으로 한다.

② 핀 몸통의 길이는 부재의 외측면간 거리보다 6 mm 이상 길게 하고, 핀의 양단에는 로마스너트(Lomas Nut) 또는 와셔가 붙은 일반너트를 사용한다.

③ 핀의 나사는 미터형나사를 이용하고 피치는 4 mm를 표준으로 한다.

(19) 핀구멍 부재

① 핀과 핀구멍 지름의 차이는 핀지름 130 mm 미만의 것에 대해서는 0.5 mm, 핀지름 130 mm 이상 것에 대해서는 1 mm를 표준으로 한다.

② 인장재의 부재축에 직각인 방향으로 핀구멍의 중심을 지나는 순단면적은 그 부재의 계산상 필요한 순단면적보다 40% 이상 크게 하고, 핀구멍과 부재 끝 사이의 축방향으로 측정한 순단면적은 그 부재의 계산상 필요한 순단면적보다 크게 한다.

③ 핀구멍이 있는 부분의 인장을 받는 복부판의 두께는 그 순폭의 1/8 이상으로 한다.

4.7 브레이싱 및 다이아프램

4.7.1 일반내용

4.7은 강교 및 강합성교의 브레이싱 및 다이아프램 설계에 관한 규준을 정한다.

4.7.2 브레이싱 부재

(1) 수평브레이싱, 제동트러스 및 다이아프램에는 조합부재 또는 형강을 사용하고 부재가 교차할 경우에는 교점을 연결해야 한다.

(2) 길이가 긴 브레이싱 부재에는 가능한 한 충복구조를 사용한다.

4.7.3 수평브레이싱

(1) 교량거더에는 상부수평브레이싱 및 하부수평브레이싱을 설치하는 것을 원칙으로 해야 한다. 다만 하로플레이트거더의 경우에는 하부수평브레이싱만 설치하고 폐상식으로서 충분히 강한 바닥틀이 있는 경우에는 간략하게 할 수 있다.

(2) 적당한 수직브레이싱 또는 다이아프램이 있는 상로플레이트거더에서 궤도가 직선인 경우에

는 지간 16 m 이하, 곡선의 경우에는 지간 12 m 이하의 것에 대해 하부수평브레이싱을 생략할 수 있다.

(3) 트러스 압축현재간의 수평브레이싱은 KDS 24 10 10(4.1)에서 규정한 하중 외에 해당 격간에 있는 좌우 현재에 작용하는 압축력 합계의 1 %에 상당하는 격간 전단력에 저항할 수 있도록 설계해야 한다. 또한 이 경우의 격간 전단력은 주하중으로 본다.

4.7.4 제동트러스

(1) 무도상식인 경우 교량거더에는 필요에 의해 제동하중과 시동하중 또는 장대레일에 의한 종하중에 저항하는 제동트러스를 설치해야 한다.

(2) 제동트러스는 신축장치가 없는 연속세로보의 경우에는 세로보 전장의 중앙부에 설치하고 신축장치가 있는 세로보의 경우에는 신축장치의 좌우측 구간의 중앙부에 각각 설치해야 한다.

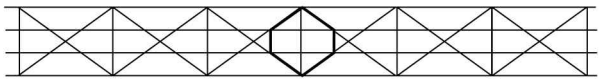


그림 4.7−1 보통의 제동트러스 위치

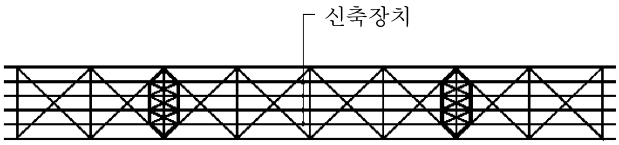


그림 4.7−2 신축장치가 있는 경우의 제동트러스 위치

4.7.5 중간수직브레이싱 및 다이아프램

(1) 트러스에서는 가능한 한 각 격점에 수직브레이싱 또는 다이아프램을 설치한다.

(2) 주거더가 I형단면의 상로플레이트거더인 경우에는 중간수직브레이싱 및 다이아프램의 간격은 압축플랜지 폭의 20배 이하, 또는 박스거더단면의 상로플레이트거더의 경우에는 간격을 복부판 중심간격의 4배 이하로 하고 어느 경우에도 8 m를 넘지 않도록 한다.

(3) 무도상 바닥틀에는 중간 수직브레이싱 또는 다이아프램을 5.5 m 간격 이내로 설치한다.

4.7.6 지점부 단수직브레이싱 및 다이아프램

상로플레이트거더 및 상로트러스의 지점부에는 원칙적으로 상부수평브레이싱에 작용하는 전횡하중을 지점에 전달할 수 있도록 단수직브레이싱 또는 다이아프램을 설치한다.

4.7.7 교문브레이싱

하로트러스 또는 이것과 유사한 구조물에는 교문브레이싱을 설치하여 상현재에 작용하는 전 횡하중을 지점에 전달할 수 있는 구조로 하는 것을 원칙으로 해야 한다. 다만, 교문브레이싱에는 가급적 큰 니브레이스를 설치한다.

4.7.8 병렬거더의 연결

병렬거더를 연결하는 횡방향 연결구조는 휨이나 비틀림에 의해 과도한 응력이 발생되지 않도록 충분한 강성을 갖고, 휨이나 비틀림의 영향을 적게 받는 힌지 구조로 한다.

4.8 플레이트거더

4.8.1 일반내용

(1) 이 절은 I형 단면, π형 단면 및 박스형 단면의 주거더를 주구조로 하는 상부구조를 가진 교량(이하 “플레이트거더교”라 한다.)의 설계에 적용해야 한다. 여기에서는 주로 I형 단면으로 구성되는 플레이트거더교를 그 대상으로 하며, 포괄적인 부분에 있어서는 박스거더 등에도 따를 수 있다.

(2) 하이브리드 단면의 적용

① 플랜지의 항복강도가 복부판의 항복강도보다 높은 하이브리드 단면의 경우 복부판의 최대휨응력이 허용응력을 초과하는 것은 허용되지만, 복부판의 최대휨응력이 항복강도에 이르지 않도록 한다.

② 사용하중하에서 복부판의 최대휨응력이 항복강도에 도달하지 않도록 하기 위해서는 표 4.8-1에 제시된 강종 조합을 사용해야 한다.

③ 하이브리드 단면의 경우 표 4.4-6의 복부판의 최대폭-두께비를 준수해야 하며, 4.3.5의 합성응력의 검토에 주어진 식 (4.3-10)을 별도로 검토하지 않는다.

표 4.8－1 하이브리드 플레이트거더 단면의 강종조합

플랜지 강종	복부판에 적용 가능한 강종
HSB600, SM570, SMA570, SM570TMC	HSB500, SM490Y, SM520, SMA490, SM520C-TMC, SM490, SM490C-TMC,
HSB500, SM490Y, SM520, SMA490, SM520C-TMC	SM490, SM490C-TMC, SS400, SM400, SMA400
SM490, SM490C-TMC	SS400, SM400, SMA400

(3) 비틀림모멘트를 고려하는 범위

① 설계에서 비틀림모멘트를 고려해야 할 경우에는 순수비틀림(St. Venant torsion)에 의한 전

단응력과 뒴비틀림(warping torsion)에 의한 전단응력과의 합계 및 뒴비틀림에 의한 수직응력을 산출해야 한다.

② 그러나 비틀림상수비 α<0.4일 경우에는 순수비틀림에 따른 응력계산을, 비틀림상수비 α>10일 경우에는 뒴비틀림에 의한 응력계산을 각각 생략할 수 있다.

$$\alpha = l\sqrt{\frac{GK}{EI_w}} \qquad (4.8\text{-}1)$$

여기서, l : 지점간의 부재길이(mm)
G : 전단탄성계수(MPa)
K : 순수비틀림상수(mm^4)
E : 탄성계수(MPa)
I_w : 뒴비틀림상수(mm^6)

(4) 2축응력 상태의 검토

①주거더의 플랜지와 라멘 가로보의 플랜지가 직접 연결되는 경우와 같이 주거더의 2방향 응력이 작용하는 부분은 식 (4.8-2)로 검토해야 한다.

$$\sqrt{\left(\frac{f_x}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_x}{f_a}\right)\left(\frac{f_y}{f_a}\right) + \left(\frac{f_y}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v}{v_a}\right)^2} \le 1.1 \qquad (4.8\text{-}2)$$

여기서, f_x, f_y : 검토하는 곳에서 서로 직교하는 방향으로 작용하는 수직응력(MPa)
v : 검토하는 곳에 작용하는 전단응력(MPa)
f_a, v_a : 4.2.1에 따른 허용인장응력과 허용전단응력(MPa)

② 다만, f_x, f_y는 인장응력을(+), 압축응력을(-)로 해야 한다.

4.8.2 플랜지

(1) 플랜지의 최소판두께

①부재의 축방향으로 압축력을 받는 판의 최대폭-두께비 제한은 4.4.2(1)에 따라야 한다.

②침목을 직접 지지하는 플랜지 강판의 자유돌출폭은 판두께의 10배 이하로 해야 한다. 다만, 그 최소폭은 200 mm, 최소판두께는 표 4.8-2에 의해야 한다. 또 침목받침을 사용하는 박스거더의 경우에는 이런 제한이 없다.

③플랜지 단면을 구성하는 강판은 가능한 한 2개 이하로 한다.

④종방향 보강재가 연속구조로 되어 있는 경우에는 보강재의 단면적을 유효단면적에 포함시킬 수 있다.

표 4.8－2 강종에 따른 플랜지의 최소판두께

강재의 종류	최소판두께(mm)
SS400, SM400, SMA400	16
SM490, SM490Y, SM520, SMA490, SM490-TMC, SM520-TMC, HSB500	13
SM570, SMA570, SM570-TMC, HSB600	12

(2) 플랜지의 덮개판(Cover Plate)

① 플랜지에 덮개판을 겹쳐서 플랜지를 구성할 경우 덮개판의 두께는 플랜지판 두께의 1.5배 이하로 하고, 압축플랜지에서는 덮개판 폭의 1/24 이상, 인장플랜지에서는 덮개판 폭의 1/32 이상으로 해야 한다.

② 덮개판을 플랜지에 연결하는 측면 필릿 용접간 거리는 얇은 쪽 판 두께의 12배 이하(단, 150 mm 이하)로 한다. 인장플랜지에 있어서는 30배 이하로 한다.

③ 덮개판의 길이는 거더높이의 2배에 1.0 m를 더한 값보다 커야 한다. 덮개판의 양단에는 이론값보다 각각 300 mm 이상, 또는 덮개판 폭의 1.5배 이상인 여유길이가 있어야 한다. 인장측에 사용되는 덮개판의 양단은, 덮개판을 제외하고 계산한 플랜지의 연단응력(extreme fiberstress)이 허용응력의 90%가 되는 곳까지 연장해야 한다.

④ 덮개판의 단부에 사용하는 필릿용접은 부등치수의 연속 필릿용접으로하고 응력의 흐름이 원활하도록 마무리해야 한다.

(3) 플랜지의 유효폭

① 플랜지의 한쪽 편 유효폭 λ는 식 (4.8-3)에 의해 계산한다.

가. 단순보

$$b_e = \lambda_1 + \lambda_2 \qquad (4.8\text{-}3)$$

여기서, λ_1 : 주거더 사이의 한쪽 편 유효폭

λ_2 : 내민부의 한쪽 편 유효폭

λ_1 및 λ_2는 다음 식으로 계산해야 한다.

$b/l \leq 0.05$인 경우 $\lambda_1, \lambda_2 = b$ (전폭유효)

$b/l > 0.05$인 경우 $\lambda_1, \lambda_2 = \{1.1 - 2(b/l)\}b$

여기서, l = 지간

b = 주거더 사이에서는 주거더 사이 거리의 1/2, 내민부에서는 플랜지 돌출폭

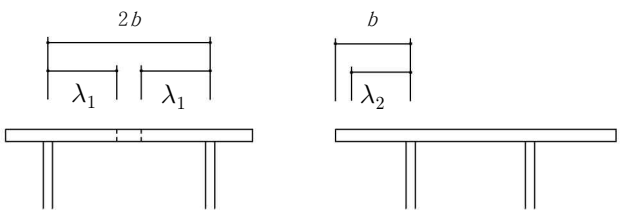


그림 4.8－1 플랜지의 유효폭

나. 연속거더

$$b_e = \lambda_1 + \lambda_2 \qquad (4.8\text{-}4)$$

(가) 지간 중앙부

$b/l \leqq 0.05$인 경우 $\lambda_1, \lambda_2 = b$(전폭유효)

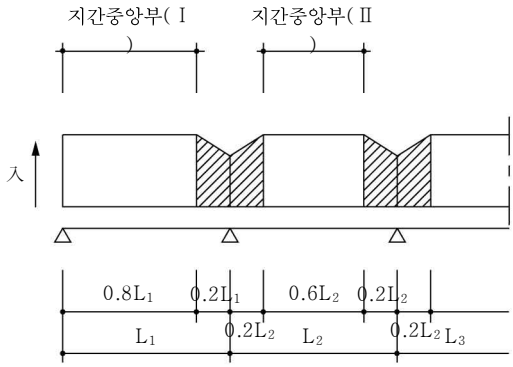
$b/l > 0.05$인 경우 $\lambda_1, \lambda_2 = \{1.1 - 2(b/l)\}b$

(나) 중간 지점부

$b/l \leqq 0.02$인 경우 $\lambda_1, \lambda_2 = b$(전폭유효)

$b/l > 0.02$인 경우 $\lambda_1, \lambda_2 = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\}b$

표 4.8−3 등가 지간장과 적용식

등가 지간장	지간 중앙부(Ⅰ) $l = 0.8L_1$ 지간 중앙부(Ⅱ) $l = 0.6L_2$ 중 간 지 점 $l = 0.2(L_1 + L_2)$
유효폭의 변화 상태	

(다) 중간지점과 지감 중앙부의 사이

표 4.8-3에서 그림의 사선 부분처럼 직선적으로 변화하는 것으로 한다.

(4) 플랜지판과 복부판을 연결하는 용접

①플랜지판과 복부판의 연결부는 복부판 양측에서 필릿용접으로 접합하는 것을 원칙으로 한다.

②플랜지판과 복부판을 접합하는 필릿용접 목두께의 합이 복부판 두께 이상인 경우에는 필릿용접부의 전단응력에 대한 검산을 생략할 수 있으며, 복부판 두께 미만인 경우에는 식 (4.8-5)에 의해 검산해야 한다. 또한 휨응력과의 합성응력에 대한 검산은 4.3.5(1)에 따른다.

$$v_h = \frac{SQ}{I(\sum a)} \qquad (4.8\text{-}5)$$

여기서, v_h : 필릿용접의 목두께 단면에 작용하는 전단응력(MPa)

S : 계산하는 단면에 작용하는 전단력(N)

Q : 총단면의 중립축에 관한 플랜지판의 단면1차모멘트(mm^3)

I: 플레이트거더의 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트(mm^4)

$\sum a$: 목두께의 합계(mm)

③ 상로플레이트거더로 직접 침목을 지지하는 경우에는 ①의 용접은 K형 용접으로 하는 것을 원칙으로 한다.

(5) 수직보강재의 부착방법

① 지점부와 같이 집중하중을 받는 위치에 설치되는 수직보강재는 완전용입그루브용접으로 양쪽 플랜지에 접합시킨다.

② 다이아프램이나 수직브레이싱 등의 연결판으로도 사용되는 중간수직보강재는 양쪽 플랜지에 볼트나 용접으로 접합시킨다.

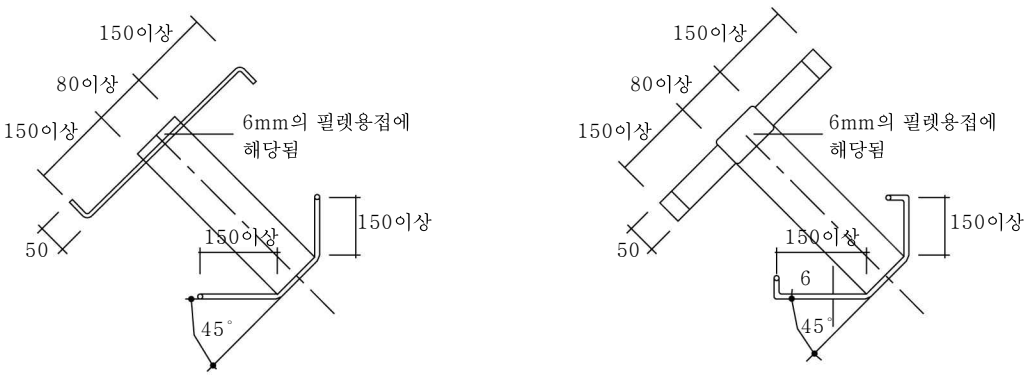
③ 연결판으로 사용되지 않는 중간수직보강재는 압축플랜지와 완전 밀착시켜야 하고, 인장플랜지와는 복부판 두께의 4배 이상, 6배 이하의 간격을 띄워야 한다.

④ 바닥판과 접하는 인장플랜지에는 수직보강재를 용접으로 접합시킨다.

(6) 바닥판 앵커

① 바닥판의 합성효과를 기대하지 않는 부분에서도 주거더의 플랜지에 바닥판을 고정시키기 위하여 바닥판 앵커를 붙여야 한다.

② 바닥판 앵커의 간격은 1 m 이하를 원칙으로 하되, 강봉을 사용할 경우에는 지름 13 mm 이상으로, 강판을 사용할 경우에는 폭 50 mm, 두께 6 mm 이상으로 해야 한다. 어느 경우에 있어서도 한쪽 길이가 150 mm 이상의 정착길이를 요하며 또, 선단에는 반원형이나 L형의 갈고리를 붙여야 한다.



(a) 강봉을 사용할 경우 (b) 강판을 사용할 경우

그림 4.8-4 바닥판 앵커(단위: mm)

4.8.3 하중집중점의 보강재

(1) 하중집중점의 보강재

① 플레이트거더의 지점 및 가로보, 세로보, 수직브레이싱 등의 연결부와 같은 하중집중점에는 반드시 보강재를 설치해야 한다.

② 하중집중점의 수직보강재는 기둥으로 보고 제2장 에서 규정한 허용축방향압축응력에 따라 설계해야 한다. 이때 보강재 전단면과 복부판 가운데 보강재 부착부에서 양쪽으로 각각 복부판 두께의 12배까지를 유효단면이라고 생각할 수 있다.(그림 4.8-5 참조) 그러나 전체 유효단면은 보강재 단면의 1.7배를 넘어서는 안 된다.

③ 허용응력의 계산에 사용하는 단면 2차 반지름은 복부판의 중심선에 대하여 구하고 유효좌굴길이는 플레이트거더 높이의 1/2로 한다.

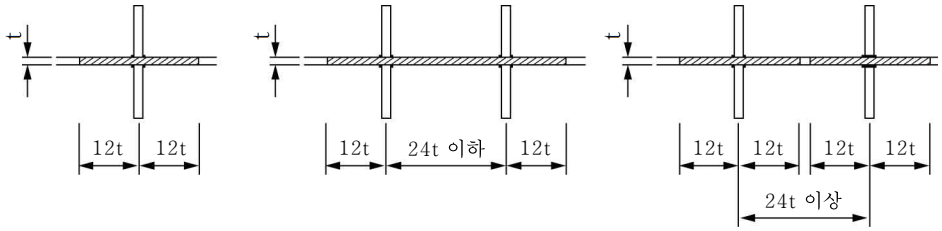


그림 4.8－5 하중집중점 보강재의 유효단면적

(2) 유효지압면적

① 하중집중점의 보강재 받침에 접하는 부분의 유효지압면적은 각각 다음과 같이 계산한다.

가. 선받침의 경우는 그림 4.8-6과 같이 단보강재의 하부플랜지에 접하는 부분의 외연간의 폭 b와 그 두께(ts)의 면적으로 한다.

나. 강성이 큰 솔플레이트를 사용하는 경우

(보강재의 하부플랜지에 접하는 단면적) +($24t_w$ 혹은 상부받침의 폭 중 작은 값) × t_w

여기서, t_w : 복부판의 두께

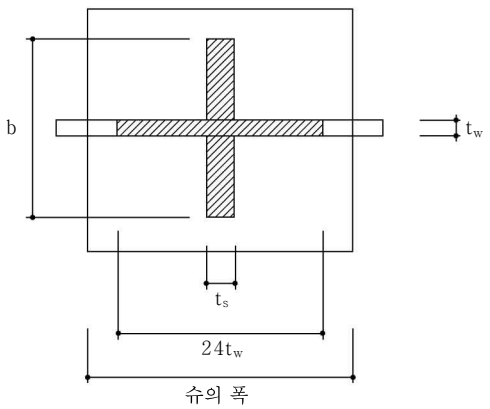


그림 4.8－6 유효지압면적

(3) 설계상세

① 보강재와 복부판과의 연결은 보강재가 집중하중 전부를 받은 것으로 보고 설계해야 한다.

② 보강재의 판두께는 4.3의 규정을 만족해야 한다.

③ 지점상의 보강재는 양쪽에 대칭으로, 플랜지까지 연장시킨다.

4.8.4 하로플레이트거더의 주거더 상부플랜지의 고정

(1) 하로플레이트거더교에서는 가로보와의 연결부에서 니브레이스(knee brace)를 설치하는 것을 원칙으로 한다.

(2) 니브레이스를 설치하지 않는 경우에는 아래 각 항에 의한다.

① 가로보와 수직보강재로써 형성되는 U자형구조는 그 상단에 가해지는 수평횡력에 대해서 식 (4.8-6)에 의해 그 강성을 검토해야 한다.

$$k \geqq \frac{8 \cdot A f_{ca}}{l} \qquad (4.8\text{-}6)$$

여기서, k : U자형구조의 강성(N/mm), 즉, 그림 4.8-7에서 $\delta = 1$인 경우의 수평력($k = K/\delta$)

A : 상부플랜지의 단면적(mm^2), (②의 경우도 같다)

f_{ca} : 주거더의 허용휨압축응력(MPa)

l : 주거더 플랜지의 가정한 좌굴길이(mm)

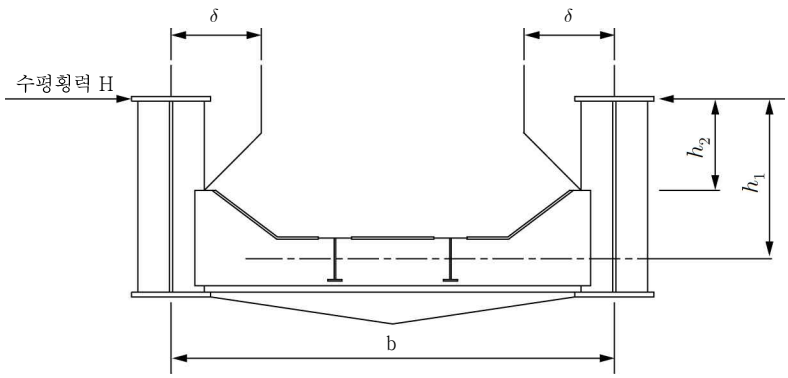


그림 4.8－7 하로플레이트거더교

② ①의 구조는 그 상단에 식 (4.8-7)의 크기로 수평횡력을 주었을 경우 충분한 강도가 있어야 한다.

$$H = A \cdot f_c / 100 \qquad (4.8\text{-}7)$$

여기서, H : 강도를 검토하기 위한 수평력(N)

f_c : 상부플랜지에 작용하는 연단휨압축응력(MPa)

4.8.5 강바닥판으로서의 응력과 상부플랜지로써의 응력의 합성

강바닥판을 적용한 플레이트거더에서 강바닥판을 주거더구조의 일부로 설계하는 경우 주거더 작용으로서의 응력에 4.5.3에서 규정하는 응력을 더해야 한다. 이 경우 합성응력에 대한 허용응력은 4.2.2(1)에서 규정하는 기본허용응력으로 한다.

4.9 합성거더교

4.9.1 일반내용

(1) 4.9는 강거더와 철근콘크리트 바닥판을 전단연결재를 사용하여 합성(合成)한 철도교(이하 “합성거더”라 한다)의 설계에 적용한다.

(2) 4.9에서 정하지 않은 사항에 대하여는 KDS 24 14 30 및 KDS 24 14 20을 따른다.

(3) 기호

A_c : 유효폭 내의 바닥판의 단면적(mm^2)
A_s : 강거더의 단면적(mm^2)
b_e : 바닥판의 유효폭(mm)
b_o : 바닥판과 강거더와의 접촉부에서 바닥판 헌치하단의 폭(mm)
d : 스터드 줄기의 지름(mm)
E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)
E_s : 강재의 탄성계수(MPa)
f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
f_d : 바닥판과 강거더와의 접촉부에서 콘크리트의 응력(MPa)
f_{cu} : 바닥판의 상연에 있어서의 교축방향의 콘크리트 응력(MPa)
f_{sl} : 강거더 하연의 응력(MPa)
f_{su} : 바닥판과 강거더와의 접촉부에서 강거더의 응력(MPa)
I_c : 유효폭 내 바닥판의 중립축(C-C)에 관한 단면2차모멘트(mm^4)
I_s : 강거더의 중립축(S-S)에 관한 단면2차모멘트(mm^4)
L : 지간(mm)
$n = E_s/E_c$: 강재와 콘크리트의 탄성계수비
Q_a : 허용내하력 (N)
ϵ_s : 콘크리트의 건조수축률
ϕ_1, ϕ_2 : 콘크리트의 크리프계수

4.9.2 합성거더의 단면

(1) 합성거더의 계산에는 그림 4.9-1에 표시된 기호를 사용한다.

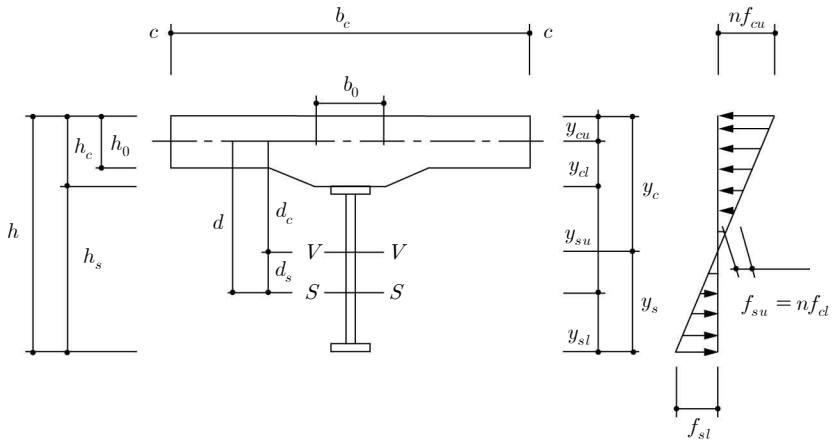


그림 4.9−1 합성거더의 기호

여기서, b_e : 바닥판의 유효폭(mm)

b_o : 바닥판과 강거더와의 접촉부에서 바닥판 헌치하단의 폭(mm)

h_o : 바닥판의 두께(mm)

h_c : 강거더의 상부플랜지 상연에서 바닥판 상연까지의 거리(mm)

h_s : 강거더의 높이(mm)

$h = h_c + h_s$: 합성거더의 높이(mm)

C-C : 유효폭 내의 바닥판 단면의 중립축

S-S : 강거더 단면의 중립축

V-V : 강재로 환산한 합성단면의 중립축

d : C-C와 S-S와의 거리(mm)

d_c : V-V와 C-C와의 거리(mm)

d_s : V-V와 S-S와의 거리(mm)

y_c : V-V에서 바닥판 상연까지의 거리(mm)

y_s : V-V에서 강거더의 하연까지의 거리(mm)

4.9.3 설계도에 기재하는 사항

합성거더 설계도에는 일반적으로 기재하는 사항 이외에 설계기준강도, 조골재의 최대치수, 설계에 사용한 탄성계수비, 콘크리트 치기의 조건, 공사 중의 하중 및 합성후의 고정하중의 재하시기, 기타 특히 필요한 사항을 명기한다.

4.9.4 하중

(1) 합성거더의 설계에는 KDS 24 10 10에서 정한 것 외에 바닥판 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 바닥판과 강거더와의 온도차 등의 영향을 고려한다.

(2) 합성단면 하중

① 콘크리트 바닥판 타설과 양생시 거더를 받칠 임시 중간 지점이 없는 경우는 강재와 콘크리트 고정하중은 강거더에만 작용한다고 가정하고, 모든 후속하중은 합성단면에 작용한다고 가정한다.

② 콘크리트가 재령 28일 강도의 75%를 가질 때까지 거더에 유효 임시 중간지점이 주어진 경우, 콘크리트 고정하중과 모든 후속하중은 합성단면에 작용한다고 가정한다.

③ 충격에 의한 응력은 활하중에 의한 응력에 충격계수를 곱한 것으로 하며, 충격계수는 KDS 24 12 20(4.1.3)의 규정을 따른다.

4.9.5 재료

(1) 강재의 허용응력은 4.1.3의 규정에 의한다.

(2) 바닥판 콘크리트의 기준허용응력은 표 4.9-1에 표시된 값으로 한다.

표 4.9－1 바닥판 콘크리트의 허용응력

	종별	허용응력(MPa)		
		$f_{ck} < 30$	$30 \leqq f_{ck} < 40$	$40 \leqq f_{ck} \leqq 50$
휨압축응력	바닥판	$0.40 f_{ck}$		
	합성거더 플랜지			
전단응력	사인장철근을 두지 않는 경우	0.9	1.0	1.1
	사인장철근을 두는 경우	2.0	2.2	2.4

(3) 바닥판에 사용되는 철근의 허용인장응력은 표 4.9-2에 표시된 값을 적용한다. 다만, 주거더 단면 일부로서의 작용과 바닥판으로서의 작용을 동시에 고려할 경우에는 허용응력의 20%를 증가시킬 수 있다.

표 4.9－2 철근의 허용인장응력

허용응력 \ 철근의 종류	SD300	SD350	SD400
허용인장응력(MPa)	150	160	160
허용압축응력(MPa)	150	175	180

(4) 강거더에 대한 허용응력의 증가는 KDS 24 12 10(4.2.3)의 규정에 의해야 한다.

4.9.6 설계일반

(1) 탄성계수비

① 강재의 탄성계수는 2.05×10 MPa로 해야 한다.

② 합성단면으로서의 응력 및 처짐을 계산하는 경우에 강재와 콘크리트의 탄성계수비 n은 8을 표준으로 한다.

③ 바닥판으로 단면계산을 하는 경우에 탄성계수비 n은 10의 규정에 의한다.

(2) 활하중에 의한 교량거더의 처짐은 KDS 24 10 10(4.2.3)의 규정에 의한다.

(3) 사교

① 사교의 각도는 30° 이하를 원칙으로 한다.

② 사각을 갖는 교량거더의 경우에는 둔각 지점의 반력증가를 고려한다.

(4) 합성거더의 압축플랜지로써의 바닥판 유효폭 강괃는 식 (4.9-1)에 의하여 계산한 값을 넘어서는 안 된다.

$$b_e = \lambda_1 + \lambda_2 + 2b_s + b_o \qquad (4.9\text{-}1)$$

여기서, b_s : 헌치의 수평폭, 헌치의 경사가 45°보다 작은 경우에는 그림 4.9-2와 같이 취한다.

λ_1 : 주거더 내측의 한쪽 유효폭

λ_2 : 돌출부의 한쪽 유효폭

λ_1 및 λ_2는 다음 식에 의하여 계산한다.

$b/L \leqq 0.05$ $\quad \lambda_1$ 또는 $\lambda_2 = b$

$0.05 \leqq b/L < 0.3$ $\quad \lambda_1$ 또는 $\lambda_2 = \{1.1 - 2(b/L)\}b$

$b/L \geqq 0.3$ $\quad \lambda_1$ 또는 $\lambda_2 = 0.15L$

여기서, b : 그림 4.9-2 참조

L : 지간

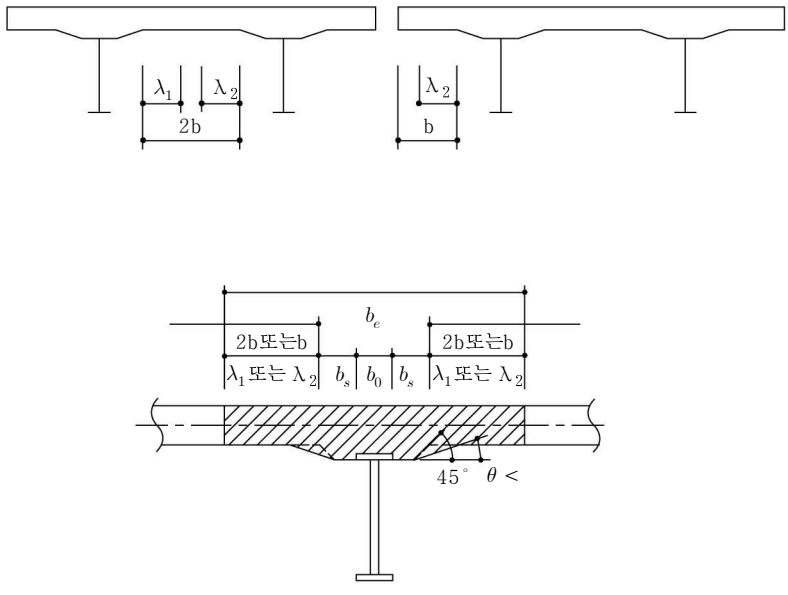


그림 4.9−2 바닥판의 유효폭

(5) 바닥판 콘크리트의 크리프

① 합성 후 고정하중에 의한 주거더 단면 응력을 계산하는 경우에 바닥판 콘크리트의 크리프 계수 ϕ_1은 2.0을 표준으로 한다.

② 콘크리트의 응력계산은 크리프를 고려한 콘크리트의 탄성계수를 사용한다. 즉, 단면 환산을 하는 경우에는 n 대신에 $n\,(1+\phi_1)$을 사용한다.

(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축

① 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 합성단면의 응력계산에 사용하는 최종 건조수축률 ϵ_s는 27×10^{-5}을 표준으로 하고, 사용하는 크리프계수ϕ_2는 $2.0\,\phi_1$을 표준으로 한다.

② 이 경우의 계산에는 식 (4.9-2)~식 (4.9-8)을 사용한다.

$$N_c = N_s = \frac{\epsilon_s E}{\frac{n_{\phi}}{A_c}+\frac{1}{A_s}+\frac{n_{\phi}d^2}{I_c+n_{\phi}I_s}} \tag{4.9-2}$$

$$M_c = \frac{I_c}{I_c+n_{\phi}I_s} N_c d \tag{4.9-3}$$

$$M_s = \frac{n_{\phi}I_s}{I_c+n_{\phi}I_s} N_c d \tag{4.9-4}$$

$$f_{cu} = \frac{N_c}{A_c}-\frac{M_c}{I_c}y_{cu} \tag{4.9-5}$$

$$f_d = \frac{N_c}{A_c}+\frac{M_c}{I_c}y_d \tag{4.9-6}$$

$$f_{su} = -\frac{N_s}{A_s}-\frac{M_s}{I_s}y_{su} \tag{4.9-7}$$

$$f_{sl} = -\frac{N_s}{A_s}+\frac{M_s}{I_s}y_{sl} \tag{4.9-8}$$

여기서, $n_{\phi} = n\,(1+\phi_2/2)$: 콘크리트의 강재에 대한 탄성계수비

N_c, N_s, M_c, M_s : 시간 $T=0$ 에서 $T=\infty$ 사이에 콘크리트의 건조수축에 의해 바닥판 단면의 중심 및 강거더단면의 중심에 발생하는 축력과 휨모멘트

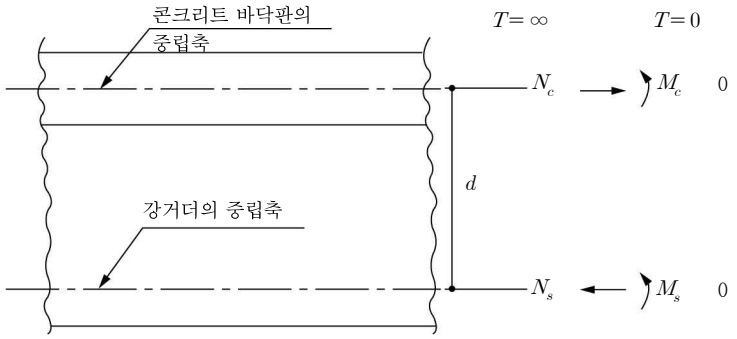


그림 4.9-3 건조수축에 의한 축력과 휨모멘트

(7) 바닥판 콘크리트와 강거더와의 온도차

① 바닥판 콘크리트와 강거더와의 온도차는 10 ℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려해야 한다.

② 온도분포는 강거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다.

③ 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수는 12×10^{-6}을 적용한다.

④ 온도차에 의한 응력의 계산에는 크리프의 영향은 고려하지 않고 식 (4.9-9)~식 (4.9-15)로 계산한다.

$$N_c = N_s = \frac{\alpha(\pm t)E_s}{\frac{n}{A_c}+\frac{1}{A_s}+\frac{nd^2}{I_c+nI_s}} \tag{4.9-9}$$

$$M_c = \frac{I_c}{I_c+nI_s}N_c d \tag{4.9-10}$$

$$M_s = \frac{nI_s}{I_c+nI_s}N_c d \tag{4.9-11}$$

$$f_{cu} = \frac{N_c}{A_c}-\frac{M_c}{I_c}y_{cu} \tag{4.9-12}$$

$$f_d = \frac{N_c}{A_c}+\frac{M_c}{I_c}y_d \tag{4.9-13}$$

$$f_{su} = -\frac{N_s}{A_s}-\frac{M_s}{I_s}y_{su} \tag{4.9-14}$$

$$f_{sl} = -\frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{I_s} y_{sl} \qquad (4.9\text{-}15)$$

여기서, N_c, N_s, M_c, M_s : 바닥판과 강거더의 온도차에 의해 바닥판 단면의 중심 및 강거더 단면의 중심에 발생하는 축력과 휨모멘트

α : 계산에 사용하는 선팽창계수

t : 온도차, t 앞의 부호는 바닥판이 강거더보다 낮은 경우(+), 높은 경우는(-)로 취해야 한다.

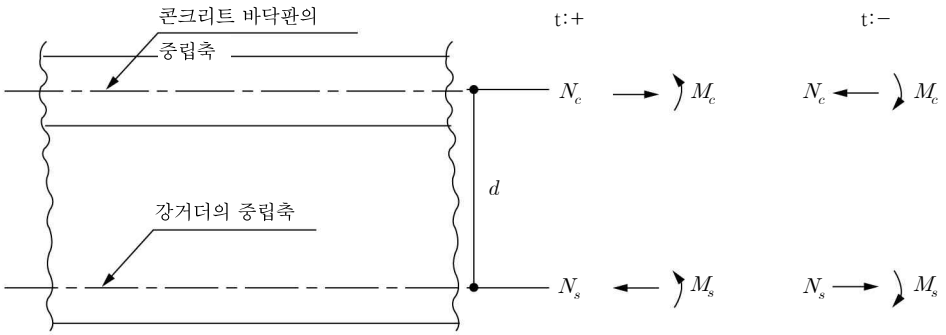


그림 4.9−5 온도차에 의해 발생되는 합성거더의 단면력

(8) 합성단면의 중립축은 강거더 내에 있는 것을 원칙으로 한다.

4.9.7 강거더

(1) 전단연결재를 설치하는 플랜지의 판두께는 4.4.2(1)의 규정을 만족해야 할 뿐 아니라, 플레이트거더의 경우는 15 mm 이상, 또 박스거더의 경우는 13 mm 이상으로 해야 한다. 특히 어느 경우에도 전단연결재의 필릿용접의 크기 이상으로 해야 한다.

(2) 수평브레이싱

① 하부 수평브레이싱은 플레이트거더교의 경우에는 설치하는 것을 원칙으로 해야 한다. 단, 지간이 16 m 이하의 거더에서 적당한 수직브레이싱이 있는 경우에는 하부 수평브레이싱을 생략할 수 있다.

② 상부 수평브레이싱은 필요에 따라 설치하는 것으로 한다.

4.9.8 바닥판

(1) 바닥판의 설계는 이 절에서 규정하는 이외는 4.5.4의 규정에 의한다.

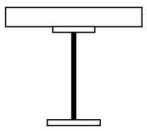
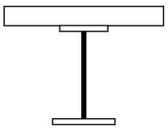
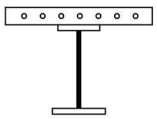
(2) 바닥판의 합성작용

① 주거더의 단면응력을 산출하는 경우 바닥판의 합성작용을 취급함에 있어서는 표 4.9-3과 같이 해야 한다. 전단연결재는 주거더의 전장에 걸쳐서 설치해야 한다. 또 연속합성거더에서 표 4.9-3에 따라 설계를 하는 경우는 내부지점 부근의 균열에 대해 방수층 등의 처리를

강구함과 동시에 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 부근에는 강한 하중분배 가로보를 설치하는 것으로 하고, 전단연결재의 배치 및 응력의 변동 상태 등을 충분히 검토해야 한다.

② 주거더의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 표 4.9-3 규정에 관계없이 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려한다.

표 4.9－3 합성작용의 취급

휨모멘트의 종류	합성작용의 취급	적용
정	바닥판 콘크리트를 주거더 단면의 일부로 본다.	
부	1. 인장응력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 유효로 하는 경우. 바닥판의 콘크리트를 주거더 단면의 일부로 본다.	
	2. 인장응력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하는 경우. 바닥판 내의 교축방향 철근만을 주거더 단면의 일부로 본다.	

주) 프리스트레스하지 않는 연속합성거더의 경우 한 단면에서 활하중의 재하 상태에 따라 정 및 부의 휨모멘트가 생길 수 있다.

(3) 인장력을 받는 바닥판의 배근

① 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 유효로 하는 설계를 하는 경우에는 바닥판에 작용하는 전인장력을 철근이 받도록 한다.

② 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 2% 이상의 교축방향 철근을 배근해야 한다. 이 경우 교축방향 철근의 총주변장의 바닥판 콘크리트의 단면적에 대한 비, 즉 주장률은 0.0045 mm/mm^2 이상으로 한다. 또한 바닥판작용에 대처하기 위하여 배치된 철근을 교축방향 철근의 일부로 볼 수 있다.

③ 철근은 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 점을 지나서 바닥판 콘크리트의 압축측에 정착시켜야 한다.

(4) 바닥판 콘크리트에는 구조이음을 설치해서는 안 된다.

(5) 바닥판 콘크리트의 합성작용을 줄 때에 바닥판 콘크리트 압축강도는 f_{ck}의 80% 이상이 되어야 한다.

(6) 교량거더의 단부 부근의 바닥판

① 교량거더 단부의 바닥판은 그림 4.9-5와 같이 단부 버팀재로 지지하는 것으로 해야 한다. 이 경우 단부 버팀재는 그림 4.9-6에서 나타낸 범위의 고정하중과 1축의 열차하중에 대해서 설계한다.

② 교량거더 단부의 바닥판은 온도차에 의한 응력 및 건조수축에 의한 응력에 대하여 4.9.9(4)와 같이 설계한다.

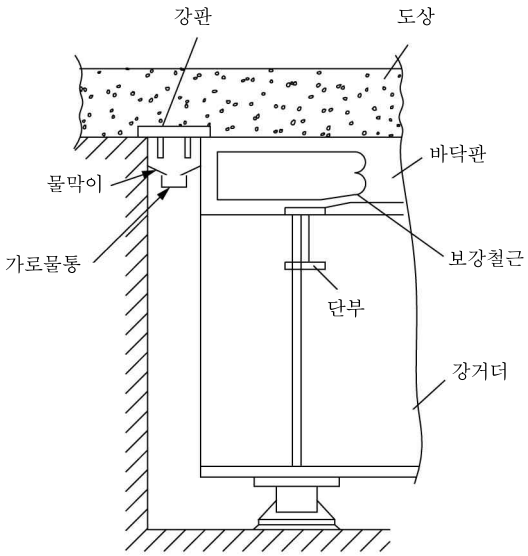


그림 4.9−5 교량거더 단부 바닥판 보강

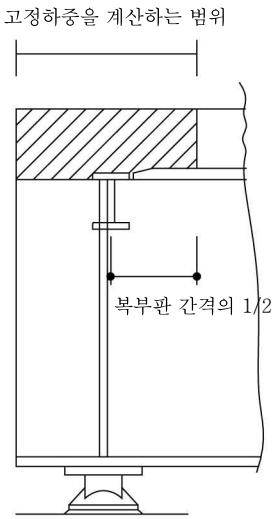


그림 4.9−6 단부 버팀재

(7) 사교의 바닥판

① 주철근 배치는 합성거더의 지간 중앙부에서는 복부판에 직각 방향으로하고 교량거더 단부에서는 그림 4.9-7에 표시된 범위에서 바닥판의 상측 및 하측에 사각 방향으로 배치하는 것을 표준으로 한다.

② 사교 바닥판의 둔각부 지점의 상측에는 보강철근을 그림 4.9-8에 표시된 범위로 배치하는 것을 표준으로 해야 한다. 이때 가외철근량은 바닥판 지간 중앙의 정(正)휨모멘트에 표 4.9-4에 표시된 계수를 곱한 값의 부(負)모멘트가 생기는 것으로 하여 구한다.

표 4.9−4 휨모멘트의 계수

사각	휨모멘트의 계수
$\theta \leq 15°$	0.6
$15° < \theta \leq 30°$	0.8

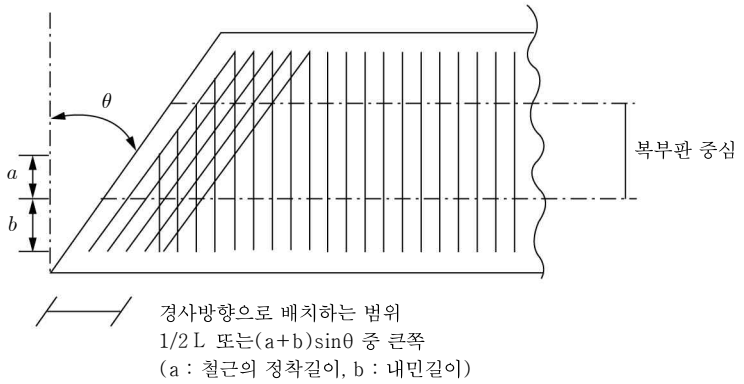


그림 4.9－7 사교바닥판의 주철근배치

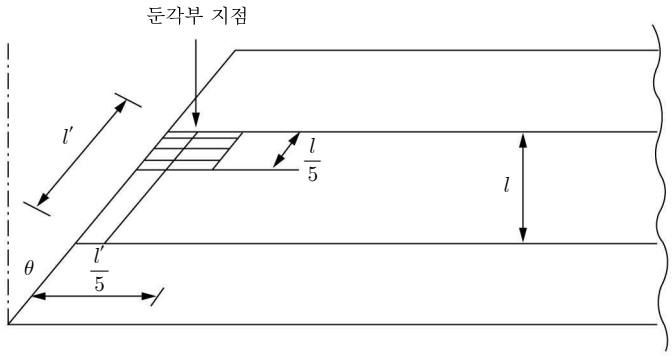


그림 4.9－8 사교바닥판의 보강철근 배치

(8) 방수공

① 바닥판 상면에는 방수공을 설치해야 하며 적절한 보호공을 해야 한다.

② 바닥판 상면에는 원칙적으로 2% 이상의 횡방향 경사를 설치하는 것으로 한다.

4.9.9 전단연결재

(1) 전단연결재 일반

① 전단연결재에는 그림 4.9-9에 표시한 것과 같은 스터드(stud)를 표준으로 한다.

② 스터드는 머리붙임 스터드를 사용하며 스터드 접합면 전체가 융합되는 스터드 용접을 하는 것을 원칙으로 하고, 스터드의 지름은 19 mm 이상으로 한다.

③ 스터드의 형상, 치수 및 그의 허용차 등은 표 4.9-5를 표준으로 해야 한다.

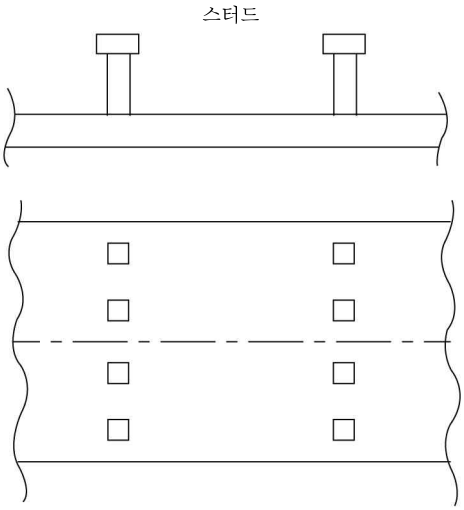
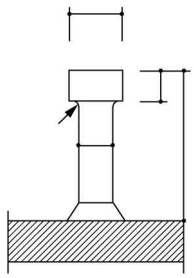


그림 4.9-9 전단연결재(스터드)

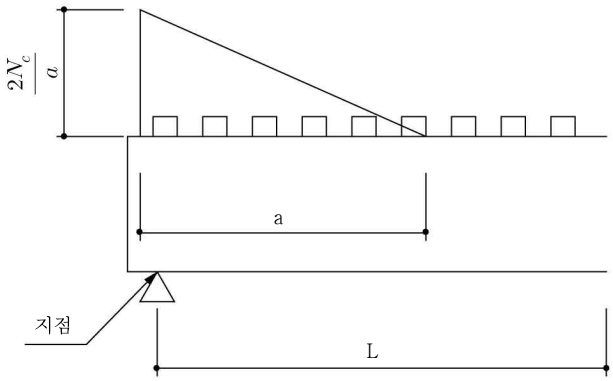
표 4.9-5 스터드의 형상, 치수 및 허용차(mm)

호칭	줄기지름(d)		머리지름(D)		머리두께 (T) 최소	헌치부 반지름(r)	표준형상 및 치수표시 기호
	기준치수	허용차	기준치수	허용차			
19	19.0	±0.4	32.0	±0.4	10	2~3	
22	22.0		35.0				
25	25.0		38.0				

(2) 전단연결재는 바닥판과 강거더와의 사이에 작용하는 교축방향의 가장 큰 전단력에 대하여 설계한다.

(3) 바닥판 콘크리트와 강거더 사이의 부착응력은 무시한다.

(4) 콘크리트의 건조수축 및 바닥판과 강거더와의 온도차에 의하여 생기는 전단력 값는 교량거더 단부에서 저변 a(a는 주거더 간격 또는 지간의 1/10 중 작은 값)에 삼각형 분포를 하는 것으로 하고 그 범위에 있는 전단연결재가 부담하도록 한다.(그림 4.9-10 참조)



L을 취하는 법 : (1) 단순합성거더의 경우 L : 지간
(2) 연속합성거더의 경우 L : 지간의 합계

그림 4.9-10 전단력 분포

(5) 스터드의 허용내하력 및 배치

① 허용내하력

가. 스터드의 허용내하력(Q_a)는 식 (4.9-16)~식 (4.9-17)로 계산한다.

$H/d \geq 5.5$ 의 경우 $Q_a = 9.5d^2\sqrt{f_{ck}}$ (N) (4.9-16)

$H/d < 5.5$ 의 경우 $Q_a = 1.74dH\sqrt{f_{ck}}$ (N) (4.9-17)

여기서, $v_{\min}$: 스터드에 작용하는 최소전단응력(MPa)
$v_{\max}$: 스터드에 작용하는 최대전단응력(MPa)
H : 스터드의 전 높이(mm)
d : 스터드의 줄기지름(mm)

② 전단연결재의 배치

가. 스터드의 머리는 헌치 부분에서 그치지 않고 바닥판 속에 있는 것을 원칙으로 한다.

나. 스터드는 교축직각방향으로는 2개 이상을 배치한다.

다. 스터드의 최소 중심간격은 교축방향에 있어서 $5d$(단, 100mm 이상)로 하고 교축직각방향에 있어서는 $d + 30$ mm로 한다. 여기서, d는 스터드 줄기의 지름이다.

라. 스터드와 강거더 플랜지 연단과의 최소 순간격은 25 mm로 한다.

4.10 트러스

4.10.1 일반내용

(1) 4.10은 주구조가 트러스인 상부구조의 설계에 적용해야 한다.

(2) 스팬드럴 브레이스드 아치(spandrel braced arch) 또는 트러스 보강형 아치의 트러스 부재 등

의 설계에 이 절을 따를 수 있다.

(3) 트러스를 구성하는 부재의 일반사항에 관한 것은 4.1 및 4.3의 규정을 따라야 한다.

(4) 트러스에 설치되는 수평브레이싱, 수직브레이싱 및 교문브레이싱의 일반사항은 4.7의 규정을 따라야 한다.

(5) 트러스의 격점은 힘의 전달이 합리적이면서 확실하게 이루어지도록 설계해야 할 뿐만 아니라, 가능하면 단순한 구조로 설계하여 각 부재의 연결이 쉽고 검사나 배수, 청소 등의 유지관리 작업이 지장없이 시행될 수 있도록 배려되어야 한다.

(6) 기호

b : 연결판 부재가 연결판에 접하는 부재폭(mm)

l : 트러스 부재의 유효좌굴길이(mm)

t : 연결판의 두께(mm)

P : 연결판에 연결된 한 부재의 최대작용력(kN)

4.10.2 부재

(1) 부재의 구성

① 단면의 구성에 있어서는 단면의 도심이 가능한 한 단면의 중심과 일치하도록 하고, 또한 골조선에 일치하도록 배려하는 등, 2차응력이 가능한 한 작게 되도록 한다.

② 부재의 조합에 있어서는 용접부가 좌우는 물론 상하로도 가급적 대칭인 위치에 오도록 고려하여 설계한다.

③ 트러스의 현재, 단주 및 연속트러스의 중간지점에 설치한 사재 등은 박스거더 단면 부재로 설계한다. 이 경우 트러스면에 평행한 판의 단면적은 부재 총단면적의 40% 이상으로 한다.

④ ③에서 부재의 수직축 둘레의 단면2차반지름에 대한 세장비는 수평축에 대한 것보다 작게 한다. 또 포니트러스에서는 수직과 수평세장비의 비를 1:1.5로 한다.

⑤ 단주 등에 있어서 휨모멘트가 가해지는 경우에 강도의 검산은 4.3.3의 규정을 따른다.

(2) 부재의 길이

① 트러스 부재의 길이는 골조의 길이로 한다.

② 압축부재의 유효좌굴길이는 다음의 (3) 규정에 의한다.

③ 인장력을 받는 복부재의 트러스면 내의 세장비를 구할 때의 부재의 길이는 골조 길이의 0.9배로 한다. 또한 그림 4.10-1과 같은 수평브레이싱의 경우에는 수평브레이싱면에 수직한 면 내에서는 $\overline{pp}$, 그 이외의면 내에서는 $\overline{pa}$를 부재의 길이로 본다. 이 경우 세로보 등으로부터 견고한 행어로 수평브레이싱 부재를 지지하는 경우에는 수평브레이싱면에 수직한 면 내에서는 $\overline{bb}$또는 $\overline{pb}$를, 기타의 면 내에서는 $\overline{ab}$또는 $\overline{pb}$를 부재의 길이로 취할 수 있다.

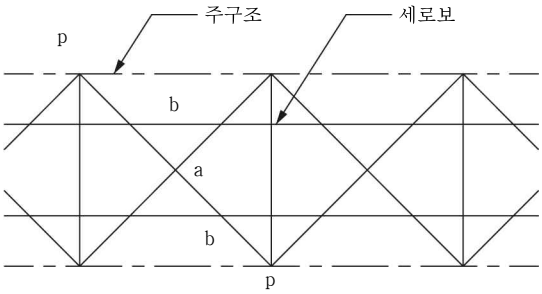


그림 4.10－1 수평 브레이싱에서 부재의 길이

(3) 트러스 부재의 유효좌굴길이

①트러스면 내

가. 현재의 유효좌굴길이는 부재의 골조길이로 한다.

나. 연결판에 의해 현재에 연결된 복부재의 유효좌굴길이는 연결고장력 볼트군의 중심간 거리를 취하여도 무방하다.

다만, 골조 길이의 0.8배 이하가 되어서는 안 된다. 또한 수평브레이싱이나 수직브레이싱 등의 부재에서 부재의 양면에 연결판을 대지 않은 구조에서는 골조 길이의 0.9배를 취한다.

다. 부재의 중간점을 다른 부재가 유효하게 지지하는 경우에는 그 지지점간을 유효좌굴길이로 한다. 여기에서 유효하게 지지한다는 뜻은 예를 들면, 그림 4.10-2와 같이 사재 D와 버팀부재 T와의 연결이 충분하고, 또한 버팀부재가 4.1.5에 규정된 부압축재로 설계되어 있는 경우를 말한다. 이때, 사재 D와 버팀부재 T와의 연결부의 강도는 적어도 사재 D와 현재와의 연결부의 강도의 1/4 이상으로 한다.

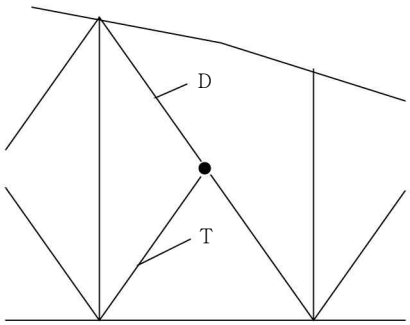


그림 4.10－2 버팀부재가 있는 사재

②트러스면 외의 유효좌굴길이는 부재의 골조길이로 함을 원칙으로 해야 한다. 다만, 수평브레이싱, 수직브레이싱 및 교문브레이싱에 의해 지지된 주트러스 현재 및 복부재는 그 지지점간을 유효좌굴길이로 한다.

③그림 4.10-3(a)에 표시된 $\overline{aa}$부재와 같이 $\overline{ab}$, $\overline{ba}$에 크기가 다른 압축력이 작용하고 트러스

면 외에 버팀부재가 없는 경우, 부재 $\overline{aa}$의 트러스면 외에 대한 유효좌굴길이(l)는 식 (4.10-1)에 의해 구할 수 있다.

$$l = \left(0.75 + 0.25\frac{P_2}{P_1}\right)L \qquad (4.10\text{-}1)$$

여기서, P_1,P_2는 부재 $\overline{aa}$의 각 격간장 $\overline{ab}$, $\overline{ba}$에 작용하는 압축력이며 $P_1 \geq P_2$이다.
또한 그림 4.10-3(b)에 표시된 K트러스의 수직재 $\overline{aa}$와 같이 $\overline{ab}$, $\overline{ba}$에 부호가 반대인 축력이 작용하고 트러스면 외에 부팀부재가 없는 경우, 부재$\overline{aa}$의 트러스면 외에 대한 유효좌굴길이(l)는 식 (4.10-1)에 의해 구할 수 있다.

$$\left.\begin{aligned} l &= \left(0.75 - 0.25\frac{P_2}{P_1}\right)L \qquad (P_1 \geq P_2) \\ l &= 0.5L \qquad\qquad\qquad\quad (P_1 < P_2) \end{aligned}\right\} \qquad (4.10\text{-}2)$$

다만, P_1은 압축력의 절대치, P_2는 인장력의 절대치이다. 또한 이들 식은 부재 $\overline{aa}$의 단면이 일정한 경우에 적용할 수 있다.

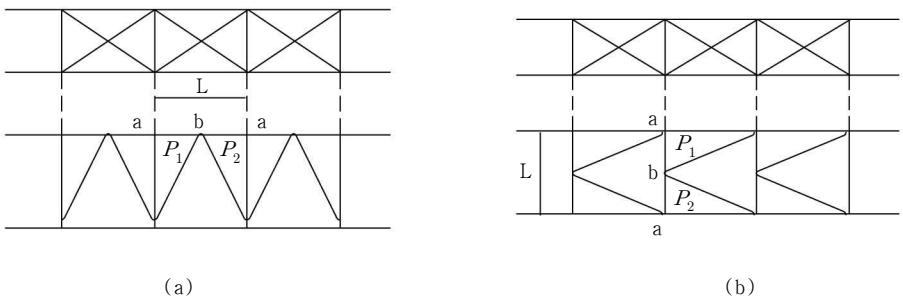


그림 4.10−3 축력이 다른 트러스 부재의 면외 유효좌굴길이

4.10.3 격점

(1) 연결판(gusset plate)

① 부재를 연결하는 연결판에 고장력볼트를 사용하는 경우에는 가급적 부재축에 대칭이 되게 배치해야 하며, 또한 부재와 연결판의 접촉면 전체에 걸쳐 배치한다.

② 트러스 및 이와 유사한 구조물의 주트러스에 대하여 두 장의 연결판을 사용하는 경우에는 그 각각의 연결판의 두께는 식 (4.10-3)에 의해 산출한 값 이상, 또는 11 mm 이상으로 한다.

$$t = \frac{2.2 \cdot P}{b} \qquad (4.10\text{-}3)$$

여기서, t : 연결판의 두께(mm)
P : 연결판에 연결된 한 부재의 최대작용력(kN)
b : 연결된 부재가 연결판에 접하는 부재의 폭(mm)

③ 연결판과 현재 또는 단주의 복부판을 일체로 하는 구조에서는 연결판의 두께는 복부판보다 얇게 해서는 안 된다.

(2) 격점에서 현재의 단면변화는 부재력이 작은 쪽에서 판두께를 변화시켜 여유길이를 충분히 확보해야 한다.

4.10.4 다이아프램 및 브레이싱

(1) 다이아프램

① 트러스의 격점, 트러스 부재의 중간부에서 수평브레이싱 등을 연결하는 곳과 현장이음부의 양쪽에는 다이아프램을 설치한다. 또한, 현장 이음부의 양쪽의 다이아프램은 밀폐형으로 한다.

② 트러스의 받침부, 가로보의 연결점과 같이 집중력이 작용하는 부분의 현재와 연결판에는 다이아프램을 설치하여 힘의 전달이 확실히 이루어질 수 있도록 한다.

(2) 브레이싱

①수평브레이싱, 수직브레이싱 및 교문브레이싱은 주트러스와 함께 교량이 입체적인 기능을 유지할 수 있도록 충분한 강성을 확보해야 하며, 또한 그 배치가 적정해야 한다.

②수평브레이싱이나 수직브레이싱에서 부재를 서로 교차시킬 경우에는 부재의 교점은 연결되어야 한다.

③ 수평브레이싱은 주트러스 현재의 응력 일부를 분담할 뿐만 아니라 중간 수직브레이싱의 영향에 의한 부가응력을 받는 경우가 있기 때문에 여유 있는 설계를 한다.

④ 하로 트러스교의 스트럿의 높이는 적어도 부착할 현재의 높이와 같게 한다. 또한 비재하현에 설치하는 수평브레이싱 부재를 현재에 연결하는 부분에서 수평브레이싱 높이가 현재 높이보다 낮고 스트럿이 그 부분에 없다면 수평브레이싱 부재의 연결부 부근을 현재 높이와 같게 확대해서 현재의 전 높이에 걸쳐 설치한다.

4.10.5 트러스의 2차응력

(1) 트러스의 설계에 있어서, 격점의 강결의 영향으로 인한 2차응력이 가능한 한 작게 되도록 설계한다. 주트러스 부재의 부재높이는 부재길이의 1/10보다 작게 하는 것이 바람직하다.

(2) 격점의 강결에 의한 2차응력이 무시할 수 없는 범위에 있는 경우에는 2차응력을 고려한 부재의 응력검토를 시행해야 한다.

4.10.6 포니트러스(pony truss)

가로보와 수직보강재로 형성되는 U형구조는 4.8.4에 규정하는 강성과 강도를 확보해야 한다. 단 이 경우에는 상부플랜지 대신에 현재의 값을 사용한다.

4.11 아치

4.11.1 일반내용

(1) 4.11은 강아치교의 설계에 적용한다.

(2) 아치교의 하중집중점에서는 응력집중현상이나 복잡한 응력의 흐름이 생기므로 제작상의 작업성을 고려하면서 안전성 또한 합리적인 설계를 해야 한다.

(3) 아치축선의 계획

① 아치축선은 하중에 의한 압력선과 일치시키는 것을 원칙으로 한다.

② 아치축선은 하중에 의한 압력선과 일치시키는 것이 바람직하지만, 활하중 등의 변동하중이 있기 때문에 가능한 전체적인 응력의 균형을 고려하여 결정한다. 일반적으로 아치축선을 정하는 압력선을 구하는 하중은, 고정하중 또는 고정하중에 등분포 활하중의 1/2을 만재한 상태의 하중을 적용한다.

(4) 구조해석

① 아치리브에 발생하는 단면력은 축선이동의 영향을 받지만 일반적인 경우, 이 영향이 작아서 무시할 수 있으므로 미소변형이론에 기초하여 단면력을 계산한다.

② 단, 활하중에 의해 생기는 골조선의 모양의 변화가 4.11.2의 규정에 의해 검사하여 무시할 수 없는 경우에는 그 영향을 고려해야 한다.

③ 부정정력을 계산함에 있어서는, 아치리브 단면변화의 영향을 고려해야 한다.

(5) 단면 검토 및 좌굴에 대한 안정 검사

① 아치의 모양과 부재단면의 모양을 선정할 때에는 면내·외의 전체 좌굴이 생기지 않도록 배려함과 동시에 부재는 휨모멘트와 축방향력을 받는 부재로서도 안전하도록 설계한다.

② 아치리브는 열차의 편재하 및 부분재하의 모든 경우에 대해 해석하고 해당되는 단면을 검사한다.

4.11.2 변위의 영향

(1) 1개 아치구조당의 고정하중 강도가 식 (4.11-1)로 산출되는 w보다 큰 아치교에서는 고정하중과 활하중을 재하함에 따라 생기는 골조선의변위의 영향을 고려하여 주구조를 설계해야 한다. 그러나 보강거더에 축방향력이 생기는 아치교에서는 이것을 무시한다.

$$w = \frac{8\alpha}{\gamma} \cdot \frac{EI}{L^3} \cdot \frac{f}{L} \qquad (4.11\text{-}1)$$

여기서, E: 종탄성계수(MPa)

I : 아치면 내의 휨에 대한 편측 아치 부재의 단면2차모멘트의 평균치(mm^4), 보강아치의 경우에는 아치와 보강거더의 합을 취한다.

L: 아치의 지간(mm)

f : 아치의 높이(mm)

α : 표 4.11-1에 표시한 아치의 면내좌굴계수

γ : 표 4.11-1에 표시한 보정계수

표 4.11−1 면내좌굴계수(α) 및 보정계수(γ)

구조형식 \ f/L				α					γ
				0.00	0.10	0.15	0.20	0.30	
무보강 아치	2힌지 아치			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	9
	고정 아치			81.0	76.0	69.5	63.0	48.0	
보강거더에 축방향력이 생기지 않는 2힌지 보강아치	측경간이 없는 경우			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	12
	측경간이 있는 경우	λ	0.00	81.0	76.0	69.5	63.0	48.0	
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0	34.5	
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5	30.5	
			0.75	51.5	48.0	43.0	38.5	28.5	
			1.00	49.0	45.5	41.0	36.5	27.0	
			2.00	45.0	41.0	36.5	32.0	22.5	

여기서, (a) $\lambda = \dfrac{a}{L}(1 + I_A / I_G)$ **(4.11-2)**

a : 보강거더의 측경간의 지간(mm)

L : 아치의 지간(mm)

I_A : 면 내의 휨에 대한 편측 아치부재의 단면2차모멘트의 평균치(mm^4)

I_G : 편측보강거더의 단면2차모멘트의 평균치(mm^4)

(b) f/L 및 λ가 표 4.11-1에 표시한 값의 중간 값으로 될 경우에는 α 를 선형적으로 보간하여 산출한다.

(c) 2힌지 보강아치로서 $\lambda > 2$ 인 경우 α 는 2힌지 무보강아치의 값을 사용한다. 다만, γ 는 12를 사용하는 것으로 해야 한다.

4.11.3 아치의 좌굴

(1) 면내 좌굴

① 면내 좌굴에 대한 안정검토

가. 아치교에 작용하는 수평력(H)는 식 (4.11-3)을 만족해야 한다.

$$\nu H \leq H_{cr} \qquad (4.11\text{-}3)$$

여기서, H : 아치교에 작용하는 교축방향 수평반력(N)

ν : 안전률(S.F.=1.7)

H_{cr} : ②항의 한계수평력(N)

② 한계수평력

가. 2힌지 아치교 이외의 경우에 대해서도 한계수평력(H_{cr})은 식 (4.11-4)와 같이 쓸 수 있다.

$$H_{cr} = \alpha \frac{E \cdot I_y}{L^2} \qquad (4.11\text{-}4)$$

여기서, α : 표 4.11-2의 면내좌굴계수로서 양단핀의 2힌지 아치의 경우 식 (4.11-5)와 같다.

$$\alpha = 4\pi^2 \left\{1 - 8\left(\frac{f}{L}\right)^2\right\} \qquad (4.11\text{-}5)$$

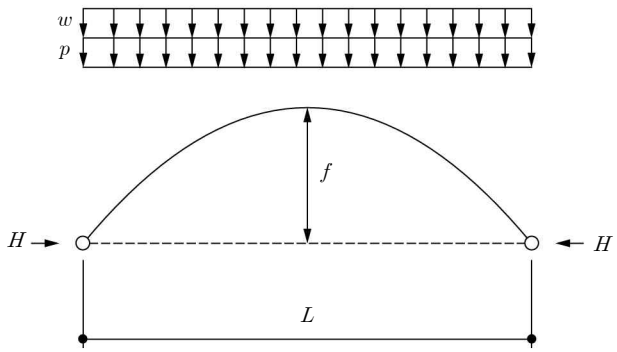
(2) 면외좌굴

① 적용범위

가. 아치의 간격이 지간에 비하여 작은 아치교에서는 면외좌굴에 대한 안전성을 검토해야 한다.

나. 지간과 아치의 간격의 비가 20 이하이고, f/L 이 1/6 이하이며 충분한 브레이싱이 설치된 아치교에서는 일반적으로 면외좌굴에 대한 검토가 필요치 않다.

다. 아치교의 면외좌굴은 그림 4.11-1에 표시한 재하상태에 대하여 검토하는 것을 원칙으로 한다.



여기서, w, p : 주구조에 작용하는 등분포 고정하중 및 활하중

그림 4.11−1 면외좌굴의 검토에 사용하는 재하 상태

② 면외좌굴에 대한 안정검토

가. 아치축선이 연직면 내에 있고 대칭 포물선을 이루며, 부재가 대체적으로 같은 높이의 아치에서 브레이싱이 4.7의 규정에 준하여 설치되어 있을 경우에는 아치의 면외좌굴의 검토는 식 (4.11-6)을 따른다.

$$\frac{H}{A_g} \leqq 0.85 f_{ca} \qquad (4.11\text{-}6)$$

여기서, H: <그림 4.11.1>에 나타낸 재하에 의하여 편측 아치부재에 작용하는 축방향력의 수평성분(N)

A_g : 편측 아치부재의 총단면적의 평균치(mm^2)

f_{ca} : 편측 아치부재의 $L/4$점의 허용축방향 압축응력(MPa)

단, 유효좌굴길이(mm) 및 단면2차반지름(mm)은 ③항을 따른다.

③ ②의 검토에 있어서 유효좌굴길이(l) 및 단면2차반지름(r)은 각각 식 (4.11-7)을 따른다.

$$\left.\begin{aligned} l &= \phi\beta L \\ r &= \sqrt{\{I_z + A_g(b/2)^2\}/A_g} \end{aligned}\right\} \qquad (4.11\text{-}7)$$

여기서, I_z : 편측 아치부재의 연직축 주위에 대한 단면2차모멘트의 평균치(mm^4)

A_g : 편측 아치부재의 총단면적의 평균치(mm^2)

b : 아치축선의 간격(mm)

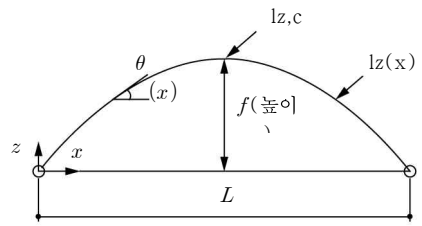
β : 표 4.11-2에 표시한 값, 여기서 f/L의 중간값에 대해서는 선형보간해야 한다.

ϕ : 식 (4.11-8)에 규정하는 값

$$\left.\begin{aligned} &\text{(ⅰ) 하로보강아치} \quad \phi = 1 - 0.35k \\ &\text{(ⅱ) 상로보강아치} \quad \phi = 1 + 0.45k \\ &\text{(ⅲ) 중로보강아치} \quad \phi = 1 \end{aligned}\right\} \qquad (4.11\text{-}8)$$

k : 그림 4.11-1의 재하상태에 있어서 행어 또는 지주가 분담하는 하중을$(p+w)k$로 보고 구해지는 k의 값. 다만, 상로 보강 아치에서 아치와 보강 거더를 아치 크라운부위에서 강결하지 않았을 때는 $k=1$로 한다.

표 4.11−2 면외좌굴에 대한 β 의 값

아치높이의 비 f/L / 단면					
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
I_z = 일정	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
$I_z(x) = I_{z,c}/\cos\theta(x)$	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

4.11.4 부재의 설계

(1) 아치리브

①아치리브는 축방향 압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재로서 설계함을 원칙으로 한다.

②좌굴의 검토에 사용할 환산 휨모멘트의 산출에 있어서는 부재단면의도심의 골조선에 대한 편심량 및 부재축선이 곡선을 이루는 경우 서로 인접하는 격점을 잇는 직선과 부재축선과의 간격을 고려해야 한다. 이 경우 격점의 휨모멘트보다 격간 중앙점의 휨모멘트가 크다면 큰 것을 환산 휨모멘트로 하여도 무방하다. 또한, 아치 곡선이 연속 곡선인 경우에 서로 인

접하는 격점을 잇는 직선과 아치축선과의 격간 중앙점에 있어서의 간격은 식 (4.11-9)로 구한다.

$$e = \frac{f}{n^2} \qquad (4.11\text{-}9)$$

여기서, e : 아치축선과 서로 인접한 격점을 잇는 직선과의 간격(mm)
f : 아치의 높이(mm)
n : 격점수

③ 4.11.2에 규정된 변위의 영향을 고려할 필요가 없이 아치축선이 각 격점 간에서 직선을 이루며, 부재단면에 편심이 없고 부재높이가 격간의 1/10 이하이면서 아래의 조건을 충족시키는 경우에는 아치부재를 축방향력만을 받는 부재로 설계한다. 또한, 이 경우의 유효좌굴길이는 격간 길이를 적용한다.

$$\beta \frac{f_{ca}{}^{A}}{f_{ta}} \times \frac{h^{G}}{h^{A}} > 1 \qquad (4.11\text{-}10)$$

여기서, h^A: 아치부재의 부재높이의 전길이에 걸친 평균값(mm)
h^G: 보강거더의 부재높이의 전길이에 걸친 평균값(mm)
f_{ca}^A: 구조용 강재 및 용접부의 허용응력의 규정에 의한 아치부재의 허용축방향 압축응력의 평균값(MPa)
f_{ta}: 보강거더의 하부플랜지의 허용인장응력의 평균값(MPa)
β: $1.75\left(0.04+0.004\frac{l}{r}\right)$ (보강 거더에 축력이 생기는 경우)
$0.04+0.004\frac{l}{r}$ (보강 거더에 축력이 생기지 않는 경우)
$\frac{l}{r}$: 아치부재의 세장비

(2) 보강아치교의 보강형은 축방향 인장력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재로 설계한다.

(3) 행어 또는 지주

① 행어 또는 지주의 단면력을 산출할 때는 이들 양단에서 아치면 내의 변형에 대해서는 핀이라고 가정한다.

② 행어 또는 지주를 보강거더 또는 아치리브에 연결시키는 세부구조의 설계에 있어서는, 연결부에 응력집중이나 2차응력의 발생으로 인한 결함이 생기지 않도록 주의해야 한다.

③ 행어의 경우, 풍하중에 의한 진동과 사용성, 안정성을 검토해야 한다.

④ 행어의 허용응력은 강선 또는 강봉의 인장강도의 33%를 취하는 것을 원칙으로 하나, 하로아치교의 아치부재에 정착구를 핀으로 연결하는 형식의 평행강선 케이블을 사용하는 경우에는 그 시공실적과 정착구조에 대한 상세검토에 근거하여 허용응력을 별도로 정할 수 있다.

(4) 브레이싱

① 아치교에는 충분한 강도의 수평 및 수직브레이싱을 설치해야 한다. 이중 수평브레이싱은 풍하중과 같은 횡하중에 저항하는 구조이므로 소요강도를 갖고 있어야 할 뿐 아니라, 두 개의 아치리브를 일체로 만들어 아치교의 면외좌굴에 대한 저항을 높이기 위해 필요한 강도 부재이므로 이에 따른 충분한 강도를 갖도록 설계해야 한다.

② 브레이싱을 생략하는 경우에는 아치리브 자체는 물론 전체 구조의 안정성 확보에 충분한 안전율을 확보해야 한다.

③ 다이아프램 - 아치리브와 보강형의 행어 연결부, 주요부재의 브레이싱연결부, 받침부, 가로보의 연결부와 같이 집중력이 작용하는 지점부에는 다이아프램을 설치하여 힘의 전달이 확실히 되도록 한다.

4.11.5 극한강도의 검사

(1) 4.11.2의 규정에 의하여 변위의 영향을 고려할 경우에는, 고정하중의 1.7배 및 충격을 포함한 활하중의 1.7배에 의하여 생기는 응력은 식 (4.11-11)에 표시한 응력 f_u를 넘어서는 안 된다.

$$f_u = 1.7 f_{ta} \quad \text{(인장응력의 경우)}$$

$$1.7 f_{cal} \quad \text{(압축응력의 경우)} \qquad (4.11\text{-}11)$$

여기서, f_{ta} : 구조용 강재 및 용접부의 허용응력의 규정에 표시한 허용축방향 인장응력(MPa)

f_{cal} : 구조용 강재 및 용접부의 허용응력의 규정에 표시한 국부좌굴에 대한 허용축방향 압축응력(MPa)

(2) 그러나 4.4의 규정에 따라 부재의 폭-두께비를 완화한 경우는 본 설계기준에 의한 최대폭-두께비 완화에 따른 허용압축응력을 적용한다.

4.12 라멘구조

4.12.1 일반내용

(1) 4.12는 라멘구조를 사용하는 교량의 상부구조 및 강교각의 설계에 적용한다.

(2) 구조해석에 이용하는 골조선은 부재중심선으로 하며, 라멘의 계산에 있어서는 각 부재마다 강도를 가정하여 단면력을 산출한다.

(3) 라멘교각을 설계할 때의 활하중은 상부구조의 반력이 라멘의 고려하는 점에 대해서 가장 불리하게 되도록 상부구조에 재하해야 하며, T형교각의 경우에는 상부구조의 활하중에 의한 최대 반력을 사용한다. 이때 상부구조가 라멘교각상에서 연속구조가 아닌 경우 인접하는 두 개의 상부구조에 작용하는 활하중에 의한 지점반력 가운데 고려하는 점에 큰 영향을 주는 쪽을 사용한다.

(4) 라멘구조의 설계에서는 활하중에 의한 충격을 고려해야 한다. 또한 라멘구조를 지지하는 기

초구조의 회전이나 상대적 이동이 예상되는 경우 그 영향을 고려해야 한다.

(5) 기호

f : 전단지연을 고려한 수직응력(MPa)
f_a : 허용인장응력(MPa)
v : 작용전단응력(MPa)
v_a : 허용전단응력(MPa)
t_f : 거더의 플랜지 두께(mm)
t_{dw} : 다이아프램의 복부판 두께(mm)
t_{df} : 다이아프램의 플랜지 두께(mm)
t_b : 베이스 플레이트의 판두께(mm)
A_1, A_2 : 거더 및 기둥의 단면적(mm^2)
W_1, W_2 : 거더 및 기둥의 단면계수(mm^3)

4.12.2 설계일반

(1) 모서리부의 설계

① 설계휨모멘트

가. 모서리부에 작용하는 휨모멘트는 그림 4.12-1의 A-A 단면에 대해 M_1, B-B 단면에 대해 M_2를 사용하여 단면을 결정해야 한다.

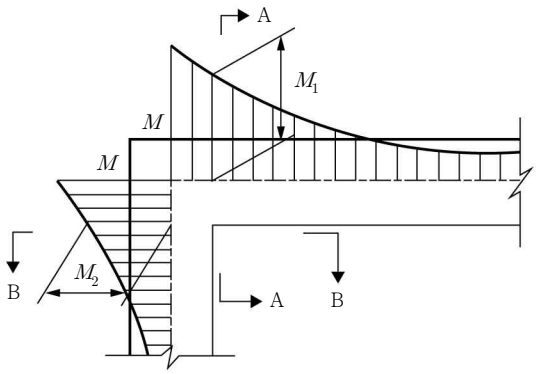


그림 4.12−1 모서리부의 설계휨모멘트

② 모서리부 응력의 검토

가. 플랜지 단면은 전단지연을 고려한 수직응력에 대하여 설계해야 한다. 또한 수직응력은 플랜지와 복부판이 분담하는 것으로 해야 한다. 다만, 원형 단면의 기둥과 박스형 단면의 거더 모서리부는 복부판을 끼워 넣지 않는 것으로 하고 수직응력은 플랜지 단면만으로 부담하도록 설계한다.

나. 거더 또는 기둥 플랜지의 수직응력은 그림 4.12-2의 AD 또는 AB부분에서 전단응력의 부호가 바뀌기 때문에 집중하중을 받는 것과 동일한 조건이 되고 전단지연에 의한 응

력의 증가를 고려하여 결정한다.

다. 플랜지의 최대수직응력은 휨모멘트와 축력에 의한 수직응력과 전단지연에 의한 수직응력을 합한 값이며 다음의 방법에 의해 구한다.

(가) 휨모멘트와 축력에 의한 수직응력

$$\left.\begin{aligned} f_{o1} &= \frac{M_1}{W_1} - \frac{N_1}{A_1}, \quad f_{i1} = -\frac{M_1}{W_1} - \frac{N_1}{A_1} \\ f_{o2} &= \frac{M_2}{W_2} - \frac{N_2}{A_2}, \quad f_{i2} = -\frac{M_2}{W_2} - \frac{N_2}{A_2} \end{aligned}\right\} \qquad (4.12\text{-}1)$$

(나) 전단지연에 의한 수직응력

$$\left.\begin{aligned} f_{sl} &= \frac{b}{d} \cdot \frac{F}{A_w} \cdot S_I \\ S &= \frac{A_w}{A_f} \\ S_I &= 7.805 \times \frac{S}{(S+3)^2} \sqrt{\frac{10S+30}{10S+3}} \end{aligned}\right\} \qquad (4.12\text{-}2)$$

(다) 플랜지의 최대수직응력

$$f_{f\max} = f_{bc} + f_{sl} \qquad (4.12\text{-}3)$$

여기서, M_1, M_2: 거더 및 기둥에 작용하는 휨모멘트(N・mm)

N_1, N_2: 거더 및 기둥에 작용하는 축방향력(N)

V_1, V_2: 거더 및 기둥에 작용하는 전단력(N)

f_{bc}: $f_{o1}, f_{o2}, f_{i1}, f_{i2}$의 응력. 즉, 거더와 기둥의 외측 및 내측 플랜지의 휨모멘트 및 축방향력에 의한 응력(MPa)

f_{sl}:AD 및 AB 단면의 전단지연에 의한 플랜지 응력(MPa)

$f_{f\max}$: 거더 및 기둥의 플랜지 최대응력(MPa)

A_f : 거더 및 기둥의 플랜지 단면적(상・하 동일 플랜지의 전체면적)(mm^2)

A_w : 거더 및 기둥의 복부판 단면적(좌・우 복부판의 전체면적)(mm2)

S_I : S에 대한 값으로 식 (4.12-2) 또는 그림 4.12-3으로 부터 구해야 한다.

b : 복부판 중심간격(mm)

d : 거더 및 기둥의 플랜지 중심간격(mm)

F: 플랜지의 집중력. 그림 4.12-2로 거더의 전단지연응력은 기둥의 것을, 기둥의 전단지연응력은 거더의 것을 사용해야 한다.

$$\left.\begin{aligned} F_{o1} &= \frac{M_1}{d_1} - \frac{N_1}{2}, \; F_{i1} = \frac{M_1}{d_1} + \frac{N_1}{2} \\ F_{o2} &= \frac{M_2}{d_2} - \frac{N_2}{2}, \; F_{i2} = \frac{M_2}{d_2} + \frac{N_2}{2} \end{aligned}\right\} \qquad (4.12\text{-}4)$$

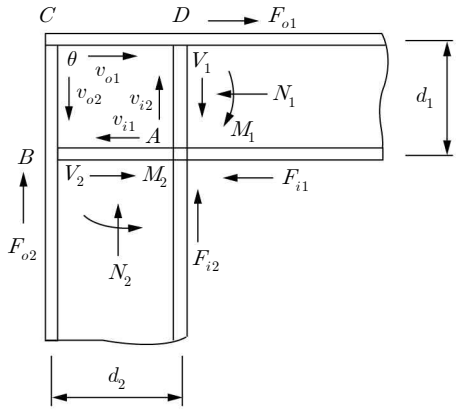


그림 4.12－2 모서리부에 작용하는 외력

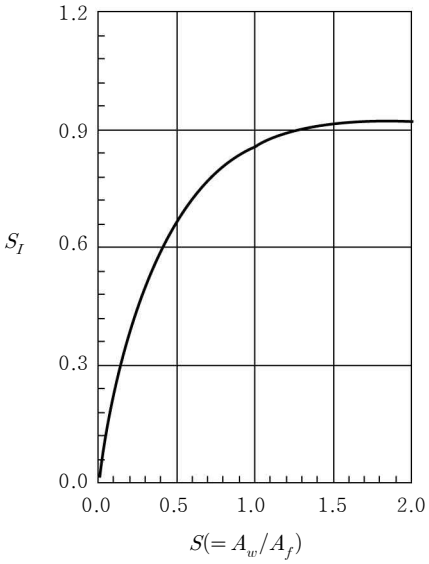
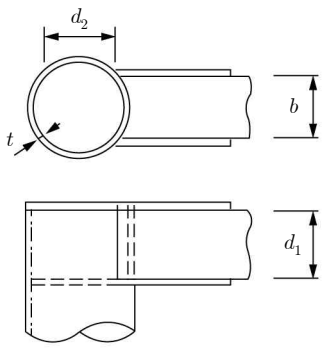
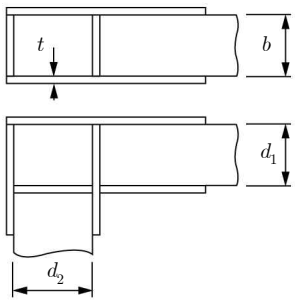


그림 4.12－3 전단지연의 추정도

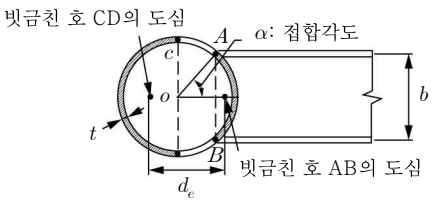
라. 그림 4.12-4(a)과 같은 원형 단면의 기둥과 박스형 단면의 거더로 구성된 모서리부에서 거더 플랜지의 전단지연에 의한 응력은 원형기둥을 그림 4.12-4(c)의 개념을 이용, 그림 4.12-4(b)에 나타낸 것과 같은 박스형 단면으로 환산하여 식 (4.12-2)에 의해 계산한다.



(a) 실제 단면



(b) 환산 단면



(c) d_e의 산정방법

$(d_e = 2R/\pi + Rsin(\alpha)/\alpha)$

그림 4.12－4 원형 기둥의 모서리부

마. 복부판의 판두께는 전단응력에 의해 결정한다. 다만, L. S. Beedle의 방법으로 전단응력으로 검토시 허용전단응력 v_a을 $0.45f_{ta}$ 이하로 할 수 있다. 복부판의 최대전단응력을 상세해석에 의해 산출한 경우는 허용전단응력 4.2.1에 규정된 v_a 이하가 되도록 한다. 복부판의 전단응력은 식 (4.12-5)에 따라 구한다.(그림 4.12-2 참조)

$$\left.\begin{aligned} v_{o1} &= \frac{F_{o1}}{2d_2t} \\ v_{i1} &= \frac{F_{i1}-V_2}{2d_2t} = v_{o1} \\ v_{o2} &= \frac{F_{o2}}{2d_1t} \\ v_{i2} &= \frac{F_{i2}-V_1}{2d_1t} = v_{o2} \end{aligned}\right\} \qquad (4.12\text{-}5)$$

여기서, F_{o1}, F_{i1} : 기둥에 작용하는 보의 플랜지로부터의 집중력(N)

F_{o2}, F_{i2} : 보에 작용하는 기둥의 플랜지로부터의 집중력(N)

$v_{o1}, v_{i1}, v_{o2}, v_{i2}$: 모서리부의 전단응력(MPa)

t : 모서리부의 복부판 두께(mm)

바. 플랜지 및 복부판 단면은 식 (4.12-6)에 따라 합성응력을 검토해야한다.

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v}{v_a}\right)^2 \le 1.0 \qquad (4.12\text{-}6)$$

여기서, f : 전단지연을 고려한 수직응력(MPa)

v : 플랜지 단면에 대해서는 전단류이론에 의해 구한 전단응력, 복부판에 대해서는 L. S.Beedle의 방법에 의해 구한 전단응력(MPa)

f_a : 4.2.2에 규정된 허용인장응력

v_a : 4.2.2에 규정된 허용전단응력 또는 $0.45f_{ta}$

③ 다이아프램

가. 다이아프램의 최소판두께t_{dw}는 박스형보 하부플랜지 판두께t_f 이상으로 하고, 재질은 거더 플랜지의 재질과 동일한 것으로 할 때, 다이아프램의 두께는 식 (4.12-7)로 구할 수 있다. 원형 단면 기둥 모서리부의 다이아프램 규격은 응력검토 결과에 따라 정하는 것을 원칙으로 하나, 식 (4.12-7)을 적용하거나, 다.항 의 조건을 만족할 경우에는 다이아프램의 응력계산을 생략할 수 있다.

$$t_{dw} = t_f \cdot \left[1.8 \cdot \left(\frac{R-r}{R} - 1\right)^4 + 1\right] \qquad (4.12\text{-}7)$$

단, $\frac{R-r}{R} \geqq 0.25$

나. 박스형 단면 모서리부의 다이아프램에는 모서리부의 플랜지와 동일두께 이상의 판을 사용해야 한다. 또한 모서리부의 다이아프램에 맨홀을 설치할 경우, 단면의 중앙 부근에 설치하고 단면손실분을 다이아프램의 두께를 증가시키거나 리브를 설치하여 보강하며, 이 리브와 다이아프램의 필릿용접은 응력을 전달할 수 있을 만큼 충분한 크기를 확보해야 한다.

다. 원형 단면 모서리부의 다이아프램 규격에 대한 경험적인 방법으로 다음 조건을 만족할 경우 응력검토를 생략할 수 있다. 이때 재질은 거더 플랜지의 재질과 동일 이상의 것으로 한다.

(가) $R \leqq 1{,}500\text{mm}$

(나) $t_f \leq 25\text{mm}$

(다) $r \leq R/2$

(라) $t_{dw} \geqq t_f$ 및 $t_{dw} \geqq b_{dw}/17$

(마) $t_{df} b_d \geqq 250 t_f$

여기서, R : 원형 기둥의 반경(mm)

r : 맨홀의 반경(mm)

t_f : 거더의 플랜지 두께(mm)

t_{dw} : 다이아프램의 복부판 두께(mm)

t_{df} : 다이아프램의 플랜지 두께(mm)

b_d : 다이아프램의 플랜지 폭(mm)

b_{dw} : 다이아프램의 복부판 높이(mm)

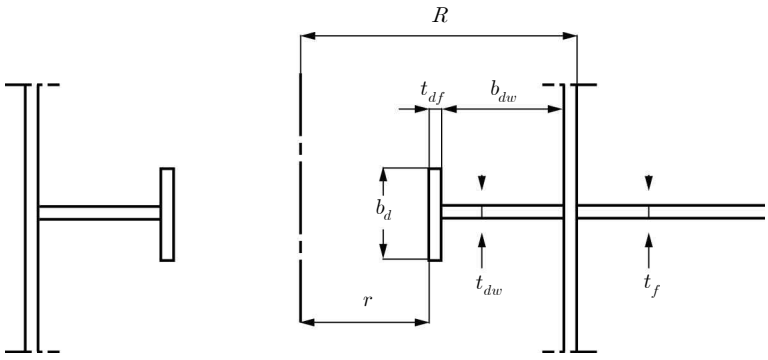


그림 4.12−5 원형 기둥의 다이아프램

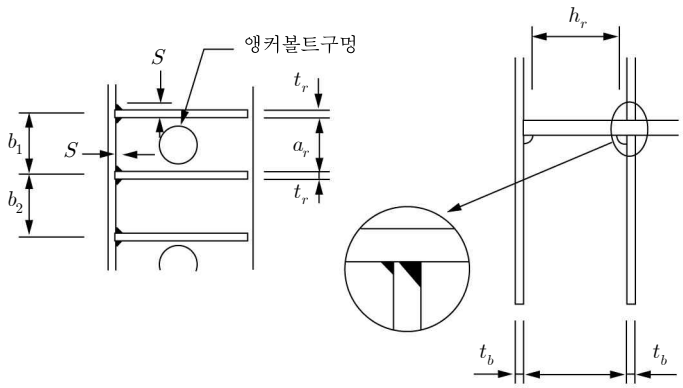


그림 4.12-6 리브의 설치

(2) 기둥 기초부의 설계

① 교각 기둥 기초부의 설계에 있어서 베이스 플레이트 하면의 콘크리트는 압축력에 저항하고, 인장력에 대해서는 앵커볼트 및 앵커프레임으로 저항하도록 설계한다.

② 베이스부의 설계

가. 앵커볼트의 인장응력 및 콘크리트의 압축응력은 합성단면의 중립축 위치를 고려하여 계산하며, 원형단면의 경우는 속빈 원형단면의 콘크리트 부재의 설계계산식을 이용하여 구한다.

나. 기둥 기초부에 작용하는 수평력은 앵커볼트로 저항하는 것으로 하며, 그 전단력은 모든 앵커볼트에 균등하게 분포하는 것으로 한다.

다. 베이스 플레이트의 두께 결정 - 베이스 플레이트의 설계는 특별히 엄밀한 해석을 행하지 않을 경우에는 식 (4.12-8)에 의해 구한다.

$$m = k\ \beta p\ a_r{}^2 \qquad (4.12\text{-}8)$$

여기서, m : 베이스 플레이트가 받는 휨모멘트(N・mm/mm)

k : 계수, 앵커볼트 구멍이 있는 구획에 대해 $k=1.7$, 앵커볼트 구멍이 없는 구획$k=1.0$

p : 베이스 플레이트에 작용하는 최대등분포압축력(MPa)

a_r : 리브의 내측간격(mm)

β : 계수. 표 4.12-1

$$t_b > \sqrt{\frac{6m}{f_{sa}}} \qquad (4.12\text{-}9)$$

여기서, t_b : 베이스 플레이트의 판두께(mm) ≥ 25mm

또한, 앞 식에 의해 결정되는 판두께에 대해서는 전단응력에 대한 검토를 해야 한다. 베이스 플레이트에 작용하는 전단력(q)은

$$q = k\ \alpha p\ a_r \qquad (4.12\text{-}10)$$

여기서, α : 계수 표 4.12-2

표 4.12−1 휨에 대한 계수(β)

b/a	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5이상
β	0.0728	0.0764	0.0793	0.0817	0.0834	0.0847	0.0823

표 4.12−2 전단력에 대한 계수(α)

b/a	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.5이상
α	0.750	0.717	0.685	0.656	0.628	0.570	0.527

라. 상하 베이스 플레이트 사이에는 리브를 설치하며, 리브의 판두께는 앵커볼트로 부터의 압축력, 전단력, 그리고 편심에 의한 휨모멘트를 검토하여 결정한다.

③ 앵커프레임의 설계

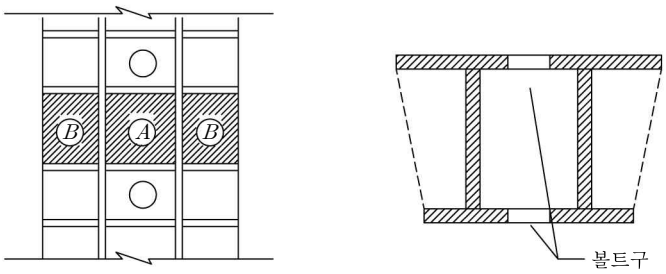
가. 앵커프레임은 베이스부로부터 작용하는 힘을 확실하게 기초 콘크리트에 전달할 수 있도록 설계한다.

나. 앵커프레임에는 앵커볼트 위치를 지점으로 한 연속 거더로서의 응력이 작용하고 앵커프레임의 상부 플랜지에는 콘크리트의 지압에 의한 판으로서의 응력이 작용하는 것으로 가정한다.

다. 앵커프레임에 작용하는 볼트축력은 복부판과 다이아프램의 지압에 의해 받는 것으로 해야 한다. 이 때 다이아프램의 간격은 너트의 마주보는 면사이의 거리 중에서 작은 것으로 한다.

라. 플랜지 판두께

(가) 판구조에 대한 계산 - 그림 4.12-7(a)에 있어서 콘크리트의 지압을 검토할 경우, Ⓐ부분은 4변-고정으로 Ⓑ부분은 3변-고정, 1변-자유인 판으로 보고 응력검토를 한다.



(a) 판구조 (b) 거더구조

그림 4.12−7 앵커프레임의 구조

(나) 거더구조에 대한 계산 - 콘크리트의 지압에 대해서 볼트위치를 지점으로 고려하여 거더의 휨모멘트를 계산하고, 그에 따른 앵커빔 단면의 휨에 대하여 응력을 검토해야 한다. 이때 그림 4.12-7(b)에서와 같이 볼트구멍을 공제한 사선부분의 단면만을 고려한다.

(다) 합응력 - 콘크리트의 지압을 받는 플랜지의 판두께는 ㉮와 ㉯에서 계산한 응력의 합으로 검토하여 판두께를 결정한다.

(라) 전단저항면 - 인장력을 받는 앵커볼트군의 인발력에 대해서는 콘크리트의 전단저항면을 고려해야 한다. 이때 콘크리트의 허용전단응력은 주하중에 대해서 $v_a = 0.5$ MPa로 해야 한다.

4.12.3 구조상세

(1) 부재

① 거더 및 기둥

가. 부재의 판두께 변화는 그림 4.12-8에서 보는 바와 같이 화살표(⇨) 방향으로 변화를 주는 것을 표준으로 하며, 거더 및 기둥의 단면변화수는 설계조건과 경제성을 고려하여 적정하게 산정해야 한다. 또한 단면이 변할 때 인접하는 단면의 판두께 차이는 최대 12 mm를 기준으로 하고 모서리부로부터 일반 단면으로 이동하는 곳은 부득이한 경우 최대 20 mm까지 허용한다.

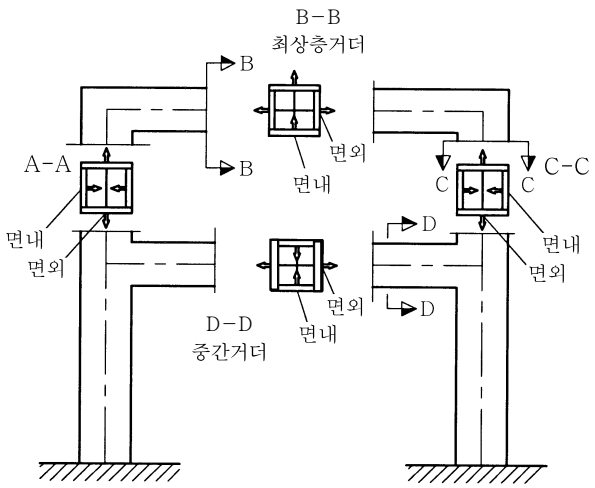


그림 4.12-8 판두께 변화의 방향

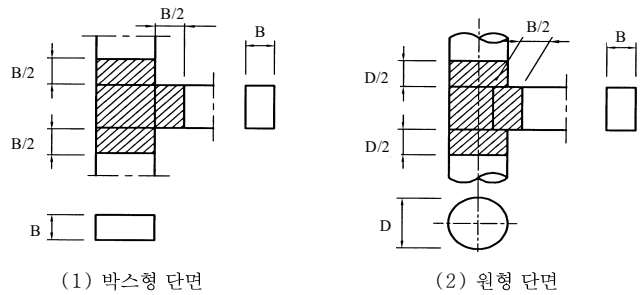


그림 4.12-9 모서리부의 범위

나. 모서리부 단면으로부터 일반부 단면으로 이동하는 위치는 박스형 단면의 경우 모서리부로부터 거더의 복부판 간격의 1/2 이상, 원형 단면의 경우 외경의 1/2 이상 떨어진 지점으로 한다.(그림 4.12-9 참조)

다. 기둥부재로 원형 단면을 사용하는 경우 기둥의 외경은 1 m 이상으로 한다.

② 베이스부

가. 베이스 플레이트의 두께는 25 mm 이상이어야 한다.

나. 와셔의 두께는 22 mm를 표준으로 한다.

다. 앵커볼트의 지름은 50 mm 이상이어야 한다.

라. 와셔의 지름은 앵커볼트 지름의 2배 정도로 한다.

마. 기둥의 외측 연단과 앵커볼트 중심까지의 거리는 200 mm 이상이어야 한다.

③ 앵커프레임 - 앵커프레임과 베이스부 사이에는 설치 시 높이조정이 가능하도록 최소로 필요한 범위 내로 적절한 높이조절용 장치를 설치하는 것을 고려한다.

④ 다이아프램

가. 상부구조 교량받침부에는 상부반력을 전달하기에 충분한 강성을 갖는 다이아프램을 설치한다.

나. 교량받침부 이외의 일반부에 있어서는 5 m 이내의 간격으로 중간다이아프램을 설치하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 원형 단면 기둥의 경우 외경의 3배 이내로 설치해야 한다.

다. 원형 단면 모서리부의 다이아프램은 그림 4.12-5와 같이 하는 것을 표준으로 한다.

⑤ 종리브

가. 박스형 단면의 플랜지 또는 복부판에는 좌굴방지를 위한 종리브를 설치한다.

나. 기둥단면에 사용하는 종리브의 재질은 플랜지 또는 복부판과 동일한 것으로 한다.

다. 박스형 단면의 폭 또는 높이가 1.5 m 이하인 경우 종리브는 단면 산정 시 고려하지 않는다. 또한 이 경우 종리브는 연결하지 않는다. 다만, 이음부에 있어서는 판의 국부좌굴에 대해 특별히 주의를 해야 한다.

(2) 맨홀

① 맨홀은 내부에 우수가 침투되지 않는 구조로 하고 강도 및 외관상 큰 지장이 없는 곳에 설치한다.

② 맨홀의 위치는 기둥의 경우 지상으로부터 2 m 이상인 위치에, 거더의 경우는 거더의 선단 혹은 상부 플랜지의 단면이 여유가 있는 위치에 설치한다.

맨홀의 최소치수는 400 mm×600 mm로 한다.

(3) 교량받침

① 강재교각상에 설치하는 교량받침은 용접에 의해 연결하는 것을 표준으로 한다.

② 교량받침의 용접은 거더의 상부 플랜지와 교량 받침사이의 높이에 따라 다음과 같이 적용해야 한다. 여기서 H는 네모서리 중에 제일 낮은 높이로 취한다.

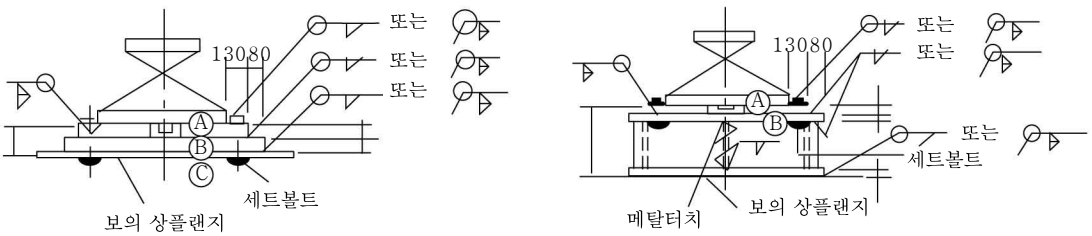
가. $H < 130$ mm인 경우 판 받침 사용

나. $H \geq 130$ mm인 경우 박스형 받침 사용

다만, 용접목두께가 12 mm를 초과하는 등 부득이한 경우에는 볼트로 연결해야 한다.

③Ⓐ, Ⓑ, Ⓒ의 판에 설치하는 세트볼트 구멍은 트랙형으로 하여 교축방향 및 교축직각방향의 가설오차를 흡수할 수 있는 구조로 해야 한다. 또한 Ⓐ의 판에 설치하는 세트볼트구멍에는 세트볼트 설치 후 방수제를 충진하는 것으로 한다. t_1 및 t_2 는 최소 22 mm 이상으로 한다. 용접은 박스거더 받침의 조립용접 및 박스거더 받침의 보 플랜지로의 연결용접을 제외하곤 공장 또는 현장 중 어느 곳에서 시공한다.

④상향력이 작용하는 교량받침부의 용접은 안전성이 확보되도록 충분히 검토해야 한다.



(a) 판 받침 사용 (b) 박스거더받침 사용

그림 4.12−10 교량받침의 연결방법

4.12.4 라멘의 전체좌굴

(1) 라멘기둥의 유효좌굴길이(l)는 특별히 엄밀한 계산을 하지 않을 때는 표 4.2-4를 따른다.

(2) 축방향 압축력과 휨모멘트가 함께 작용하는 라멘부재의 좌굴에 대한 검토는 4.3.3의 규정을 따른다. 이 경우 허용압축응력(f_{ca})은 표 4.2-4에 표시한 유효좌굴길이(l)를 사용하여 4.2.2의 규정에 따라 구한다. 그러나 특수한 구조형식의 라멘이나 단면이 현저하게 변화하는 경우에 대해서는 별도로 엄밀한 검토를 해야 한다.

4.12.5 방식

흙 속 또는 수중에 있는 라멘구조의 기둥 부분은 피복콘크리트, 방식판, 방식도장 등으로 보호해야 한다. 또한 폐합단면인 경우에는 내부에 물이 고이지 않도록 물빼기 등의 구조상세에 주의해야 한다.

4.13 인성요구조건

4.13.1 일반내용

4.13은 강교 및 강합성교에 적용되는 강재에 적용한다.

4.13.2 인성요구조건

(1) 국내의 지역별 온도구역은 표 4.13-1에 따르며, 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 사용 강재는 표 4.13-2에 따라서 샤르피 흡수에너지로 나타내는 저온인성 규격을 만족해야 한다.

(2) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 최대 허용 판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도구역에 따라 표 4.13-2에 규정한 값으로 한다.

(3) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시해야 한다.

표 4.13−1 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구분	최저 공용온도[2] (T)	대상지역[1]
온도구역 I	-15℃ ≤ T	부산, 울산, 광주 전체 지역 전라남도 전체 지역 경상남도 전체 지역 경상북도 해안 지역 제주도 전체 지역
온도구역 II	-25℃ ≤ T <-15℃	서울, 인천, 대구, 대전 전체 지역 경기도 동부를 제외한 지역 충청남도 전체 지역 전라북도 전체 지역 경상북도 내륙 지역 강원도 해안 지역
온도구역 III	-35℃ ≤ T <-25℃	경기도 동부지역(동두천, 이천, 양평 등) 강원도 내륙 지역 충청북도 전체 지역

주 1) 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상 지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30년 내 최저온도에 따라 온도구역을 구분한다.
2) 최저 공용온도(T)는 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(100년 재현주기 최저기온과 유사)을 말한다.

표 4.13-2 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역별 최대 허용 판두께

강종 \ 온도구역				온도구역 Ⅰ (-15℃)1)	온도구역 Ⅱ (-25℃)1)	온도구역 Ⅲ (-35℃)1)
구분	기호	충격시험3)		최대 허용 판두께2)(mm)		
		시험 온도	샤르피 흡수에너지			
용접 구조용 압연 강재	SM400B	0 ℃	27 J 이상	40	40	40
	SM400C	0 ℃	47 J 이상	100	100	95
	SM490B	0 ℃	27 J 이상	40	40	40
	SM490C	0 ℃	47 J 이상	95	80	70
	SM490C-TMC	0 ℃	47 J 이상	95	80	70
	SM490YB	0 ℃	27 J 이상	40	40	40
	SM520B	0 ℃	27 J 이상	40	40	40
	SM520C	0 ℃	47 J 이상	85	70	60
	SM520C-TMC	0 ℃	47 J 이상	85	70	60
	SM570	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	SM570-TMC	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA400B	0 ℃	27 J 이상	40	40	40
	SMA400C	0 ℃	47 J 이상	100	100	95
	SMA490B	0 ℃	27 J 이상	40	40	40
	SMA490C	0 ℃	47 J 이상	85	70	60
	SMA570	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
교량 구조용 압연 강재	HSB500	-5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB500W	-5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB500L	-20 ℃	47 J 이상	100	95	80
	HSB600	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB600W	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB600L	-20 ℃	47 J 이상	95	80	65

주 1) 선형 보간법에 따라 최대 허용 판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도

2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)을 알고 있는 경우, 주 1의 기준 공용온도에 따른 선형 보간법을 적용하여 최대 허용 판두께를 산정한다. 예를 들어 SM520C의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 -20 ℃라면 구역 Ⅰ의 -15℃와 구역 Ⅱ의 -25 ℃를 기준으로 하여 최대 허용 판두께는 77.5 mm(≒78 mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 -35 ℃≤T≤-15 ℃일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.

3) KS B 0810에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지 흡수능력으로 표현하는 값임.

강교 설계기준(허용응력설계법)

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 14 30 : 2016

강교 설계기준(허용응력설계법)

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

KDS 24 14 31 : 2016

강교 설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 강교(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 14 31 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 14 31 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 한계상태 ····· 1
4.2 피로 및 파단 ····· 4
4.3 부재에 관한 일반 사항 ····· 4
4.4 인장부재 ····· 5
4.5 압축부재 ····· 5
4.6 플레이트거더 ····· 5
4.7 박스거더 ····· 5
4.8 기타 휨부재 ····· 5
4.9 연결 ····· 5
4.10 바닥판과 바닥틀 ····· 6
4.11 구조형식 ····· 14
4.12 말뚝 ····· 20

강교설계기준(한계상태설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준에서는 보, 강절뼈대구조, 트러스, 아치, 케이블구조 및 강바닥판구조 등과 연결부의 설계 규정을 다룬다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 10의 해당 규정을 따른다.

4. 설계

4.1 한계상태

4.1.1 일반사항

(1) 강재 또는 강재와 다른 재료를 결합시켜 만들어진 부재의 구조적 거동은, 건설 중, 이동 운반 중, 또는 가설시 뿐만 아니라 그 구조물의 공용 기간 동안 가장 큰 응력이 발생될 수 있는 모든 단계에 대해 검토해야 한다.

(2) 구조 부재는 극한한계상태, 극단상황한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태에서 요구되는 조건을 적절히 만족시켜야 한다.

4.1.2 사용한계상태

(1) KDS 24 10 11(2.5.2.6) 및 KDS 14 31 10(4.3.3.1.4)의 규정을 적용한다.

(2) 강구조물은 KDS 24 12 11 표 , 4.1.1에 있는 사용한계상태조합 Ⅱ의 조건을 만족시켜야 한다.

4.1.3 피로 및 파괴한계상태

(1) 각 구조부재 및 상세는 KDS 14 31 20(4)에 규정된 피로에 대한 검토가 있어야 한다.

(2) KDS 24 12 11(표 4.1-1)의 피로한계상태조합 및 KDS 24 12 21(4.3.2)에 규정된 피로 활하중을 적용한다.

(3) 플레이트 거더는 KDS 14 31 10(4.3.3.2.5)의 규정을 만족시켜야 한다.

(4) KDS 14 31 10(4.3.3.2.10)에 있는 전단연결재의 피로에 대한 적절한 규정을 적용한다.

(5) 인장피로를 받는 볼트는 KDS 14 31 25(4.1.3)의 규정을 만족시켜야 한다.

① 고장력볼트가 축방향의 피로하중을 받는 경우 볼트의 응력범위 Δf는 KDS 24 12 21(4.3.1.4)에 규정된 충격을 포함하는 피로설계 활하중에 프라잉력을 합한 것이며 KDS 14 31 20(식(4.1-1))을 만족해야 한다. 볼트의 응력범위 산정에는 볼트의 공칭직경이 사용된다. 계산된 프라잉 작용력은 외부 하중으로 인한 작용력의 60 %를 초과해서는 안 된다. ASTM A307에 따른 저탄소강 볼트는 피로하중을 받는 연결부에 사용할 수 없다.

② 프라잉 작용에 의한 인장력은 다음과 같다.

$$Q_u = \left(\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000} \right) P_u \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, Q_u = 설계하중으로 인한 볼트 1개당 프라잉 인장력(N)으로서 압축인 경우는 0으로 한다.

P_u = 설계하중에 의한 볼트 1개당 인장력(N)

a = 볼트의 중심에서 연단까지 거리(mm)

b = 볼트의 중심에서 연결부의 필릿 용접단까지 거리(mm)

t = 가장 얇은 연결부의 두께(mm)

(6) 요구되는 파괴인성치는 KDS 14 31 20(4.2)에 따른다.

4.1.4 극한한계상태

4.1.4.1 일반사항

강도 및 안정성 검토 시 KDS 24 12 11(표 4.1-1)에 규정된 적합한 극한한계상태 조합을 이용한다.

4.1.4.2 저항계수

극한한계상태에 대한 저항계수 ϕ는 다음 값을 취한다.

휨에 대해	$\phi_f = 1.00$
전단에 대해	$\phi_v = 1.00$
축방향 압축력에 대해(강재)	$\phi_c = 0.90$
축방향 압축력에 대해(합성부재)	$\phi_c = 0.90$

인장력에 대해(순단면 적용 시 파단)	$\phi_u = 0.80$
인장력에 대해(총단면 적용 시 항복)	$\phi_y = 0.95$
핀의 지압력에 대해	$\phi_b = 1.00$
볼트의 지압력에 대해	$\phi_{bb} = 0.80$
전단연결재에 대해	$\phi_{sc} = 0.85$
인장력을 받는 고장력 볼트 F8T, F10T, F13T에 대해	$\phi_t = 0.80$
인장력을 받는 일반볼트에 대해	$\phi_t = 0.80$
전단력을 받는 고장력 볼트 F8T, F10T, F13T에 대해	$\phi_t = 0.80$
전단력을 받는 일반볼트에 대해	$\phi_s = 0.65$
블록전단에 대해	$\phi_{bs} = 0.80$
완전용입 그루브용접시의 용접 금속에 대해	
- 유효단면적에 대한 전단력	$\phi_{e1} = 0.85$
- 유효단면적에 수직한 인장 또는 압축력	$\phi =$ 모재 ϕ
- 용접선에 평행한 인장 또는 압축력	$\phi =$ 모재 ϕ
부분용입 그루브용접시 용접금속에 대해	
- 용접선에 평행한 전단력	$\phi_{e2} = 0.80$
- 용접선에 평행한 인장 또는 압축력	$\phi =$ 모재 ϕ
- 유효단면적에 수직한 압축력	$\phi =$ 모재 ϕ
- 유효단면적에 수직한 인장력	$\phi_{e1} = 0.80$
필릿용접시에 용접금속에 대해	
- 용접선에 평행한 방향의 인장 또는 압축력	$\phi =$ 모재 ϕ
- 용접금속의 목에 작용하는 전단력	$\phi_{e2} = 0.80$
관입상태가 불량한 지반으로 인한 영향을 받고 압축력을 받는 말뚝의 축방향력에 대해	
- H형 말뚝	$\phi_c = 0.50$
- 강관 말뚝	$\phi_c = 0.60$
관입상태가 양호한 지반에서 압축력을 받는 말뚝의 축방향력에 대해	
- H형 말뚝	$\phi_c = 0.60$
- 강관 말뚝	$\phi_c = 0.70$
비항타말뚝의 축방향력과 휨의 조합에 대해	
- H형 말뚝의 축방향력에 대해	$\phi_c = 0.70$
- 강관 파일의 축방향력에 대해	$\phi_c = 0.80$
- 휨에 대해	$\phi_f = 1.00$
항타시의 저항계수에 대해	$\phi = 1.00$

4.1.5 극단상황한계상태

(1) KDS 24 12 11(표 4.1-1)의 모든 적용 가능한 극단상황한계상태조합에 대해 검토한다.

(2) 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 볼트의 경우를 제외하고는 모두 1.0을 취한다.

(3) 내하력 설계에 의해 보호되지 않은 볼트 조인트는 극단상황한계상태에 대해 지압이음 형식으로 거동하는 것으로 가정하며, 저항계수는 4.1.4.2에 주어진 볼트 지압력에 대한 값을 적용한다.

4.2 피로 및 파단

피로 및 파단의 설계는 KDS 14 31 20(4)의 해당규정을 따른다.

4.3 부재에 관한 일반 사항

4.3.1 유효지간

지간은 받침부나 기타 지지부의 중심 간격으로 한다.

4.3.2 솟음

(1) 고정하중에 의한 처짐의 보정 및 현장에서의 원활한 부재조립을 위하여 부재의 제작시 솟음을 설치해야 한다.

(2)트러스교, 아치교 및 사장교에서 다음과 같은 경우에는 선택적으로 부재의 길이를 적절히 조절할 수 있다.

① 고정하중에 의한 처짐으로 인하여 다른 부재들과의 연결이 곤란한 경우

② 아치 리브가 고정하중에 의하여 줄어드는 것을 상쇄시킬 필요가 있는 경우

③ 부정정구조물에서 고정하중에 의한 휨모멘트도의 조절이 필요한 경우

4.3.3 강재의 최소두께

(1) 수직브레이싱, 수평브레이싱 및 연결판을 포함한 모든 강재의 최소두께는 8.0 mm 이상으로 한다. 단, 압연형강의 복부판, 강바닥판의 폐단면리브, 채움재 및 난간용 재료는 이 규정을 따르지 않아도 좋다.

(2) 압연형강이나 ㄷ형강의 복부판 및 강바닥판의 폐단면리브의 두께는 7.0 mm 이상으로 한다.

(3) 부식이 우려되는 곳에서는 부식방지 조치를 취하거나, 부식두께를 예측하여 그만큼 두께를 증가시켜야 한다.

4.3.4 다이아프램 및 수직브레이싱

교량의 단부 및 내부지점과 지간 중간부에는 설치되는 다이아프램이나 수직브레이싱의 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.4)를 따른다.

4.3.5 수평브레이싱

(1) 모든 시공단계나 사용단계에서 수평브레이싱의 필요성을 반드시 검토하고, 필요 시 플랜지 면 근처에 수평브레이싱을 설치한다.

(2) 수평브레이싱의 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.5)를 따른다.

4.3.6 핀

핀의 설계는 KDS 14 31 10(4.5.2)의 해당 규정을 따른다.

4.4 인장부재

(1) 인장부재의 설계는 KDS 14 31 10(4.1)의 해당규정을 따른다.

(2) 휨과 축력이 작용하는 부재의 설계는 KDS 14 31 10(4.4)의 해당규정을 따른다.

4.5 압축부재

(1) 압축부재의 설계는 KDS 14 31 10(4.2)의 해당규정을 따른다.

(2) 휨과 축력이 작용하는 부재의 설계는 KDS 14 31 10(4.4)의 해당규정을 따른다.,

4.6 플레이트거더

(1) 플레이트 거더 교량의 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.1)의 해당규정을 따른다.

4.7 박스거더

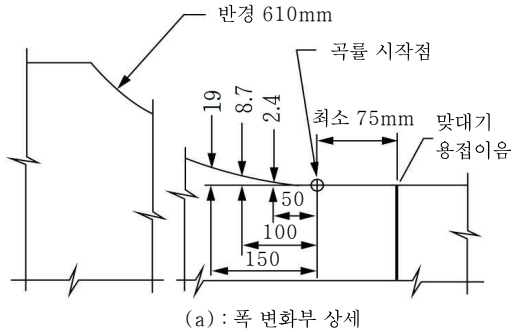
(1) 박스거더 교량의 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.2)의 해당규정을 따른다.

4.8 기타 휨부재

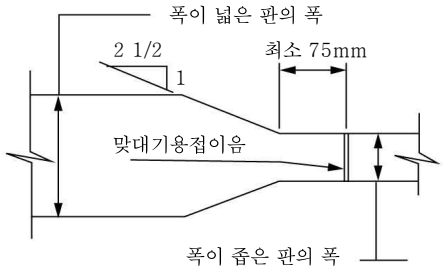
(1) 기타 휨부재의 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.3)의 해당규정을 따른다.

4.9 연결

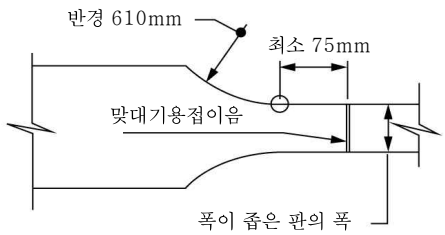
(1) 부재 연결부의 설계는 KDS 14 31 25의 해당규정을 따른다.



(a) : 폭 변화부 상세



(b) : 직선형 폭 변화부



(c) : 반경 610mm 변화부

그림 4.9-1 이음부 상세

4.10 바닥판과 바닥틀

4.10.1 적용범위

(1) 4.10은 연직하중을 받는 강재, 콘크리트 또는 그의 조합의 교량 바닥판과 바닥틀의 해석 및 설계의 조항을 포함한다.

(2) 규정된 조건을 만족하는 일체로 된 콘크리트 교량 바닥판은 어떤 해석도 요구하지 않는 경험적 설계를 허용한다.

(3) 바닥판과 지지구조물은 연속구조로 하는 것이 바람직하다.

(4) 기술적으로 가능한 경우에는 바닥판과 그 지지구조물을 합성시키는 것이 좋다.

4.10.2 일반적인 설계규정

4.10.2.1 상호작용

(1) 바닥판은 특별한 사유가 없는 한 바닥판을 지지하는 부재들과 합성시킨다. 합성되지 않은 바닥판이 지지부재와 수직으로 분리되는 것을 막기 위해 지지 부재와 연결시켜야한다. 바닥판과 지지 부재 사이의 전단연결재와 다른 연결재들은, 완전 합성작용을 가정하여 설계해야 한다. 전단연결부의 상세 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.10)의 적용조항을 만족해야 한다.

(2) 바닥판과 부대시설 또는 바닥판과 다른 구조 요소 사이에 작용하는 힘의 영향도 설계 시 고려해야 한다.

4.10.2.2 바닥판 배수

(1) 바닥판 상면의 횡구배와 종구배는 KDS 24 10 11(2.6.6)의 적용규정을 따른다.

(2) 바닥판 설계 시 배수 공간의 구조적 영향을 고려해야 한다.

4.10.2.3 콘크리트 부대시설

발주자에 의해 다르게 명시되지 않았으면, 콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속이 되는 것이 좋다. 바닥판 설계 시 부대시설의 구조적 역할은 4.10.3.1에 따라 고려한다.

4.10.2.4 단부 지지

(1) 단부의 끝부분이 윤하중을 지지하도록 설계되지 않은 경우에는 단부보를 두어 보강해야 한다.

(2) 특별한 제한사항이 명시되지 않는 한, 교량 바닥판의 단부는 보강되거나, 보로 지지되거나 또는, 다른 구조부재로 보강해야 한다. 단부보나 다른 구조부재는 바닥판과 합성구조 또는 일체구조여야 한다. 단부보는 KDS 24 10 11(4.6.2)에 나타난 조항과 같이 바닥판의 유효폭이 고려된 보로서 설계해야 한다.

4.10.2.5 캔틸레버부를 위한 존치거푸집

현장치기 콘크리트와 합성으로 거동하지 못하는 존치거푸집은 캔틸레버부에는 사용하지 않는다.

4.10.3 한계상태

4.10.3.1 일반사항

(1) 바닥판에 대한 콘크리트 부대시설의 구조적인 역할은 사용하중상태와 피로한계상태에 대한 설계 시 고려할 수 있으며, 저항강도나 극한하중 한계상태에 대해서는 고려하지 않는다.

(2) KDS 24 14 21(4.6.5.2)의 경험적 설계규정을 만족시키는 바닥판은 사용성, 피로, 파괴와 극한한계상태의 요구를 모두 만족하는 것으로 가정할 수 있으며, 4.10.3의 다른 조항은 만족할

필요가 없다.

4.10.3.2 사용한계상태

(1) 사용한계상태에서는 바닥구조와 바닥틀을 전체 탄성 구조로 해석하고 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.

(2) 바닥판의 과도한 변형과 처짐을 설계 시 고려해야 한다. 충격계수를 고려한 설계트럭하중 작용 시 바닥판의 허용처짐량은 다음과 같다.

① $L/800$: 보도부가 없는 바닥판

② $L/1000$: 보도부가 있는 바닥판

③ $L/1200$: 보도부가 매우 중요한 바닥판

여기서, L = 바닥판 지지부재의 중심간 거리

4.10.3.3 피로와 파괴한계상태

(1) 콘크리트 바닥판은 피로에 대한 검토가 필요 없다.

(2) 강재 격자와 강바닥판은 4.10.5에 따른다.

(3) 여러 개의 거더 위에 설치되지 않는 콘크리트 바닥판은 KDS24 14 21(4.3)에 기술된 피로한계상태에 대하여 검토해야 한다.

4.10.3.4 극한한계상태

극한한계상태에서는 바닥판과 바닥틀을 탄성구조 또는 비탄성 구조로 해석할 수 있고 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.

4.10.3.5 극한하중한계상태

바닥판은 차량하중과 난간에 작용하는 하중으로부터 전달되는 힘에 대하여 설계해야 한다.

4.10.4 해석

4.10.4.1 해석방법

KDS 24 10 11(4.6.2)에 기술된 해석의 근사적 탄성방법이나, , KDS 24 10 11(4.6.11.2)에 기술된 개선된 방법 또는 4.10.6에 기술된 콘크리트 슬래브의 경험적 설계는 4.10.3에 허용된 다양한 한계상태에 대하여 적용될 수 있다.

4.10.4.2 하중

하중, 하중 위치, 타이어 접지 면적 그리고 하중 조합은KDS 24 12 21, KDS 24 12 11의 조항에 따른다.

4.10.5 강재 바닥판

4.10.5.1 일반사항

강재 바닥판은 이 기준의 규정을 만족하도록 설계해야 하며, 차륜 접지면적은 KDS 24 12 21(4.3.1.4(2))의 규정에 따라 결정된다.

4.10.5.2 강재 격자형 바닥판

(1) 일반사항

① 격자형 바닥판은 보, 세로보 또는 가로보 사이에 걸쳐있는 주부재와 이 주부재 사이를 서로 연결시켜주는 2차부재로 구성되어있다. 주부재와 2차부재는 직사각형 또는 대각선의 형태로 견고하게 서로 연결된다.

② 하중의 영향은 아래의 방법 중의 하나를 이용하여 결정할 수 있다.

가. KDS 24 10 11(4.6.2)에 제시된 근사해법

나. 직교이방성 판이론

다. 등가 격자구조

라. 바닥판의 성능이 기술적 증거들에 의해 충분히 입증되는 경우, 제작자가 제시한 설계 보조자료의 사용

③ 완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 격자형 바닥판을 직교이방성판 또는 등가 격자형으로 해석하기 위해 모델링하는 경우, 휨강성 및 비틈강성은 입증된 다른 근사해법이나 물리적 실험에 의해 얻을 수 있다.

④ 이러한 근사해법 중의 하나는 환산 단면에 기초를 두고 있다. 격자요소와 콘크리트 사이의 합성작용을 증가시키기 위하여, 톱니 또는 요철 모양의 돌기, 표면 모래코팅, 기타 다른 적당한 장치를 포함한 전단 전달장치를 사용할 수 있다.

⑤ 만일 완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 바닥판이 설계상 이들을 지지하고 있는 부재와 일체로 작용하는 경우, 합성단면에서 슬래브의 유효폭은 KDS 24 10 11(4.6.7.2)의 규정을 따른다.

(2) 개단면 격자형 바닥틀

① 개단면 격자형 바닥틀은 용접이나 볼트 등으로 주부재에 연결시킴으로써 지지하고 있는 부재와 연결된다. 용접을 하는 경우, 주부재의 일방향으로 75 mm 길이 용접을 하거나 혹은 양방향 40 mm 용접을 한다.

② 저촉되는 조항이 없으면, 개단면 격자형 바닥틀은 상세 범주 “E”용접으로 간주되며, 4.2의 규정이 적용된다.

③ 차량하중에 직접 노출된 개단면 격자형 바닥틀의 끝 또는 단부는 마감봉 혹은 다른 효과적인 방법으로 지지한다.

(3) 완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 격자형 바닥판

① 일반사항

가. 이러한 바닥판들은 콘크리트가 완전히 또는 부분적으로 채워진 강재 격자형으로 구성된다.

나. 4.10.5.2(1)은 완전히 채워진 또는 부분적으로 채워진 격자형 바닥판에 적용된다.

다. 가능하다면, 40 mm 두께의 구조적 덧댐이 요구된다.

라. 두 면 사이에서 전단을 전달하기 위해 완전히 채워지거나 또는 부분적으로 채워진 격자형은 용접이나 전달 연결재에 의하여 지지하고 있는 부재에 부착된다.

② 설계요구사항

콘크리트 채움재의 무게는 바닥판의 강재 부분이 지지한다고 가정한다. 변동 하중과 상시 하중은 합성 작용을 하는 격자봉과 콘크리트가 지지한다고 가정한다. 구조적 덧댐 부분은 합성형 바닥판의 구조적 일부분으로 작용한다고 본다.

③ 피로와 파괴한계상태

가. 완전히 채워진 격자형 바닥판의 경우, 강재격자 요소들 간의 내부연결은 피로에 대하여 고려하지 않아도 된다.

나. 부분적으로 채워진 격자형 바닥판의 경우, 콘크리트로 채워진 강재격자 부분의 내부연결은 피로에 대하여 고려하지 않아도 되지만, 콘크리트로 채워지지 않은 강재격자 요소들 간의 내부 연결 용접은, 반대 근거가 제시되지 않는 한, 상세범주 “E” 용접에 속하는 것으로 간주한다.

(4) 철근콘크리트 슬래브와 합성된 채워지지 않은 격자형 바닥판

① 일반사항

가. 채워지지 않은 격자형 합성 바닥틀은 4.10.5.2(1)의 요구조항을 따르는 채워지지 않은 강재 격자형 구조체로 구성되며, 이는 채워지지 않은 강재 바닥판 위에 철근콘크리트 슬래브가 놓이는 형태를 갖는다. 전단연결재 또는 다른 유효한 방법을 사용하여 접촉면 사이에서 전단의 수평 및 수직 성분에 저항할 수 있어야 콘크리트 슬래브와 격자형 바닥판의 합성작용이 보장된다.

나. 격자형 바닥판과 지지부재와의 합성작용은 역학적으로 전단연결재에 의해 보장된다.

다. 다른 규정이 없다면 4.10.5.2(2)의 규정이 적용된다.

라. 이러한 바닥판에서 불연속부분 및 시공 이음부는 최소화해야 한다.

② 설계

가. 콘크리트 슬래브의 설계는 KDS 24 14 21의 규정을 따르며, 여기서 각 주응력 방향으로 한 층의 철근을 배열하는 조항은 예외로 한다.

나. 콘크리트 슬래브와 강재 격자 구조 간의 접촉면은 KDS 14 31 10(4.3.3.1.10)를 만족해야 한다.

③ 피로한계상태

4.10.5.2(2)의 피로 조항이 적용된다. 응력범위의 계산 시 합성 철근콘크리트 슬래브도 포함된다.

4.10.5.3 직교이방성 강바닥판

(1) 일반사항

① 직교이방성 강바닥판은 세로리브와 가로보에 의해 지지되고 보강되는 바닥강판으로 구성된다.

이때 바닥강판은 세로리브와 가로보의 플랜지로 작용하는 동시에 주형의 플랜지로도 작용한다.

② 보수・보강시, 직교이방성 강바닥판이 이미 존재하는 가로보에 의해 지지되고 있는 경우에는 비록 가로보의 설계 시에 합성작용이 무시되었다고 할지라도, 가로보와 바닥강판 사이의 연결은 완전히 일체가 되도록 설계해야 한다. 실제적으로 가로보와 주형사이의 합성작용을 증가시키는 적절한 연결이 요구된다.

(2) 차륜의 분포하중

바닥강판에 작용하는 차륜하중은 접지 면적으로부터 바닥판의 중립면까지 모든 방향으로 45°의 분포를 갖는다고 가정한다. 타이어의 접촉면은 KDS 24 12 21(4.3.1.4(2))에 제시한 바와 같다.

(3) 포장

① 포장은 전체 직교이방성 강바닥판 구조의 한 부분으로 취급되며, 바닥판의 상부에 접착해야 한다. 포장의 구조적 성질 및 접착성이 섭씨 −30°에서 50° 범위에서 만족스럽게 작용한다면, 포장이 직교이방성 강바닥판 부재들의 강성에 미치는 영향을 고려할 수도 있다. 만일 포장의 강성에 대한 영향을 설계에서 고려하는 경우, 요구되는 포장의 성질을 공사 계약서에 명시해야 한다.

② 예상되는 극한 사용온도 하에서 포장의 성질에 대한 고려와 함께 바닥강판과 포장의 접촉면에서 또는 포장 내에서 하중의 영향이 검토해야 한다.

③ 포장과 바닥강판 사이의 장기적 합성거동은 정적 및 주기반복 하중시험을 통하여 입증해야 한다.

④ 포장 자체와 포장의 바닥강판 접착에 대한 설계를 하는 경우, 바닥강판이 합성으로 설계되었든지 아니든지에 상관없이 포장이 바닥강판과 합성으로 거동한다고 가정한다.

(4) 세부해석

직교이방성 강바닥판에 있어서 하중의 영향은 KDS 24 10 11(4)에서 규정된 등가 격자법, 유한대판법 또는 유한요소법과 같은 탄성해석에 의해 결정할 수 있다.

(5) 근사해석

① 유효폭

세로 리브와 같이 거동하는 바닥강판의 유효폭은 KDS 24 10 11(4.6.7.4)에 따라 결정된다.

② 개단면 리브를 갖는 바닥판

가. 세로 리브는 가로보에 의해 지지되는 연속보로 해석될 수 있다.

나. 지간이 4,500 mm를 넘지 않는 리브의 경우, 하나의 리브에 작용하는 차륜하중은 리브들에 의해 고정지지 되는 연속 바닥강판의 반력으로 구할 수 있다. 지간이 4,500 mm 이상인 경우, 차륜하중의 횡분배에 대한 리브 유연성의 영향은 탄성해석에 의해 구할 수 있다.

다. 리브의 지간이 3,000 mm를 넘지 않는 경우, 하중의 영향을 계산하는 과정에서 가로보의 유연성이 고려해야 한다.

라. 피로검토가 필요한 리브와 가로보 연결부의 국부응력은 상세해석으로부터 구한다.

③ 폐단면 리브를 갖는 바닥판

가. 폐단면 리브가 있는 바닥판을 해석하기 위하여, 어느 정도 경험에 바탕을 둔 Pelikan-Esslinger 방법을 사용할 수 있다. 피로검토가 필요한 리브와 가로보 연결부의 국부응력은 상세해석으로 구한다. 지간이 6,000 mm 보다 작은 폐단면 리브에 대한 하중의 효과는, 인접한 횡방향의 차륜하중의 효과를 무시하고, 오직 한 리브 위에 차륜하중을 재하시켜 계산할 수 있다.

나. 지간이 6,000 mm 이상의 폐단면 리브에 대한 하중의 효과는 인접한 횡방향의 차륜하중의 효과를 고려하여 적절히 보정해 주어야 한다.

(6) 설계

① 국부적인 효과와 전체적인 효과의 중첩

바닥판의 최대 하중효과를 계산하기 위해서, 국부적인 효과와 전체적인 효과의 조합을 4.10.3에 따라 결정해야 한다.

② 한계상태

가. 직교이방성 강바닥판은 다른 규정이 없으면, 모든 적용 가능한 한계상태에 대한 제6장의 규정들에 따라 설계한다.

나. 사용한계상태에서, 바닥판은 KDS 24 10 11(2.5.2.6)의 규정을 만족해야 한다.

다. 국부 하중효과와 전체 하중효과의 조합에 대한 극한한계상태는 4.10.3의 규정이 적용된다.

라. 직교이방성 판의 좌굴 효과는 극한한계상태에 대하여 검토해야 하며, 좌굴을 제어할 수 없는 경우, 직교이방성 강바닥판의 저항은 단면의 어느 위치에서 항복강도에 도달하는 것에 근거한다.

마. 피로한계상태에서, 하중으로 유발된 피로에 대해 4.2의 해당규정이 적용되며, 4.10.5.3(7)의 세부 요구조건들과 함께 4.2의 조항들이 뒤틀림으로 유발된 피로를 받는

요소에 적용된다.

(7) 세부 요구조건

① 판의 최소두께

바닥강판의 두께는 14 mm 또는 리브 복부판의 간격 중 큰 것의 4% 보다 작아서는 안 된다.

② 폐단면 리브

가. 폐단면 리브의 두께는 7 mm 보다 작아서는 안 된다.

나. 직교이방성 강바닥판의 단면 치수는 아래의 식을 만족해야 한다.

$$\frac{t_r \ a^3}{t_{d,eff}^3 \ h'} \leq 400 \qquad (4.10\text{-}1)$$

여기서, t_r= 리브 복부판의 두께(mm)

$t_{d,eff}$ = 4.10.5.3(3) 규정과 같이 표면의 강도효과를 고려한 바닥강판의 유효두께(mm)

a = 리브 복부판 간격 중 큰 것(mm)

h' = 리브 복부판의 경사진 길이(mm)

다. 폐단면 리브의 내부는 다음과 같이 밀봉해야 한다.

(가) 리브와 바닥판 접촉부의 연속용접

(나) 용접된 리브 덧판 부위의 용접

(다) 다이아프램 부위에서 리브 끝단의 용접

라. 폐단면 리브의 복부판과 바닥판 사이에서 80% 부분관통용접이 허용된다.

③ 직교이방성 강바닥판에서 금지된 용접

부착물, 설비 지지대, 계단 손잡이 혹은 전단연결재 등을 바닥강판이나 리브에 용접하는 것은 허용되지 않는다.

④ 바닥강판과 리브의 상세규정

KDS 14 31 20(표 4.1-1)과 그림 4.10-1에 나타난 상세규정을 적용하여, 바닥강판과 리브의 덧판을 고강도 볼트로 단단히 연결하거나 용접으로 연결해야 한다. 그림 4.10-1에 보인 바와 같이 리브를 가로보 복부판의 홈을 지나도록 연속적으로 설치한다. 그림 4.10-1에 표시한 상세부에 대해서는 다음 제작규정을 따라야 한다.

가. 가로보 복부판의 절단 금지

나. 용접 시에는 돌림용접 사용

다. 그라인딩에 의한 표면 다듬기

라. 리브 하단까지 내부 다이아프램을 연결하지 않은 경우에는 최소 25 mm 확보

마. 필릿용접만으로 4.2에 규정된 강도조건을 만족시키기 어려운 경우에는 필릿용접과 그루브용접을 조합하여 용접한다.

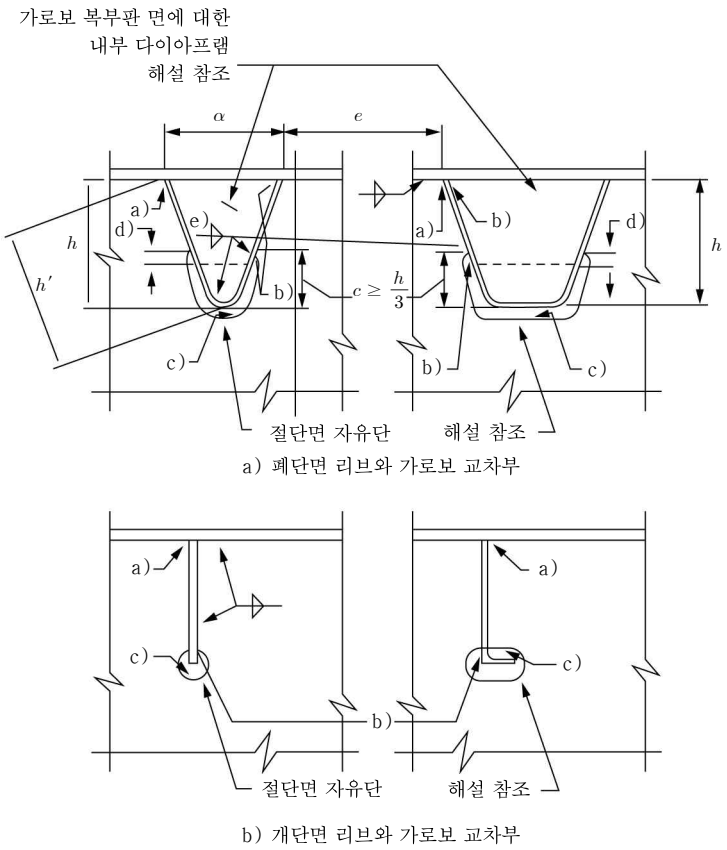


그림 4.10−1 직교이방성 강바닥판에 대한 상세 요구조건

4.10.6 콘크리트 바닥판

(1) 콘크리트 바닥판의 설계는 KDS 24 14 21(4.6.5)의 해당규정을 따른다.

4.11 구조형식

4.11.1 중로교와 하로교

중로교나 하로교의 주부재인 보나 주형은 횡변형을 방지하기 위하여 연결판이나 니브레이스(knee brace) 등으로 반드시 보강해야 한다. 연결판이나 니브레이스는 주부재 또는 가로보의 보강재에 연결된 복부판을 가지고 있어야 한다. 연결판의 설계는 4.11.2.8의 규정을 만족시켜야 한다.

4.11.2 트러스교

4.11.2.1 일반사항

(1) 트러스에는 경사진 교문구를 설치하고 각 격점은 횡방향으로 지지한다. 각각의 주트러스들은 전도를 방지하기 위하여 충분한 중심간 거리를 둔다.

(2) 트러스의 유효높이는 다음과 같이 정한다.
① 볼트연결인 경우 현재의 무게중심간 거리
② 핀연결인 경우 핀의 중심간 거리

4.11.2.2 트러스 부재

(1) 트러스 부재는 트러스의 중심면에 대하여 대칭되게 배치해야 한다.

(2) 압축현재는 가능한 한 접합부 없는 부재를 사용한다.

(3) 교번 응력을 받는 복부판재들의 단연결에서는 핀연결을 피한다.

(4) 대재(counters)는 사용하지 않는 것이 좋다.

4.11.2.3 2차 응력

2차응력이 작게 발생하게 해야 한다. 부재의 고정하중 모멘트에 의한 응력들과 또는 부재축선의 편심에 의한 응력을 고려해야 한다. 트러스의 뒤틀림 또는 가로보의 처짐에 의한 2차 응력은 뒤틀림 평면에 평행한 부재폭이 부재길이의 1/10보다 작을 경우에는 고려할 필요가 없다.

4.11.2.4 다이아프램

트러스의 다이아프램은 KDS 14 31 10(4.3.3.4)에 따른다.

4.11.2.5 솟음

(1) 트러스의 솟음은 고정하중에 의한 처짐 이상이 되도록 한다.

(2) 트러스의 처짐을 계산할 때에는 부재의 전단면적을 사용하되, 유공판의 경우 구멍 중심 간의 순체적을 구멍 중심간의 길이로 나눈 값을 유효단면적으로 하여 계산한다. 유공판의 설계는 4.4.5.2와 4.5.4.3(2)를 따른다.

4.11.2.6 부재축선(working line)과 도심축

(1) 트러스의 주부재는 가능하면 부재의 도심축이 단면의 중앙부에 위치하도록 설계한다.

(2) 비대칭 단면 압축부재는 고정하중휨에 대한 보정으로 편심을 주는 경우를 제외하고는 부재축선과 도심을 가능한 한 일치되게 한다. 두 개의 L형강으로 구성되는 하현재 또는 사재의 부재축선은 용접으로 맞대었을 경우에는 단면의 도심축으로, 그리고 볼트 연결인 경우에는 모서리에서 가장 가까운 종방향 볼트중심선으로 한다.

4.11.2.7 교문브레이싱과 수직브레이싱

(1) 일반사항

트러스에서는 수직브레이싱의 필요성을 검토해야 한다. 모든 한계상태에서 평형, 적합 그리고 안정조건이 만족된다면 중간 수직브레이싱을 고려하지 않는 해석도 타당하다고 보아도 된다.

(2) 하로교

① 하로교는 교문브레이싱을 설치하거나, 그렇지 않으면 브레이싱된 교문 없이도 트러스의 강도와 강성이 충분하다는 것이 입증해야 한다. 교문브레이싱이 사용된 경우에 단주와 상현재 플랜지에 강결된 이중평면형 또는 박스형이어야 하며, 여유공간이 허용하는 한 깊게 연결해야 한다. 만약 단일 2평면 교문이 사용되었다면 교문응력을 분포시키기 위하여 단주의 복부판사이에 다이아프램을 두어야하며 단주의 중앙 휨평면에 위치시켜야 한다.

② 브레이싱의 유무와 관계없이 교문은 상현재의 휨방향으로의 모든 반력을 받도록 하고, 단주는 이 반력을 트러스 받침부에 전달할 수 있도록 설계한다.

(3) 상로교

상로교는 단주가 이루는 면내에 수직브레이싱을 설치하거나, 그렇지 않으면 수직브레이싱이 없어도 트러스의 강도와 강성이 충분하다는 것이 입증해야 한다. 수직브레이싱은 트러스바닥틀로부터 전높이에 걸쳐서 설치한다. 단부 수직브레이싱은 상부에서 발생되는 모든 횡방향하중을 단주를 통하여 받침부에 전달시키는 데 적합하게 설계한다.

4.11.2.8 연결판

(1) 4.9의 규정을 적용한다.

(2) 핀연결 부재를 제외한 주부재의 연결에는 연결판을 사용한다. 각 부재들을 연결하는 볼트는 부재축에 가능한 한 대칭이 되도록 배열하고 부재와 연결판의 접촉면 전체에 걸쳐 배치해야 한다.

(3) 설계휨하중 및 설계축방향하중의 조합으로 인한 최대응력은 전면적을 기준으로 할 경우$\phi_v F_y$를 초과하지 못한다. 설계하중에 의한 단면의 최대전단응력은 순수전단인 경우 $\phi_v F_u/\sqrt{3}$으로 하고, 설계전단력을 전단을 받는 면적으로 나눠 구한 휨전단응력은 $\phi_v 0.74F_u/\sqrt{3}$으로 한다.

(4) 연결판의 지지되지 않은 가장자리의 길이가 판두께의 $2.06(E/F_y)^{0.5}$배를 초과할 경우에는 가장자리를 보강해야 한다. 보강되거나 또는 보강되지 않은 연결판의 가장자리는 이상화된 기둥단면으로 보고 설계해야 한다.

4.11.2.9 중로교

(1) 중로교의 수직재와 가로보 그리고 그 부재들의 연결부는 각 트러스 상현재의 부재접합점에 작용하는 4.38 N/mm 이상의 횡방향력에 대하여 저항하도록 설계해야 한다.

(2) 이 횡방향력은 강도하중조합 I의 영구 하중으로 간주하여 구한 하중계수를 사용한다.

(3) 상현재는 부재접합점에 횡방향으로 탄성지지된 기둥으로 보아야 한다.

4.11.2.10 설계강도

(1) 인장부재의 설계강도는 4.4의 규정을 따른다.

(2) 압축부재의 설계강도는 4.5의 규정을 따른다.

(3) 부재의 공칭휨강도는 4.8의 규정에 따라 산정되며, 그 부재들의 설계강도는 4.4 또는 4.5의 규정에 제시된 식을 만족시켜야 한다.

4.11.3 강바닥판

4.11.3.1 일반사항

(1) 4.11.3은 보강된 강판을 바닥판으로 하는 강교의 설계에 적용한다.

(2) 강바닥판은 교량 상부구조의 일부분으로 간주하며 교량에 작용하는 전반적 하중을 분담한다. 교량의 주부재와 바닥판의 연결은 4.10에 따라 설계해야 한다. 강바닥판 박스거더교를 해석할 때는 단면 형상의 뒤틀림 변형을 고려해야 한다.

4.11.3.2 바닥강판의 유효폭

KDS 24 10 11(4.6.7)의 규정을 적용한다.

4.11.3.3 전체 및 국부적 영향의 중첩

(1) 일반사항

바닥판에서 하중에 의한 최대효과를 산정할 때는 전체 및 국부적 영향이 중첩해야 한다. 이러한 하중효과의 조합은 동일한 형태 및 위치의 활하중에 대하여 계산한다.

(2) 전체인장을 받는 바닥판

전체인장, 국부휨 및 전체 전단력을 동시에 받는 바닥판은 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{P_u}{P_r}+\frac{M_{ur}}{M_{rr}}\leq 1.33 \qquad (4.11\text{-}1)$$

여기서,

$$P_u = A_{d,eff}(f_g^2 + 3f_{vg}^2)^{0.5} \qquad (4.11\text{-}2)$$

여기서, f_g = 바닥판의 전체 축방향 응력(MPa)

f_{vg} = 바닥판의 전체전단응력(MPa)

$A_{d,eff}$ = 종방향리브를 포함한 바닥판의 유효단면적(mm^2)

P_r = 바닥판의 유효폭을 고려한 바닥강판의 설계인장강도(N)

M_{ur} = 설계하중에 의한 종방향리브의 국부 휨모멘트(N · mm)

M_{rr} = 연단의 항복 도달을 기준으로 한 종방향 리브의 휨강도(N · mm)

(3) 전체압축을 받는 바닥판

종방향리브의 국부 휨압축력과 전체 압축력에 의한 전체적인 좌굴해석을 수행하지 않을 경우에는, 바닥강판의 유효폭을 포함하는 종방향리브를 가로보에 의해 단순지지된 기둥으로 설계해야 한다.

4.11.3.4 횡방향휨

가로보와 바닥판의 설계휨강도는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{M_{fb}}{M_{rb}} + \frac{M_{ft}}{M_{rt}} \leq 1.0 \qquad (4.11\text{-}3)$$

여기서, M_{fb} = 설계하중에 의해 가로보에 작용되는 모멘트(N · mm)

M_{rb} = 가로보의 설계휨강도(N · mm)

M_{ft} = 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 횡방향 설계모멘트(N · mm)

M_{rt} = 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 횡방향 설계휨강도(N · mm)

가로보의 간격이 종방향리브의 복부판 간격의 3배 이상이 되는 형상을 가진 바닥판에서는 식 (4.11.3)의 2번째 항을 생략할 수 있다.

4.11.3.5 다이아프램

다이아프램 혹은 수직 브레이싱은 지점마다 설치해야 하며 횡방향력을 지점에 전달하고 횡방향 회전과 변위 그리고 뒤틀림에 견딜 수 있는 충분한 강도와 강성을 가지게 해야 한다. 중간다이아프램과 수직브레이싱은 거더의 해석결과에 따라 배치해야 하며 횡방향 뒤틀림에 견딜 수 있도록 충분한 강성와 강도를 가지게 해야 한다.

4.11.4 층복아치

4.11.4.1 처짐에 관한 모멘트 확대

모멘트 확대는 4.5의 규정에 따라야 한다.

4.11.4.2 복부판의 세장비

(1) 아치리브 복부판의 세장비는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} = k\sqrt{\frac{E}{f_a}} \tag{4.11-4}$$

여기서, f_a = 설계하중에 의한 축방향응력(MPa)

k = 표 4.11.1에 규정된 보강재의 좌굴계수

표 4.11−1 아치의 보강재 세장비

조건	k	I_s
수평보강재가 없는 경우	1.25	−
수평보강재가 1단인 경우	1.88	$l_s = 0.75D_{tw}^3$
수평보강재가 2단인 경우	2.51	$l_s = 2.2D_{tw}^3$

(2) 보강재가 부착된 복부판 표면을 기준으로 한 보강재의 단면2차 모멘트는 표 4.11-1에 규정된 값 이상이어야 한다.

(3) 보강재의 폭-두께비는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{b}{t_s} \le 0.408\sqrt{\frac{E}{f_a + \frac{f_b}{3}}} \le 12 \tag{4.11-5}$$

여기서, f_b= 모멘트 확대계수를 고려한 설계하중에 의한 최대응력(MPa)

4.11.4.3 플랜지 좌굴

플랜지의 폭-두께비는 다음을 만족해야 한다.

(1) 복부판 사이에 있는 플랜지의 경우 :

$$\frac{b}{t} \le 1.06\sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \tag{4.11-6}$$

(2) 복부판 외측 플랜지의 경우 :

$$\frac{b}{t} \le 0.408\sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \le 12 \tag{4.11-7}$$

4.12 말뚝

(1) 말뚝의 설계는 KDS 14 31 10(4.5.3)의 해당규정을 따른다. 다만, 극한한계상태에 대한 저항계수는 4.1.4.2에 규정된 값으로 한다.

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	엔비코컨설턴트	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

강교설계기준(한계상태설계법)

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

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 14 31 : 2016

강교설계기준(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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

KDS 24 14 50 : 2016

교량 하부구조 설계기준(일반설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 하부구조에 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 샤르피 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 14 50 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 14 50 : 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 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 용어정의 ····· 1

1.3 해석과 설계원칙 ····· 3

2. 조사 및 계획 ····· 4

2.1 조사 ····· 4

2.2 계획 ····· 5

3. 재료 ····· 6

4. 설계 ····· 6

4.1 부재 설계 일반 ····· 6

4.2 교대, 교각 및 확대기초 설계 ····· 13

4.3 기초 설계의 기본 사항 ····· 22

4.4 얕은기초의 지반공학적 설계 ····· 26

4.5 깊은기초의 지반공학적 설계 ····· 29

4.6 깊은기초의 구조공학적 설계 ····· 34

교량 하부구조 설계기준(일반설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 KDS 24 10 10에서 규정한 교량의 교대, 교각 및 그의 기초 등 하부구조의 설계에 적용한다.

(2) 이 기준에서 규정하지 않은 사항에 대해서는 국토교통부 및 관련학회에서 제정한 설계기준에 따른다.

1.2 용어정의

이 설계기준에서 쓰이는 용어의 의미는 다음과 같다.

- 강성 기초: 기초의 변위 및 안정 계산에서 기초 자체의 탄성변형을 설계상 무시할 수 있는 강성이 큰 기초
- 공기케이슨: 케이슨 하부에 작업실을 설치하고 작업실 내에 압축공기를 주입하여 작업실 내의 물을 배제하고 인력 또는 기계로 토사를 굴착 배출하면서 침하시켜 소정의 지지층에 도달시키는 케이슨
- 구체: 하부구조의 한 부분으로 상부구조로부터의 하중을 기초에 전달하는 교각 또는 교대의 부분
- 극한지지력: 구조물을 지지할 수 있는 지반의 최대저항력
- 근입깊이(관입깊이): 현 지반면에서 기초저면 또는 끝까지의 깊이
- 기계굴착에 의한 현장타설말뚝공법: 올케이싱공법(All Casing 공법 또는 Benoto 공법), 리버스 서큘레이션 드릴공법(Reverse Circulation Drill 공법: RCD 공법) 또는 어스드릴공법(Earth Drill 공법)에 의하여 소정의 깊이까지 굴착하는 현장타설말뚝공법
- 기성말뚝: 공장에서 제작된 RC말뚝-PC말뚝(KS F 4303 프리텐션방식 원심력 PC말뚝), PHC말뚝(KS F 4306 프리텐션방식 원심력 고강도 콘크리트말뚝) 및 강말뚝(KS F 4602 강관말뚝 및 KS F 4603 H형강 말뚝)
- 기준변위량: 탄성 기초의 수평방향 지반반력계수를 산출할 때 기준이 되는 변위량
- 기초: 하부구조의 한 부분으로 구체로부터의 하중을 지반에 전달하는 부분
- 깊은기초: 양질의 지지층이 비교적 깊은 곳에 있는 경우에 사용하는 기초로서, 말뚝기초, 케이슨기초 등이 있음.

교량 하부구조 설계기준(일반설계법)

- 내부굴착말뚝: 선단이 개방된 기성말뚝의 내부를 통하여 굴착하면서 말뚝을 소정의 깊이까지 압입하거나 가볍게 타격하여 관입시킨 뒤 소정의 지지력이 얻어지도록 해머로 두드려 박거나 말뚝선단 부분을 시멘트나 콘크리트로 처리하는 말뚝
- 독립기초: 단일 기둥의 축력을 기초저판으로 하중전이 하여서 지반으로 전달하는 구조체
- 리버스 서큘레이션 드릴말뚝: 원칙적으로 수두차에 의하여 공벽을 보호하면서 회전 비트를 사용하여 굴착하고 이수(泥水)의 역류에 의하여 토사를 배출시켜 현장에서 설치하는 현장타설말뚝
- 마찰말뚝: 지지력의 대부분을 주면 마찰력에 의존하는 말뚝으로 지지층의 깊이가 매우 깊은 경우에 말뚝을 지지층에 도달시키지 않고 중간 지지층과 말뚝 주면의 마찰력을 지지력으로 이용
- 말뚝기초: 양질의 지지층이 깊은 곳에 있는 경우에 타입말뚝공법, 매입말뚝공법 및 현장타설말뚝공법 등으로 설치하는 기초로서, 말뚝의 머리 부분을 확대기초와 연결하여 일체화시키는 탄성 기초
- 무리말뚝: 두 개 이상의 말뚝을 인접 시공하여 하나의 기초를 구성하는 말뚝
- 베노토 말뚝: 케이싱튜브로 공벽을 보호하면서 주로 해머그랩 버켓으로 굴착하여 현장에서 설치하는 현장타설말뚝
- 복합기초: 두 개 이상의 기둥 축력을 기초의 저판으로 하중전이 하여서 지반으로 전달하는 구조체
- 선굴착 기성말뚝공법: 지반을 천공한 후 기성말뚝을 삽입, 타격하는 공법
- 설계지반면: 현 지반면에 대하여 장래 지반이 변하는 상태를 고려하여 정한 설계상의 지반면
- 양질의 지지층: 기초로부터의 하중을 안전하게 지지할 수 있는 양질의 지반(암반층, N값이 약 30 이상인 사질토층, N값이 약 20 이상인 점성토층 등으로 충분한 층두께를 갖는 지반)
- 얕은기초: 양질의 지지층이 비교적 얕은 곳에 있는 경우에 사용하는 기초로서, 지반을 얕고 넓게 굴착하여 설치하는 강성 기초
- 연속기초: 벽 아래를 따라 또는 일련의 기둥을 묶어 띠모양으로 설치하는 기초의 저판에 의하여 상부 구조로부터 받는 하중을 지반에 전달하는 형식의 기초
- 어스드릴말뚝: 원칙적으로 벤토나이트 이수에 의하여 공벽을 보호하면서 회전 버켓을 사용하여 굴착하고, 토사를 배출하여 현장에서 설치하는 현장타설말뚝
- 오픈케이슨: 케이슨 내의 토사를 크람셸이나 그래브버켓 등으로 굴착 배출하면서 침하시켜 소정의 지지층에 도달시키는 케이슨
- 유효근입깊이: 설계지반면에서 기초저면 또는 끝까지의 깊이
- 인력굴착에 의한 현장타설말뚝공법: 굴착 전깊이에 걸쳐 측면의 흙막이를 설치하면서 인력에 의하여 소정의 깊이까지 굴착하고 원칙적으로 흙막이재를 철거하지 않는 현장타설말뚝공법

(이하 인력공법이라 한다.)

- 외말뚝: 외말뚝(Single Pile)은 말뚝이 단독으로 설치되는 경우나 주변에 무리를 형성하여 설치되더라도 무리말뚝효과에 의한 지지력 감소현상을 고려할 필요가 없는 말뚝
- 전면기초: 접지면적을 넓히기 위해 여러 개의 기둥 기초를 하나의 기초 슬래브로 시공하는 기초
- 지지말뚝: 말뚝의 끝이 땅속에 있는 굳은 지반이나 암반 등에 닿아 기둥과 같이 상부의 하중을 지반 하부에 전달하는 말뚝
- 콘크리트말뚝: 타입말뚝 등에 사용되는 철근콘크리트말뚝이나 프리스트레스트 말뚝의 총칭
- 케이슨기초 : 양질의 지지층이 깊은 곳에 있는 경우에 케이슨공법으로 설치하는 기초로서, 일반적으로 근입깊이가 폭에 비하여 큰 강성 기초
- 타입말뚝: 디젤해머, 드롭해머, 진동해머, 유압해머 등을 사용하여 소정의 깊이까지 두드려 박는 말뚝
- 탄성(연성)기초: 기초의 변위 및 안정 계산에서 기초 자체의 탄성변형을 설계상 고려할 필요가 있는 강성이 작은 기초
- 특수지반: 지진 시 발생하는 지반변위가 크고, 그 영향을 고려하여 기초의 내진설계를 해야 하는 지반
- 허용변위량: 상·하부구조의 기능성과 안전성이 손상되지 않는 범위 내에서 하부구조가 허용할 수 있는 변위량
- 허용지지력: 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 지지력과 허용변위량으로부터 정하여지는 지지력 중 작은 값
- 현장타설말뚝: 기계나 인력에 의하여 굴착한 구멍 안에 철근콘크리트를 타설하여 만드는 말뚝
- 확대기초: 구조체인 기둥 또는 벽체를 지지하면서 그 하중을 말뚝이나 지반에 전달하는 판상 구조물

1.3 해석과 설계원칙

1.3.1 설계조건

하부구조의 설계는 상부구조에서 전달되는 하중과 하부구조 자체에 작용하는 하중을 안전하게 지반에 전달시킴과 동시에 상부구조에서 주어진 설계조건을 만족하도록 실시해야 한다.

1.3.2 계산의 정밀도

설계계산의 최종단계에서 검토의 대상이 되는 수치의 유효숫자는 셋째 자리까지 확보해야 한다.

2. 조사 및 계획

이 절은 하부구조에 대한 조사 및 계획내용으로서 조사에 대한 상세내용은 KDS 47 10 20을 따른다.

2.1 조사

조사는 하부구조의 설계 및 시공에 필요한 자료를 얻기 위하여 실시하며, 입지환경조사, 지반조사, 하천조사, 시공환경조사 및 기타조사로 구분할 수 있다.

(1) 입지환경조사

① 입지환경조사에는 환경영향평가, 교통영향평가, 수리·수문조사 등이 있으며, 이외에도 실시설계 및 시공단계에서 구조물 주변을 조사해야 한다.

② 지형조사는 구조물 건설에 영향을 미치거나 공사로 영향을 받을 수 있는 지형을 지형도나 항공사진 등을 이용하여 분석하고 현장답사를 통해 실시해야 한다.

③ 환경조사는 구조물 계획단계에서 실시하는 광역 환경조사와 시공계획 수립 후 실시설계 및 시공단계에서 구조물 주변 환경조사로 구분하여 실시해야 한다.

④ 지장물조사는 건설공사 지역 내에 이미 설치되어 있는 상수도 및 하수도관, 송유관, 통신 및 전력 케이블, 도시가스관, 지하통로 등을 대상으로 하며, 지하지장물의 종류, 심도 및 크기를 파악하여 안전한 시공을 할 수 있도록 해야 한다.

⑤ 기타 필요시 사토장 조사, 공사용 설비 조사, 보상 조사 및 관계법 조사를 사전에 수행해야 한다.

(2) 지반조사

①조사의 구분

지반조사는 예비조사와 본조사, 추가조사 및 시공 중 조사의 단계로 구분하여 실시한다.

②예비조사

예비조사는 공사계획 단계에서 구조물의 위치선정을 위하여 실시하는 조사로서 넓은 범위를 대상으로 하여 자료조사(기존 지반자료의 조사, 기존 구조물의 조사), 항공사진 판독 및 분석, 현지답사 등을 실시하며, 필요할 경우에는 물리탐사, 시추 및 시굴조사를 실시한다.

③본조사

본조사는 실시설계나 시공에 필요한 지반의 상세한 정보를 얻기 위하여 실시하는 조사로서 지층의 분포, 지질구조, 공학적인 특성 등 설계정수를 파악하기 위하여 상세지표지질조사, 시추조사, 시료채취, 사운딩, 토질시험, 암석시험, 지하수조사, 재하시험, 물리탐사 및 물리검층, 유해가스, 산소결핍공기 등의 조사를 포함하며, 공사의 목적이나 구조물의 종류에 따라 조사 및 시험의 진행방법이나 중점 조사사항을 다르게 할 수 있다.

④추가조사

추가조사는 본조사 실시 후 설계변경이나 지반특성의 추가확인이 필요한 경우에 시추, 물리탐사, 실내시험 및 현장시험을 실시하여 본조사 결과를 보완해야 한다.

⑤ 시공 중 조사

시공 중 조사는 예비조사, 본조사 및 추가조사 단계에서 민원, 인허가 등 부득이한 사유나 기술적 한계 등으로 인하여 일부 조사가 시행되지 못한 경우 또는 시공 중 지반 변화가 예상되어 부가적인 조사가 필요한 경우에 실시해야 하며, 현장 여건을 고려하여 필요한 지반정보가 얻어질 수 있도록 조사항목과 조사수량을 계획해야 한다.

(3) 하천조사

① 하천조사는 유수에 의한 교량의 피해를 방지하고 하부구조의 설치나 시공이 이수나 주운 등에 지장을 주지 않도록 하기 위하여 실시한다.

② 따라서, 하천 관리자들과 사전에 협의해야 하며, 관계법령 특히 하천시설기준을 준수해야 한다.

③ 하천에 관한 조사로는 수위, 유량, 유속과 과거의 수심, 하상의 변동, 홍수나 고조의 기록 등을 조사한다. 또한, 관개, 수력발전 등의 이수상황, 어업권, 주운 등에 관해서도 조사를 하고 관계기관 등과 협의해야 한다.

(4) 시공환경조사

시공의 안전성, 작업공간의 확보성 등을 고려한 설계를 하기 위해서는 기존자료의 조사, 주변환경의 조사 및 작업환경의 조사로 구분하여 실시한다.

(5) 기타조사

연약지반, 산지부 및 근접시공과 같이 특별한 경우에는 기존자료, 지형과 지질, 주변환경 등에 대하여 특히 유의해서 조사를 실시해야 한다.

2.2 계획

(1) 설계계획 기본 방침

기초 설계계획은 구조물 사용목적에 따라 구조물 전체 설계계획과 조화시켜 검토해야 하고, 기초의 형식은 지형 및 지질조건, 구조물의 특성, 시공환경, 공기(工期), 지진 조건에 대하여 시공성, 안정성, 경제성 등을 고려하여 유리한 것을 선정해야 한다.

(2) 지형 및 지질조건

① 지형 및 지질조건은 구조물에 큰 영향을 미치므로, 설계자는 노선선정에서부터 구조물을 염두에 두고 지형조건을 검토해야 한다.

② 지형 및 지질조건에 관한 검토는 지형, 지지층, 중간층, 표층, 지하수, 지반변위, 하천지역 및 그 외 특별조건에 대하여 실시해야 한다.

(3) 구조물의 특성에 관한 검토

구조물의 특성에 관한 검토는 하중 방향과 크기, 구조물의 허용변위량에 대하여 실시해야 한다.

(4) 시공환경에 관한 검토

시공중이나 완료 후에 기존 구조물과 매설물에 악영향을 미치지 않도록 기초를 설계해야 하므로, 시공환경에 관해서는 기존 구조물과 매설물, 작업공간, 공사용 가설물 등에 대하여 검토해야 한다.

(5) 공기 검토

공기에 제약이 있는 경우에는 공기에 대하여 검토하고 지지방식과 기초형식을 결정해야 한다.

(6) 지진에 관한 검토

구조물의 내진설계는 지진에 의하여 구조물이 해로운 손상을 받지 않고, 그 위를 통과하는 열차주행의 안전이 확보되는 것을 목표로 하며, 아울러 경제성을 고려해야 한다.

3. 재료

내용 없음.

4. 설계

4.1 부재 설계 일반

4.1.1 기호

A : 콘크리트의 전단면적(mm^2)

b_w : 부재단면의 폭(mm)

d : 부재단면의 유효깊이(mm)

e : 콘크리트 단면의 도심축으로부터 축방향력 작용점까지의 거리(mm)

f_c : 콘크리트 단면의 연단압축응력(MPa)

f_{ck} : 콘크리트 설계기준강도(MPa)

f_{sa} : 철근의 허용인장응력(MPa)

f_t : 콘크리트 단면의 연단인장응력(MPa)

f_y : 철근의 항복강도(MPa)

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트(N·mm 또는 kN·m)

N : 축방향력(N)

v : 설계전단응력(MPa)

V : 부재단면에 작용하는 설계전단력(N)

V_h : 부재 유효깊이 변화의 영향을 고려한 설계전단력(N)

Z : 콘크리트 단면의 단면계수(mm^3)

β : 부재 압축연단이 부재 축방향과 이루는 각도

γ : 인장 철근이 부재 축방향과 이루는 각도

4.1.2 일반사항

(1) 부재 설계계산의 원칙

① 부재의 설계단면력은 콘크리트부재, 강부재에 관계없이 탄성이론에 의하여 산출한다. 그러나 콘크리트 부재의 휨강성, 전단강성 및 비틀림강성은 계산을 간략화하기 위해 강재를 무시하고 콘크리트 전단면을 유효단면으로 해서 산정한 값을 사용할 수도 있다.

② 부재의 설계는 강도설계법에 따르는 것을 원칙으로 하되 허용응력설계법에 따라 설계할 수도 있다.

③ 강도설계법에 의해 콘크리트부재를 설계할 경우에는 KDS 24 12 10(4.2.4)에 따른 하중조합에서 규정하는 하중계수와 KDS 24 14 20(4.4.2)에 따른 강도감소계수를 적용한다.

④ 허용응력설계법의 경우에는 하중작용시 단면에 생기는 콘크리트, 강재의 응력은 KDS 24 14 20(4.15.3) 및 KDS 24 14 30(4.2) 에 규정된 허용응력 이하가 되도록 설계해야 한다.

(2) 콘크리트의 물리상수

① 탄성계수 및 전단탄성계수는 KDS 24 14 20(3.2.1)의 규정에 의한다.

② 크리프계수 및 건조수축률은 KDS 24 14 20(3.2.1)의 규정에 의한다.

(3) 강재의 물리상수

① 설계계산에 사용하는 강재의 물리상수는 KDS 24 14 30(3.2)의 규정에 의한다.

② PC말뚝 및 PHC말뚝의 경우 일반적으로 PS강재의 겉보기 릴랙세이션 값은 고온의 영향을 받는 경우의 값을 적용한다.

4.1.3 휨부재 및 압축부재의 설계

(1) 강도설계법으로 콘크리트부재 단면을 설계하는 경우에는 KDS 24 14 20(4.4.3)에서 규정하는 여러 사항을 만족해야 한다.

(2) 허용응력설계법으로 설계하는 경우에는 다음 사항을 만족해야 한다.

① 철근콘크리트부재 단면의 설계는 KDS 24 14 20(4.15.5) 및 KDS 24 14 20(4.15.6)의 규정에 따라 계산한다.

② 축방향 편심하중을 받는 무근콘크리트 구체는 그 작용점이 핵안에 작용하도록, 즉 단면에 인장응력이 생기지 않도록 설계한다.

③ 축방향 편심하중을 받는 무근콘크리트 부재의 콘크리트의 응력은 식 (4.1-l)에 의하여 산출하도록 한다.

$$f_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{Z} \qquad (4.1\text{-l})$$

여기서, f_c: 콘크리트 단면의 연단응력(MPa)

N: 축방향력(N)

A: 콘크리트의 전단면적(mm^2)

e: 콘크리트 단면의 도심축으로부터 축방향력 작용점까지의 거리(mm)

Z: 콘크리트 단면의 도심축에 관한 단면계수(mm^3)

④ 무근콘크리트로 설계한 구체의 연단인장응력이 허용휨인장응력을 넘는 경우에는 콘크리트의 전인장응력은 철근으로 부담시킨다. 이때 철근의 단면적은 단면에 생긴 전인장응력을 철근의 허용인장응력으로 나누어 얻어진 값으로 한다. 그림 4.1-1에서와 같은 직사각형 단면인 경우에는 식 (4.1-2)에 의하여 소요철근량(A_s)를 구할 수 있다.

$$x = \frac{h \cdot f_t}{f_c + f_t} \quad (\mathrm{mm}) \qquad (4.1\text{-2})$$

$$A_s = \frac{x \cdot b \cdot f_t}{2\, f_{sa}} \quad (\mathrm{mm}^2)$$

여기서, f_{sa}: 철근의 허용인장응력(MPa)

f_t: 콘크리트 단면의 연단인장응력(MPa)

f_c: 콘크리트 단면의 연단압축응력(MPa)

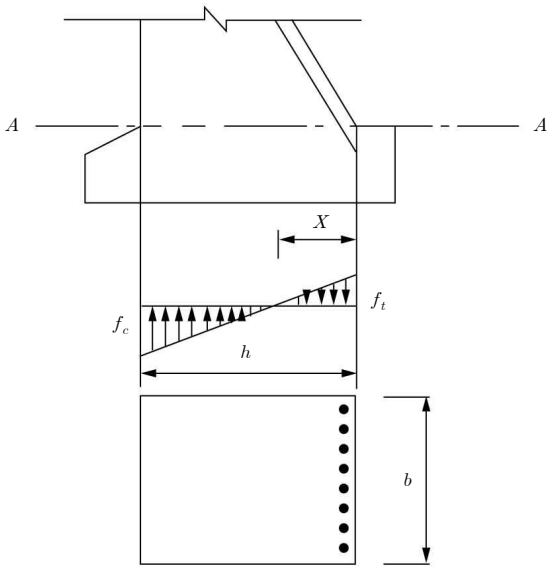


그림 4.1−1 인장응력이 생기는 무근콘크리트

4.1.4 전단력이 작용하는 철근콘크리트부재의 설계

(1) 강도설계법으로 철근콘크리트부재 단면을 설계하는 경우에는 KDS 24 14 20(4.4.4)에서 규정하는 사항 중 해당사항을 만족해야 한다.

(2) 허용응력설계법으로 철근콘크리트부재 단면을 설계하는 경우에는 KDS 24 14 20(4.15.7) 규정에 따른다.

4.1.5 구조상세

(1) 휨부재의 최소철근

휨부재의 최소철근은 KDS 24 14 20(4.4.3)의 제한사항에 따른다.

(2) 압축부재의 철근제한

① 압축부재의 축방향 철근량은 총 단면적의 1% ~ 8% 범위이어야 한다. 그리고 축방향 철근은 철근배치가 원형일 경우에는 6개 이상, 사각형일 경우에는 4개 이상으로 배치해야 한다. 이때 철근의 크기는 D16 이상으로 한다.

② 하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 압축부재에서는 감소된 유효단면적을 사용하여도 된다. 이때 감소된 유효 콘크리트 단면적은 총 단면적의 1/2 이상이고, 하중을 지지하기 위해 1%의 축방향 철근을 요구하는 단면 이상이어야 한다.

(3) 철근의 배치

① 철근의 피복두께

가. 철근의 피복두께는 KDS 14 20 50(4.3) 규정에 따른다.

나. RC말뚝, PC말뚝, PHC말뚝의 최소피복두께는 다음과 같다.

(가) RC말뚝의 축방향 철근 및 나선형 철근의 피복두께는 RC말뚝의 바깥지름 200 mm에서는 10 mm 이상으로 하며, 바깥지름 250~600 mm에서는 15 mm 이상이어야 한다.

(나) PC말뚝 및 PHC말뚝의 PS강재 및 나선형철근의 피복두께는 15 mm 이상이어야 한다.

다. 부식이나 염해의 영향을 받는 콘크리트는 KDS 14 20 50(4.3.6) 규정에 따라 최소피복두께를 적절히 증가시켜야 한다. 부식을 방지하는 방법으로는 에폭시피복 철근을 사용하거나 특수콘크리트로 덧씌우기 한다.

② 철근의 배치 및 간격은 KDS 14 20 50(4.2)에 따른다.

③ 철근의 갈고리와 구부리기는 KDS 14 20 50(4.1)에 따른다.

④ 주철근의 배치

가. 주철근의 지름은 D13 이상의 철근으로 한다.

나. 철근을 여러 단으로 배치하면 콘크리트의 타설 및 다짐이 곤란하므로 주철근은 2단 이하로 배치한다.

⑤ 전단철근의 배치는 KDS 14 20 50(4.4)에 따른다.

⑥ 띠철근의 배치는 KDS 14 20 50(4.4)에 따른다.

⑦ 철근의 정착과 이음은 KDS 14 20 50(4.4)에 따른다.

4.1.6 허용응력

(1) 일반

① 주하중 및 주하중에 상당하는 특수하중에 대한 콘크리트 및 강재의 허용응력은 (2)~(5)에서 규정한 값으로 한다.

② 부하중 및 부하중에 상당하는 특수하중을 고려할 때의 콘크리트 및 강재의 허용응력은 (2)~(5)에 규정한 허용응력에 (6)에 규정한 증가계수를 곱한 값으로 한다.

(2) 콘크리트의 허용응력

① 대기 중에서 시공하는 철근콘크리트부재

가. 콘크리트의 허용응력은 KDS 24 14 20(4.15.3)에 따른다.

나. 대기 중에서 시공하는 현장타설말뚝의 콘크리트 치기는 좁은 구멍 내에서의 작업이기도 하고 시공관리나 검사가 지상의 구조물에 비하여 불편하므로, 대기 중에서 시공하는 현장타설말뚝에 사용되는 콘크리트의 허용압축응력과 허용전단응력은 가값의 90%로 한다.

다. 처짐이나 편심하중으로 인하여 지압면 단부에 큰 응력을 받는 경우에는 재하단면의 허용지압응력은 가 값의 75%로 한다.

② 수중에서 시공하는 철근콘크리트부재

수중에서 시공하는 철근콘크리트부재중에서 현장타설말뚝의 콘크리트 허용응력은 표 4.1-1의 값으로 한다. 다만, 콘크리트의 배합은 단위시멘트량 350 kg/m^3 이상, 물-결합재비 55% 이하, 슬럼프 150~210 mm로 한다.

③ 무근콘크리트 부재

콘크리트의 허용응력은 표 4.1-2의 값으로 한다.

다만, 받침면을 철근으로 보강하는 경우의 허용지압응력은 7 MPa까지 높여도 된다. 또 국부 재하 경우의 허용지압응력은 12 MPa을 초과해서는 안 된다.

표 4.1－1 수중에서 시공하는 현장타설말뚝의 콘크리트 허용응력(MPa)

표준양생 공시체의 28일 압축강도		30	35	40
수중콘크리트의 설계기준강도		24	27	30
압축응력	휨압축응력	9.6	10.8	12
	축압축응력	6	6.8	7.5
전단응력	콘크리트만으로 전단응력을 부담하는 경우	0.39	0.41	0.43
	전단철근으로 보강된 경우	1.8	1.9	2.0

표 4.1－2 무근콘크리트의 허용응력 (MPa)

응력의 종류	허용응력	비 고
압축응력	$0.25 f_{ck} \leqq 5.5$	f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도
휨인장응력	$0.13\sqrt{f_{ck}} \leqq 0.5$	
지압응력	$0.25 f_{ck} < 6$	

④ 프리스트레스트 콘크리트 부재

프리스트레스트 콘크리트 부재의 허용응력은 KDS 24 14 20(4.15.3)에 따른다.

⑤ 기성 콘크리트 말뚝

RC, PC, PHC 말뚝의 콘크리트의 허용응력은 표 4.1-3의 값으로 한다.

표 4.1－3 RC, PC, PHC 말뚝의 콘크리트의 허용응력 (MPa)

응력의 종류 \ 말뚝의 종류	RC말뚝	PC말뚝	PHC말뚝
설계기준강도	40	50	80
휨압축응력	14	17.5	28
축 압축응력	10	12.5	20
휨인장응력	－	0	0

콘크리트의 탄성계수는 RC말뚝 및 PC말뚝에 대해서는 KDS 14 20 10(4.3)에 따르되 PHC 말뚝에 대해서는 4.2×10^4 MPa 을 사용할 수도 있다.

(3) 철근의 허용응력

①철근의 허용응력은 지름 51 mm 이하의 철근에 대하여 표 4.1-4의 값으로 한다. 하부구조에서는 지름 51 mm보다 큰 철근을 사용할 수도 있다. 큰 지름의 철근을 쓸 경우에는 균열제어, 응력 분산을 고려하여 설계해야 한다.

표 4.1－4 철근의 허용응력 (MPa)

응력, 부재의 종류 \ 철근의 종류			SD300	SD350	SD400
인장 응력	하중의 조합시 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하지 않는 경우	1) 일반부재	150	175	180
		2) 수중 및 지하수위 아래에 설치되는 부재	150	160	160
	3) 하중의 조합시 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하는 경우		150	175	180
4) 압축응력			150	175	180

②용접이음의 허용응력은 시험 및 관리가 되어 있을 때 모재의 허용응력과 같이 본다.

③철근의 이음에 아크용접이음, 기계적 이음, 슬리브이음 등을 사용할 때는 철근의 종류, 지

름, 응력상태, 이음위치 등 사용조건을 고려한 시험에 의하여 이음강도를 정한다.

④ 철근과 다른 강재와의 아크용접에 의한 필렛용접부의 허용전단응력은 표 4.1-5의 값으로 한다.

다만, 철근보다도 강도가 낮은 강재와 접합하는 경우의 허용전단응력은 강재의 허용전단응력을 사용한다.

표 4.1－5아크 용접에 의한 필렛용접부의 허용응력(MPa)

용접의 종류 \ 철근의 종류	SD300	SD350	SD400
공장 용접	105	105	105
현장 용접	위의 90%		

(4) 구조용 강재의 허용응력

① 구조용강재 및 용접부에 대한 기본허용응력은 KDS 24 14 30(3.2) 및 KDS 24 14 30(4.2)에 따른다. 다만, 강관널말뚝기초의 연결부 용접부분에 대해서는 공장용접부의 80% 값을 허용응력으로 한다.

② 강관말뚝은 SKK 400, SKK 490 또는 STKT 590, 강관널말뚝은 SKY 400 또는 SKY 490을 사용하며, 허용응력 상한값은 표 4.1-6과 같다.

표 4.1－6 허용응력 상한값(MPa)

용접의 종류 \ 강재의 종류	SKK 400 SKY 400	SKK 490 SKY 490	STKT 590
압축응력	140	190	255
인장응력	140	190	255
전단응력	80	110	145

(5) PS강재의 허용응력

프리스트레스트 콘크리트 부재의 PS강재의 허용응력은 KDS 24 14 20(4.5.9)에 따른다.

(6) 허용응력의 증가

① 철근 및 무근 콘크리트, 강구조

부하중 및 부하중에 상당하는 특수하중을 고려할 때의 허용응력은 (2)~(5)에 규정한 허용응력에 KDS 24 12 10(4.2.3)에 따른 하중조합의 하부구조에서의 증가계수를 곱한 값으로 한다.

가. 하부구조의 설계는 표시한 하중의 조합 중 가장 불리한 조합에 대하여 응력이 조합한 허용응력을 넘지 않아야 한다.

나. 말뚝을 박을 때의 응력에 대한 허용응력의 증가는 가설하중(ER)의 조합 중 완성후의 응력이 현저히 저하되는 경우의 증가계수를 사용한다.

다. 철근의 허용응력을 증가시키고자 할 때는 하중의 조합에 따라서 표 4.1-4의 허용응력에 대해서는 KDS 24 12 10(4.2.3)에 따른 하중조합의 하부구조에서의 증가계수를 곱한 값으로 한다.

4.2 교대, 교각 및 확대기초 설계

4.2.1 일반사항

(1) 적용범위

4.2.1은 상부구조와 하부구조가 받침 등에 의해서 명확히 구별되어 있는 콘크리트 구조의 교대와 교각 및 확대기초의 설계에 주로 적용하며 강재교각의 설계는 KDS 24 14 30에 따른다. 강교나 라멘교 혹은 PSC구조 등에 대하여 이 장에서 규정하지 않은 사항은 KDS 24 14 20을 따른다.

(2) 교대 및 교각의 형상

① 교대 및 교각은 가설되는 교량의 기준지점 상황에 가장 적합한 형상으로 해야 한다.

② 교대 및 교각의 형상은 가교지점의 상황, 상부구조의 설계조건, 경제성, 미관 등을 고려하여 결정한다. 하천에 가설되는 교량에 대해서는 KDS 51 00 00에 따라야 한다.

(3) 충돌물에 대한 방호

① 하천에 설치하는 교대 및 교각에 유목, 선박 및 기타의 유송물 등이 충돌할 우려가 있는 경우에는 충돌에 의한 구체의 파손을 방지하기 위하여 방호를 해야 한다.

② 콘크리트 구체에 있어서 방호공을 설치하지 않는 경우에는 충돌면의 피복 두께를 증가하여 철근을 보호한다.(필요하면 2중으로 배근한다.)

4.2.2 설계하중

교대·교각을 설계함에 있어서는 KDS 24 12 10에 규정한 하중조합 중 가장 불리한 하중조합에 대하여 부재력결정 및 안정검토를 해야 한다.

(1) 교대에 작용하는 하중의 조합

① 교대의 부재계산 및 안정계산에서의 일반적인 하중의 조합은 KDS 24 12 10에 따른다. 다만, 지진의 영향은 KDS 24 17 10에 따른다.

가. 하중조합 시 필요한 경우 수압을 고려한다.

나. 안정에 대해 검토할 경우 고정하중은 현장여건에 따라 부력을 고려해야 한다. 그러나 설계의 안전을 고려하여 전도에 대한 안정 검토시는 부력을 포함하고 지지력에 대한 안정 검토 시는 부력을 고려하지 않을 수 있다.

다. 수위 변동이 현저한 하천 또는 조위의 변화가 큰 해중에 설치된 교대는 필요한 경우 교대배면에 작용하는 수압을 고려해야 한다.

라. 기초의 안정을 검토할 경우 장대레일종하중은 고려하지 않는다.

마. 교대를 설계할 때는 열차에 의한 충격하중의 영향을 고려하지 않아도 된다. 다만, 받침 설계에 있어서는 열차에 의한 충격하중의 영향을 고려해야 한다.

바. 배면토상에 상재하중이 있는 경우 이를 고려해야 하며, 교대 배면의 상재하중은 다음과 같이 설정해야 한다.

(가) 궤도 중량 : q_1=15 kN/m^2

(나) 열차하중은 식 (4.2-1)에 의해 분포하중으로 취급해야 한다.

$$q_2 = \frac{p}{ab} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서 q_2 : 환산등분포하중(kN/m^2)

p : 열차하중의 1 동륜축하중(kN)

a : 축거(m)

b : 선로 직각방향에 대한 열차하중의 분포폭(m)

(일반적으로, 단선교대는 교대의 전폭, 복선교대는 전폭의 1/2로 하면 된다.)

(2) 작용 토압

① 중력식 교대와 같이 뒷굽판의 내민길이가 200~300 mm 이하로 짧은 경우의 토압은 구체 콘크리트 배면에 직접 작용하는 것으로 한다.(그림 4.2-1 참조)

② 역T형 교대와 부벽식 교대의 토압작용면은, 벽의 단면 계산에서는 구체 콘크리트의 배면, 안정계산에서는 뒷굽판 연단에서의 가상 연직면으로 한다.(그림 4.2-2 참조)

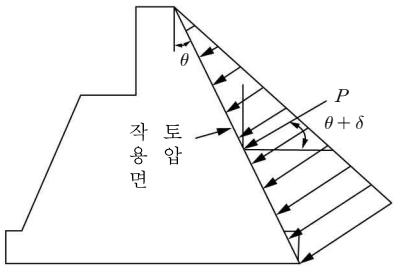


그림 4.2－1 중력식 교대의 토압작용면

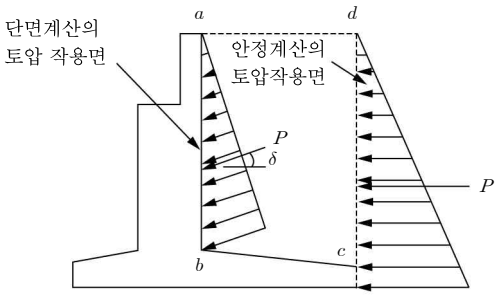


그림 4.2－2 역T형 교대 및 부벽식 교대의 토압작용면

지진 시의 경우에도 안정계산에서는 하중으로서 자중, 상재하중 및 뒷굽판 상재토의 중량과 관성력을 고려하는 외에 가상연직면(dc면)에 지진 시 토압을 작용시켜서 계산한다. 벽의 단면계산에서는 지진시 토압을 구체 콘크리트 배면에 직접 작용시키고 뒷굽판 상재토의 중량과 관성력은 고려하지 않는다.

③ 벽면마찰각 δ는 표 4.2-1의 값을 사용한다.

표 4.2－1 벽면마찰각

교대의 종류	계산의 구분	벽면마찰각, δ	
		평상시	지진시
중력식 교대 반중력식 교대	안정 계산	$\phi/3$	0
	벽의 단면계산	$\phi/3$	0
역T형 교대 부벽식 교대	안정 계산	β	0
	벽의 단면계산	$\phi/3$	0

주) ϕ : 흙의 전단저항각 (내부마찰각, °), β : 옹벽 배면 지표 경사각

(3) 교대 저면에 작용하는 하중

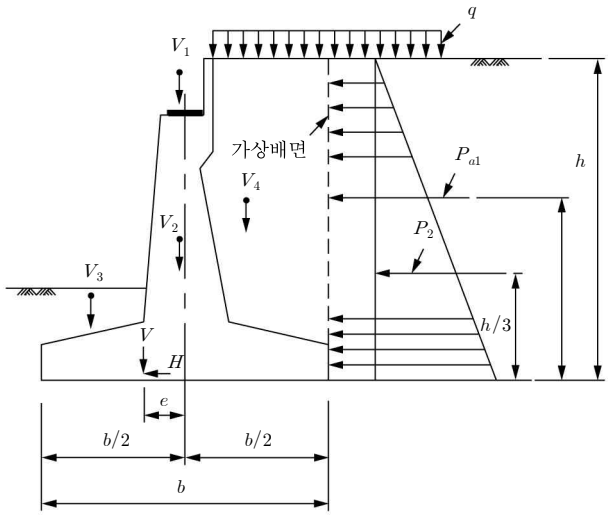


그림 4.2−3 안정계산(평상시)

$$P_{a1}=K_a qh\ ,\ P_{a2}=\frac{1}{2}K_a\gamma h^2\ ,\ V=\sum V_i\ ,\ H=\sum P_{ai}\ ,\ M=Ve \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, K_a: 주동토압계수

γ : 흙의 단위체적중량(kN/m3)

e : 하중 편심량

q : 지표면 상재하중

h : 교대 높이(m)

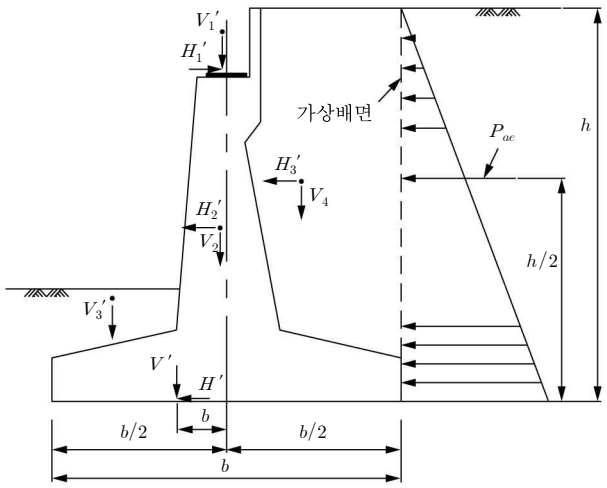


그림 4.2.4 안정계산(지진시)

$$P_{ae}=\frac{1}{2}K_{ae}\gamma h^2,\ V'=\sum V_i',\ H'=\sum H_i'+P_{ae},\ M'=V'e \qquad (4.2.3)$$

여기서, P_{ae} : 지진 시 주동토압

K_{ae} : 지진 시 주동토압계수

(4) 교대배면의 토압은 KDS 24 12 20에 따라 산출하여 안정검토시는 Rankine토압, 단면검토 시는 Coulomb토압을 적용해야 한다.

(5) 토압 또는 부력 산정 시, 수위는 일시상태에 대해서는 고수위 및 저수위로 평상시 상태 및 지진시 상태에 대해서는 평상시 수위로 해야 한다.

(6) 고정단 또는 가동(可動)단에 작용하는 수평하중은 KDS 24 12 20에 따라 산정해야 한다.

(7) 교대설계에서의 검토방향

교축직각방향에 대해서는 일반적으로 검토하지 않아도 좋으나 교축직각방향의 수평력이 큰 교대, 교축방향의 기초폭에 비하여 교축직각방향의 기초폭이 작은 교대, 교축직각방향의 폭이 특히 넓은 교대 등의 경우에 대해서는 교축직각방향에 대하여 검토해야 한다.

(8) 교각에 작용하는 하중의 조합

① 교각의 부재계산 및 안정계산에서의 일반적인 하중의 조합은 KDS 24 12 10에 따른다. 다만, 지진의 영향은 KDS 24 17 10에 따른다.

② 각 교각의 설계에 사용되는 거더로부터의 수평력은 지지부의 구조, 하부 구조의 강성 등을 고려하여 구하는 것을 원칙으로 하며, 이 수평력은 받침상면에 작용하는 것으로 한다. 또한, 교축직각방향 수평력은 각각의 작용점에 작용하는 것으로 한다.

(9) 활하중의 재하방법

① 하부구조의 설계에 사용하는 활하중은 구조물에 가장 불리한 영향을 미치도록 계획해야 한다.

② 열차하중을 결정할 때는 교대에 작용하는 제동하중, 시동하중 등의 수평하중과 조합해야 한다.

③ 하중은 안정에 가장 위험을 주는 곳이나 부재력 및 응력이 가장 크게 되는 곳을 위주로 배치하여 검토해야 한다.

4.2.3 받침부 및 폭이 큰 구체의 설계

(1) 받침부

받침부의 설계는 KDS 24 90 10(4.1)에 따른다.

(2) 폭이 큰 구체

폭이 큰 구체는 온도변화와 건조수축에 의한 연직균열 및 횡방향 부등침하를 고려해서 설계해야 한다.

4.2.4 교대의 설계

(1) 작용 토압

① 교대에 작용하는 토압은 KDS 24 12 20(4.1.2(4))에 따른다.

② 토압의 작용면은 다음 규정에 따른다.

가. 중력식 교대의 경우는 구체 콘크리트 배면으로 한다.

나. 역T형 교대와 부벽식 교대의 경우는, 벽의 단면 계산에서는 구체 콘크리트 배면, 안정계산에서는 확대기초 뒤쪽 연단에서 연직인 가상배면으로 한다.

(2) 역T형 교대

역T형 교대의 벽, 앞굽판 및 뒷굽판은 켄틸레버보로 설계해야 한다.

(3) 부벽식 교대

① 부벽식 교대의 벽은 부벽으로 지지된 연속보로 설계해야 한다.

② 부벽은 확대기초에 고정되고 보의 높이가 변화하는 T형 단면 켄틸레버보의 복부로 한다.

(4) 경사 교대

경사 교대의 부재계산과 안정계산은 배면의 직각방향 및 교축방향에 대해서 해야 한다.

(5) 흉벽의 설계

교대의 흉벽은 교대배면에 작용하는 열차하중과 토압 및 열차하중의 충격에 대하여 안전하도록 설계해야 한다.

(6) 날개벽의 설계

날개벽은 활하중에 의한 재하하중과 토압을 받는 판으로 설계해야 한다. 이 경우 판은 벽에 고정된 켄틸레버판 또는 벽과 확대기초에 고정된 2변 고정판으로 한다.

(7) 교대 배면

교대 뒤채움은 특별히 양질이고 충분히 다져지는 재료를 사용해서 설계 시공해야 한다.

(8) 특수조건에서의 교대 설계

다음과 같은 경우에는 교대의 특수조건으로 보고 연직지지, 수평지지, 전도, 변위, 부재강도가 소요 안전도를 가지도록 관련 요소를 종합적으로 판단하여 설계해야 한다.

① 주동토압 계산시 배면토의 점착력을 고려하는 경우

② 교대배면이 절취한 원지반면 또는 구조물에 근접한 경우

③ 교대가 연약지반에 놓여 있는 경우

④ 교대가 경사면상에 놓여 있는 경우

⑤ 사각교대의 경우

⑥ 특수구조의 교대

4.2.5 교각의 설계

(1) T형 교각

①내민보의 설계

가. 교각의 내민보는 기둥 전면의 연직단면을 고정단으로 하는 캔틸레버로 설계한다.

나. 캔틸레버보의 내민길이는 기둥단면이 직사각형인 경우 기둥 앞면에 있어서 연직 단면으로부터 보의 끝까지의 길이로 한다. 원형이나 정다각형 기둥인 경우는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 치환하여 내민길이를 구한다. 또 기둥단면이 타원형인 경우에는 단면이 반원형과 직사각형으로 이루어진 것으로 하여 원형인 경우의 규정에 따라 내민길이를 구한다.

다. 내민보는 교축방향의 수평력에 대해서도 설계해야 한다.

②기둥의 설계

가. 기둥은 가장 불리하게 작용하는 축력과 휨모멘트의 조합에 대해서 설계해야 한다.

나. 축력과 휨모멘트에 대한 기둥의 설계는 KDS 24 14 20(4.4.3)에 따른다.

다. 기둥의 설계에서 비틀림을 고려하는 경우는 KDS 24 14 20(4.4.4)에 따른다.

③확대기초의 설계

확대기초는 4.2.6에 의하여 설계해야 한다.

(2) 라멘교각

①라멘부재의 절점부는 접속하는 부재 상호간에 단면력이 확실히 전달되도록 해야 한다.

②라멘부재의 모서리는 헌치를 붙이는 것을 원칙으로 한다.

③응력을 검토하는 경우의 헌치의 유효부분은 그림 4.2-5와 같이 한다.

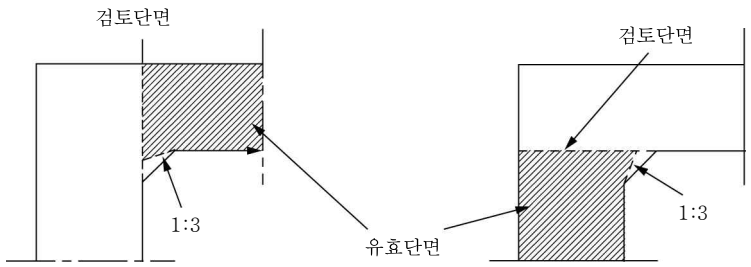


그림 4.2-5 헌치의 유효부분

④단면력을 산출할 때의 축선은 부재단면의 도심축선에 일치시키는 것으로 한다.

⑤라멘부재 절점부의 설계 휨모멘트는 그림 4.2-6과 같이 구한다.

⑥확대기초가 연속되어 있지 않은 라멘교각에서는 부등침하 및 상대적 수평이동을 고려해서 설계해야 한다.

⑦라멘교각의 면외하중에 대한 기둥의 분담률은 강도비에 따라 정함을 원칙으로 하나 기둥

의 강도가 별 차가 없을 때는 축력에 비례하여 분배해도 된다.

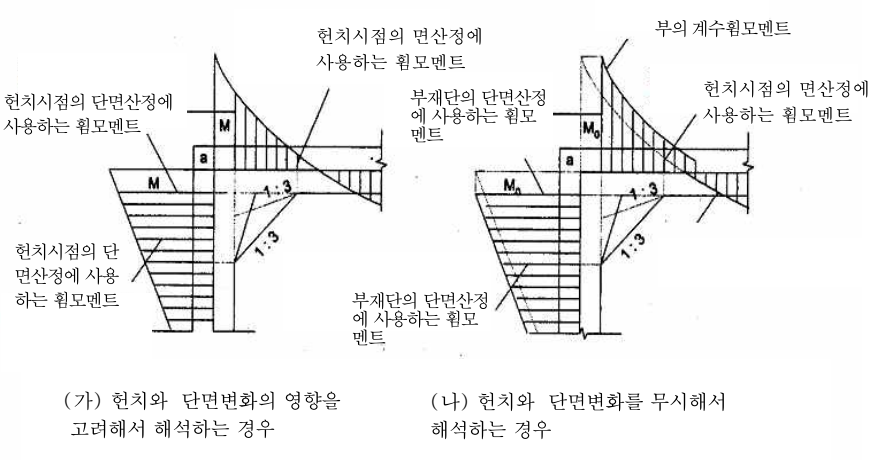


그림 4.2-6 라멘부재 절점부의 설계 휨모멘트

⑧내민보 및 기둥은 4.2.5(1)의 규정, 확대기초는 4.2.6에 따라 설계해야 한다.

4.2.6 확대기초의 설계

(1) 기본 사항

①확대기초는 켄틸레버, 단순보, 연속보, 고정보 등 보 부재로 설계해야 한다.

②확대기초는 확대기초 자중 및 흙 등의 상재하중을 기본적으로 고려한다. 또한, 직접기초에서는 지반반력, 말뚝기초에서는 말뚝반력 및 부력을 설계상 가장 불리한 방향으로 고려한다.

(2) 확대기초의 두께

확대기초는 휨모멘트, 전단력, 펀칭전단력 등에 대하여 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다. 또 확대기초 상면의 경사는 원칙적으로 1:2보다 완만하도록 한다.

(3) 휨설계

①휨모멘트의 계산

가. 독립확대기초 및 벽확대기초의 휨모멘트는 켄틸레버보로서 산출한다.

나. 연속확대기초의 기둥사이의 확대기초부는 구조물의 연속성 및 구속조건을 고려하여 설계해야 한다.

다. 연속확대기초의 캔틸레버로서 작용하는 부분은 독립확대기초와 같이 설계해야 한다.

라. 설계단면에 있어서 휨모멘트는 기둥 또는 벽 앞면의 확대기초 전면적에 작용하는 하중에 의하여 발생하는 휨모멘트로 한다.

② 휨에 대한 위험단면

가. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 한다.

나. 강철저판을 갖는 기둥을 지지하는 확대기초의 위험단면은 강철저판연단과 기둥전면의 중간으로 한다.

다. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥 단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급하여 위험단면을 결정한다.

(4) 전단설계

① 전단에 대한 위험단면

확대기초의 전단강도를 결정할 때는 다음 위험단면 중 가장 불리한 것으로 해야 한다.

가. 1방향작용의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면에서 d거리에 위치하는 전체폭을 가로지르는 평면으로 한다.

나. 2방향작용의 위험단면은 집중하중이나 반력을 받는 구역에서 d/2 거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 한다.

다. 말뚝으로 지지된 확대기초에서는 위험단면의 전단력은 KDS 14 20 70(4.2.2.2)에 따라 결정되어야 한다.

② 전단강도 및 설계

확대기초의 전단강도 및 설계는 KDS 24 14 20에 따른다.

(5) 휨철근의 배근

① 확대기초의 주철근은 2방향으로 배근하고, 배근방향은 말뚝배치를 고려해야 한다.

② 1방향 확대기초와 정사각형 확대기초의 휨철근은 전폭에 걸쳐 균등하게 배치해야 한다.

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근은 다음과 같이 배치해야 한다.

가. 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치해야 한다.

나. 짧은 변 방향의 휨철근은 식 (4.2-4)으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치해야 하며, 중심구간폭의 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다. 나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치해야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s} \qquad (4.2\text{-}4)$$

여기서, $A_{s,m}$: 기초 중심구간 폭에 배치해야 할 철근량(mm^2)

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량(mm^2)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

④ 윗면 철근은 아랫면 철근의 1/3 이상을 배근해야 한다.

⑤ 말뚝에 인발력이 생기는 경우는 윗면에 철근을 배근한다.

4.3 기초 설계의 기본 사항

4.3.1 기초의 종류

(1) 기초의 구분

기초의 종류에는 얕은기초와 깊은기초가 있다. 얕은기초는 상부구조물의 하중을 기초저면을 통하여 지반에 직접 전달하는 기초형식으로 독립기초(확대기초), 연속기초, 복합기초, 전면기초 등이 있다. 깊은기초는 상부구조물의 하중을 기초의 선단과 주면을 통하여 지반 속에 전달하며, 여기에는 말뚝기초, 케이슨기초 등이 있다.

(2) 기초의 선정

기초의 종류는 지형 및 지질조건, 구조물의 특성, 시공조건, 환경조건 등을 상세히 검토한 후에 선정해야 한다.

4.3.2 기초의 지지층

(1) 양질의 지지층

양질의 지지층은 구조물의 중요도나 기초에 작용하는 하중의 규모에 따라 달라질 수 있으므로, 일반적으로 다음 사항을 표준으로 한다.

① 점성토층을 지지층으로 할 때는 검토가 필요하다.

② 사질토층은 N값이 약 30 이상이면 양질의 지지층으로 한다.

③ 강도가 크고 균질한 암반을 지지층으로 하는 경우에는 큰 지지력을 기대할 수 있다. 그러나 암반에 불연속면이 존재하거나 슬레이킹(Slaking) 등의 영향을 받기 쉬운 경우에는 이들 영향에 대하여 검토를 해야 한다.

(2) 얕은기초 및 케이슨기초

① 얕은기초는 측면마찰력을 거의 기대할 수 없으므로 양질의 지지층에 직접 지지시켜야 한다.

② 케이슨기초는 양질의 지지층에 관입시켜야 한다.

(3) 말뚝기초

① 말뚝기초의 근입깊이(관입깊이)는 상부구조의 형식과 기능, 말뚝의 지지방식, 시공성 등을 고려하여 결정해야 한다.

② 지지말뚝에서 말뚝선단의 지지층 내 근입깊이는 말뚝지름 이상을 확보해야 한다.

③ 상부구조의 형식이나 기능, 하중규모, 시공성, 지질조건, 특히, 지지층의 깊이 등을 종합적으로 고려하여 지지말뚝으로 하는 것이 불가능하거나 비경제적인 경우에는 필요한 근입깊이를 확보해서 마찰말뚝을 사용할 수도 있다.

④ 지반침하가 진행되고 있는 매립지 등에서는 부주면마찰력의 영향을 받으므로 이에 대한 검토를 해야 한다.

4.3.3 설계지반면

(1) 평상시의 설계지반면

기초구조물의 설계지반면은 오랫동안에 걸쳐서 안정된 지층으로 지지력을 기대할 수 있어야 하며, 다음 사항을 고려하여 정해야 한다.

① 세굴

② 압밀침하

③ 동결융해

④ 시공에 의한 지반의 흐트러짐

⑤ 홍수시의 부유물, 동절기의 부빙(浮氷), 또는 선박의 충돌 등의 영향

(2) 내진설계 시의 설계지반면

얕은기초와 말뚝기초는 기초바닥, 케이슨기초는 상부 슬래브의 윗면을 내진설계시의 지반면으로 정해야 한다. 단, 토층이 기초바닥이나 케이슨 상부슬래브의 윗면까지 존재하는 경우에는 이들 토층의 바닥면을 지반면으로 취해야 한다.

(3) 설계지반면의 결정

설계상 지반면은 다음 조건 중에서 기초설계에 가장 불리한 조건을 택하여 결정한다.

① 상시 및 일시상태

② 지진 시 상태

4.3.4 지반정수

기초의 설계에 필요한 지반의 여러 정수는 지반조사 및 토질시험의 결과를 종합적으로 판단해서 정해야 한다. 특수한 지반조건에서는 하중조건에 따라 보정해야 한다.

4.3.5 기초의 변위량과 지반반력

(1) 기초의 변위량

기초의 변위량에는 단기하중에 의한 탄성변위량과 지속하중에 의한 변위량이 있다. 탄성변위량은 기초에 작용하는 하중이 허용범위 내에 있고 지반을 탄성체로 취급할 수 있는 범위 내의 변위량이다. 지속하중에 의한 변위량에는 압밀침하량과 2차 압축침하량이 있다.

(2) 탄성변위량과 지반반력의 산정

기초에 작용하는 하중에 의한 탄성변위량과 지반반력은 지반을 탄성체로 보고 지반반력계수로부터 산출한다.

(3) 압밀침하량의 산정

① 압밀침하량은 기초 바닥면아래에 압밀을 일으킬 수 있는 점성토층이 존재하는 경우에 산출한다.

② 점성토층의 압밀침하량은 기초에 작용하는 하중에 의한 지반 내의 수직응력의 증가량에 대해서 구하며, 압밀침하량을 계산하기 위해서는 점성토의 비교란시료에 대한 압밀시험의 결과가 필요하다.

③ 특성이 다른 여러 압밀층이 있는 경우에는 각 층의 압밀침하량을 합하여 구한다.

(4) 지반반력계수

지반반력계수는 각종의 조사와 시험 결과를 이용하여 구하고, 기초의 종류, 재하폭, 지반조건, 기초의 설계조건 등을 고려하되, 기초의 종류별로 구분하여 산정한다.

(5) 지진 시의 지반의 변위량

지진시의 지반의 변위량은 A, B, C의 3종 지반상태로 나누어 산정해야 한다. 여기에서 각 지반의 정의는 다음과 같다.

① A 지반 : 지반의 강도가 표층지반의 깊이방향으로 균일한 경우

② B 지반 : 지반의 강도가 표층지반의 상부는 작고 하부에서 큰 삼각형 분포의 경우

③ C 지반 : 표층지반의 강도가 2층 이상으로 나누어지는 지반

(6) 구조물의 변위검토

변위의 형태는 연직변위(침하 또는 융기), 수평변위, 경사(회전)로 구분된다. 지진시의 구조물의 변위량은 아래와 같이 산정해야 한다.

① 구조물의 변위량은 하중의 종류와 크기, 지반의 성질, 기초와 구조물의 강성 등을 감안하여 산정해야 한다.

② 구조물의 변위량은 시방서에서 규정한 허용변위량 이내이어야 한다.

③ 구조물과 기초의 허용변위량은 열차를 지지하는 구조물, 하천, 도로, 철도 등을 횡단하는 구조물, 부정정 구조물 등을 고려하여 정해야 한다.

④ 기초의 허용변위량은 구조물의 허용변위량과 기초의 변위에 따른 지반의 영향을 고려하여 정해야 한다.

4.3.6 압밀침하가 생기는 지반의 깊은기초

압밀침하가 생기는 지반을 관통하여 양질의 지지층에 말뚝기초나 케이슨기초와 같은 깊은기초를 설치할 경우에는 기초 주면에 생기는 부주면마찰력, 설계지반면이 지반침하의 영향으로 변화함에 따라 수평저항을 기대할 수 없는 부분의 발생, 연직 저항의 저하 등에 대하여 검토해야 한다.

4.3.7 편심하중을 받는 기초

(1) 연약지반에 설치한 교대와 같이 성토하중에 의해 평상시에 편심하중을 받는 구조물에서 기초의 측방이동의 염려가 있는 경우에는 그 영향에 대하여 검토해야 한다.

(2) 측방이동에 대한 대책으로는 교대 높이를 낮추어 편심하중을 작게 하거나, 교대의 기초지반을 개량하는 방법 등을 고려할 수 있다. 또한 공법 선정 시 성토지반의 안정성을 향상시키는 것이 필요하다.

4.3.8 내진설계

(1) 기초의 내진설계는 기본적으로 등가 정적해석법에 의한다. 단, 고유주기가 긴 구조물 또는 지반-구조물 동적 상호작용을 엄밀히 분석할 필요가 있는 경우에는 동적해석법을 적용하여 설계할 수 있다.

(2) 지반의 특성을 고려하여 구조물의 고유주기가 2초 이상인 구조물은 동적해석법에 의하여 설계한다.

(3) 연약한 지반과 같이 지반의 변위가 크게 발생할 수 있는 경우에는 이를 고려하여 구조물을 설계할 필요가 있다.

4.3.9 하중 및 하중조합

(1) 기초설계에는 주로 하중 재하시간과 빈도 등을 감안하여 하중상태를 상시, 일시 및 지진 시의 3가지로 구분한 후, 각각의 상태에 대한 안정성과 침하량을 검토해야 한다. 또한 하중과 구조계가 상시와 다른 건설 중에 대해서도 검토할 필요가 있다.

(2) 구조물의 설계에 사용되는 하중조합은 구조물 설계표준에 규정되어 있으므로 그것을 따르되, 기초설계에 있어서는 그 외에도 부력, 지반변위에 의한 하중 등을 고려할 필요가 있다. 또한, 필요에 따라 다른 하중조합을 고려할 수도 있다.

(3) 설계계산에 있어서 하중 작용방향은 일반적으로 교축방향과 교축 직각방향을 고려하나, 구조물과 기초의 형상, 경사각 등에 의해 필요하다고 생각되는 방향에 대해서도 검토해야 한다.

4.3.10 재료의 품질

(1) 기초, 케이슨본체 및 현장타설말뚝 등에 사용하는 철근과 콘크리트의 품질은 KCS 14 20 00을 따른다.

(2) 강(鋼)말뚝은 그 종류에 따라 그에 해당되는 한국산업표준(KS)에 맞는 품질이나 그 이상의 것을 사용해야 한다.

(3) 기성 콘크리트 말뚝은 그 종류에 따라 그에 해당되는 한국산업표준(KS)에 맞는 품질이나 그 이상의 것을 사용해야 한다.

4.3.11 허용응력

(1) 얕은기초의 기초, 말뚝기초의 기초 및 케이슨본체의 허용응력은 KDS 24 14 20(4.15.3) 및 KDS 24 14 30(4.2)의 값을 기준으로 해야 한다.

(2) 현장타설말뚝의 허용응력은 KDS 24 14 20(4.15.3) 및 KDS 24 14 30(4.2)의 값을 기준으로 해야 한다.

(3) 강관 말뚝 및 기성 콘크리트 말뚝의 허용응력은 강재 및 콘크리트 종류에 따라 정해야 한다.

(4) 조합하중에 대한 허용응력은 기준 허용응력에 KDS 24 12 10(4.2.3)에 규정된 계수를 곱하여 얻는 값으로 해야 한다.

(5) 시공 시의 허용응력은 하중의 성질에 따라 정해야 한다.

4.3.12 기초의 유효근입깊이

연직지지력 산정에 사용되는 기초의 유효근입깊이를 구하는 경우의 지표면은 일반적으로 상시 상태의 설계 지반면을 취할 수 있다.

4.3.13 액상화 평가

(1) 액상화 평가는 간이평가와 상세평가의 순서로 수행해야 한다.

(2) 액상화 간이평가 방법은 Seed와 Idriss방법 등을 사용한다.

(3) 액상화 상세평가는 지진응답해석과 실내 진동삼축시험을 사용한다.

4.3.14 부정정 구조물의 기초

부정정 구조물에서는 기초의 안정검토와 구조물의 단면력 산정, 기초에 작용하는 하중의 산정 등을 구할 때 구조물과 기초를 함께 고려한 종합적인 검토가 필요하다.

4.4 얕은기초의 지반공학적 설계

4.4.1 기본조건

(1) 얕은기초는 지표면 가까운 곳에 견고한 지지층이 존재하고 그 아래 압축성이 큰 토층이 존재하지 않아서 침하량이 허용치를 초과할 가능성이 없을 때 사용한다.

(2) 얕은기초의 설계는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.
① 얕은기초에 작용하는 외력에 대하여 지지력이 확보 될 것
② 얕은기초의 변위가 허용치 이내일 것
③ 얕은기초의 각 부재가 소요의 강도를 가질 것

(3) 기초 주변의 변형, 지질 등의 조건에 따라서 구조물의 영향이 미치는 범위의 안정에 대해서도 검토해야 하며 기초저면은 최소한 동결심도보다 하부에 위치해야 한다.

4.4.2 하중의 분담

(1) 얕은기초의 지지력 및 침하량 계산 시에는, 기초 상부에 작용하는 연직하중, 기초의 자중, 기초저면에 작용하는 수압, 수평하중, 모멘트 등을 고려한다.

(2) 얕은기초는 측면의 마찰저항을 거의 기대할 수 없으므로 연직하중은 얕은기초 저면지반의 연직지반반력만으로 지지되는 것으로 한다.

(3) 얕은기초는 양질의 지지층에 근입된 깊이가 작기 때문에 수평하중은 근입부분에서는 저항하지 않고 기초저면의 전단력만으로 저항하는 것으로 한다. 다만, 안정된 지지층을 지표면 근처에서 확보할 수 있는 경우에는 근입부분에 수평하중을 분담시킬 수 있다.

4.4.3 얕은기초의 연직지지력

(1) 얕은기초는 기초가 놓인 지반이 파괴(전반, 국부, 펀칭파괴)되지 않는 지지력을 갖도록 설계해야 한다.

(2) 지반의 허용연직지지력은 극한연직지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.

(3) 이론적인 극한 지지력은 지반조건, 하중조건(경사하중, 편심하중), 기초형상, 근입깊이, 지반경사, 지하수 영향 등을 고려하여 산정하며, 지지력 계산 방법에 따라 서로 다른 지지력이 계산될 경우에는 설계자의 판단에 따라 적용방법을 선택한다.

(4) 경험적 방법으로 지지력을 산정하는 경우에는 각 방법의 적용조건을 고려하여 신중하게 적용해야 하며, 기초의 크기, 근입깊이, 지하수위 등에 따라 수정하여 적용한다.

(5) 평판재하시험, 표준관입시험, 콘관입시험, 공내재하시험, 현장베인시험 등의 현장시험 결과를 이용하여 지반의 지지력을 산정할 수 있으며, 지반상태, 경계조건, 시험특성을 고려한다.

(6) 암반에 기초가 놓이는 경우에는 암석의 강도, 불연속면의 특성, 풍화정도, 지하수 등을 고려하여 지지력을 산정한다.

4.4.4 얕은기초의 수평지지력

(1) 얕은기초의 허용수평지지력은 기초저면의 전단지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다. 지표면 근처에서 안정된 지지층을 확보할 수 있는 경우에는 기초전면에 작용하는 수동토압을 안전율로 나눈 값을 적용하여 허용수평지지력으로 고려할 수 있다.

(2) 기초저면에 있어서 전단저항력이 부족할 경우에는 활동방지벽을 설치하여 전단저항력을 증가시킬 수 있다. 활동방지벽을 설치한 경우의 전단저항력은 기초저면이 아니라 활동방지벽의 선단을 통하는 기초저면과 평행한 면을 따라 전단저항력을 산출하며, 이 전단면을 가상의 기초저면으로 한다.

4.4.5 얕은기초의 전도

기초에 가해진 하중에 따라 기초와 구조물이 전도되지 않도록 안전성을 확보해야 한다.

4.4.6 얕은기초의 침하

(1) 얕은기초의 침하는 즉시침하, 1차압밀침하, 2차압축침하를 합한 것을 말하며, 기초하중에 의해 발생된 지중응력의 증가량이 초기응력에 비해 상대적으로 작지 않은 영향깊이 내 지반을 대상으로 침하를 계산한다. 쌓기층에 놓이는 구조물은 쌓기층 자체의 장기침하(Creep 침하)를 고려해야 한다.

(2) 즉시침하는 탄성이론, 평판재하시험의 하중-침하 곡선, 공내재하시험에서 구한 변형계수 등을 이용하여 산정할 수 있다.

(3) 구조물의 위치에 따라 침하의 크기가 다른 부등침하가 일어나면 구조물에 균열이 발생되거나 구조물이 기울어져 기능과 안전성에 영향을 받으므로, 부등침하가 허용치를 초과하지 않도록 해야 한다.

(4) 허용침하량은 균등침하, 부등침하, 각변위 등으로 규정할 수 있으며 구조물의 종류, 형태, 기능에 따라 별도로 정한다. 별도의 기준이 없는 경우에는 국제적인 기준을 적용한다.

(5) 일반적으로 지반의 침하거동은 특정지점에 대한 제한된 자료로부터 예측된다. 따라서 지반의 침하거동의 예측치를 실제에 적용하는 데에는 한계성이 있으므로 예측한 지반의 침하거동은 현장측정을 통해서 확인되어야 한다.

(6) 사용하중상태에서 침하속도 및 침하량이 예측값과 부합되는지를 판단하고 대책이 요구되는 경우 구조물 준공 후 일정기간동안 침하를 관측한다.

4.4.7 지반반력계수

(1) 지반반력계수는 지반의 탄성변형에 의한 변위량과 지반반력을 계산하고 얕은기초의 안정을 해석하는데 이용한다.

(2) 지반반력계수는 지반의 변형계수 뿐만 아니라 기초 재하면의 형상과 치수 및 강성, 지반변형의 크기, 재하속도, 반복횟수 등에 따라 달라지므로 이를 고려하여 정한다.

4.4.8 특수조건에서의 얕은기초 설계

다음과 같은 경우에는 얕은기초의 특수조건으로 보고 설계한다.

(1) 강도가 작은 토층을 지지층으로 하거나, 높이가 높은 구조물에 대해서는 지진의 영향을 고려하여 설계한다.

(2) 지지층의 변화가 현저한 경우, 비탈면에 인접한 경우, 기초지반이 2개층 이상인 경우, 평면치수가 현저히 큰 경우에 대해서는 관련 요소를 종합적으로 판단하여 설계한다.

(3) 시공에 의해 지반이 교란되어 다짐 등으로 지반강도를 회복할 수 없는 경우와 단계 시공으로 각 단계가 일체구조로 되는 경우에는 필요한 안정검토를 수행해야 한다.

4.4.9 얕은기초 본체의 설계

얕은기초의 본체는 상부구조의 하중, 자중, 토압, 지반반력 등으로부터 결정되는 단면력에 대해서 KDS 24 14 20(4.15.2) 및 KDS 24 14 30(4.3)을 따라 설계한다. 단, 지진의 영향을 고려하는 경우에는 KDS 24 17 10에 따른다.

4.4.10 얕은기초 저면의 처리 및 되메움 재료

(1) 기초저면의 처리

얕은기초의 저면은 지지지반에 밀착되고 수평하중에 대한 전단저항을 갖도록 처리해야 한다.

(2) 되메움 재료

기초의 근입부분에 수평력을 분담시키는 경우에는 되메움 재료, 시공조건 등을 설계서에 명시해야 한다.

4.5 깊은기초의 지반공학적 설계

4.5.1 말뚝기초

(1) 기본 조건

말뚝기초는 작용 외력이 허용지지력 이하가 되게 하고, 기초 및 상부구조물의 변위가 각각 허용치 이하가 되도록 설계해야 한다. 허용지지력 및 허용변위는 각각 말뚝의 축방향 및 횡방향의 경우에 대하여 검토해야 하며, 허용지지력은 지반의 허용지지력과 말뚝의 허용하중을 비교하여 작은 값으로 해야 한다.

(2) 하중의 분담

① 말뚝기초의 연직하중은 말뚝에 의해서만 지지되는 것으로 설계하며 기초 푸팅의 지지효과는 무시한다. 다만, 기초의 지지효과에 대하여 신뢰할 수 있는 경우에는 이를 고려한다.

② 말뚝기초의 횡방향 하중은 말뚝에 의해서 지지되는 것으로 한다. 다만, 기초의 깊이가 깊고

되메움이 잘 다져져서 횡방향 하중을 분담할 수 있다고 판단될 때에는 기초측면의 횡방향 지지력을 고려할 수 있다.

(3) 말뚝의 배열과 간격

① 말뚝의 배열은 연직하중 작용점에 대하여 가능한 한 대칭을 이루며 각 말뚝의 하중 분담률이 큰 차이가 나지 않도록 한다.

② 말뚝 간격은 최소한 말뚝중심 간의 거리가 말뚝직경의 2.5배 이상, 기초측면과 말뚝중심 간의 거리는 최소한 말뚝직경의 1.25배 이상으로 한다.

(4) 말뚝의 축방향 허용압축지지력

① 말뚝의 축방향 허용압축지지력은 말뚝을 지지하는 지반이 지지력 부족으로 인한 전단파괴를 일으키지 않는 조건을 고려한 허용하중, 말뚝의 허용변위를 고려한 허용하중 및 말뚝본체 재료의 허용압축응력을 고려한 허용하중을 비교하여 그 중 작은 값을 취해야 한다.

② 외말뚝 조건에서 지반의 축방향 허용압축지지력은 축방향 극한압축지지력을 소정의 안전율로 나눈 값으로 한다.

③ 외말뚝의 축방향 극한압축지지력은 다양한 방법으로 구할 수 있으나 반드시 신뢰도 및 적용성에 주의해야 한다. 무리말뚝의 경우에는 무리말뚝 효과를 고려해야 한다.

(5) 말뚝의 횡방향 허용지지력

① 외말뚝의 횡방향 허용지지력은 실제 말뚝의 거동을 고려하여 허용지지력을 구해야 한다. 외말뚝의 횡방향 허용지지력은 재하시험에 의하여 구하되, 횡방향 재하시험을 실시할 수 없는 경우에는 해석적 방법 또는 횡방향 재하시험 이외의 다른 현장시험 결과를 이용한 방법으로 추정할 수 있다.

② 무리말뚝의 경우에는 무리말뚝 효과를 고려해야 하며, 하중특성을 고려하여 횡방향 허용지지력을 감소시켜야 한다.

③ 말뚝의 횡방향 허용지지력은 다음의 두 가지를 만족하도록 정해야 한다.

가. 말뚝에 발생하는 휨응력이 말뚝재료의 허용휨응력을 넘어서는 안 된다.

나. 말뚝머리의 변위량(휨방향 변위량)이 상부구조에서 정해지는 허용변위량을 넘어서는 안 된다.

(6) 말뚝의 축방향 허용인발저항력

① 외말뚝의 허용인발저항력은 지반의 축방향 허용인발저항력에 말뚝의 무게를 더한 값과 말뚝본체의 허용인장응력을 고려한 허용하중 중 작은 값으로 한다.

② 말뚝의 축방향 허용인발저항력은 인발재하시험을 실시하여 판정한다.

③ 인발재하시험 결과를 얻을 수 없는 경우에는 압축재하시험 결과를 통해 얻어진 극한압축주면마찰력으로부터 극한 인발저항력을 추정할 수 있다.

④ 무리말뚝의 허용인발저항력에 대해서는 무리말뚝의 영향을 고려한다.

(7) 말뚝기초의 침하

① 침하에 의한 구조물의 안정성을 판정할 때에는 외말뚝의 침하량, 무리말뚝의 침하량, 부주면마찰력에 의한 외말뚝의 침하량, 부주면마찰력에 의한 무리말뚝의 침하량 및 부등침하량뿐만 아니라 상부 구조물의 특성도 고려해야 한다.

② 허용침하량은 상부구조물의 구조형식, 사용재료, 용도, 중요성 및 침하의 시간적 특성 등에 의해 정한다.

③ 외말뚝의 침하량은 압축 정재하시험을 실시하여 평가한다. 압축 정재하시험 결과를 얻을 수 없는 경우에는 침하량 산정 공식이나 해석적 기법을 이용하여 추정할 수 있다.

(8) 말뚝재하시험

① 말뚝재하시험은 설계자료를 확보하기 위한 설계목적용과 설계결과의 적정성을 확인하기 위한 확인목적용으로 구분할 수 있다. 재하시험은 단순히 지지력을 확인하는 것 외에 변위량, 말뚝재료의 건전성, 시공방법의 적정성, 지반조건과 시공방법에 따른 말뚝지지력의 시간경과효과, 부주면마찰력 및 지지력의 하중전이 특성 등 다양한 내용들을 확인하기 위하여 실시한다.

② 말뚝재하시험을 계획할 때에는 시험의 목적을 달성할 수 있도록 면밀히 검토해야 한다. 계획 시에는 현장상황, 설계개념에의 적합성, 시험 종류 및 방법 선정의 적합성, 시험하중 결정의 적정성, 관련시험규정에의 충족여부, 결과분석방법 및 분석능력의 적정성, 말뚝종류 및 시공방법과의 관련성, 시험횟수와 방법 그리고 시험실시 시기의 적합성 등을 검토해야 한다.

③ 말뚝재하시험에는 정적재하시험방법 또는 동적재하시험방법을 고려할 수 있으며, 하중의 작용방향에 따라 압축시험, 인발시험, 횡방향시험 등을 고려할 수 있다. 압축재하시험에는 말뚝 및 재하하중 규모에 따라 선정할 수 있는 말뚝머리 재하방법과 말뚝본체에 미리 설치한 가압장치를 이용한 양방향재하시험방법이 있다.

④ 말뚝재하시험의 실시시기 및 횟수는 다음 사항을 고려하도록 시방에 명기한다.

가. 말뚝의 지지력은 말뚝종류와 시공방법 및 지반조건에 따라 영향을 받으므로 시험결과의 활용목적에 따라 시험시기를 결정하여 시행해야 한다. 특히 시간경과에 따른 지지력 변화 파악, 설계지지력의 만족여부 평가 등을 목적으로 할 때에는 소정의 시간이 경과한 조건에서 시험한다.

나. 압축정재하시험의 수량은 지반조건에 큰 변화가 없는 경우 최소한 말뚝 250개당 1회 또는 구조물별로 특성을 고려하여 실시한다.

다. 동재하시험의 시공 중 시험(EOID, End Of Initial Driving test)은 시공장비의 성능 확인, 장비의 적합성 판정, 지반조건 확인, 말뚝의 건전도 판정, 시공관리기준 설정 등을 목적으로 실시한다. 시험 수량은 지반조건에 큰 변화가 없는 경우 전체 말뚝 개수의 1 % 이상(말뚝이 100개 미만인 경우에도 최소 1개)을 실시한다.

라. 시간경과효과 확인을 위하여 지반조건에 따라 시공 후 일정한 시간이 경과한 후 재항타

동재하시험(Restrike test)을 실시한다. 재항타 동재하시험의 빈도는 다.항에서 정하는 바와 같다.

마. 지반조건, 시공장비, 말뚝종류 등 제반 시공조건이 변경될 때는 시험횟수를 추가한다. 또한, 중요 구조물일 때에는 시험횟수를 증가시킨다.

(9) 부주면마찰력

① 침하가 발생할 우려가 있는 지반에 시공된 말뚝에서는 말뚝주면에 하향으로 작용하는 부주면마찰력이 작용할 수 있다. 이런 경우에는 말뚝본체의 손상을 막고 구조물의 기능을 확보하기 위해서 말뚝의 압축지지력, 말뚝본체 응력 그리고 말뚝머리 침하량에 대하여 부주면마찰력이 미치는 영향을 검토해야 한다.

② 말뚝을 설계할 때 부주면마찰력의 영향을 검토하기 위한 하중은 고정하중만 고려하는 것으로 하며 지진 시에는 부주면마찰력을 고려할 필요가 없다.

③ 부주면마찰력이 큰 경우에는 부주면마찰력 감소방법을 적용해야 한다.

(10) 지반반력계수

① 외말뚝의 지반반력계수는 시공방법, 말뚝형상, 하중방향 등의 조건을 고려하여 결정해야 한다.

② 무리말뚝의 지반반력계수는 무리말뚝의 영향을 고려하여 산정해야 한다.

(11) 말뚝의 스프링정수

말뚝의 스프링정수에는 축방향 및 축직각방향 스프링정수가 있으며, 이 값은 말뚝반력을 산정하거나 말뚝기초의 탄성침하량을 추정하는데 이용된다.

(12) 말뚝의 반력과 변위량의 산정

① 말뚝머리의 반력과 변위량은 확대기초를 강체로 보고 말뚝기초 전체에 작용하는 수평력, 연직력, 회전모멘트에 관해 평형방정식을 푸는 탄성해석법(변위법)을 이용하여 계산한다.

② 기초를 강체로 가정할 수 없는 경우로서 기초의 강성과 비교하여 상부구조의 강성이 작은 경우에는 기둥하단에 작용하는 단면력을 하중으로 취급하여 구조계산 모델로 골조해석하여 단면력, 변위량 등을 산정한다.

③ 말뚝기초를 라멘구조의 한 부재로서 취급하는 경우는 구조설계 모델에 따라 골조해석을 수행하여 단면력 및 변위량을 구한다.

(13) 말뚝기초의 특수설계

말뚝기초의 특수설계에 있어서는 특수항목에 대한 면밀한 검토와 더불어 축방향지지, 횡방향지지, 변위 및 부재강도가 소요의 안전율을 갖도록 설계해야 한다.

4.5.2 케이슨기초

(1) 기본조건

① 케이슨기초란 지상에 구축하거나 지중에 양질의 지지층까지 속파기공법 등에 의하여 침하시킨 후 그 바닥을 콘크리트로 막고 속을 채우는 대형의 철근콘크리트 구조물로 된 기초형식을 말한다.

② 케이슨기초는 상부구조물의 하중과 토압 및 수압뿐만 아니라 시공 중에 받게 되는 모든 하중조건에 대해서도 검토하여 안전하도록 설계한다.

③ 케이슨기초의 연직지지력은 주면지지에 의한 하중분담이 작고 거의 저면에서 부담하기 때문에 지내력이 확보되는 지지층에 지지시키도록 하며, 공사 착수 전에 지지지반 확인을 위한 지반조사를 해야 한다.

(2) 하중의 분담

① 연직하중은 저면 지반의 지반반력만으로 저항하도록 하되, 케이슨기초의 주변 지반이 양질이어서 케이슨 시공에 의한 교란이 작은 경우에는 주변지반에 의한 마찰저항을 고려할 수도 있다.

② 수평하중은 전면 지반의 수평지반반력 및 저면 지반의 전단지반반력으로 저항하는 것으로 한다.

(3) 안정계산

연직하중에 대한 케이슨의 안정계산은 케이슨 저면의 최대지반반력이 지반의 허용지지력을 초과하지 않아야 하며, 케이슨 상단의 침하량이 상부구조물의 허용침하량보다 작아야 한다.

(4) 케이슨의 허용지지력

① 케이슨기초 저면 지반의 허용연직지지력

케이슨기초의 허용연직지지력은 저면 지반의 극한연직지지력과 기초의 침하량을 고려하여 결정하며, 지반의 극한연직지지력에 대하여 소정의 안전율을 확보해야 한다.

② 케이슨기초 저면 지반의 극한연직지지력

가. 케이슨기초 저면 지반의 극한연직지지력은 지반조사 및 시험결과를 이용하여 정역학적 공식에 의해 구할 수 있다.

나. 평판재하시험의 결과를 이용하여 구하는 경우에는 재하판 면적이 실제 구조물 면적과 다르다는 것을 고려하여 시험결과로부터 구한 극한연직지지력을 수정해야 한다.

③ 케이슨기초 전면 지반의 허용수평지지력

가. 케이슨기초 전면 지반의 허용수평지지력은 그 위치에 있어서 지반의 수동토압을 소정의 안전율로 나누어 구한다.

나. 수동토압은 지반조사 및 시험결과에 기초하여 산출해야 한다.

④ 케이슨기초 저면 지반의 허용전단저항력

케이슨기초 저면 지반의 허용전단저항력은 기초저면과 지반 사이에 작용하는 전단저항력

을 소정의 안전율로 나누어 구한다.

(5) 부주면마찰력

침하를 일으킬 우려가 있는 지반을 통과하여 지지층에 도달시킨 케이슨기초는 주면에 작용하는 부주면마찰력에 대하여 검토해야 한다.

(6) 케이슨의 반력과 변위량의 산정

① 지반반력계수

케이슨기초의 설계에 이용하는 지반반력계수는 지반조사 및 시험결과를 검토하여 결정하되, 실제 시공상황을 고려하여 기초저면 하부지반 및 기초 측면지반의 이완계수를 이용하여 구할 수도 있다.

② 지반반력 및 변위량

가. 케이슨기초의 지반반력과 변위량은 케이슨본체를 강체로 하고, 지반반력계수를 이용하여 계산한다.

나. 케이슨 기초지반의 연직지반반력은 케이슨을 통하여 저면지반에 전달되는 모든 연직하중을 케이슨 저면적으로 나눈 값으로 한다.

다. 케이슨의 주면마찰력은 일반적으로 고려하지 않는다. 그러나 주면마찰력이 분명하게 발생할 것으로 판단될 때에는 그 영향을 고려한다.

라. 연직하중에 의한 케이슨 상단의 총 침하량은 케이슨본체의 탄성변위량과 케이슨 저면지반의 침하량을 합한 값으로 한다.

4.6 깊은기초의 구조공학적 설계

4.6.1 말뚝본체의 설계

(1) 축방향 압축력 또는 축방향 인발력으로 인한 말뚝본체 각 부분의 축력은 지반의 하중전이 특성을 고려하여 구한다. 하중전이 특성은 말뚝재하시험 시 측정된 말뚝축하중으로부터 결정할 수 있다.

(2) 축직각방향력과 말뚝머리 모멘트에 의한 말뚝본체 각 부의 휨 모멘트 및 전단력은 말뚝을 탄성지반 상의 보로 가정하여 구한다.

(3) 말뚝본체 각 부분은 축력, 휨모멘트 및 전단력에 대해 안전해야 한다. 그리고 전길이가 땅속에 근입된 말뚝은 좌굴을 고려하지 않아도 되며, 지반위로 돌출된 말뚝에서는 좌굴에 의해 단면을 정할 수도 있다.

4.6.2 말뚝의 이음

(1) 말뚝의 이음은 구조물이 완공된 후에 작용하는 하중에 의한 축방향압축력, 축방향인발력, 축직각방향력은 물론 시공시의 타입에 따른 하중에 대해서도 안전하도록 설계해야 한다. 그리

고 이음구조는 말뚝본체의 전체강도에 상당하는 강도를 갖도록 설계해야 한다.

(2) 말뚝을 이음 시공하면 이음부에서의 응력집중, 휨강성의 감소 및 이음부 재료의 피로 등으로 인하여 말뚝의 허용하중이 감소한다. 말뚝이음에 의한 허용하중의 감소율은 현장조건을 감안하여 표 4.6-1의 값을 사용하며, 매입말뚝의 경우에는 말뚝타격에 의한 이음부의 손상이 없기 때문에 감소율을 반으로 줄일 수 있다.

(3) 기성말뚝의 이음부를 시공하려면 현장작업이 따르기 때문에 이음부는 시공관리의 영향을 받기 쉽다. 일반적으로 단면력, 이음 개수, 시공성, 경제성 등을 종합적으로 검토하여 선정해야 한다.

표 4.6−1 말뚝이음에 의한 허용하중의 감소율(이음 1개소당)

이음방법	용접이음	볼트식 이음	콘크리트 채움식 이음
감소율	5%	10%	최초 2개소까지 20% 3개소 이후 30%

4.6.3 말뚝과 확대기초의 결합부

(1) 기본조건

① 말뚝과 확대기초의 결합 방식으로는 강결합과 힌지결합이 있으며, 교량 기초의 경우에는 강결합으로 설계하는 것을 원칙으로 한다.

② 말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 부분에 작용하는 압축력, 인발력, 수평력 및 모멘트 등 모든 외력에 대해 저항할 수 있도록 설계한다.

(2) 결합방법

말뚝과 확대기초의 결합 방법은 다음 중 적당한 것을 취한다.

① 방법 A

확대기초 속에 말뚝을 일정 깊이만큼 근입시키고, 근입된 부분으로 말뚝머리 휨모멘트에 저항하는 방법이다. 말뚝머리부의 근입길이는 말뚝지름 이상으로 하며, 강관말뚝, PC말뚝, PHC말뚝, RC말뚝 등에 적용할 수 있다.

② 방법 B

확대기초 속으로 근입되는 말뚝의 길이를 최소한으로 하고, 주로 철근을 보강함으로써 말뚝머리 휨모멘트에 저항하는 방법이다. 말뚝머리부의 근입길이는 100 mm로 하며, 강관말뚝, PC말뚝, PHC말뚝, RC말뚝, 현장타설말뚝 등에 적용할 수 있다.

4.6.4 말뚝시공 시 검토사항

(1) 말뚝을 운반하거나 설치할 때의 응력에 대해 검토해야 한다.

(2) 말뚝을 타입할 때 말뚝본체에 발생하는 충격응력은 말뚝 주변 지반과 선단지반의 성질에 관

계되며, 일반적인 지반 조건의 경우에는 특별히 검토할 필요는 없다. 다만, 말뚝의 선단지반이 단단한 경우에는 말뚝선단부분에 생기는 응력이 다른 부분에 생기는 응력보다 증대할 가능성이 있고, 또 말뚝선단이 연약지반에 타입될 경우에는 압축응력과 동일한 정도의 인장응력이 반사된다. 따라서 이와 같은 경우에는 타입 시의 안전성을 확보해야 한다.

4.6.5 말뚝기초의 구조상세

(1) 기성 철근콘크리트 말뚝

① 기성 철근콘크리트 말뚝은 KS F 4301(원심력 철근콘크리트 말뚝)의 규격에 적합한 것으로 한다.

② 기성 철근콘크리트 말뚝의 선단(대부분 폐쇄형)은 타입에 대해 안전함과 동시에 지반에 알맞은 구조라야 한다.

③ 기성 철근콘크리트 말뚝의 머리부는 타격시 편타 등으로 인해 말뚝머리부에 작용하는 응력이 과도하게 커질 수도 있으므로 보강이 필요하다.

④ 기성 철근콘크리트 말뚝의 이음은 원칙적으로 이음 철구를 이용한 아크용접 이음으로 한다.

(2) PC말뚝과 PHC말뚝

① PC말뚝과 PHC말뚝은 KS F 4303(프리텐션방식 원심력 PC말뚝), KS F 4306(프리텐션방식 원심력 고강도 말뚝)의 규정에 적합한 것으로 한다.

② PC말뚝과 PHC말뚝의 선단(대부분 개방형)은 타입에 대하여 안전하고 시공법을 고려한 구조이면서 지반에 알맞은 구조이어야 한다.

③ PC말뚝과 PHC말뚝의 머리 부분은 타격시 편타 등에 의해 말뚝머리에 국부적으로 큰 응력이 발생할 수도 있으므로 보강해야 한다.

④ PC말뚝과 PHC말뚝의 이음은 원칙적으로 이음철구를 사용한 아크용접 이음으로 한다.

⑤ PC말뚝과 PHC말뚝의 머리부를 절단할 경우에는 필요에 따라 미리 말뚝의 머리부에 보강철근을 배치한다. 보강철근의 배치는 철근의 덮개와 간격, PS강재의 배치 및 말뚝머리 절단에 의한 PS강재의 응력 감소 범위(강재 지름의 50배)에 따른 정착길이를 고려하여 결정한다.

(3) 현장타설말뚝

① 현장타설말뚝에는 공법이나 사용장비, 재료에 따라 표준이 되는 말뚝지름이 있다. 일반적으로 사용되고 있는 설계지름은 올케이싱공법, RCD공법 및 어스드릴공법에서 각각 l m, l.2 m, l.5 m 정도이다. 또 인력공법에서는 시공의 안전성면에서 설계지름과 최대굴착깊이의 관계를 지름 l.4 m일 때 깊이 l0 m 정도, 지름 2 m일 때 깊이 20 m 정도, 지름 3 m일 때 깊이 30m정도로 하는 것이 적당하다.

② 현장타설말뚝 표면에서 주철근 중심까지의 간격은, 케이싱의 존재, 지반의 요철, 철근망의 집어넣기 등 현장타설말뚝의 시공성을 고려하여, 150 mm를 표준으로 한다. 인력공법에서

는 흙막이재를 철거할 경우에는 250 mm, 철거하지 않을 경우에는 100 mm를 표준으로 한다.

③ 주철근은 지름 22 mm 이상의 이형철근을 6개 이상 사용하며, 철근량은 0.4% 이상 6% 이하(인력공법은 제외), 철근의 순간격은 철근 지름의 2배 이상 또는 조골재 최대치수의 2배 이상으로 해야 한다. 주철근에는 갈고리를 붙이지 않으며, 주철근의 배근은 한겹배근으로 한다.

④ 띠철근은 지름 l3 mm 이상의 이형철근을 사용하고, 중심간격을 500 mm 이하로 기준하되 상세내용은 콘크리트구조설계기준을 따른다. 다만, 확대기초 저면으로부터 말뚝지름의 2배의 범위 안에는 띠철근의 중심간격을 l50 mm 이하로 하고 철근량을 측단면적의 0.2% 이상으로 한다.

⑤ 철근망을 조립할 때는 보관, 운반 및 매달림시의 변형을 방지하기 위해 조립용 띠철근으로 보강해야 한다.

⑥ 철근의 이음은 KDS 24 14 20(4.3) 또는 KDS 14 20 00의 해당항목을 따른다.

(4) 강관말뚝

① 강관말뚝은 KS F 4602(강관말뚝)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다. 강관말뚝의 길이는 수송방법이나 시공장비의 능력에 따라 다르지만, 일반적으로 표준길이를 6 m 이상 l2 m 이하(0.5 m 단위로 증가)로 한다.

② 강관말뚝의 두께는 압축, 인장, 휨, 전단 등 말뚝에 생기는 모든 응력에 대해 안전한 두께에 부식에 의한 감소두께를 더한 값 이상으로 하며, 최소 9 mm 이상으로 한다. 시공 시 말뚝에 생기는 응력에 대해서는 전단면이 유효한 것으로 한다.

③ 강관말뚝의 부식에 의한 감소 두께는 말뚝이 흙이나 물에 접하는 면에 대해서 고려한다. 다만, 강관의 안쪽면에 대해서는 고려하지 않아도 된다.

④ 방식처리는 도장, 유기질 라이닝, 무기질 라이닝, 철판감기 및 전기방식 방법 등을 적절하게 사용할 수 있다.

⑤ 말뚝머리가 타입에 의해 손상을 입을 우려가 있는 경우에는 강관말뚝의 두께를 증가시키거나 해머의 선택에 주의해야 한다.

⑥ 말뚝 선단이 장애물 등에 의해 손상을 입을 우려가 있거나 굳은 지반에 쉽게 타입되도록 할 경우에는 필요에 따라서 보강해야 한다.

⑦ 강관말뚝의 현장이음은 원칙적으로 이음철구를 이용한 전둘레, 전두께 아크용접 이음으로 한다.

4.6.6 케이슨 설계의 기본 사항

(1) 케이슨기초의 설계 계산에 있어서는 준공 후의 지반반력, 변위량 및 케이슨 각부의 응력 및 시공시의 케이슨 각 부분의 응력 등을 고려해야 한다.

(2) 케이슨기초는 시공 시의 응력검토가 매우 중요하므로, 시공시의 여러 조건으로 케이슨 각부

의 응력계산을 실시해야 한다. 검토를 요하는 시공과정에서의 특별한 경우는 다음과 같다.

① 케이슨이 침하 작업에 들어간 직후

② 침하 작업 중에 각 리프트 사이에 생기는 매달린 상태

③ 최종침하가 끝나기 직전에 작업실 내압이 정전 등의 사고로 급격히 감소되는 경우와 같은 최악의 하중상태

④ 케이슨의 침하 완료 후, 물푸기를 실시하는 경우에 케이슨 내부가 빈 상태

4.6.7 케이슨의 크기와 형상

(1) 케이슨본체의 크기

① 케이슨본체의 크기는 기초의 안정 계산에 대하여 안전해야 하며, 케이슨 상단의 치수는 케이슨으로 지지하는 구조물의 형상과 치수에 대하여도 여유를 가져야 한다.

② 오픈케이슨의 평면 크기는 시공의 확실성, 용이성, 안전성을 생각하여 20 m 이하로 하고, 이것보다 클 때는 특별한 배려를 해야 한다.

③ 공기케이슨의 최소 크기는 작업성을 생각하여 안쪽 크기를 4 m 이상으로 하고, 작업실의 높이는 굴착작업을 고려할 때 2 m 정도가 필요하다. 케이슨 상부슬래브와 구체의 이음부 및 지수벽과 구체사이에 있어서 시공상 여유를 필요로 하는 경우에는 케이슨본체를 크게 해야 한다.

(2) 케이슨 단면의 형상

① 케이슨기초의 단면형상으로는 직사각형, 원형, 트랙형으로 구분할 수 있다.

② 케이슨 단면이 클 경우에는 벽체에 생기는 휨응력, 구체의 비틂응력을 작게 하기 위하여 칸막이를 둘 필요가 있다. 다만, 오픈케이슨의 경우에는 칸막이를 두면 작업이 어렵게 되기 때문에 경제성도 생각하여 검토한다.

③ 왕복차선이 분리되어 있는 교량은 하나의 큰 케이슨 위에 상부구조를 세우지 않고 2개의 케이슨으로 나누는 경우가 있는데, 이 경우에는 시공중에 두 개의 케이슨 사이에 미치는 종합적인 영향을 고려해야 하며 지반반력계수를 감소시켜야 한다.

(3) 케이슨의 침하관계도 작성

① 케이슨의 형상과 크기가 결정되면, 케이슨의 침하관계를 가정하고 침하작업에 지장이 있는지 여부를 검토한다. 그 결과, 케이슨의 구체중량이 상당히 가벼운 경우에는 벽을 두껍게 하는 등의 조치가 필요하다.

② 케이슨의 침하저항에는 케이슨 주면마찰력, 케이슨의 경사로 인한 저항, 케이슨의 날끝저항 등이 있다. 케이슨의 주면마찰력의 크기는 경험적으로 표 4.6-2와 같다. 이 값은 케이슨의 경사가 작고, 마찰 컷이 부착되어 있으며, 날끝저항은 전혀 없다는 조건을 만족하는 비교적 침하여건이 좋은 경우에 대한 값이다.

표 4.6-2 케이슨의 주면마찰력(kN/m²)

토질 \ 케이슨 깊이	8 m	16m	25m	30m	40m
점성토	5	6	7	9	10
사질토	14	17	20	22	24
모래자갈	22	24	27	29	31

4.6.8 케이슨본체의 설계

(1) 케이슨본체의 측벽과 칸막이

케이슨본체의 측벽과 칸막이는 시공 시와 완성 후의 각종 하중의 조합에 대해서 설계한다.

(2) 상부 슬래브

케이슨 측벽과 교각 구체 사이에 설치하는 상부 슬래브는 측벽과 상부 슬래브의 결합 상태를 고려하여 설계한다.

(3) 상부 슬래브 지지부

상부 슬래브 지지부를 단순지지로서 설계하는 경우에는 다음의 규정을 따른다.

① 상부 슬래브 지지부는 상부 슬래브 밑면에 작용하는 외력을 받는 것으로 하여 설계한다.

② 상부 슬래브 지지부는 상부 슬래브의 부상, 지지부의 지압, 활동에 대하여 검토한다.

③ 활동에 대해서는 지지면에 요철을 만들어 밀착시켜 마찰로 저항하도록 한다. 그리고 마찰만으로 저항할 수 없는 경우에는 활동방지벽을 두는 방법을 강구한다.

(4) 오픈케이슨의 저면 슬래브

저면 슬래브의 두께는 안전성과 시공오차를 고려하여 최소 2 m 이상을 확보한다. 오픈케이슨에서는 저면 슬래브를 통하여 저면지반의 반력을 측벽 또는 칸막이에 전달시킨다.

(5) 날끝

① 날끝은 케이슨의 침하가 용이한 형상으로 하고, 침하 중에 안전하도록 설계해야 한다.

② 날끝은 예상할 수 있는 최악의 하중에 대하여 켄틸레버로서 계산한다.

(6) 공기케이슨의 작업실 천정 슬래브 및 천정 슬래브 행거빔

① 공기케이슨의 작업실 천정 슬래브는 시공시 및 완성 후의 하중상태에 가장 불리한 조합에 대하여 안전해야 한다.

② 칸막이를 가지는 케이슨 작업실 천정 슬래브 행거빔은 칸막이 하부를 이용하고 작업실 천정 슬래브에 작용하는 하중을 분담하는 보로 설계하는 것으로 한다.

(7) 흉벽

흉벽은 그 상부에 설치될 차수벽의 구조형식을 고려하여 설계한다.

4.6.9 케이슨기초의 구조상세

(1) 시공 이음

케이슨의 침하 도중에 주위 흙의 붕괴, 장기간의 방치에 의한 벽면의 부착 또는 케이슨의 경사 등에 의해 부분적으로 구체가 들뜨는 상태로 되는 수가 있다. 따라서 이들의 최악의 상태를 예상하여, 각 리프트 사이의 시공 이음에 측벽연직방향의 보강철근을 넣어야 한다.

(2) 차수벽 또는 흙막이벽

침하 완료시의 케이슨 상단이 수면 또는 지반면보다 아래에 있는 경우에는 교대나 교각 구체를 구축하기 위해서 차수벽이나 흙막이벽을 설치한다.

(3) 칸막이에 설치하는 통수구멍

칸막이를 둔 케이슨을 침하시키는 경우에는 칸막이에 통수구멍을 설치하는 것이 좋다. 통수구멍은 지름 40~50 mm 정도로 칸막이의 하부에 $1m^2$당 1개 정도 설치한다. 통수구멍을 설치하지 않는 경우에는 칸막이의 수평철근이 수압에 견딜 수 있도록 사전에 보강한다.

(4) 공기케이슨의 샤프트구멍 주변

샤프트는 앵커 볼트에 의해 작업실 천정 슬래브에 결합되어 있으나, 이 주변 부분은 작업실 천정슬래브의 주철근이 불연속으로 되므로, 환상철근이나 경사철근으로 보강한다.

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	엔비코컨설턴트	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

교량 하부구조 설계기준(일반설계법)

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

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 15 50 : 2016

교량 하부구조 설계기준(일반설계법)

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

KDS 24 14 51 : 2016

교량 하부구조설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 교량하부구조(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 14 51 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 14 51 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 참고기준 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 2
2.1 조사 ····· 2
3. 설계 ····· 4
3.1 한계상태와 저항계수 ····· 4
3.2 확대기초 ····· 10
3.3 타입말뚝 ····· 39
3.4 현장타설말뚝 ····· 61
3.5 교대와 중력식 및 반중력식 옹벽 ····· 71
3.6 교각 ····· 76
3.7 비중력식 캔틸레버 벽체 ····· 77
3.8 앵커지지 벽체 ····· 78
3.9 보강토 옹벽 ····· 81
3.10 기성 모듈식 옹벽 ····· 105

교량 하부구조설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정들은 확대기초, 타입말뚝, 현장타설말뚝, 교대 및 옹벽의 설계에 적용한다. 하중, 하중계수, 저항, 저항계수, 그리고 통계적 신뢰도 간 상호 조합을 포함하는 확률론적 LRFD 개념은 여기서 규정된 사항 이외의 저항을 계산하는 과정에도 적용될 수 있다. 지역 특성에 적합하고 일관된 신뢰성 이론을 통해 계수의 통계적 특성이 고려된 경우 발주처와 협의한 경우에는 다른 방법을 적용할 수 있다. 여기에서 다루고 있지 않는 형식의 구조물에 대해서는 별도의 연구 또는 검증을 거쳐 적용할 수 있다.

(2) 이 내용들은 AASHTO LRFD Specifications(2004년, 3판)을 기본으로 하고 있으며, 저항계수를 포함한 일부내용들은 같은 기준 4판(2007년)을 준용하였다. 지반공학 분야에서 한계상태설계법의 적용은 외국에서도 아직 관련 연구가 진행 중임을 감안하여 활용하도록 한다.

1.2 참고기준

KS E 3032 암석의 인장강도시험
KS E 3033 암석의 일축압축시험
KS F 2306 흙의 함수비 시험
KS F 2307 표준관입시험
KS F 2308 흙의 밀도 시험
KS F 2302 흙의 입도 시험
KS F 2303 흙의 액성한계·소성한계 시험
KS F 2310 평판재하시험
KS F 2314 흙의 일축압축강도 시험
KS F 2316 흙의 압밀 시험
KS F 2322 흙의 투수 시험
KS F 2342 점성토의 현장 베인전단시험
KS F 2343 압밀 배수 조건에서 흙의 직접전단시험
KS F 2346 삼축압축시험에서 점성토의 비압밀, 비배수 강도 시험
KS F 2445 축하중에 의한 말뚝 침하시험방법
KS F 2592 콘관입시험

2. 조사 및 계획

2.1 조사

2.1.1 지반조사

(1) 지반조사는 기초의 설계와 시공에 필요한 각 지층의 정보를 얻기 위해서 수행한다. 조사의 범위는 지반조건, 구조물의 종류, 그리고 시공 요구 조건들에 따라 결정하며, 지층의 성질과 종류, 암반의 형태, 흙과 암석의 공학적 성질, 액상화 가능성, 그리고 투수 특성 등 지하수 상태 등을 조사한다.

(2) 시추조사는 교각과 교대가 위치한 곳에서 실시한다. 지층의 종방향 및 횡방향 상태를 정확히 알기 위해서 충분히 많은 횟수로 가능한 깊은 심도까지 실시한다. 교각이나 기초의 폭이 30 m 미만일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 1지점 이상의 조사를 실시하며, 교각이나 기초의 폭이 30 m 이상일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 2지점 이상의 조사를 실시한다. 캡 없이 교각 기둥과 말뚝이 일체로 연결된 단일 현장타설말뚝의 경우는 각 말뚝 위치마다 조사를 실시해야 한다. 지층 조건이 일반적이지 않을 경우는 추가적인 조사가 필요하다. 지반조사를 수행해야 하는 깊이는 충분한 지지력을 발휘할 수 있는 확실한 지층이 존재하는 깊이까지, 또는 기초하중에 의해 증가하는 지중응력이 원지반의 유효상재하중의 10% 보다 작도록 충분히 깊은 심도까지 조사하도록 한다. 만약 얕은 깊이에 기반암이 존재할 때는 최소한 기반암 속 3 m 깊이까지, 또는 제안된 기초 깊이 중에서 더 깊은 곳까지 시추를 실시한다. 말뚝의 경우 선단 아래로 6 m 이상까지 조사하며, 암반 근입 말뚝은 선단 아래로 3 m 이상 코어를 채취하여야 한다. 시추에서 얻은 흙 시료는 참고 자료로 보관하거나 시험에 사용한다. 시추주상도에는 지층 위치, 관입시험결과, 지하수와 피압수, 그리고 시료를 채취한 곳의 위치 등을 자세하게 기록한다. 또한 지층 경계에 얇은 이질층(seams)이 존재할 수 있으므로 각별하게 주의하여야 한다. 시험 후 시추공과 관입 시험공은 지하수의 오염을 막기 위해서 적정하게 메워야 한다.

2.1.2 실내시험

2.1.2.1 일반사항

실내시험은 관련된 한국산업표준(KS) 또는 사용자가 제공하는 규정에 따라 수행하며 흙과 암석에 대한 시험이 포함된다.

2.1.2.2 토질시험

실내 토질시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 흙의 함수비 시험 - KS F 2306:2015
- 흙의 밀도 시험 - KS F 2308:2016

• 흙의 입도 시험 - KS F 2302:2012
• 흙의 액성한계·소성한계 시험 - KS F 2303:2015
• 압밀 배수 조건에서 흙의 직접전단시험- KS F 2343:2012
• 흙의 일축압축강도 시험 - KS F 2314:2013
• 삼축압축시험에서 점성토의 비압밀, 비배수 강도 시험- KS F 2346:2012
• 삼축압축시험에서 점성토의 압밀, 비배수 강도 시험
-ASTM D 4767-04, AASHTO T 297-94(07)
• 흙의 압밀 시험 - KS F 2316:2012
• 흙의 투수 시험 - KS F 2322:2015

2.1.2.3 암석시험

실내 암석시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.
• 탄성계수시험 - ASTM D 3148-02
• 삼축압축시험 - ASTM D 2664-04, AASHTO T 226-90(08)
• 암석의 일축압축시험 - KS E 3033 : 2016
• 암석의 인장강도시험 - KS E 3032 : 2016

2.1.3 현장시험

2.1.3.1 일반사항

현장시험은 설계 또는 분석을 목적으로 기초 지반의 흙이나 암반의 강도정수 및 변형계수를 얻기 위해 수행한다. 시험은 관련된 한국산업표준(KS) 또는 사용자가 제공하는 규정에 따라 수행하며, 흙과 암반에 대한 시험으로 나뉜다.

2.1.3.2 현장토질시험

현장토질시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.
• 표준관입시험 - KS F 2307:2012
• 콘관입시험 - KS F 2592:2004, ASTM D 5778-07
• 점성토의 현장 베인전단시험 - KS F 2342:2016
• 공내재하시험 - ASTM D 4719-07
• 평판재하시험 - KS F 2310:2015
• 우물시험 (현장투수시험) - ASTM D 4050-96(08)

2.1.3.3 현장암반시험

현장암반시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 현장 일축압축시험에 의한 연약 암반의 변형 및 강도시험 - ASTM D 4555-10
- 불연속면의 직접전단강도 시험 - ASTM D 4554-02(06)
- 연성평판재하방법을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4395-08
- 방사상잭시험을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4506-08
- 강성평판재하방법을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4394-08
- 플랫잭(flatjack)방법을 이용한 응력 및 변형계수시험 - ASTM D 4729-08
- 수압할렬방법을 이용한 암반의 응력측정시험 - ASTM D 4645-08

3. 설계

3.1 한계상태와 저항계수

3.1.1 일반사항

(1) 한계상태에 대한 규정은 KDS 24 10 11을 따르고, 이 장에서는 하부기초와 관련된 내용을 기술한다. 교대, 교각 및 옹벽의 설계는 3.1.2에 규정한 사용한계상태에 대한 기준과 3.1.3에 규정한 극한한계상태에 대한 기준을 만족해야 한다. 교대, 교각 및 옹벽은 모든 활하중과 고정하중을 포함한 횡토압과 수압, 옹벽의 자중, 온도 및 수축 효과, 그리고 지진하중에 대하여 저항할 수 있도록 설계한다.

(2) 옹벽은 재료의 약화, 침투, 누설전류 및 기타 잠재적으로 악영향을 미치는 환경 요인들의 장기적 영향을 고려하여 전체 사용기간에 대해 설계한다. 영구 옹벽은 최소 75년의 사용기간에 대하여 설계한다. 사용기간이 36개월 이하인 옹벽은 임시구조물로 설계할 수 있다. 교대나 빌딩, 중요 시설 등 성능저하나 파괴 발생 시 그 파급효과가 심각한 구조물을 지지하는 옹벽의 경우 더 높은 안전 수준이나 장기 사용기간(즉, 100년)을 적용하는 것이 적합하다. 영구구조물은 심미적으로 아름답고 사용기간 내에 보수하지 않도록 설계한다.

3.1.2 사용한계상태

(1) 사용한계상태의 하부기초 설계 시 다음 사항들을 고려한다.

① 침하량
② 횡방향 변위량
③ 지지력
④ 전체 안정성

(2) 침하량은 주행성(Rideability)과 경제성을 고려하여 결정한다. 사면(Earth slope)의 전체 안정성에 대한 평가는 기초의 유무와 관계없이 사용하중조합- Ⅰ과 그에 적합한 저항계수에 대해서 검토한다.

(3) 교대, 교각 및 옹벽에서의 과도한 변위, 전체 안정성에 대한 검토는 사용한계상태에서 검토한다. 옹벽에 대한 허용 연직/수평 변위 기준은 옹벽의 기능, 형태, 사용기간 그리고 옹벽의 과도한 변위가 옹벽의 벽체 및 인접구조물에 미치는 영향에 근거하여 결정한다. 전체 안정성은 한계평형해석으로써 평가할 수 있다.

(4) 벽체의 연직 변위는 3.2.2.2, 3.3.2.3, 그리고 3.4.2.3에 명시된 규정에 의해 검토한다. 앵커설치 옹벽의 변형은 3.8.3의 규정에 의해 검토하고, 보강토 옹벽의 변형은 3.9.4의 규정에 의해 검토한다.

3.1.3 극한한계상태

(1) 극한한계상태의 기초 설계 시 다음 사항들을 고려한다.

① 지지력
② 접지압
③ 기초 저면의 활동
④ 횡방향 지지력
⑤ 구조적인 파괴

(2) 기초는 저항계수를 곱한 지지력이 KDS 24 12 11에 규정된 하중계수를 곱한 하중보다 작지 않도록 설계한다.

(3) 극한한계상태의 교대와 옹벽을 설계할 때 다음 사항들을 고려한다.

① 지지력
② 횡방향 활동
③ 저면 지반의 접지압
④ 앵커나 보강재의 인발
⑤ 구조적인 파괴

3.1.4 하중조합과 하중계수

교대, 교각 및 옹벽과 그 기초 그리고 기타 지보재들은 KDS 24 12 11(표 4.1-2)의 규정에 명시된 모든 적용 가능한 하중조합에 대해 설계한다.

3.1.5 저항계수

(1) 기초 종류에 따른 극한한계상태의 저항계수는 지역적으로 규정된 값이 없는 한 표 3.1-1～표 3.1-4에 제시된 값을 사용한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용한다. 표에 명시하였으나 본문에 제시되지 않은 식들은 해당 문헌을 참조한다.

(2) 엄지말뚝, 연속식 말뚝, 슬러리 트렌치 콘크리트 벽체 등의 연직 부재는 지지력 예측 시3.2,

3.3, 3.4에 명시된 규정에 맞게 확대기초 또는 깊은기초로 적용한다. 임시 구조물에 대해서는 규정된 값보다 큰 저항계수 값을 적용할 수 있다.

표 3.1-1 확대기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh 등, 2001), 점성토	0.50
		이론적방법(Munfakh 등, 2001), 사질토, CPT 사용	0.50
		이론적방법(Munfakh 등, 2001), 사질토, SPT 사용	0.45
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45
		암반위에 설치된 기초	0.45
		평판재하시험	0.55
활동	ϕ_τ	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50

표 3.1-2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

조건 / 지지력 결정 방법		저항계수
외말뚝의 연직압축저항-동역학적 해석법과 정재하시험, ϕ_{dyn}	정재하시험에 의해 항타관리기준이 검증된 경우. 동재하시험이나 보정된 파동방정식 또는 재하시험에 사용된 해머의 최소 항타저항으로서 항타관리를 수행함	아래의 표 A 참조
	교각 당 한개 이상 또는 표 B에서 제시된 횟수 이상의 말뚝에 대해서 초기 재항타시 동재하시험의 결과를 신호분석해석을 이용하여 항타관리기준을 설정한 경우. 잔여 말뚝은 상기 설정된 항타관리기준이나 동재하시험으로 항타관리를 수행함	0.65
	말뚝의 응력파 측정 없이 파동방정식해석	0.40
	FHWA 수정 Gates 공식	0.40
	Engineering News Record 공식	0.10

표 3.1-2A 현장에서 수행하는 정재하시험 횟수와 저항계수의 관계(Paikowsky 등, 2004)

현장 정재하시험 수행횟수	저항계수, ϕ		
	현장 변동성		
	낮음*	보통*	높음*
1	0.80	0.70	0.55
2	0.90	0.75	0.65
3	0.90	0.85	0.75
≥4	0.90	0.90	0.80

* 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.
i) COV < 25% : 낮음
ii) 25% ≤ COV < 40% : 보통
iii) COV ≥ 40 % : 높음

표 3.1-2B 현장에서 수행해야 하는 동재하시험 횟수(Paikowsky 등, 2004)

현장 변동성	낮음*	보통*	높음*
현장내의 말뚝 수	신호분석해석을 포함한 동재하시험 수행 횟수(초기 재항타)		
≤15	3	4	6
16~25	3	5	8
26~50	4	6	9
51~100	4	7	10
101~500	4	7	12
>500	4	7	12

* 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.
i) COV < 25% : 낮음
ii) 25% ≤ COV < 40% : 보통
iii) COV ≥ 40 % : 높음

표 3.1−2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수(계속)

조건 / 지지력결정 방법		저항계수
외말뚝의 연직압축저항력−정역학적 해석법과 정재하시험, ϕ_{stat}	주면마찰력과 선단지지: 점성토와 혼합토	
	α 방법 (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	0.35
	β 방법 (Esrig과 Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.25
	λ 방법 (Vijayvergiya와 Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.40
	정역학적 저항력공식 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 미만	0.37
	정역학적 저항력공식 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 이상	0.35
	주면마찰력과 선단지지: 사질토	
	Nordlund/Thurman 방법 (Hannigan 등, 2005)	0.45
	SPT 방법 (Meyerhof)	0.30
	SPT 방법 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 미만	0.38
	SPT 방법 (한국지반공학회, 2009): 선단부 SPT N 값 50 이상	0.29
	CPT 방법 (Schmertmann)	0.50
	암반에 선단근입된 경우(캐나다 지반공학회, 1985)	0.45
블록파괴, ϕ_{bl}	점성토	0.60
외말뚝의 인발저항력, ϕ_{up}	Nordlund 방법	0.35
	α 방법	0.25
	β 방법	0.20
	λ 방법	0.30
	SPT 방법	0.25
	CPT 방법	0.40
	재하시험	0.60
무리말뚝의 인발저항력, ϕ_{ug}	사질토와 점성토	0.50
외말뚝 또는 무리말뚝의 횡방향 저항	모든 토질과 암반	1.0
구조한계상태	강관말뚝 (KDS 24 14 31:2016(4.1.4.2) 참조) 콘크리트 말뚝 (KDS 24 14 21:2016(1.4.3.2) 참조) 본 한계상태설계법에는 목교편 생략	
말뚝의 항타 관입성 분석, ϕ_{da}	강관말뚝 (KDS 24 14 31:2016(4.1.4.2) 참조) 콘크리트 말뚝 (KDS 24 14 31:2016(4.1.4.2) 참조)	

표 3.1-3 축하중을 받는 현장타설말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
외말뚝의 연직압축 저항, ϕ_{stat}	점성토의 주면마찰력	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.45
	점성토의 선단지지력	전응력(O'Neill과 Reese, 1999)	0.40
	사질토의 주면마찰력	β 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.55
	사질토의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.50
	IGM의 주면마찰력	O'Neill과 Reese (1999)	0.60
	IGM의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.55
	암반의 주면마찰력	Horvath와 Kenney (1979) O'Neill과 Reese (1999) Carter와 Kulhawy (1988)	0.55 0.55 0.50
	암반의 선단지지력	캐나다 지반공학회 (1985) 프레셔미터 시험법 (캐나다 지반공학회, 1985) O'Neill과 Reese (1999)	0.50
	암반의 주면마찰력과 선단지지력	Carter와 Kulhawy (1988)	0.70
		AASHTO(1996)	0.51
외말뚝의 인발저항력, ϕ_{up}	점성토	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.35
	사질토	β 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.45
	암반	Horvath와 Kenney (1979) Carter와 Kulhawy (1988)	0.40
무리말뚝의 인발저항력	사질토와 점성토		0.45
블록파괴, ϕ_{bl}	점성토		0.55
외말뚝 또는 무리 말뚝의 횡방향 저항	모든 재료		1.0
정재하시험(압축), ϕ_{load}	모든 재료		표 A 참조 (단, 0.70보다 크지 않아야 함)
정재하시험(인발), ϕ_{upload}	모든 재료		0.60

표 3.1−4 영구 옹벽의 저항계수

옹벽 형식과 조건		저항계수
앵커지지 옹벽		
연직부재의 지지력		표 3.1.1~표 3.1.3 참조
연직부재의 수동저항력		1.00
앵커의 인발저항력	• 사질토 • 점성토 • 암반	0.65 0.70 0.50
앵커의 인발저항력	• 검증시험 수행한 곳	1.0
앵커 인장재의 인장저항력	• 연강 (e.g. ASTM A 615) • 고강도 강재 (e.g. ASTM A 722)	0.90 0.80
수직부재의 휨 능력		0.90
보강토 옹벽		
지지력		표 3.1.1~3 참조
활동		표 3.1.1~3 참조
금속 보강재와 연결부의 인발저항력	띠 보강재 • 정재하 • 복합 정재하/지진 하중 격자 보강재 • 정재하 • 복합 정재하/지진 하중	 0.75 1.00 0.65 0.85
화학섬유 보강재와 연결부의 인발저항력	• 정재하 • 복합 정재하/지진 하중	0.90 1.20
인장보강재의 인발저항력	• 정재하 • 복합 정재하/지진 하중	0.90 1.20
기성 모듈식 옹벽		
지지력		3.1 참조
활동		3.1 참조
수동저항력		3.1 참조

3.1.6 극단상황한계상태

기초, 교대, 교각 및 옹벽구조물과 그 기초, 기타 지보재들은 KDS 24 12 11(표 4.1-2)의 규정에 제시된 적용 가능한 모든 하중 조합들을 검토해야 한다. 별도의 규정이 없는 한 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 1.0의 값을 적용할 수 있다.

3.2 확대기초

3.2.1 일반적인 고려사항

3.2.1.1 일반사항

3.2의 규정들은 독립기초와 일부 복합기초를 설계하는 데 적용한다. 매립지반에 설치되는 기초

는 특별히 주의한다. 기초 하부의 압력은 가급적 균등하게 분포하도록 설계한다. 흙 압력(Soil pressure)의 분포는 흙 또는 암, 그리고 구조물의 특성에 따라 달라지며, 토질역학 및 암석역학적 원리들과 일치해야 한다.

3.2.1.2 깊이

(1) 기초의 깊이는 기초 재료의 특성과 침식 가능성을 고려하여 결정한다. 기초가 흐르는 물 속에 위치한 경우에는 예상 최대세굴깊이보다 최소한 600 mm 아래에 설치해야 한다.

(2) 흐르는 물에 노출되지 않는 기초는(또는 영향을 받지 않는 기초는) 동결선 아래 단단한 지반 위에 설치하거나 또는 대책공법(동결되기 쉬운 재료를 굴착해 내고 동결되지 않는 재료로 치환하는 등)을 적용한 후에 설치해야 한다. 사석, 교대 뒤채움시에는 파이핑 방지를 위해 토목섬유(Geosynthetics)를 사용하거나 입도를 조정한 사질토 필터를 사용해야 한다.

3.2.1.3 앵커

기초가 경사지고 매끄러운 암반 표면에 설치되거나 상재하중에 의해 구속되지 않은 경우에는 록앵커, 록볼트, 다우얼(Dowel), 키(Key) 또는 다른 적절한 공법으로 정착시킨다. 암 제거를 위해 발파작업이 필요한 곳에 설치되는 폭이 넓은 기초의 경우 얕은 키를 설치하는 방법은 피해야 한다.

3.2.1.4 지하수

설계 지하수위는 예상 최고수위로 한다. 흙, 암반의 지지력 및 구조물의 침하에 대한 지하수위 영향을 고려해야 하며 침투압 발생 시에는 해석에 이를 반영한다.

3.2.1.5 양압력

양압력을 받는 기초는 인발저항력과 구조적 강도 모두에 대하여 그 영향을 조사한다.

3.2.1.6 인접 구조물

기존 구조물 근처에 기초를 설치해야 할 경우에는 구조물이 기초 거동에 미치는 영향과 기초가 구조물에 미치는 영향을 조사해야 한다.

3.2.2 사용한계상태의 변위와 지지력

3.2.2.1 일반사항

사용한계상태에서 기초의 연직침하와 횡방향 변위를 모두 조사해야 한다. 횡방향 변위를 조사해야 하는 경우는 다음과 같다.

(1) 수평 또는 경사하중이 작용할 때
(2) 성토 사면위에 기초를 설치할 때

(3) 침식 또는 세굴로 인하여 기초의 지지력 손실이 발생할 수 있을 때
(4) 지지층의 경사가 심할 때

3.2.2.2 변위

(1) 일반사항

구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 그리고 실용성 차원의 변위 한도에 따라 침하량과 횡방향 변위량의 기준을 설정한다. 경험적인 방법과 해석적인 방법 또는 두 방법 모두를 고려하여 허용변위 기준을 제시해야 한다.

(2) 하중

① KDS 24 12 11에 제시한 사용하중조합-Ⅰ을 사용하여 즉시침하량을 결정한다. 점성토의 시간에 따른 침하량은 영구적인 하중만을 사용하여 결정한다.

② 교대 배면 성토에 의한 침하도 조사해야 한다. 지진활동지역에서는 사질토에 설치되는 기초의 진동하중에 의한 침하 가능성을 고려해야 한다.

(3) 침하 해석

① 일반사항

실내시험결과나 현장시험결과에 근거한 변형 해석을 통해 기초의 침하를 산정한다. 해석에 이용되는 제반 지반정수는 지반의 응력이력, 시공 순서, 지층 영향 등을 고려하여 산정한다. 시간 의존적 영향을 포함한 총 침하량과 부등침하량 모두를 고려해야 한다.

탄성, 압밀 그리고 이차압축침하를 모두 합친 총 침하량(S_t)은 다음과 같다.

$$S_t = S_e + S_c + S_s \qquad (3.2\text{-}1)$$

여기서, S_e = 즉시(탄성)침하량(mm)
S_c = 압밀침하량(mm)
S_s = 이차압축침하량(mm)

성토 하중이나 수평 그리고/또는 편심 하중, 사질토의 기초에 작용하는 동적인 활하중이나 지진으로 인한 진동하중 등과 같은 요소들도 적절하게 고려되어야 한다. 원(혹은 정사각형)이나 $L > 5B$인 긴 직사각형 기초의 아래에서 증가하는 연직 하중의 분포는 그림 3.2-1을 사용하여 구할 수 있다.

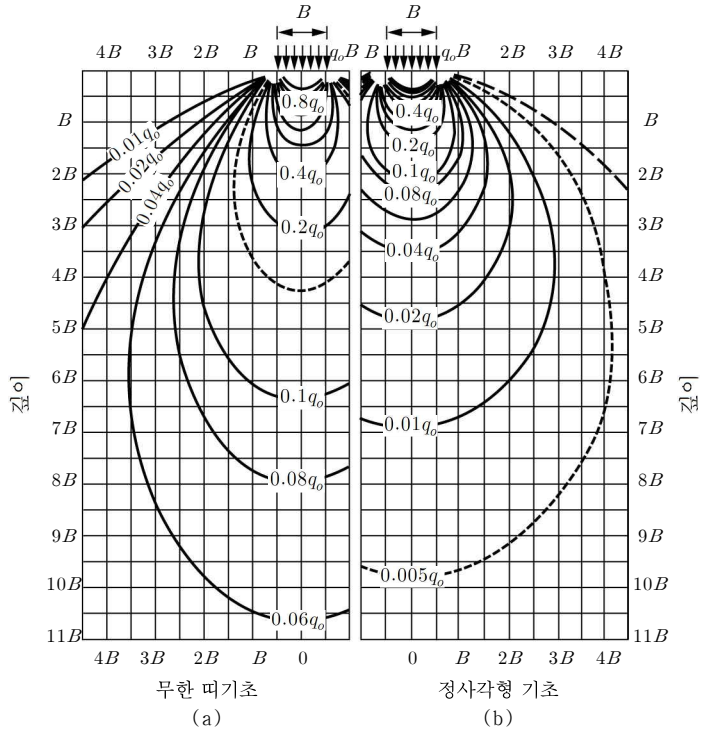


그림 3.2-1 정사각형 기초의 Boussinesq 연직응력 분포 (Sowers, 1979)

② 사질토에 놓인 기초의 침하

사질토 위의 기초 침하량은 경험적인 방법이나 탄성이론을 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 기초의 탄성침하는 다음의 식을 사용하여 구할 수 있다.

$$S_e = \frac{[q_o(1-\nu^2)\sqrt{A}]}{E_s \beta_z} \qquad (3.2\text{-}2)$$

여기서, q_o = 하중강도(MPa)

A = 기초면적(mm2)

E_s = 실내시험결과 대신 표 3.2-1에 제시된 탄성계수(MPa)

β_z = 표 3.2.2에 제시된 형상계수

ν = 포아송 비, 현장이나 실내시험을 수행하지 않은 경우 표 3.2-1의 값 사용

E_s가 깊이에 따라 크게 변하지 않는 한, E_s는 기초 아래에서 기초폭의 1/2나 2/3 정도의 깊이에서 결정되어야 한다. 만일 지반 탄성계수가 깊이에 따라 크게 변한다면 E_s의 가중 평균을 사용할 수도 있다. 표 3.2-1에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

N = 표준관입시험(SPT) 값

N_1 = 깊이에 따른 SPT 수정값

S_u = 비배수 전단강도(MPa)

q_c = 콘 관입저항력(MPa)

표 3.2-1 미 해군성(1982)과 Bowles(1988) 이후에 수정된 다양한 흙에 대한 탄성계수

흙의 종류	값의 전형적인 범위	포아송 비	N값을 이용한 E_s의 산정	
	탄성계수, E_s(MPa)	ν	흙의 종류	E_s(MPa)
점성토: 부드럽고 민감 중간정도 굳거나 굳음 매우 굳음	2.4~15 15~50 50~100	0.4~0.5 (비배수)	실트, 사질토질 실트, 약간의 점착력 혼합토 매우 가늘거나 중간정도의 사질토와 약간의 실트질 사질토 굵은 사질토와 약간의 자갈이 섞인 사질토 사질토질의 자갈과 자갈	$0.4N_1$ $0.7N_1$ $1.0N_1$ $1.1N_1$
황토 실트	15~60 2~20	0.1~0.3 0.3~0.35	사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
가는 사질토: 느슨 중간 조밀	 7.5~10 10~20 20~25	0.25	S_u을 이용한 E_s의 산정	
사질토: 느슨 중간 조밀	 10~25 25`~50 50~75	0.20~0.35 0.30~0.40	부드럽고 민감한 점성토 중간정도 굳거나 굳은 점성토 매우 굳은 점성토	$400S_u$~$1000S_u$ $1500S_u$~$2400S_u$ $3000S_u$~$4000S_u$
자갈: 느슨 중간 조밀	 25~75 75~100 100~200	0.2~0.35 0.3~0.4	q_c을 이용한 E_s의 산정	
			사질토질의 흙	$4q_c$

표 3.2-2 강성에 따른 형상계수(EPRI, 1983)

L/B	연성, β_z (평균)	강성, β_z
원형	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

③ 점성토에 놓인 기초의 침하

가. 단단한 점성토에 놓인 기초의 탄성침하량은 식 (3.2-2)로 구한다. 점성토 위에 있는 기초에 대해서는 탄성침하량 외에도 압밀침하량을 산정해야 한다. 소성이 큰 점성토나

유기질 점성토에서는 이차압축침하량이 중요하므로 침하 해석 시에 이를 포함시켜야 한다.

나. 실내시험결과를 간극비(e)로 표시할 때, 완전히 포화되었거나 거의 포화된 점성토에 놓인 기초의 압밀침하량은 다음과 같다.

(가) 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_{cr}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \quad (3.2\text{-}3)$$

(나) 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_c\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \quad (3.2\text{-}4)$$

(다) 미압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1+e_o)}\right]\left[C_c\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}}\right)\right] \quad (3.2\text{-}5)$$

다. 실내시험결과를 연직변형률(ϵ_v)로 표시할 때, 압밀침하량은 다음과 같다.

(가) 과압밀 점성토 (즉 $\sigma_p{}' > \sigma_o{}'$)

$$S_c = H_c\left[C_{r\epsilon}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_{c\epsilon}\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right] \quad (3.2\text{-}6)$$

(나) 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma_p{}' = \sigma_o{}'$)

$$S_c = H_c\, C_{c\epsilon}\log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \quad (3.2\text{-}7)$$

(다) 미압밀 점성토 (즉 $\sigma_p{}' < \sigma_o{}'$)

$$S_c = H_c\, C_{c\epsilon}\log\frac{\sigma_f{}'}{\sigma_{pc}{}'} \quad (3.2\text{-}8)$$

여기서, H_c = 압축성 토층 초기두께(mm)

e_o = 초기 연직유효응력에서 간극비

C_{cr} = 그림 3.2-2에서 정의된 재압축지수

C_c = 그림 3.2-2에서 정의된 압축지수

$C_{c\epsilon}$ = 그림 3.2-3에서 정의된 압축지수

$C_{r\epsilon}$ = 그림 3.2-3에서 정의된 재압축지수

$\sigma_p{}'$ = 기초 아래 압밀층의 중간 깊이의 과거 최대 유효연직응력

$\sigma_o{}'$ = 기초 아래 압밀층의 중간 깊이의 초기 유효연직응력

$\sigma_f{}'$ = 기초 아래 압밀층의 중간 깊이의 최종 유효연직응력

$\sigma_{pc}{}'$ = 지반의 현재 연직유효응력, 단 기초의 무게로 인한 추가적인 응력은 포함시키지 않음



그림 3.2−2 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 − 간극비 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

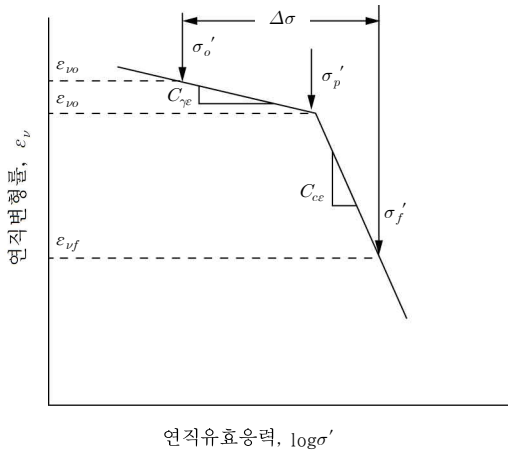


그림 3.2-3 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 연직변형률 대 연직유효응력 (EPRI, 1983)

라. 압축성 층의 두께보다 기초의 폭이 상대적으로 작을 경우에는 다음과 같이 3차원 하중 효과를 고려해야 한다.

$$S_{c(3-D)} = \mu_c \, S_{c(1-D)} \qquad (3.2\text{-}9)$$

여기서, μ_c = 그림 3.2-4에서 정의된 감소계수

$S_{c(1-D)}$ = 1차원 압밀침하량(mm)

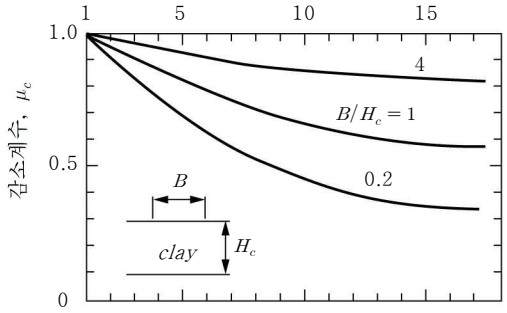


그림 3.2−4 3차원 압밀침하 효과를 고려한 감소계수(EPRI, 1983)

마. 1차원 압밀침하량이 원하는 압밀도에 도달하는 데 걸리는 시간(t)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \qquad (3.2\text{-}10)$$

여기서, T = 그림 3.2-5에서 정의된 시간계수

H_d = 압축성 층의 최대 배수길이(mm)

c_v = 불교란시료를 이용한 실내 압밀시험의 결과 혹은 피에조미터나 피에조콘을 이용하여 현장에서 구한 압밀계수($mm^2/yr.$)

바. 점성토에서 기초의 이차압축침하량은 다음과 같이 산정한다.

$$S_s = C_{ae} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \qquad (3.2\text{-}11)$$

여기서, t_1 = 이차압축침하가 시작되는 시간, 보통 평균압밀도 90%에 도달한 시간(yr.)

t_2 = 구조물의 사용 수명을 대표하는 임의의 시간(yr.)

C_{ae} = 불교란시료의 실내압밀시험의 결과로 구한 이차압축 침하계수

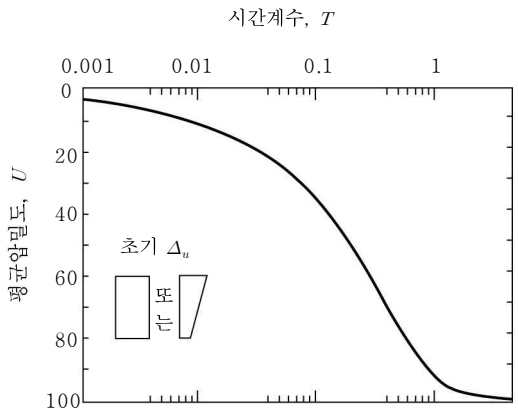


그림 3.2−5 시간계수 T에 대한 압밀도(EPRI, 1983)

④ 암반에 놓인 기초의 침하

가. 양호한 암반에 기초가 놓여 있고 3.2.3.2(2)에 근거하여 설계를 한 경우에 탄성침하량은 일반적으로 12.7 mm 보다 작다고 가정할 수 있다. 이 정도의 탄성침하를 허용할 수 없거나 또는 암반의 상태가 양호하지 못한 경우에는 암반의 특성을 바탕으로 한 침하량 분석을 수행해야 한다.

나. 암반이 파쇄되어 있거나 절리가 발달하여 양호한 암반 조건을 충족시키지 못하다면 암반의 종류, 불연속면의 상태, 풍화 정도 등이 침하분석에 고려되어야 한다. 파쇄 되어있거나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 탄성침하량은 다음과 같다.

(가) 원형(혹은 정사각형) 기초

$$\rho = q_o(1-\nu^2)\frac{rI_p}{E_m} \qquad (3.2\text{-}12)$$

여기서,

$$I_p = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z} \qquad (3.2\text{-}13)$$

(나) 직사각형 기초

$$\rho = q_o(1-\nu^2)\frac{BI_p}{E_m} \qquad (3.2\text{-}14)$$

여기서,

$$I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_z} \qquad (3.2\text{-}15)$$

여기서, q_0 = 재하면적 바닥의 연직응력(MPa)

ν = 포아송 비

r = 원형 기초의 반지름 또는 정사각형 기초의 B/2(mm)

I_p = 기초의 강성과 치수(dimension)를 고려한 영향계수

E_m = 암반의 변형계수(MPa)

β_z = 기초의 모양과 강성에 관한 계수

다. 강성기초의 경우 I_p는 표 3.2-2에 제시된 β_z를 이용하여 구할 수 있다. 실내시험결과를 이용할 수 없다면, 암반의 종류에 따른 전형적인 포아송 비(ν)를 표 3.2-3에서 구한다. 암반의 변형계수인 E_m은 현장시험과 실내시험의 결과를 바탕으로 결정되어야 한다. 또는 E_m은 암질지수(RQD)로부터 계산된 암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수 α_E와 일축압축시험으로부터 구한 신선암의 탄성계수 E_0를 곱하여 다음과 같이 구할

수 있다(Gardner, 1987).

$$E_m = \alpha_E E_0 \qquad (3.2.16)$$

여기서,

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \qquad (3.2.17)$$

라. 예비설계 단계 혹은 시공 현장의 시험결과를 이용할 수 없을 경우에는 표 3.2-4를 이용하여 E_0을 구할 수 있다. 그리고 예비분석 단계나 현장시험결과 없이 최종설계를 수행할 때에는 α_E를 0.15로 가정하고 E_m을 구한다. 얇은 연약 층이 끼어 있는 암반의 압밀침하와 이차압축침하량은 3.2.2.2(3)③에 규정된 방법을 적용하여 계산할 수 있다.

표 3.2-3 신선암(intact rock)의 포아송 비(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	포아송비, ν			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
반려암	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
휘록암	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
현무암	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
석영암	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
대리석	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
편마암	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
편암	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
사암	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
실트암	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
셰일	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
석회암	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
백운암	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

표 3.2-4 신선암(intact rock)의 탄성계수(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	탄성계수, E_0 ($MPa \times 10^3$)			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	26	26	100.0	6.410	52.70	24.48
섬록암	3	3	112.0	17.100	51.40	42.68
반려암	3	3	84.1	67.60	75.80	6.69
휘록암	7	7	104.0	69.000	88.30	12.27
현무암	12	12	84.1	29.000	56.10	17.93
석영암	7	7	88.3	36.500	66.10	16.00
대리석	14	13	73.8	4.000	42.60	17.17
편마암	13	13	82.1	28.500	61.10	15.93
점판암	11	2	26.1	2.410	9.58	6.62
편암	13	12	69.0	5.930	34.30	21.93
천매암	3	3	17.3	8.620	11.80	3.93
사암	27	19	39.2	0.620	14.70	8.20
실트암	5	5	32.8	2.620	16.50	11.38
셰일	30	14	38.6	0.007	9.79	10.00
석회암	30	30	89.6	4.480	39.30	25.72
백운암	17	16	78.6	5.720	29.10	23.72

(4) 전체 안정성 평가

전체 안정성은 KDS 24 12 11의 규정에 따라 사용한계상태에서 평가한다.

3.2.2.3 사용한계상태의 지지력

(1) 지지력에 대한 추정값

추정값의 사용은 교량 부지나 그 인근 지역의 지질 상태에 근거해야 한다.

(2) 지지력을 결정하기 위한 반경험적 방법

암반의 지지력은 암반분류시스템, RMR 등의 상관성을 사용하여 경험적으로 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때에는 해당 지역의 경험이 반영되어야 한다. 추정지지력이 암석의 일축압축강도와 기초 콘크리트의 공칭저항력 중 어느 하나보다 크다면, 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 공칭저항력 중에서 작은 값을 추정지지력으로 한다. 콘크리트의 공칭저항력은 0.3 f_c'으로 간주할 수 있다.

3.2.3 극한한계상태의 지지력

3.2.3.1 지지력

(1) 일반사항

지지력은 기초 위치에서 가장 높이 예상되는 지하수위를 사용하여 결정해야 한다. 극한한계상태에서 감소된 지지력 q_R은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult} \quad (3.2\text{-}18)$$

여기서 ϕ = 3.1.5에서 규정된 저항계수.
$q_n = q_{ult}$ = 공칭지지력(MPa).

기초가 편심하중을 받을 때에는 지지력에 관련된 모든 공식, 표 및 그림에 표기된 L과 B 대신 3.2.3.1(5)에 규정된 L'과 B'을 사용해야 한다.

(2) 이론적 계산

① 일반사항

실측된 지반정수를 가지고 객관성 있는 토질역학이론을 사용하여 공칭지지력을 계산해야 한다. 공칭지지력 해석에 사용되는 지반정수는 주어진 지반조건과 설계하중 하에서 발휘될 수 있는 흙의 전단강도를 나타내는 것이어야 한다. 사질토 위에 있는 기초의 공칭지지력은 흙의 배수강도정수를 사용하여 유효응력해석 방법으로 계산해야 한다. 점성토 위에 있는 기초의 공칭지지력은 흙의 비배수강도정수를 사용하여 전응력 해석방법으로 계산해야 한다. 점성토가 시간에 따라서 연약해지거나 강도가 떨어지는 경우에는 영구하중조건에 대하여 배수전단강도를 사용하여 유효응력해석 방법으로 지반의 지지력을 계산해야 한다. 다져진 지반 위에 있는 기초에 대해서는 전응력 또는 유효응력해석 중에서 보다 보수적인 방법을 사용하여 공칭지지력을 계산해야 한다. 점성토 및 다져진 지반의 공칭지지력을 유효응력해석으로 산정할 필요가 있는 경우 식 (3.2-22)를 적용한다.

국부전단파괴나 관입전단파괴가 발생한 경우 공칭지지력은 식 (3.2-19)와 식 (3.2-20)으로 규정된 감소된 강도정수 c^*, ϕ^*를 사용하여 산정한다(Terzaghi, 1943).

$$c^* = 0.67c \quad (3.2.19)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67\tan\phi) \quad (3.2.20)$$

여기서, c^* = 관입전단파괴의 감소된 점착력(MPa)
ϕ^* = 관입전단파괴의 감소된 유효 내부마찰각(°)

기초 바닥으로부터 H_{CRIT}보다 가까운 거리 내에 전단강도가 다른 층이 존재할 경우 지반의 지지력은 다음에 제시된 이층으로 구성된 지반에 대한 지침에 근거하여 산정한다.

H_{CRIT}는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$H_{CRIT} = \frac{3B\ln\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}{2(1+\frac{B}{L})} \qquad (3.2\text{-}21)$$

여기서, q_1= 위층이 무한히 두껍다는 가정 아래 2층 구조 지반의 위층이 지지하는 기초의 극한지지력(MPa)

q_2= 2층 구조 지반의 아래층 표면에 의해서 지지되는 실제 기초와 모양과 크기가 같은 가상기초의 극한지지력(MPa)

바닥면이 기울어진 기초를 시공하는 것은 가능하면 피해야 한다. 만약 이것이 불가피하다면 이 지침에 따라 산정된 공칭지지력을 문헌에 근거하여 용인될 수 있는 수정법에 의해 조금 더 감소시켜야 한다.

② 포화 점성토

가. 비배수 전단강도로부터 결정된 포화된 점성토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = c\,N_{cm} + \gamma\,D_f\,N_{qm} \times 10^{-5}\ (\text{MPa}) \qquad (3.2\text{-}22)$$

여기서, $c = S_u$ = 비배수 전단강도(MPa)

N_{cm}, N_{qm} = 기초형상, 근입깊이, 흙의 압축성, 경사하중의 함수인 수정지지력계수

γ = 점성토의 전체단위중량 즉, 습윤단위중량(kN/m^3)

D_f = 기초의 근입깊이(m)

나. 지지력계수인 N_{cm}과 N_{qm}은 다음과 같다.

(가) $D_f/B \le 2.5$, $B/L \le 1$, $H/V \le 0.4$일 때

$$N_{cm} = N_c[1+0.2(D_f/B)][1+0.2(B/L)][1-1.3(H/V)] \qquad (3.2\text{-}23)$$

(나) $D_f/B \ge 2.5$, $H/V \le 0.4$일 때

$$N_{cm} = N_c[1+0.2(B/L)][1-1.3(H/V)] \qquad (3.2\text{-}24)$$

여기서, N_c = 5.0 = 비교적 평평한 지반, 식 (3.2-23)에 사용

= 7.5 = 비교적 평평한 지반, 식 (3.2-24)에 사용

= 그림 3.2-6의 N_{cq} : 경사 지반 위 또는 근처에 경사 지반이 있을 때

N_{qm}= 1.0 : 비교적 평평한 지반의 포화된 점성토

= 0.0 : 경사 지반 위 또는 근처에 경사 지반이 있을 때

B = 기초의 폭(mm)

L = 기초 길이(mm)

H = 실제 수평하중(N)

V = 실제 연직하중(N)

다. 그림 3.2-6에서 안정계수, N_s는 다음과 같다.

(가) $B < H_s$일 때

$$N_s = 0 \tag{3.2-25}$$

(나) $B \geq H_s$일 때

$$N_s = (g\gamma H_s / c) \times 10^{-9} \tag{3.2-26}$$

여기서, H_s = 경사면의 높이(mm)

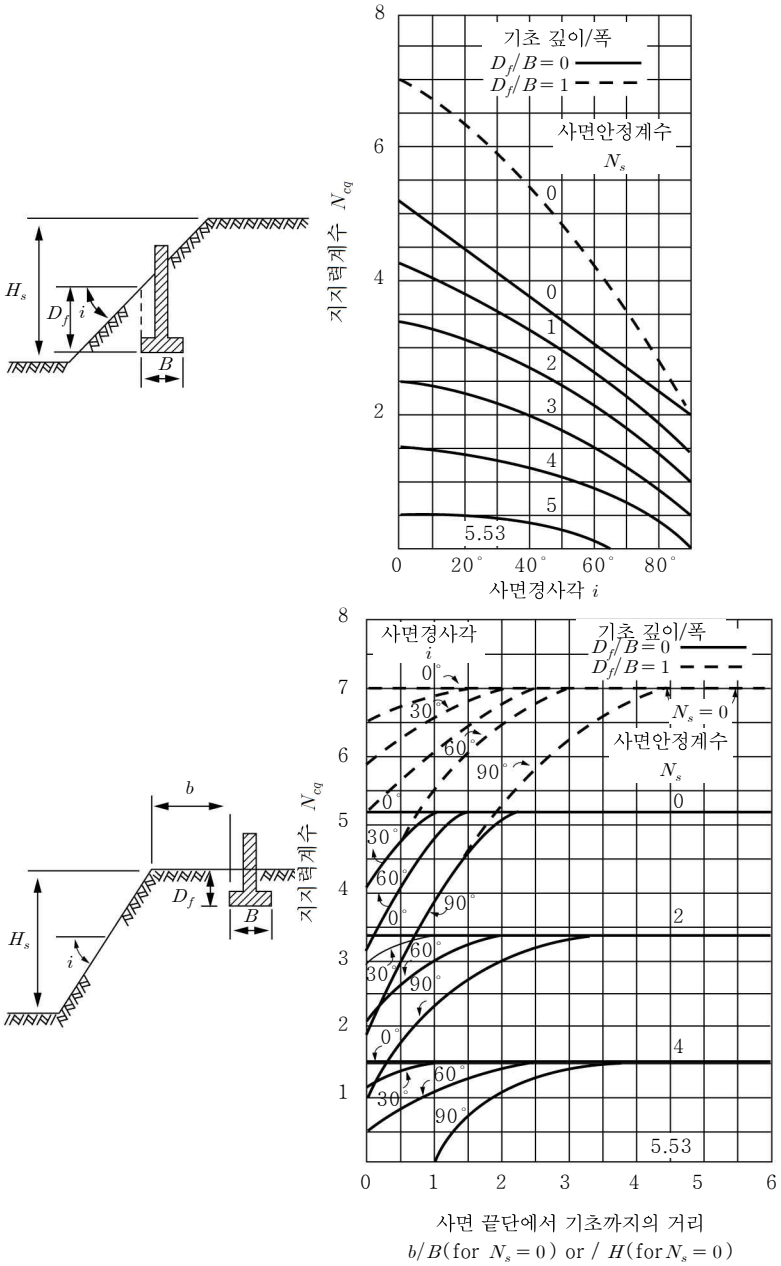


그림 3.2-6 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한 점성토 위 기초의 수정 지지력 계수(Meyerhof, 1957)

라. 2층으로 구성된 점성토의 기초에 비배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (3.2-22)를 이용하여 구할 수 있는데 식에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

c_1 = 그림 3.2-8에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)

$N_{cm} = N_m$, 아래에 서술한 지지력계수

$N_{qm} = 1.0$

마. 지지층이 단단한 점성토 위에 있으면 N_m은 그림 3.2-8에 제시된 값을 사용한다. 지지층이 연약한 점성토 위에 있으면 N_m은 다음과 같다.

$$N_m = (\frac{1}{\beta_m} + \kappa s_c N_c) \leq s_c N_c \qquad (3.2\text{-}27)$$

여기서,

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \qquad (3.2\text{-}28)$$

$\kappa = c_2/c_1$

c_1= 상부층의 전단강도(MPa)

c_2= 하부층의 전단강도(MPa)

H_{s2}= 기초 바닥면에서 두 번째 층 상부까지의 거리(mm)

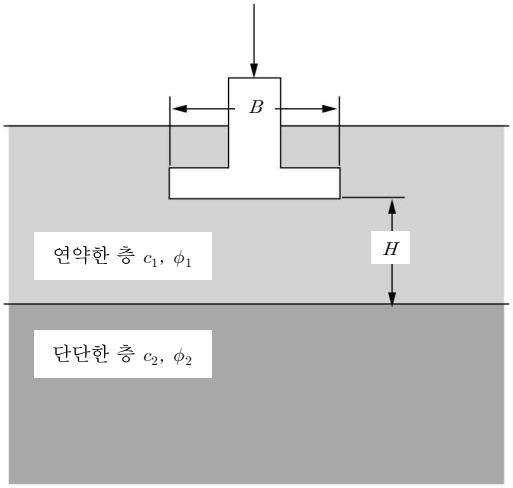
s_c= 1.0 : 연속 기초

$= 1 + \frac{B}{L}(\frac{N_{qm}}{N_c})$: $L < 5B$인 직사각형 기초 (3.2-29)

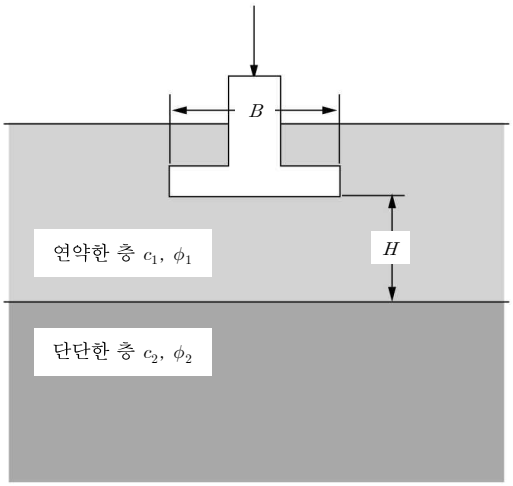
여기서, N_c = 지지력계수

N_{qm} = 수정 지지력 계수

2층으로 구성된 점성토의 기초에 배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (3.2-33)을 이용하여 구한다.



(a)



(b)

그림 3.2-7 2층으로 구성된 지반

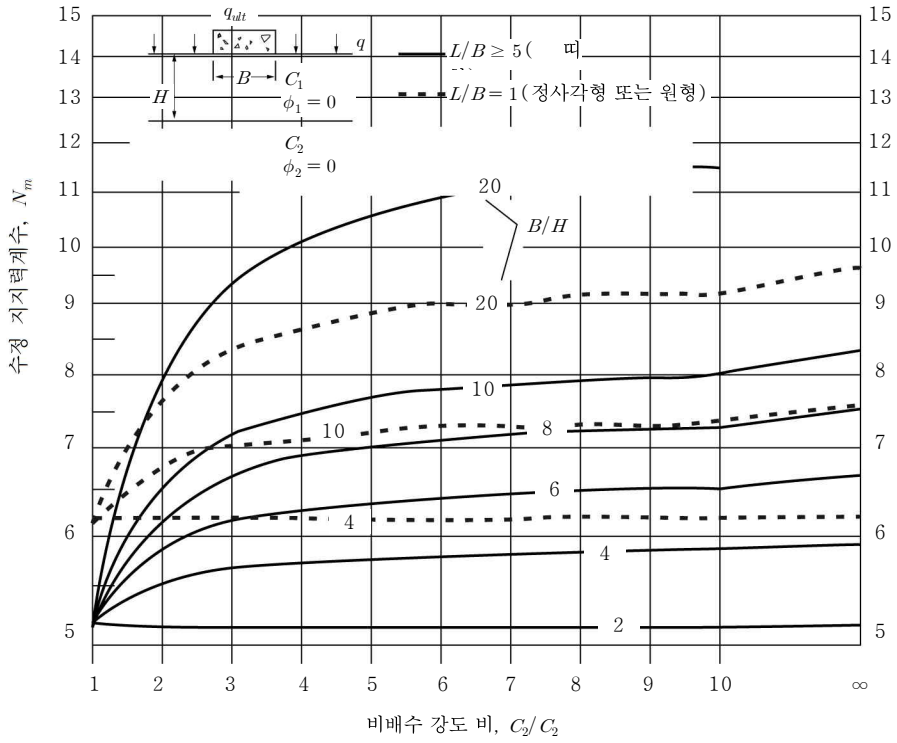


그림 3.2-8 연약층이 단단한 층 위에 놓인 점성토의 수정 지지력 계수(EPRI, 1983)

③사질토

가. 모래나 자갈지반과 같은 사질토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 0.5\, g\, \gamma\, B\, C_{w1}\, N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g\, \gamma\, C_{w2}\, D_f\, N_{qm} \times 10^{-9} \text{(MPa)} \qquad (3.2\text{-}30)$$

여기서, D_f = 기초 깊이(mm)

γ = 사질토 또는 자갈의 전체단위중량, 즉 습윤단위중량(kN/m^3)

B = 기초 폭(mm)

C_{w1}, C_{w2} = D_w의 함수로 표 3.2-5에 제시된 계수들

D_w = 지표면으로부터 측정한 지하수위

$N_{\gamma m}$ = 지반공학적 수정 지지력계수

표 3.2-5 여러 가지 지하수위에 대한 C_{w1}, C_{w2} 계수

D_w	C_{w1}	C_{w2}
0.0	0.5	0.5
D_f	0.5	1.0
$1.5B + D_f$	1.0	1.0

나. 지하수위가 표 3.2-5에 제시된 위치의 중간에 존재할 경우에는 보간법에 의해 C_{w1}과 C_{w2}의 값을 결정해야 한다. 지지력계수, $N_{\gamma m}$, N_{qm}은 다음과 같다.

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma}\, s_{\gamma}\, c_{\gamma}\, i_{\gamma} \qquad (3.2\text{-}31)$$

$$N_{qm} = N_{q}\, s_{q}\, c_{q}\, i_{q}\, d_{q} \qquad (3.2\text{-}32)$$

여기서, N_{γ} = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 3.2-6에 제시된 지지력계수
= 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초에 대하여 그림 3.2-9에 제시된 $N_{\gamma q}$
N_{q} = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 3.2-6에 제시된 지지력계수
= 0.0 : 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초
s_{q}, s_{γ} = 표 3.2-7과 표 3.2-8에 제시된 형상계수
c_{q}, c_{γ} = 표 3.2-9와 표 3.2-10에 제시된 흙의 압축계수
i_{q}, i_{γ} = 표 3.2-11과 표 3.2-12에 제시된 하중경사계수
d_{p} = 표 3.2-13에 제시된 깊이계수

다. 다음의 해석법을 적용한다.

(가) 표 3.2-9와 표 3.2-10에서 q는 기초 깊이에서 초기의 유효연직응력이다. 즉, 수압이 보정된 굴착 전의 기초 바닥의 연직응력이다.

(나) 표 3.2-11과 표 3.2-12에서 H와 V는 각각 실제 수평응력, 실제 연직응력이다.

(다) 표 3.2-13의 d_{q}는 기초 바닥면 위의 지반이 기초 아래의 지반처럼 양호하다면 사용할 수 있다. 지반이 연약하면 $d_{q} = 1.0$을 사용한다.

표 3.2-6 사질토 위 기초의 지지력계수 N_{γ}, N_{q}(Barker 등, 1991)

마찰각, ϕ_{f}(°)	N_{γ}	N_{q}
28	17	15
30	22	18
32	30	23
34	41	29
36	58	38
38	78	49
40	110	64
42	155	85
44	225	115
46	330	160

표 3.2-7 사질토 위 기초의 형상계수 s_q(Barker 등, 1991)

마찰각, ϕ_f(°)	s_q			
	$L/B=1$	$L/B=2$	$L/B=5$	$L/B=10$
28	1.53	1.27	1.11	1.05
30	1.58	1.29	1.11	1.06
32	1.62	1.31	1.12	1.06
34	1.67	1.34	1.13	1.07
36	1.73	1.36	1.14	1.07
38	1.78	1.39	1.16	1.08
40	1.84	1.42	1.17	1.08
42	1.90	1.45	1.18	1.09
44	1.96	1.48	1.19	1.10
46	2.03	1.52	1.21	1.10

표 3.2-8 사질토 위 기초의 형상계수 s_γ(Barker 등, 1991)

L/B	s_γ
1	0.60
2	0.80
5	0.92
10	0.96

표 3.2-9 사질토 위 정사각형 기초의 압축계수 c_γ, c_q(Barker 등, 1991)

상대밀도, D_r(%)	마찰각, ϕ_f(°)	$c_\gamma = c_q$			
		$q=0.024$ MPa	$q=0.048$ MPa	$q=0.096$ MPa	$q=0.192$ MPa
20	28	1.00	1.00	0.92	0.89
30	32	1.00	1.00	0.85	0.77
40	35	1.00	0.97	0.82	0.75
50	37	1.00	0.96	0.81	0.73
60	40	1.00	0.86	0.72	0.65
70	42	0.96	0.80	0.66	0.60
80	45	0.79	0.66	0.54	0.48
90	50	0.52	0.42	0.35	0.31

표 3.2-10 사질토 위 띠 기초의 압축계수 c_γ, c_q(Barker 등, 1991)

상대밀도, D_r(%)	마찰각, ϕ_f(°)	$c_\gamma = c_q$			
		$q = 0.024$ *MPa*	$q = 0.048$ *MPa*	$q = 0.096$ *MPa*	$q = 0.192$ *MPa*
20	28	0.85	0.75	0.65	0.60
30	32	0.80	0.68	0.58	0.53
40	35	0.76	0.64	0.54	0.49
50	37	0.73	0.61	0.52	0.47
60	40	0.62	0.52	0.43	0.39
70	42	0.56	0.47	0.39	0.35
80	45	0.44	0.36	0.30	0.27
90	50	0.25	0.21	0.17	0.15

표 3.2-11 기초 폭 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ, i_q(Barker 등, 1991)

H/V	i_γ			i_q		
	띠	$L/B = 2$	정사각형	띠	$L/B = 2$	정사각형
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	0.73	0.76	0.77	0.81	0.84	0.85
0.15	0.61	0.65	0.67	0.72	0.76	0.78
0.20	0.51	0.55	0.57	0.64	0.69	0.72
0.25	0.42	0.46	0.49	0.56	0.62	0.65
0.30	0.34	0.39	0.41	0.49	0.55	0.59
0.35	0.27	0.32	0.34	0.42	0.49	0.52
0.40	0.22	0.26	0.28	0.36	0.43	0.46
0.45	0.17	0.20	0.22	0.30	0.37	0.41
0.50	0.13	0.16	0.18	0.25	0.31	0.35
0.55	0.09	0.12	0.14	0.20	0.26	0.30
0.60	0.06	0.09	0.10	0.16	0.22	0.25
0.65	0.04	0.06	0.07	0.12	0.17	0.21
0.70	0.03	0.04	0.05	0.09	0.13	0.16

표 3.2-12 기초 길이 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ, i_q(Barker 등, 1991)

H/V	i_γ			i_q		
	띠	$L/B=2$	정사각형	띠	$L/B=2$	정사각형
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	0.81	0.78	0.77	0.90	0.87	0.85
0.15	0.72	0.68	0.67	0.85	0.81	0.78
0.20	0.64	0.59	0.57	0.80	0.74	0.72
0.25	0.56	0.51	0.49	0.75	0.68	0.65
0.30	0.49	0.44	0.41	0.70	0.62	0.59
0.35	0.42	0.37	0.34	0.65	0.56	0.52
0.40	0.36	0.30	0.28	0.60	0.51	0.46
0.45	0.30	0.25	0.22	0.55	0.45	0.41
0.50	0.25	0.20	0.18	0.50	0.40	0.35
0.55	0.20	0.16	0.14	0.45	0.34	0.30
0.60	0.16	0.12	0.10	0.40	0.29	0.25
0.65	0.12	0.09	0.07	0.35	0.25	0.21
0.70	0.09	0.06	0.05	0.30	0.20	0.16

표 3.2-13 사질토의 깊이계수 d_q(Barker 등, 1991)

마찰각, ϕ_f(°)	D_f/B	d_q
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

라. 2층으로 구성된 점성토의 기초에 배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_u = [q_2 + (\frac{1}{K})c'_1 \cot\phi'_1]e^{2[1+(\frac{B}{L})]K\tan\phi'_1(\frac{H}{B})} - (\frac{1}{K})c'_1\cot\phi'_1 \quad (3.2\text{-}33)$$

여기서,

$$K = \frac{1-\sin^2\phi'_1}{1+\sin^2\phi'_1} \quad (3.2\text{-}34)$$

여기서, c_1 = 그림 3.2-8에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)

q_2 = 2층구조 지반의 아래층에 의해서 지지되는 실제 기초와 모양과 크기가 같은 가상 기초의 극한지지력(MPa)

ϕ'_1 = 상부층의 유효 내부마찰각(°)

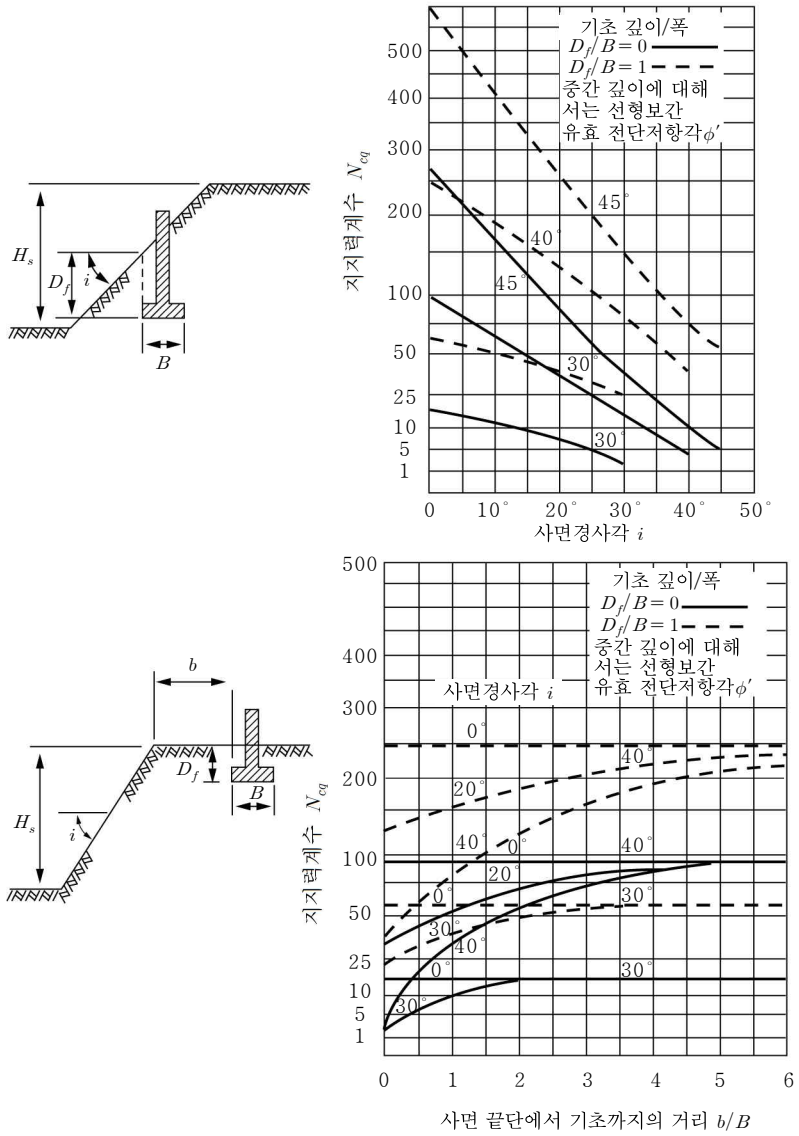


그림 3.2−9 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한 사질토 위 기초의 수정 지지력 계수(Meyerhof, 1957)

(3) 반경험적 방법

① 일반사항

기초지반의 공칭지지력은 현장시험결과 또는 유사한 지반에서 관찰된 지지력으로부터 계산할 수 있다. 어떤 특정한 현장시험을 수행하거나 시험결과를 해석할 때 해당지역의 경험이 있다면 반영해야 한다. 다음과 같은 현장시험법이 사용될 수 있다.

가. 표준관입시험, SPT

나. 콘관입시험, CPT

다. 공내재하시험

② 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법

표준관입시험(SPT)을 근거로 한 사질토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 3.2\times10^{-5}\,\overline{N_{corr}}\,B\left(C_{w1}+C_{w2}\frac{D_f}{B}\right)R_i \text{ (MPa)} \qquad (3.2\text{-}35)$$

여기서, $\overline{N_{corr}}$ = 기초저면과 그 아래 1.5B 깊이사이의 보정된 SPT 타격수의 평균 값(타/300 mm)

B = 기초 폭(mm)

C_{w1}, C_{w2} = 표 3.2-5에 나타낸 지하수 영향 보정계수

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

R_i = 표 3.2-14와 표 3.2-15에 나타낸 하중경사 보정계수

H = 표 3.2-14와 표 3.2-15의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수평하중

V = 표 3.2-14와 표 3.2-15의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수직하중

표 3.2−14 정사각형 기초에 대한 하중경사계수, R_i

H/V	하중경사계수, R_i		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.75	0.80	0.85
0.15	0.65	0.75	0.80
0.20	0.55	0.65	0.70
0.25	0.50	0.55	0.65
0.30	0.40	0.50	0.55
0.35	0.35	0.45	0.50
0.40	0.30	0.35	0.45
0.45	0.25	0.30	0.40
0.50	0.20	0.25	0.30
0.55	0.15	0.20	0.25
0.60	0.10	0.15	0.20

표 3.2-15 직사각형 기초에 대한 하중경사계수, R_i

H/V	하중경사계수, R_i		
	폭 방향으로 경사진 하중		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.70	0.75	0.80
0.15	0.60	0.65	0.70
0.20	0.50	0.60	0.65
0.25	0.40	0.50	0.55
0.30	0.35	0.40	0.50
0.35	0.30	0.35	0.40
0.40	0.25	0.30	0.35
0.45	0.20	0.25	0.30
0.50	0.15	0.20	0.25
0.55	0.10	0.15	0.20
0.60	0.05	0.10	0.15
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.80	0.85	0.90
0.15	0.70	0.80	0.85
0.20	0.65	0.70	0.75
0.25	0.55	0.65	0.70
0.30	0.50	0.60	0.65
0.35	0.40	0.55	0.60
0.40	0.35	0.50	0.55
0.45	0.30	0.45	0.50
0.50	0.25	0.35	0.45
0.55	0.20	0.30	0.40
0.60	0.15	0.25	0.35

③콘관입시험(CPT)을 이용한 방법

CPT 결과를 근거로 한 사질토와 자갈지반 위에 설치된 기초의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 8.2\times10^{-5}\, q_c\, B\left(C_{w1}+C_{w2}\frac{D_f}{B}\right)R_i \text{ (MPa)} \qquad (3.2\text{-}36)$$

여기서, q_c = 기초저면에서 깊이 B까지의 평균 콘관입저항력(MPa)

B = 기초 폭(mm)

D_f = 기초의 근입깊이(mm)
R_i = 표 3.2-14와 표 3.2-15에 나타낸 하중경사 보정계수
C_{w1}, C_{w2} = 표 3.2-5에 나타낸 지하수 영향 보정계수

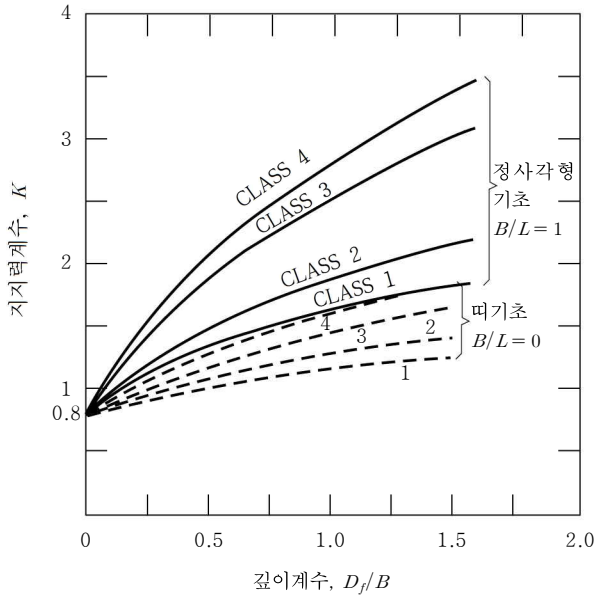
④ 공내재하시험을 이용한 방법

가. 공내재하시험결과로부터 결정된 기초의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = [r_o + k\,(p_L - p_o)]\,R_i \text{ (MPa)} \qquad (3.2\text{-}37)$$

여기서, r_0 = 기초 저면 위치의 초기 총연직압력(MPa)
k = 그림 3.2-10에 제시한 경험적 지지력계수
p_L = 기초저면 아래위로 1.5 B 사이에서 공내재하시험으로 얻은 한계압력의 평균값
p_0 = 기초저면 위치의 총수평압력(MPa)
R_i = 표 3.2-14와 표 3.2-15에 나타낸 하중경사 보정계수

나. 만약 기초저면 아래위로 1.5 B 사이의 p_L값이 크게 변하면 특별한 평균기법을 사용해야 한다.



흙의 형태	연경도 또는 밀도	$(p_L - p_0)$ (MPa)	등급(class)
점성토	연약에서 매우 단단함	< 1.1	1
	단단함	0.77~3.8	2
사질토와 자갈	느슨	0.38~0.77	2
	매우 조밀	2.9~5.8	4
실트	느슨에서 중간	< 0.67	1
	조밀	1.1~2.9	2
암	매우 작은 강도	0.96~2.9	2
	작은 강도	2.9~5.8	3
	중간 강도에서 큰 강도	5.7~9.6+	4

그림 3.2-10 경험적인 지지력계수 값, k(캐나다 지반공학회, 1985)

(4) 평판재하시험

적절한 지반조사를 통하여 기초 아래 지반의 지층구성을 파악한 후에는 2.1.3.2에 제시한 평판재하시험으로 공칭지지력을 결정할 수 있다. 지층구성이 비슷한 인접기초에 대해서는 먼저 시행한 재하시험결과를 외삽하여 그 공칭지지력을 구할 수 있다.

(5) 편심하중의 영향

① 편심하중을 받는 기초의 경우에는 지반의 침하와 지지력 등을 구할 때 감소된 유효면적, $B' \times L'$을 사용해야 한다. 설계하중은 유효면적의 중심에 작용하고 따라서 등분포로 균등하게 작용한다고 가정한다. 편심하중을 받는 직사각형 기초의 감소된 크기는 다음과 같다.

$$B' = B - 2e_B \qquad (3.2\text{-}38)$$

$$L' = L - 2e_L \qquad (3.2\text{-}39)$$

여기서, e_B = B 방향의 편심거리(mm)

e_L= L 방향의 편심거리(mm)

② 편심하중을 받는 기초는 다음 사항을 확인하여 설계해야 한다.

가. 감가된 지지력은 설계 하중보다 작지 않을 것

나. 설계하중을 근거로 계산한 기초의 편심은 기초의 크기인 B 또는 L의 1/4 미만으로 하되, 지진하중을 고려하는 극단상황한계상태에서는 기초의 크기인 B 또는 L의 4/10 미만으로 할 것.

③ 편심하중을 받는 기초의 구조설계에 있어서는, 설계 하중에 근거한 삼각형이나 사다리꼴 접지압 분포를 사용한다. 직사각형이 아닌 기초에 대해서는 위에 설명한 원리에 입각하여 비슷한 절차를 밟아서 설계한다.

3.2.3.2 암반 지지력

(1) 일반사항

암반 위에 놓인 기초의 설계 방법은 불연속면의 존재 및 그 방향과 상태, 풍화 정도 그리고 지역에 따른 특성들을 고려해야 한다. 양호한 암반 위에 설치된 기초의 경우, 암석의 일축압축강도와 RQD를 근거로 한 단순하면서도 직접적인 해석방법을 적용할 수 있다. 양호하지 못한 암반 기초의 경우에는 풍화 영향 및 불연속면의 존재와 상태를 고려하여 보다 자세한 조사와 해석을 수행해야 한다.

(2) 반경험적 방법

암반의 공칭지지력은 지반공학적 암체 평가법인 RMR이나 NGI의 암반분류법 등과 경험적 상관관계를 이용하여 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때 지역적 경험이 있다면 반영해야 한다. 기초의 감가된 지지력은 기초 콘크리트의 설계 압축강도보다 더 클 수는 없다.

(3) 해석적 방법

암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력은 암반 강도정수에 근거한 암석역학 이론에 의해 결정한다. 또한 파괴형태에 대한 불연속면의 영향을 고려해야 한다.

(4) 재하시험

가능하다면 암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력을 결정하기 위하여 재하시험을 시행한다.

(5) 하중편심량의 제한

양호한 암반 위에 놓인 기초가 편심을 받을 때 지지력의 분포는 모든 한계상태에서 삼각형이나 사다리꼴 분포와 같이 선형적으로 변화한다고 가정한다. 하중에 대한 편심량은 기초 크기인 B 또는 L의 3/8을 초과해서는 안 된다. 단, 지진하중을 고려하는 극단상황한계상태에서는 기초의 크기인 B 또는 L의 4/10를 초과해서는 안 된다.

3.2.3.3 활동 파괴

(1) 경사하중을 지지하는 기초와 사면 위에 놓인 기초에 대해서는 활동에 의한 파괴여부를 조사해야 한다. 점성토 위에 설치된 기초에 대해서는, 점성토와 기초 사이에 수축에 의한 틈새 발생 가능성을 고려해야 한다. 만약 활동에 대한 저항력에 수동토압이 포함된 경우, 장래에 기초 앞면의 흙이 제거될 수 있는 가능성을 아울러 고려해야 한다.

(2) 활동파괴에 대한 설계 저항력은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \qquad (3.2\text{-}40)$$

여기서, ϕ_τ = 표 3.1-1에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = 표 3.1-1에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력

만약 기초 아래 흙이 사질토라면,

$$Q_\tau = V\tan\delta \text{ (N)} \qquad (3.2\text{-}41)$$

여기서, 현장타설 콘크리트 기초에 대해서는, $\tan\delta = \tan\phi_f$

프리캐스트 콘크리트 기초에 대해서는, $\tan\delta = 0.8\tan\phi_f$

여기서, ϕ_f = 흙의 내부마찰각(°)

V = 총연직력(N)

(3) 점성토에 설치된 기초의 활동저항은 다음과 같은 사항 중에서 작은 값을 택해야 한다.

① 점성토의 점착력

② 옹벽에 대해 그림 3.2-11에 나타낸 것과 같이 기초가 적어도 150 mm 이상 다져진 사질토 위에 놓이는 경우에 기초와 흙사이 경계면상 수직응력의 1/2

(4) 다음은 그림 3.2-11에서 적용된 기호이다.

q_s = 단위 전단저항력, S_u 또는 $0.5\sigma'_v$ 중 작은 값

$Q_\tau = q_s$ 그림의 면적(어둡게 칠한 면적)

S_u = 비배수 전단강도(MPa)

σ'_v = 유효연직응력

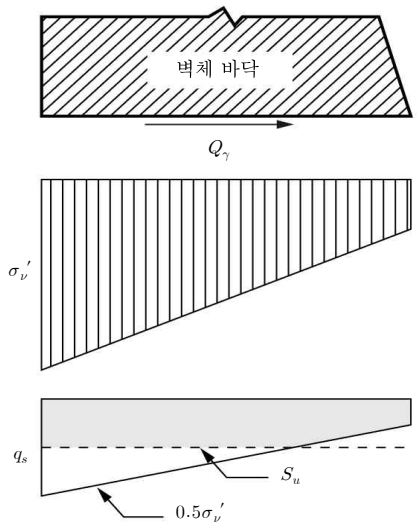


그림 3.2−11 점성토에 설치된 옹벽의 활동 저항력을 산정하는 과정

3.2.4 구조 설계

확대기초의 구조 설계는 KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31을 참고하도록 한다.

3.3 타입말뚝

3.3.1 일반사항

3.3.1.1 용도

적절한 공사비로 암반이나 단단한 지반 또는 사질토 위에 기초를 건설하기 어려운 경우에 말뚝을 사용한다. 확대 기초의 사용이 가능할지라도 세굴이 예상되는 지역에서는 세굴을 방지하기 위해 말뚝을 사용할 수 있다.

3.3.1.2 말뚝의 관입

(1) 말뚝의 관입깊이는 연직이나 횡방향 하중에 대한 저항력과 말뚝과 지반 사이의 변위를 고려하여 결정해야 한다. 말뚝의 설계 관입깊이는 단단한 점성토나 조밀한 사질토에서는 3,000 mm 이상 그리고, 연약한 점성토나 느슨한 사질토에 대해서는 6,000 mm 이상 되어야 한다.

(2) 가교(trestle)나 단일현장타설말뚝(pile bents)에 사용하는 말뚝은 지반 상에 노출된 말뚝 길이의 최소 1/3 깊이까지 관입해야 한다. 단단한 지층 위 연약층에 관입하는 말뚝은 충분한 지지력을 확보하고 말뚝의 변위를 억제하기 위해 지지층의 충분한 깊이까지 관입하도록 해야 한다.

3.3.1.3 지지력

(1) 말뚝은 적절한 지반지지력과 말뚝재료의 강도를 가지고 연직방향과 횡방향으로 허용변위 이내에서 거동하도록 설계해야 한다. 말뚝의 지지력은 지반과 말뚝의 상호작용, 재하시험 등에 근거한 정역학적 해석방법으로 결정해야 한다. 말뚝의 저지력은 지반 조사, 실내 및 현장 원위치시험, 해석적 방법, 말뚝 재하시험, 그리고 지반의 과거 이력상태를 참조하여 결정해야 한다. 또한 추가로 다음과 같은 사항들을 고려할 수 있다.

① 외말뚝과 무리말뚝의 저항력 차이
② 무리말뚝의 하중을 지지할 지지층의 지지력
③ 인접구조물에 미치는 말뚝 타입의 영향
④ 세굴의 가능성과 영향
⑤ 압밀침하를 일으키는 흙으로부터 전이되는 부마찰력과 같은 하향력

(2) 현장재하시험 또는 항타분석기를 이용하여 구한 말뚝지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정되어 있다.

3.3.1.4 지반침하와 하향력의 영향

(1) 다음과 같은 지역에서는 하향력의 발생 가능성을 고려해야 한다.

① 하부에 압축성 점성토, 실트나 이탄층이 있는 경우

② 지표 위에 최근 성토한 곳

③ 지하수위가 상당히 저하된 곳

(2) 하향력은 말뚝기초의 지지력과 침하량을 검토할 때 작용하중으로 고려해야 한다. 하향력은 3.3.3.3에 명시된 대로 산정할 수 있으며, 작용방향은 주면마찰력과 반대 방향이다. 설계 하향력은 극한한계상태에서 지지력을 평가할 때 깊은기초에 작용하는 설계 연직 고정하중에 더해줘야 한다. 하향력은 사용한계상태의 침하량 평가할 때 깊은기초에 작용하는 연직 고정하중에 더해줘야 한다.

3.3.1.5 말뚝 간격, 여유 거리, 관입 깊이

말뚝 중심 간의 거리는 750 mm 또는 말뚝 직경이나 폭의 2.5배 중 큰 값보다 커야 한다. 말뚝 주면으로부터 말뚝머리 위 확대기초의 모서리 면까지의 여유 거리는 225 mm 보다 커야 한다. 말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 고정으로 설계하고 결합부에 생기는 모든 응력에 대해 안전하도록 설계해야 한다.

3.3.1.6 경사 말뚝

부마찰력이 예상되는 곳은 경사말뚝을 설치해서는 안 된다. 경사말뚝은 연직말뚝이 기초에 전달되는 수평력을 견디지 못할 때나 전체 구조물의 강성을 증가시킬 필요가 있을 때 사용한다.

3.3.1.7 지하수위와 부력

지지력은 하중영향을 계산하는데 사용했던 것과 똑같은 높이의 지하수위를 사용하여 결정한다. 정수압의 영향도 설계에서 고려해야 한다.

3.3.1.8 부식 방지

(1) 최소한 다음과 같은 부식에 대비해야 한다.

① 강말뚝 기초의 부식 특히, 성토지반, pH가 낮은 지반 그리고 해상에 설치된 말뚝

② 콘크리트 말뚝에서 황산염, 염화물 그리고 산에 의한 화학 작용

③ 목재말뚝에서 습윤과 건조의 반복 또는 해충 또는 해양 좀(marine borer)에 의한 썩음.
다음과 같은 경우에 말뚝의 부식과 손상 가능성이 있는 것으로 간주한다.

④ 전기비저항이 100 ohm/mm 이하

⑤ pH가 5.5 이하

⑥ pH가 5.5에서 8.5 사이에 있는 유기질 함량이 높은 흙

⑦ 황산염 농축율이 1,000 ppm 이상

⑧ 쓰레기 및 분뇨 매립지역
⑨ 광산 또는 산업폐수 배출지역
⑩ 전기저항성이 높은 흙과 전기저항성은 낮으나 알칼리 성분이 많은 흙이 혼합된 지역
⑪ 해충의 존재(목재 말뚝)

(2) 다음과 같은 지하수 조건의 경우에 말뚝의 손상과 부식 가능성을 고려해야 한다.
① 염화물 함량이 500 ppm 이상
② 황산염 농축률이 500 ppm 이상
③ 광산 또는 산업지역의 유출
④ 유기질 함량이 높은 흙
⑤ pH가 5.5 이하
⑥ 해양 좀(marine borer)
⑦ 말뚝이 습윤과 건조가 반복되는 상태로 노출될 때

(3) 화학 폐기물의 혼재 가능성이 있는 경우, 흙과 지하수 시료에 대한 종합적인 화학분석이 필요하다.

3.3.1.9 인발

인발력에 저항하도록 설계된 말뚝기초는 인장응력을 부담하는 말뚝재료의 강도와 인발저항력을 검토해야 한다.

3.3.1.10 설계 길이

각각의 하부구조에 대한 말뚝의 길이를 지반정보, 정적 지지력, 횡방향 지지력 그리고 과거 경험에 근거하여 신중하게 산정하고 도면에 표시한다.

3.3.1.11 최소 선단깊이

각각의 하부구조에 대한 추정된 말뚝 선단의 최소 깊이를 제시한다. 추정된 말뚝 선단깊이는 요구되는 말뚝의 극한지지력을 얻을 수 있는 깊이를 의미한다. 말뚝의 최소 선단깊이는 수평하중을 지지하기 위해 필요한 길이, 세굴(필요시), 상부 연약층을 통과해야 할 경우 등을 고려하여 결정해야 한다.

3.3.1.12 성토체를 관통하는 말뚝

성토체를 관통하는 말뚝은 기반암이나 양호한 지지층을 통과하지 않는 한 원래의 지표면을 기준으로 적어도 3,000 mm 이상을 관입시켜야 한다. 성토 공사에 사용되는 뒤채움재는 말뚝이 필요한 깊이만큼 관입되는 데에 지장을 초래해서는 안 되며, 성토재의 입자크기는 150 mm 이하이어야 한다. 선 천공(Predrilling) 말뚝, 특히 배토말뚝인 경우 반드시 위치를 명시해야 한다.

3.3.1.13 시험 말뚝

시험말뚝은 말뚝의 시공 특성을 파악하고, 깊이별 지지력을 평가하며 시공자가 말뚝의 주문 길이를 확인하기 위하여 기초의 형식별로 계획하여야 한다. 지반정보를 바탕으로 정적시험, 동적시험, 항타관입성 연구 또는 이들의 조합 등에 의하여 말뚝재하시험을 수행한다. 지반이 불규칙할 경우는 시험말뚝 수량을 늘리도록 한다. 지반조건이 유사하고, 종류와 극한지지력이 동일한 말뚝에 대한 선행시험결과가 있다면 말뚝시험을 생략할 수 있다.

3.3.1.14 파동방정식 해석

타입말뚝 설계의 시공성은 파동방정식 해석 컴퓨터 프로그램으로 평가한다. 파동방정식은 적절한 규격의 타격시스템을 이용하여 3.3.1.16에 제시된 허용 타입하중기준(allowable driving load levels) 안에서 말뚝의 각 부분이 원하는 깊이와 극한지지력으로 시공되었는지를 파악하기 위하여 사용된다.

3.3.1.15 동적 측정

호박돌층 또는 심하게 경사진 기반암과 같이 불리한 지반조건에 시공되는 말뚝의 구조적인 지지력을 평가하기 위하여 동적측정을 수행한다. 또한 사업의 규모나 기타 요소에 의해 정적재하시험이 불가능할 때 지반공학적 검증을 위하여 동적측정을 수행하기도 한다.

3.3.1.16 최대 허용항타하중

타입하중은 파동방정식 해석, 또는 타격 중 말뚝 두부에 가해지는 힘과 가속도의 동적 모니터링으로 산정한다. 말뚝 상부의 최대 타입하중은 KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31에 제시된 기호와 저항계수에 의거한 다음의 설계 지지력을 초과해서는 안 된다.

(1) 강재말뚝

① 압축 = $0.90\,\phi\,F_y\,A_g$

② 인장 = $0.90\,\phi\,F_y\,A_n$

(2) 콘크리트 말뚝

① 압축 = $0.85\,\phi\,f_c'\,A_c$

② 인장 = $0.70\,\phi\,F_y\,A_s$

(3) 프리스트레스 콘크리트 말뚝

① 압축 = $\phi(0.85f_c' - f_{pe})A_c$

② 인장 = 일반적 환경 = $\phi\,(0.25\sqrt{f_c'} + f_{pe})A_c$

부식성이 심한 환경 = $\phi\,f_{pe}A_{ps}$

(4) 목재말뚝

① 압축 = $\phi F_{co} A$

② 인장 = N/A

3.3.2 사용한계상태의 변위와 지지력

3.3.2.1 일반사항

무리말뚝의 침하를 계산하기 위해서는 그림 3.3-1에 나타나 있는 바와 같이 지층에 근입된 말뚝 깊이의 2/3에 위치한 등가 확대기초에 하중이 작용하는 것으로 가정할 수 있다. 사질토층에 있는 말뚝기초의 침하는 KDS 24 12 11에 규정된 사용하중조합-Ⅰ 내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 검토해야 한다. 또한 점성토층에 설치된 말뚝기초의 침하는 일시하중만을 제외하고 사용하중조합-1내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 조사해야 한다. KDS 24 12 11에 제시된 적용 가능한 모든 사용한계상태의 사용하중조합-Ⅰ로 기초의 횡방향 변위를 평가해야 한다.

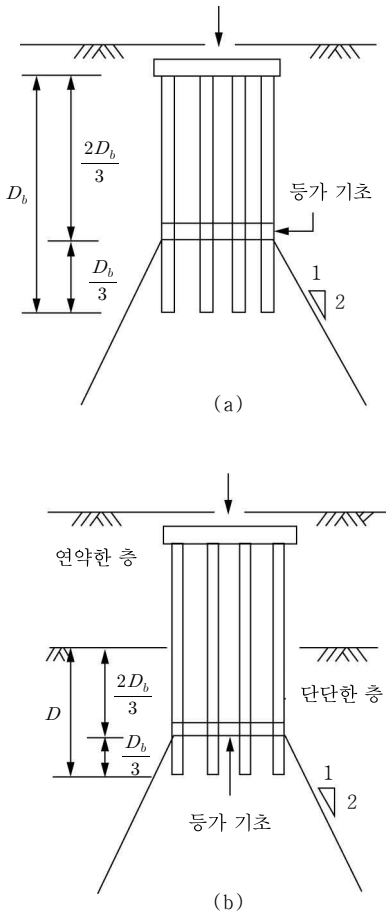


그림 3.3－1 등가 확대기초의 위치(Duncan과 Buchignani, 1976)

3.3.2.2 수평변위에 대한 기준

기초의 수평방향 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 차량 주행성, 과대변위발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정하며, 38 mm를 초과해서는 안 된다. 단, 지반의 저항력과 말뚝변위의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 해석 등의 정밀한 해석을 하는 경우 말뚝 본체에 구조적인 결함이 발생하지 않고 상부구조물의 유해한 영향을 미치지 않는 변위까지 허용할 수 있다.

3.3.2.3 침하

(1) 일반사항

말뚝기초의 침하는 3.2.2.2에 규정된 허용침하량을 초과해서는 안 된다.

(2) 점성토

무리말뚝의 침하량은 그림 3.3-1에 규정된 등가 확대기초의 위치와 확대기초에 사용한 절차를 사용하여 구할 수 있다.

(3) 사질토

사질토의 무리말뚝 침하는 현장 원위치시험 결과와 그림 3.3-1의 등가 확대기초의 위치를 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 무리말뚝의 침하는 다음과 같은 식으로 계산할 수 있다.

$$SPT \quad = \quad \rho = \frac{30\,q\,I\sqrt{X}}{N_{corr}} \qquad (3.3\text{-}1)$$

$$CPT \quad = \quad \rho = \frac{q\,X\,I}{24 q_c} \qquad (3.3\text{-}2)$$

여기서,

$$I = 1 - 0.125\,\frac{D'}{X} \;\geq\; 0.5 \qquad (3.3\text{-}3)$$

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10}\left(\frac{1.92}{\sigma_v{}'}\right)\right] N \qquad (3.3\text{-}4)$$

여기서, q = 그림 3.3-1에서 보는 것처럼 $2D_b/3$ 지점에 작용하는 순 기초 압력.
이 압력은 무리 말뚝의 상부에 가해진 하중을 등가 확대기초의 면적으로 나눈 것으로, 말뚝의 무게나 말뚝 사이의 흙 무게는 포함하지 않는다(MPa).

X = 무리말뚝의 폭이나 최소 치수(mm)

ρ = 무리말뚝의 침하(mm)

I = 무리말뚝의 유효근입깊이에 대한 영향계수

D' = 유효깊이(=$2D_b/3$)

D_b = 그림 3.3-1에서 보는 것처럼 지지층에 근입된 말뚝의 길이(mm)

N_{corr}= 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z까지의 SPT의 타격횟수로서 상재하중에 대해 보정한 대표적인 평균값(타/300 mm)

N = 침하층에서 측정된 SPT의 타격횟수 (타/300 mm)

σ_v' = 유효연직응력(MPa)

q_c = 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z에 대한 평균 정적 콘저항값(MPa)

3.3.2.4 선단지지력의 추정값

3.2.2.3의 규정에 따른다.

3.3.3 극한한계상태의 지지력

3.3.3.1 일반사항

고려해야 할 지지력에는 다음과 같은 것들이 있다.

(1) 말뚝의 지지력

(2) 말뚝의 인발저항력

(3) 연약한 지층 위에 있는 단단한 층의 말뚝 관입(punching)에 대한 저항력

(4) 말뚝 재료의 강도

3.3.3.2 말뚝의 축방향 하중

(1) 말뚝 항타나 말뚝재하시험에서 측정한 현장 계측치를 참고로 정적해석 방법에 의해 설계한다. 비슷한 조건을 가진 인접 지반의 말뚝재하시험결과를 참조하여 적용할 수도 있다. 말뚝의 지지력은 해석적 방법이나 현장 원위치시험 방법 등으로 산정할 수 있다.

(2) 말뚝의 감가된 지지력 Q_R은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_q Q_{ult} \tag{3.3-5}$$

또는

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s \tag{3.3-6}$$

여기서,

$$Q_p = q_p A_p \tag{3.3-7}$$

$$Q_s = q_s A_s \tag{3.3-8}$$

여기서, ϕ_q = 3.1.5에 규정된 외말뚝의 지지력에 대한 저항계수, 총 저항력에서 선단지지력과 주면마찰력을 구분하지 않음.

Q_{ult}= 외말뚝의 지지력(N)

Q_p = 말뚝의 선단지지력(N)

Q_s = 말뚝의 주면마찰력(N)
q_p = 말뚝의 단위 선단지지력(MPa)
q_s = 말뚝의 단위 주면마찰력(MPa)
A_s = 말뚝 주면면적(mm^2)
A_p = 말뚝 선단면적(mm^2)
ϕ_{qp} = 선단과 주면 저항을 구별하는 방법일 경우 표 3.1-2에 규정된 말뚝의 선단지지에 대한 저항계수
ϕ_{qs} = 선단과 주면 저항을 구별하는 방법일 경우 표 3.1.2에 규정된 말뚝의 주면마찰에 대한 저항계수

3.3.3.3 말뚝 지지력의 반경험적 평가

(1) 일반사항

필요한 지반 강도정수값들이 있는 경우에는 전응력과 유효응력 방법 둘 다 쓸 수 있다.
반 경험적 방법에 의하여 평가된 주면마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정되어 있다.

(2) 주면마찰력

다음 규정된 세 가지 방법 중 하나 또는 그 이상을 선택하여 사용한다.

① α 방법

전응력에 근거한 α 방법은 말뚝과 점성토사이의 부착력을 점성토의 비배수 전단강도와 관련지어 사용한다. MPa을 단위로 하는 공칭 단위 주면마찰력은 다음 식과 같다.

$$q_s = \alpha S_u \qquad (3.3\text{-}9)$$

여기서, S_u = 평균 비배수 전단강도(MPa)
α = S_u에 곱해지는 부착계수

부착계수 α는 그림 3.3-2와 같이 비배수강도 S_u에 따라 달라진다.

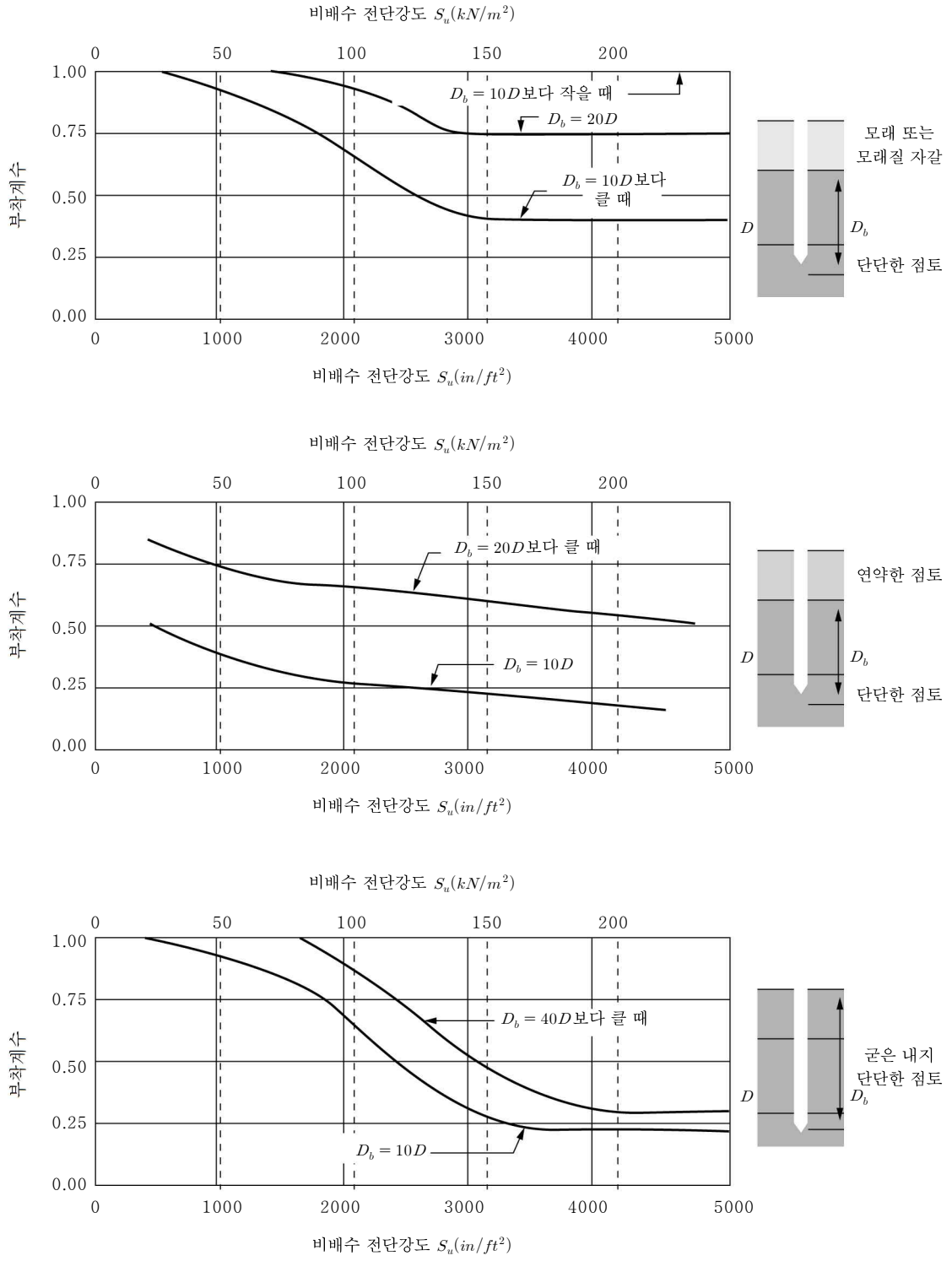


그림 3.3-2 점성토에 설치된 타입말뚝의 부착계수 설계곡선(Tomlinson, 1987)

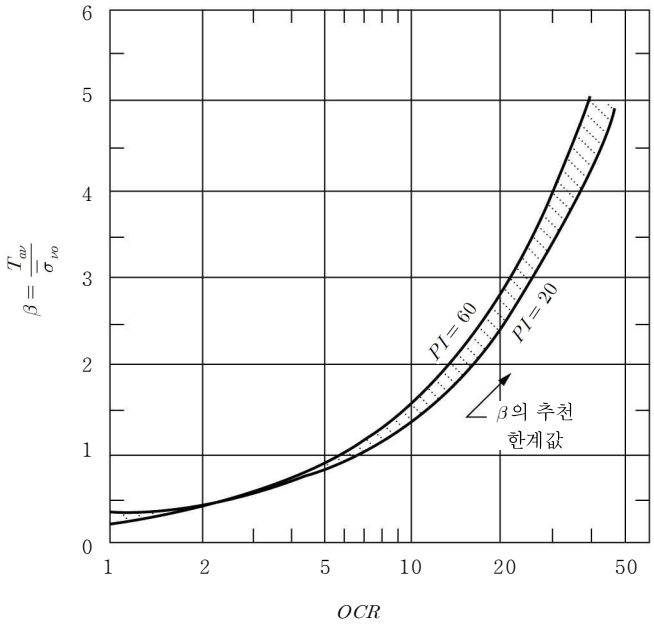
② β 방법

가. 유효응력법에 근거한 β 방법은 말뚝의 주면마찰력을 예측하는데 이용된다. MPa을 단위로 하는 공칭 단위 주면마찰력은 다음 식과 같이 유효응력에 근거하여 정의된다.

$$q_s = \beta \sigma_v' \qquad (3.3\text{-}10)$$

여기서, σ_v' = 연직유효응력(MPa)

β = 그림 3.3-3에서 제시한 계수



OCR	β	
	PI = 20	PI = 60
1	.34	.34
2	.46	.46
4	.66	.66
8	1.12	1.12
16	2.06*	2.06*

*β가 한계 값인 2.0을 초과

그림 3.3-3 배토 말뚝에 대한 β와 OCR의 관계(Esrig 과 Kirby, 1979)

나. Nordlund 방법은 점성토의 변단면(nonprismatic) 말뚝에 β방법을 적용하는데 사용한다. 이 경우 저항계수는 표 3.1-2에 명시된 β방법의 계수를 사용한다.

③ λ 방법

λ 방법은 단위 주면마찰력을 수동토압과 관련지어 사용하며 q_s는 다음과 같이 구한다.

$$q_s = \lambda(\sigma_v' + 2S_u) \qquad (3.3\text{-}11)$$

여기서, $\sigma_v' + 2S_u$ = 수동토압(MPa)

λ = 그림 3.3-4에서 제시한 경험 계수

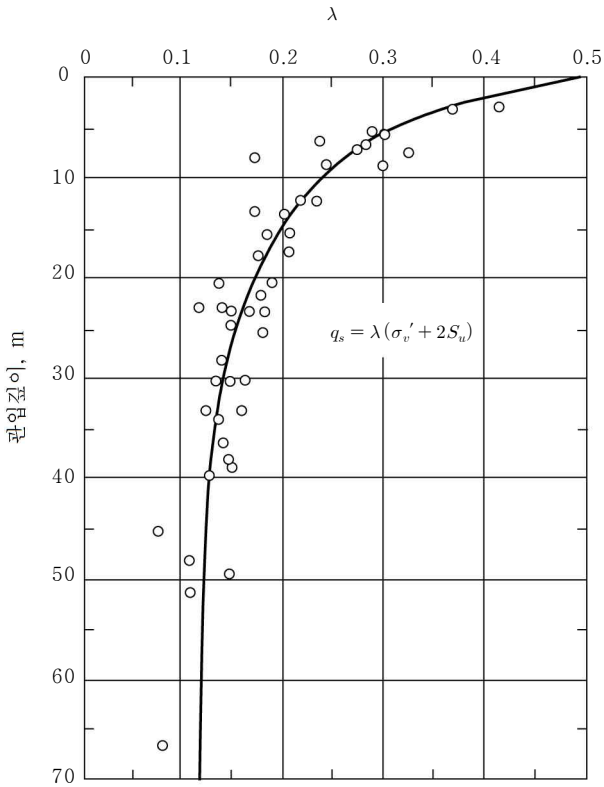


그림 3.3-4 타입 강관말뚝에 대한 λ 계수(Vijayvergiya 와 Focht, 1972)

④사질토층에 대한 Nordlund/Thurman 방법

가. 유효응력법은 모래층이나 비소성 실트층에 한해서 적용한다. 공칭 단위주면마찰력 q_s는 다음과 같은 식에 의해서 산정되며 단위는 MPa이다.

$$q_s = K_\delta C_F \sigma_v' \frac{\sin(\delta+\omega)}{\cos\omega} \qquad (3.3\text{-}12)$$

여기서, K_δ = 지층의 중간 심도에서의 수평방향 토압계수(그림 3.3-5~그림 3.3-8)

C_F = $\delta \neq \phi_f$일 경우 K_δ의 수정계수(그림 3.3-9)

σ_v' = 지층의 중간 심도에서의 유효 상재압(MPa)

δ = 말뚝과 지반의 마찰각(°)(그림 3.3-10)

ω = 연직면에 대한 말뚝 직경의 측면경사각(°)

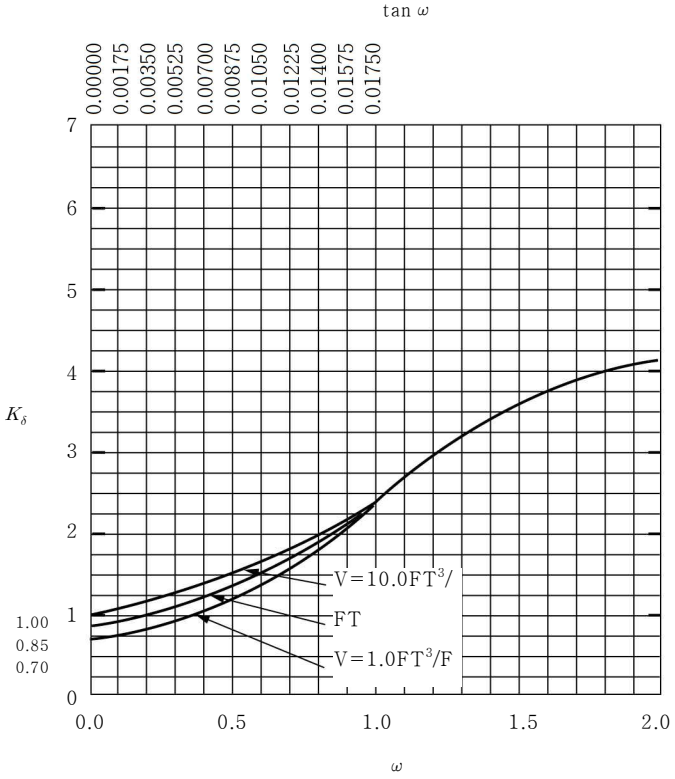


그림 3.3-5 ϕ_f=25°일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

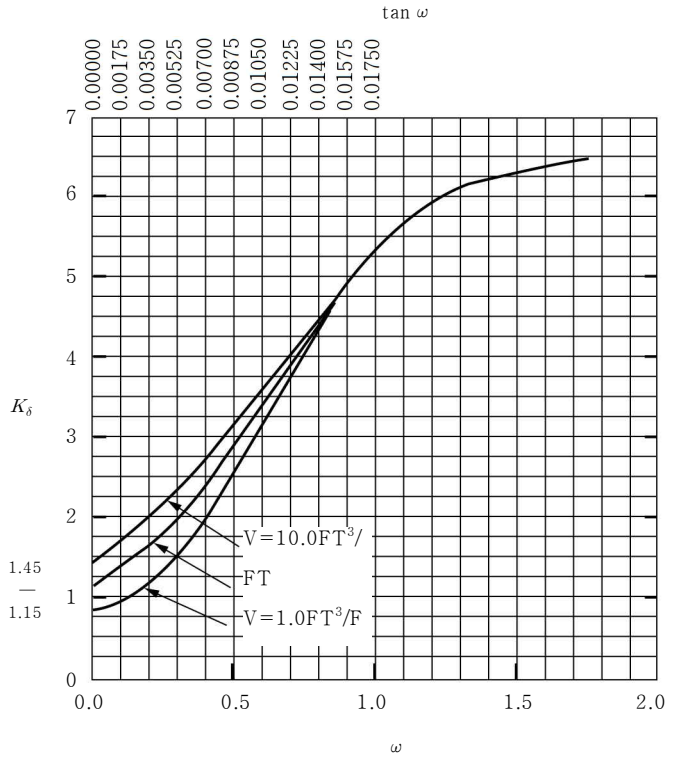


그림 3.3-6 ϕ_f=30°일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

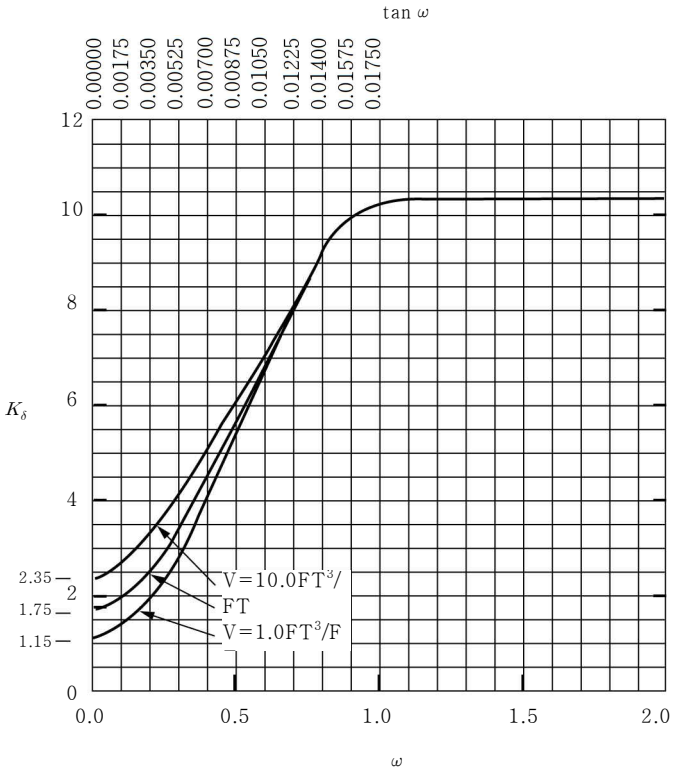


그림 3.3−7 ϕ_f=35°일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

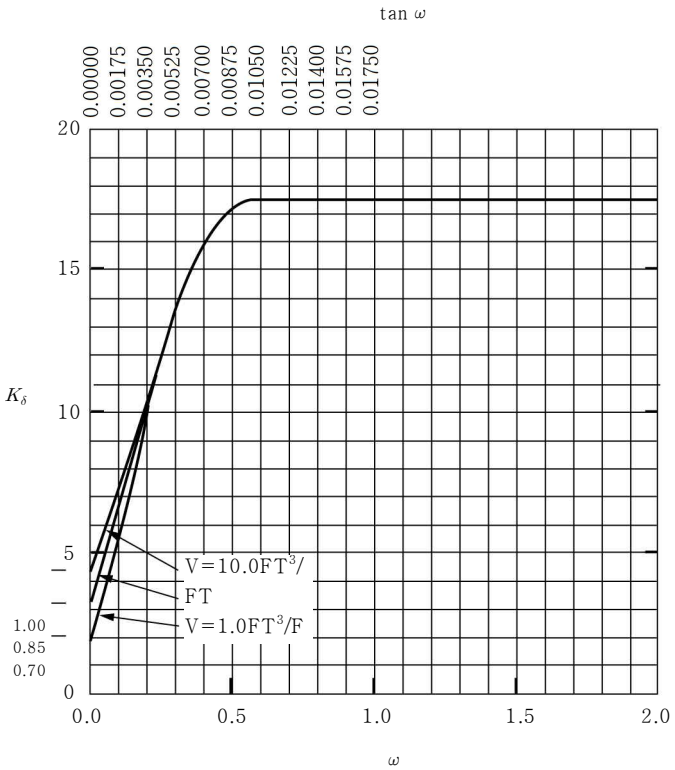


그림 3.3-8 ϕ_f=40°일 경우 K_δ(Hannigan 등, 2006)

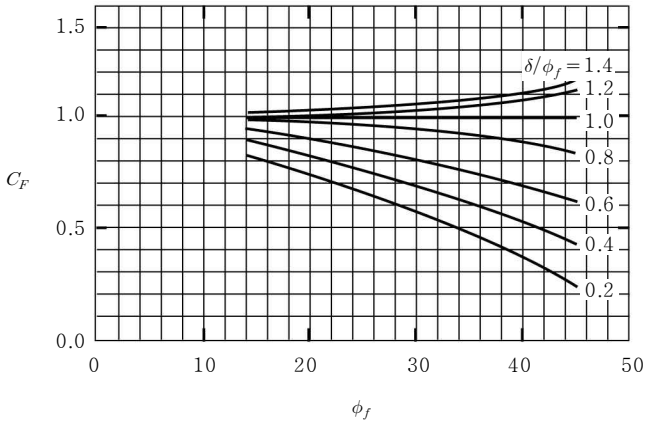
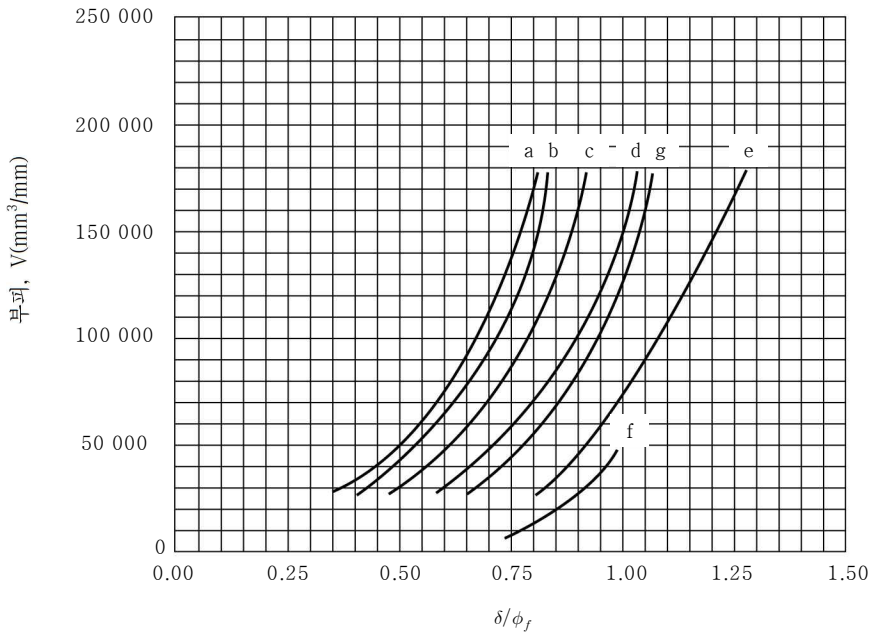


그림 3.3-9 $\delta \neq \phi_f$일 경우 K_δ의 수정계수 (Hannigan 등, 2006)



a. 폐단강관 말뚝
b. 나무 말뚝
c. PC 말뚝
d. Raymond 계단식 테이퍼 말뚝
e. Raymond 테이퍼 말뚝
f. H 말뚝
g. 강관 테이퍼 말뚝

그림 3.3-10 여러 가지 말뚝에 대한 말뚝 변위와 δ/ϕ_f(Hannigan 등, 2006)

나. 공칭 단위선단지지력 q_p는 다음 식으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_p = \alpha_t N_q' \sigma_v' \leq q_L \qquad (3.3\text{-}13)$$

여기서, α_t = 수정계수 (그림 3.3-11)

N_q' = 지지력계수 (그림 3.3-12)

σ_v' = 말뚝 선단부 유효상재압 (MPa) ≤ 0.15 MPa

q_L = 한계 단위선단지지력 (그림 3.3-13)

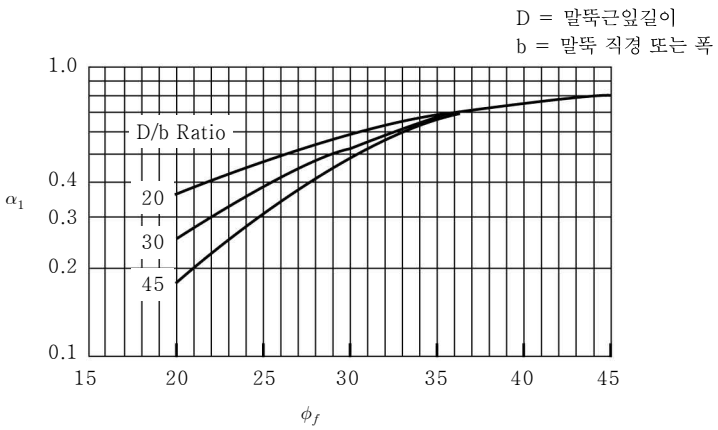


그림 3.3-11 α_t 계수 (Hannigan 등, 2006)

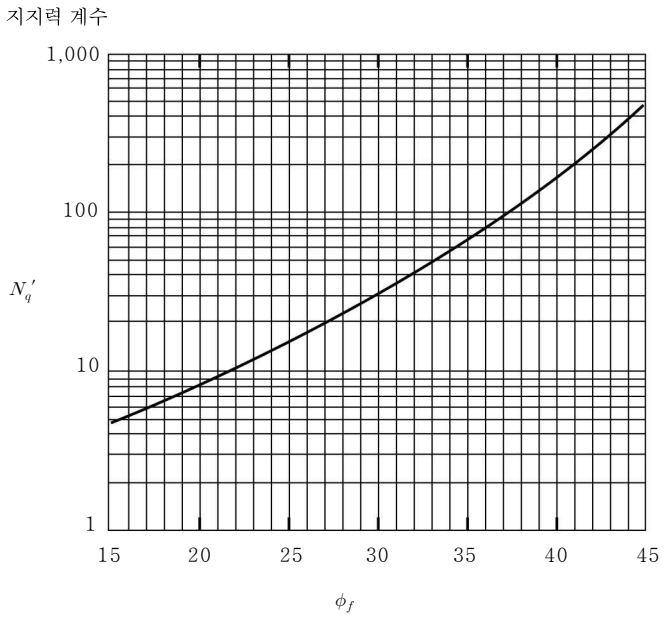


그림 3.3-12 지지력계수, N_q' (Hannigan 등, 2006)

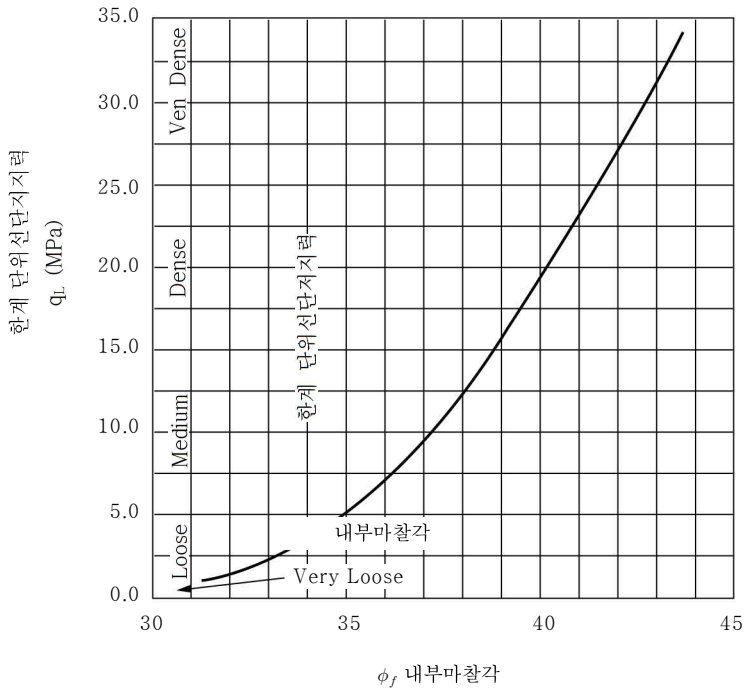


그림 3.3-13 한계 단위선단지지력(Hannigan 등, 2006)

(3) 선단저항

포화된 점성토에 설치된 말뚝의 공칭 단위선단지지력 q_p는 다음과 같으며 단위는 MPa이다.

$$q_p = 9S_u \qquad (3.3\text{-}14)$$

여기서, S_u = 말뚝 선단근처 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

3.3.3.4 현장 원위치시험을 통한 말뚝지지력의 평가

(1) 일반사항

현장 원위치시험법을 사용하여 평가한 주면마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정되어 있다.

(2) 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법

이 방법은 사질토 및 비소성 실트에 대해 적용한다.

① 말뚝 선단지지력

사질토에서 깊이 D_b까지 타입된 말뚝의 공칭 단위 선단지지력은 다음과 같고 단위는 MPa이다.

$$q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \le q_l \qquad (3.3\text{-}15)$$

여기서,

$$N_{corr} = \left[0.77\log_{10}\left(\frac{1.92}{\sigma_v{}'}\right)\right]N \qquad (3.3\text{-}16)$$

여기서, N_{corr} = 상재응력 $\sigma_v{}'$에 대하여 수정한 말뚝 선단근처의 대표적인 SPT 타격횟수(타/300 mm)

N = SPT 타격횟수(타/300 mm)

D = 말뚝의 폭 또는 직경(mm)

D_b = 지지층에 관입된 말뚝길이(mm)

q_l = 한계 선단지지력으로 사질토인 경우 $0.4N_{corr}$, 비소성 실트인 경우 $0.3N_{corr}$을 사용한다(MPa).

② 주면마찰력

사질토에 설치된 말뚝의 공칭 주면마찰력 q_s는 다음과 같으며 단위는 MPa이다.

가. 배토 말뚝

$$q_s = 0.0019\overline{N} \qquad (3.3\text{-}17)$$

나. 비배토 말뚝(예 H형 강말뚝)

$$q_s = 0.00096\overline{N} \qquad (3.3\text{-}18)$$

여기서, q_s = 타입말뚝에 대한 단위 주면마찰력(MPa)

$\overline{N}$ = 말뚝 주면을 따라 얻은 보정하지 않은 평균 SPT 타격횟수(타/300 mm)

3.3.3.5 암반 지지 말뚝

(1) 암반층에 지지되는 말뚝의 선단지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있는 값들을 사용한다. 말뚝 폭(또는 직경)과 암반의 불연속면 간격이 300 mm 보다 크거나, 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4 mm보다 작거나 혹은 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25 mm보다 작은 경우에 대해서 암반에 설치된 타입말뚝의 공칭 단위 선단지지력(MPa), q_p는 다음 식을 통해 구한다.

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \qquad (3.3\text{-}19)$$

위의 식에서

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{D}}{10\sqrt{1 + 300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (3.3\text{-}20)$$

$$d = 1 + 0.4H_s/D_s \leq 3.4 \qquad (3.3\text{-}21)$$

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도(MPa)

d = 무차원 깊이계수

K_{sp} = 그림 3.3-14의 무차원 지지력계수

s_d = 불연속면 간격(mm)

t_d = 불연속면 폭(mm)

D = 말뚝 폭(mm)

H_s = 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이로서 기반암에 위에 놓인 경우 0으로 본다.

D_s = 암반 근입부 말뚝 폭(mm)

(2) 이 방법은 연약한 셰일 또는 연약한 석회암과 같은 연암에 대해서는 사용해서는 안 된다. 연약한 암반에 지지되는 말뚝은 3.3.3.3의 점성토에 의해 지지되는 말뚝과 3.3.3.4의 사질토에 의해 지지되는 말뚝에 대해 규정된 것과 같이 연약한 암반을 흙으로 보고 설계를 한다.

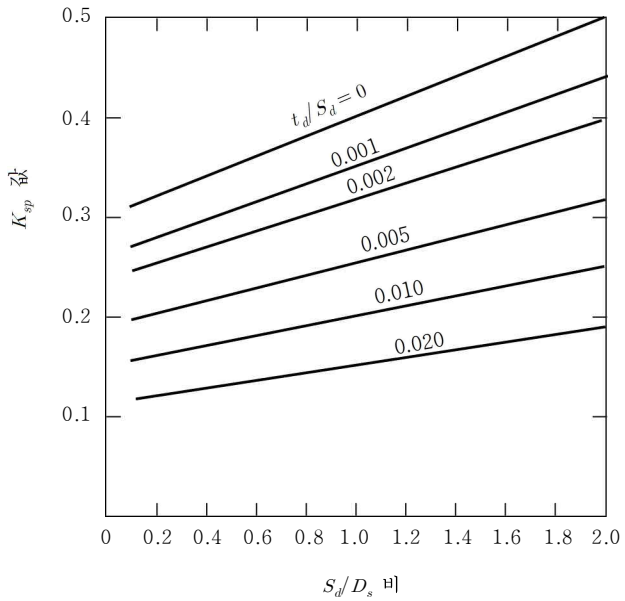


그림 3.3-14 지지력계수 (캐나다 지반공학회, 1985)

3.3.3.6 말뚝재하시험

(1) 말뚝에 대한 압축, 인장, 횡방향 재하시험은 다음 규정에 따라 실시한다.

① 정적 축방향 압축하중을 받는 말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D1143-81(87), KS F 2445

② 정적 축방향 인장하중을 받는 외말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D3689-90

③ 횡방향하중을 받는 말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D3966-90

(2) 말뚝재하시험으로부터 구한 축방향 압축지지력과 축방향 인발저항력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있다. 항타 분석기를 이용한 현장시험은 다음 규정에 따라 실시한다.

① 말뚝의 고변형률 동적시험(high strain dynamic testing of piles)에 대한 시험방법 - ASTM D4945-89

② 항타 분석기를 이용하여 구한 축방향 지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있다.

3.3.3.7 인발

(1) 일반사항

극한한계상태를 고려하여 계산한 하중이 인장력일 경우에는 인발지지력을 고려해야 한다. 말뚝이 인발력을 받는 경우는 인발에 대한 저항력, 그리고 인장에 저항하고 하중을 다른 부재에 전달하는 구조적 성능을 평가하여야 한다.

(2) 외말뚝의 인발저항력

외말뚝의 인발저항력은 3.3.3.3와 3.3.3.4에 규정된 바와 같이 압축하중을 받는 말뚝의 주면마찰력을 평가하는 방법과 유사한 방법으로 결정할 수 있다. 감가된 인발저항력(factored uplift resistance) Q_R은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_u Q_s \qquad (3.3\text{-}22)$$

여기서, Q_s = 주면저항에 의한 공칭 인발저항력(N)

ϕ_u = 표 3.1-2에 규정된 인발저항력에 대한 저항계수

(3) 무리말뚝의 인발저항력

① 무리말뚝에서, 인발저항력 Q_R은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{ug} Q_{ug} \qquad (3.3\text{-}23)$$

여기서, ϕ_{ug} = 표 3.1-2에 규정된 저항계수

Q_{ug} = 무리말뚝의 공칭 인발저항력 (N)

② 무리말뚝의 공칭 인발저항력, Q_{ug}는 다음 두 값 중 작은 값으로 한다.

가. 외말뚝의 인발저항력의 합

나. 블록으로 고려한 무리말뚝의 인발저항력

③ 사질토에 설치된 무리말뚝의 경우, 인발되는 블록의 중량은 그림 3.3-15와 같이 무리말뚝 선단면의 양 끝점으로부터 상향으로 수평과 연직의 비가 1:4가 되도록 선을 그어 형성되는 블록의 중량으로 계산한다. 지하수위 아래의 흙에 대해서는 수중 단위중량을 사용한다. 점성토에서는 그림 3.3-18과 같이 비배수 전단의 형태로서 인발에 저항하는 블록을 고려한다. 무리말뚝에 대한 공칭 인발저항력은 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ)\overline{S_u} + W_g \qquad (3.3\text{-}24)$$

여기서, X = 그림 3.3-18에서 무리말뚝의 폭(mm)

Y = 그림 3.3-18에서 무리말뚝의 길이(mm)
Z = 그림 3.3-18에서 말뚝캡 아래 블록의 깊이(mm)
$\overline{S_u}$ = 말뚝주면을 따라 발생하는 흙의 평균 비배수 전단강도(MPa)
W_g = 흙, 말뚝, 그리고 말뚝캡을 포함한 블록의 중량(N)

④ 외말뚝 저항력의 합으로 결정되는 무리말뚝의 공칭 인발저항력, Q_{ug}에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 나타나 있는 것과 같이 외말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수와 같은 값을 사용한다. 블록으로 고려하는 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 점성토와 사질토에 있는 무리말뚝에 대해 규정한 표 3.1-2의 값들을 사용한다.

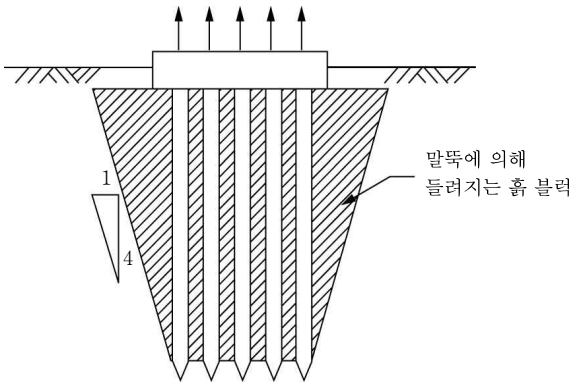


그림 3.3-15 사질토에서 말뚝 사이의 간격이 작은 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

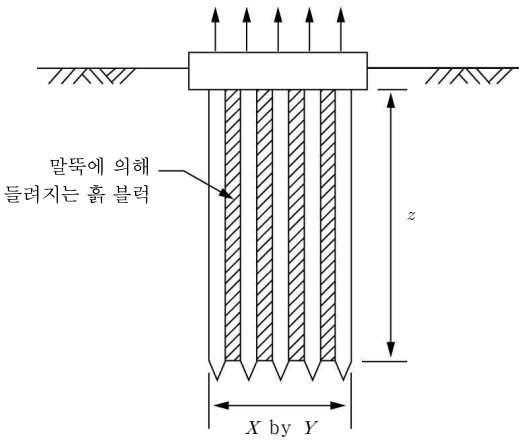


그림 3.3-16 점성토에 설치된 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

3.3.3.8 수평하중

수평하중을 받는 말뚝의 경우 말뚝머리는 말뚝캡에 고정되어야 한다. 말뚝을 타입하여 설치하는 과정에서 생기는 주변의 교란 부위와 빈 공간은 조립질 재료로 치환하여 다져야 한다. 수평방향 하중을 받는 말뚝의 경우, 무리말뚝을 이루는 말뚝수와 말뚝간격을 포함하여 지반과 말뚝 사이,

즉 흙-구조물 또는 암반-구조물 사이의 상호작용 효과를 고려해야 한다.

3.3.3.9 경사말뚝의 지지력

경사말뚝을 포함하는 무리말뚝의 지지력은 경사말뚝을 연직말뚝으로 가정하여 결정할 수 있다.

3.3.3.10 무리말뚝의 축방향 지지력

(1) 일반사항

무리말뚝의 감가된 지지력은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_g Q_g \qquad (3.3\text{-}25)$$

여기서, Q_g = 무리말뚝의 공칭지지력(N)

ϕ_g = 표 3.1-2에 규정된 무리말뚝의 저항계수

(2) 점성토

① 말뚝캡이 지반과 밀착된 경우 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않더라도 지반이 단단한 경우 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않고 지표면 흙이 연약한 경우, 각 말뚝의 지지력에 적절한 효율계수를 적용하도록 한다.

② 무리말뚝의 지지력은 다음 중 작은 값으로 한다.

가. 무리말뚝 내의 각 말뚝의 수정 지지력의 합

나. 등가피어(pier)의 지지력

② 등가피어(pier)를 결정할 때는

가. 주면마찰력을 결정하기 위해 흙의 최대전단강도(full shear strength)를 사용한다.

나. 선단지지력을 결정하기 위해 등가피어(pier)의 전체 선단면적을 사용한다.

다. 말뚝캡의 부가적인 저항력은 무시한다.

④ 등가피어(pier) 또는 블록파괴의 경우 저항계수는 표 3.1-2에 제시되어 있고 말뚝캡의 지반 접촉 여부에 무관하게 적용된다. 개개의 지지력의 합을 사용해 계산한 무리말뚝에 대한 저항계수는 표 3.1-2에 규정된 외말뚝 지지력에 대한 것과 같은 값을 사용한다.

(3) 사질토

사질토에 설치된 무리말뚝의 지지력은 무리 내에 있는 모든 말뚝 지지력의 합과 같다. 효율계수는 말뚝캡의 지반과 밀착여부와 상관없이 1.0으로 고려한다. 저항계수는 표 3.1-2에 규정하였듯이 외말뚝에 대한 값과 같다.

(4) 연약 또는 압축성 지반 위의 단단한 지반에 설치된 무리말뚝

① 무리말뚝이 연약한 지반 위에 있는 단단한 지반에 근입된 경우, 연약 층의 말뚝선단의 관입파괴(punching failure)에 대한 가능성을 고려해야 한다. 단단한 층 아래의 흙이 연약한 압

축성 흙으로 이루어져 있는 경우에는 이들 지층 때문에 많은 침하가 발생할 가능성을 고려해야 한다.

② 아래에 있는 연약지층의 지지력은 말뚝 선단에서부터 연직과 수평의 비가 2:1인 기울기로 투영된 면적에 하중이 퍼지면서 분포한다고 가정하여 추가하중을 계산한다. 말뚝 선단 아래의 지지력은 투영된 가상 기초의 크기에 따라 구한다. 지지력은 여기에 제시된 확대기초의 기준에 바탕을 두고 있다.

3.3.3.11 무리말뚝의 횡방향 지지력

무리말뚝의 설계 수평지지력 Q_R은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi Q_{Lg} = \eta \phi_L \sum Q_L \qquad (3.3\text{-}26)$$

여기서, Q_L = 외말뚝의 공칭 수평지지력(N)

Q_{Lg}= 무리말뚝의 공칭 수평지지력(N)

ϕ_L = 표 3.1-2 규정된 무리말뚝에 대한 저항계수

η = 무리말뚝의 효율계수(점성토의 경우 0.85, 사질토의 경우 0.75)

무리말뚝의 횡방향 지지력은 효율계수를 적용한 외말뚝의 수정된 지지력의 합으로 구한다.

3.3.4 구조설계

3.3.4.1 일반사항

타입하여 설치하는 말뚝의 구조설계는 KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31의 규정에 따라 실시한다.

3.3.4.2 말뚝의 좌굴

지반면 위로 돌출되어 물이나 공기에 노출되어 있는 말뚝은 지반 아래 일정한 깊이에 고정되어 있는 것으로 가정한다. 횡방향으로 지지되지 않은 길이와 지반 속에 근입된 길이의 합인 말뚝의 등가길이를 사용하여, KDS 24 14 21 및 KDS 24 14 31의 압축부재에 대한 규정에 따라 안정성을 결정하게 된다. 고정점까지의 근입 깊이는 다음 식으로 나타낸다.

(1) 점성토인 경우

$$1.4\left[\frac{E_p I_p}{E_s}\right]^{0.25} \quad (\mathrm{mm}) \qquad (3.3\text{-}27)$$

(2) 사질토인 경우

$$1.8\left[\frac{E_p I_p}{n_h}\right]^{0.2} \quad (\mathrm{mm}) \qquad (3.3\text{-}28)$$

여기서, E_p = 말뚝의 탄성계수(MPa)

I_p = 말뚝의 관성모멘트(mm^4)

E_s = 점성토의 탄성계수 = $67S_u$(MPa)

S_u = 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

n_h = 표 3.3-1에 규정된 사질토의 깊이에 따른 탄성계수 증가비(MPa/mm)

표 3.3−1 사질토의 깊이에 따른 탄성계수의 증가 비 n_h(MPa/mm)

연경도	건조 또는 습윤 상태	수침
느슨	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
보통	0.025	0.013
조밀	0.063	0.031

3.4 현장타설말뚝

3.4.1 일반사항

3.4.1.1 범위

3.4의 규정은 현장타설말뚝의 설계에 적용한다.

3.4.1.2 근입

현장타설말뚝의 근입은 충분한 연직, 횡방향 하중지지력을 발휘하고 허용변위량을 감당할 수 있을 만큼 충분해야 한다.

3.4.1.3 지름과 확대선단부

(1) 암반 소켓 현장타설말뚝 시공을 위해 상부토사의 붕괴방지용으로 케이싱이 필요한 경우 소켓지름은 케이싱의 안지름보다 최소한 150 mm 작아야 한다. 케이싱이 필요하지 않은 암반 소켓 현장타설말뚝의 경우에는 소켓지름이 상부 말뚝지름과 같아도 된다.

(2) 단단한 점성토에서는 단위 선단지지압력을 감소시키기 위해서 또는 인발하중에 대한 추가적인 저항력을 제공하기 위해서 선단지지면적을 증가시키기 위하여 말뚝선단을 확대하거나 종 모양으로 할 수 있다. 콘크리트를 타설하기 전에 천공구멍 바닥면을 깨끗하게 하고 그 상태를 확인한 경우에는 전체 저부면적이 효과적으로 하중을 전달시킨다고 볼 수 있다.

3.4.1.4 지지력

3.3.1.3의 규정은 말뚝 대신에 현장타설말뚝으로 대체하여 적용할 수 있다. 시공방법이 현장타설말뚝 지지력에 영향을 끼칠 수 있으므로 설계할 때 이 점을 고려해야 한다. 현장타설말뚝의 시공은 건조시공, 케이싱 사용 시공, 습윤시공 또는 이들 방법을 조합하는 방법이 있다. 모든 시공법

의 경우에 대하여 천공경의 굴착, 콘크리트 타설 그리고 현장타설말뚝 시공에 대한 기타 조건들은 이들 시방규정에 따라 실시하도록 한다.

3.4.1.5 하향력

하향력은 3.3.1.4에 규정된 방법에 의해 평가한다. 극한한계상태에서의 선단지지 현장타설말뚝에 작용하는 하항력의 하중계수는 표 3.1-3에 규정된 주면마찰력에 대한 저항계수의 역수를 적용한다.

3.4.1.6 무리말뚝의 말뚝간격

현장타설말뚝의 중심간 간격은 지름의 3배 또는 인접말뚝간의 상호간섭이 없는 최소간격 보다 커야 한다. 더 좁은 간격이 요구되는 경우에는 시공절차를 설계도서에 명시해야 하고 인접 현장타설말뚝 간의 상호작용 효과를 평가하여야 한다.

3.4.1.7 경사 현장타설말뚝

경사 현장타설말뚝은 피하도록 한다. 횡방향 지지력을 증가시킬 필요가 있는 경우에는 말뚝지름을 크게 하거나 말뚝수를 증가시킨다.

3.4.1.8 지하수위와 부력

3.3.1.7의 규정이 적용된다.

3.4.1.9 인발

3.3.1.9의 규정을 적용한다. 팽창토에 대해 설계 및 시공되는 현장타설말뚝은 인발에 저항하기 위해 습윤조건에 대해 안정한 흙에 충분히 정착되도록 한다. 지반팽창조건에 의해 말뚝/말뚝캡에 인발하중이 작용하지 않도록 지표면과 캡의 아래 부분 또는 말뚝을 연결하는 빔 사이의 공간을 충분히 확보하도록 해야 한다.

3.4.2 사용한계상태의 변위

3.4.2.1 일반사항

3.3.2.1의 규정을 적용한다. KDS 24 12 11에 제시된 사용하중조합- Ⅰ을 사용하는 것이 적합하다. 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 사용한계상태 침하량을 추정하는 데는 영구하중만을 고려한다. 조립토에 설치된 말뚝의 침하량을 추정할 때는 영구하중에 일시적인 하중을 더한 값을 사용한다.

3.4.2.2 수평변위에 대한 기준

3.3.2.2의 규정을 적용한다.

3.4.2.3 침하

(1) 일반사항

외말뚝과 무리말뚝에 상관없이 현장타설말뚝기초의 침하량은 3.2.2.2의 기준을 초과해서는 안 된다.

(2) 현장타설 외말뚝의 침하량

현장타설 외말뚝의 침하량은 다음 사항을 고려하여 추정해야 한다 :

① 단기간 침하량

② 점성토에 시공될 경우에는 압밀침하량

③ 현장타설말뚝의 축방향 압축량

(3) 무리말뚝의 침하량

3.3.2.3의 규정을 적용한다.

3.4.3 극한한계상태의 지지력

3.4.3.1 일반사항

3.3.3.1의 극한한계상태를 적용한다.

3.4.3.2 현장타설말뚝의 축방향 하중

3.3.3.2의 규정을 적용한다.

3.4.3.3 점성토에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

점성토에 설치된 현장타설말뚝의 저항력을 결정하기 위해 반경험적인 방법이 사용된다. 점성토의 현장타설말뚝은 비배수 하중조건과 배수 하중조건에 대하여 각각 전응력법과 유효응력법으로 설계해야 한다.

(1) 말뚝의 주면마찰력 산정

① 점성토에 설치되어 비배수 재하 상태에 있는 현장타설말뚝의 공칭 단위 주면마찰력은 다음과 같이 α방법으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = \alpha S_u \qquad (3.4\text{-}1)$$

여기서,

$$\frac{S_u}{p_a} \leq 1.5 \text{ 일때}, \quad \alpha = 0.55 \qquad (3.4\text{-}1a)$$

$$1.5 \leq \frac{S_u}{p_a} \leq 2.5 \text{ 일때}, \quad \alpha = 0.55 - 0.1\left(\frac{S_u}{p_a} - 1.5\right) \qquad (3.4\text{-}1b)$$

S_u = 평균 비배수전단강도(MPa)

α = 부착력 계수(무차원값)

p_a = 대기압(=0.101 MPa)

② 그림 3.4-1에 나타난 바와 같이 현장타설말뚝의 다음 부분들에서는 주면마찰력이 발휘되지 않는 것으로 간주한다.

가. 말뚝의 머리로부터 최소한 1,500 mm 까지

나. 단면이 일정한 말뚝의 경우 선단으로부터 위로 말뚝의 지름만큼

다. 확대선단말뚝에서 확대선단부의 주면

라. 확대선단말뚝에서 확대선단부의 상단에서 위로 말뚝지름만큼

③ 영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주면마찰력 값을 적정하게 수정(무시 포함)하여야 한다.

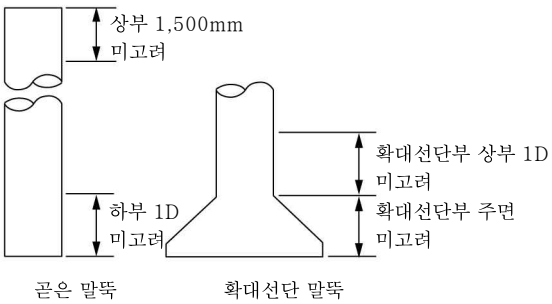


그림 3.4-1 주면마찰력을 계산할 때 고려하지 않는 현장타설말뚝의 각 부분에 대한 설명
(O'Neill과 Reese, 1999)

(2) 선단지지력

① 점성토에 설치되어 축하중을 받는 현장타설말뚝의 전응력 방법에 따른 공칭 단위 선단지지력은 다음의 O'Neill 과 Reese(1999) 식으로 산정한다.

$$q_p = N_c S_u \leq 4.0 \text{ (MPa)} \qquad (3.4\text{-}2)$$

$$N_c = 6\left[1 + 0.2\left(\frac{Z}{D}\right)\right] \leq 9 \qquad (3.4\text{-}3)$$

여기서, D = 말뚝의 지름(mm)

Z = 말뚝의 관입깊이(mm)

S_u = 비배수전단강도(MPa)

② S_u 값은 현장타설말뚝의 선단으로부터 지름의 2배만큼 떨어진 깊이 이내의 위치에서 시행한 현장시험결과나 이 깊이에서 채취한 불교란시료를 사용한 실내시험결과로부터 결정한다. 만일 이렇게 구한 S_u가 0.024 MPa 이하라면 N_c값에 0.67을 곱한다(1/3만큼 저감).

3.4.3.4 사질토에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

(1) 일반사항

사질토 지반의 현장타설말뚝은 배수 조건의 유효응력법으로 설계하거나 현장시험 결과에 근거하여 경험적인 방법으로 설계해야 한다.

(2) 주면마찰력

① 사질토에 설치된 현장타설말뚝의 β 방법에 의한 공칭지지력 q_s는 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.25 \le \beta \le 1.2 \text{ 일때, } \quad q_s = \beta\ \sigma_\nu' \le 0.19 \qquad (3.4\text{-}4)$$

사질토 지반에서,

$$N_{60} \ge 15 \text{ 이면, } \beta = 1.5 - (7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \qquad (3.4\text{-}4a)$$

$$N_{60} < 15 \text{ 이면, } \beta = \frac{N_{60}}{15}(1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \qquad (3.4\text{-}4b)$$

여기서, σ_ν' = 대상층 중간에서 연직유효응력(MPa)

β = 하중전이계수(무차원)

z = 대상층 중간까지 깊이(mm)

N_{60} = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서 보정한 값

② 재하시험을 실시하였다면 더 큰 값을 사용할 수도 있다.

③ 자갈질 모래층이나 자갈층에 대해서는 N_{60}이 15 이상이라면 다음 식 (3.4-4c)를 적용하며, 그 외의 경우에는 식 (3.4-4b)를 사용한다.

$$\beta = 2.0 - 0.00082(z)^{0.75} \qquad (3.4\text{-}4c)$$

④ 영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주면마찰력 값을 적정하게 수정하거나 무시하여야 한다.

(3) 선단지지력

① 사질토에 설치한 현장타설말뚝의 공칭 선단지지력 q_p는 O'Neill과 Reese(1999) 방법에 따라 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.057N_{60} \le 50 \text{ 일때, } \quad q_p = 1.2N_{60} \qquad (3.4\text{-}5)$$

여기서, N60 = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서만 보정한 값

② 재하시험을 실시한 경우 외에는 식 (3.4-5)로 구한 q_p는 3.0 MPa 이내이어야 한다.

③ N_{60} 값이 50보다 큰 지층에 대해서는 중간지반(intermediated geomaterial)으로 간주하여 다음 식으로 선단지지력을 산정한다. 단위는 MPa이다.

$$q_p = 0.59\left[N_{60}\left(\frac{p_a}{\sigma_\nu'}\right)\right]^{0.8}\sigma_\nu' \qquad (3.4\text{-}6)$$

여기서, σ_v' = 대상층 중간에서 연직유효응력 (MPa)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

④ 식 (3.4-6)을 적용할 때 N_{60}은 시험결과와 상관없이 상한값을 100으로 한다.

3.4.3.5 암반에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

(1) 일반사항

① 암반에 지지되는 현장타설말뚝은 다음 성분의 저항력으로 압축하중을 견뎌야 한다.

가. 암반 근입부(소켓) 벽면의 주면마찰력, 또는

나. 말뚝 선단 아래 지층의 지지력, 또는

다. 위 두 가지 성분 모두

② 암반에 근입한 현장타설말뚝의 저항력을 산정할 주면마찰력과 선단지지력 각각의 발현에 필요한 변위의 차이를 고려하여야 한다. 암반의 선단지지력을 반영하는 경우에는 암반 벽면에서 전단저항이 변형량에 따라서 최댓값을 지나 잔류상태로 저하되는 상황을 고려하여 암반의 주면마찰력을 평가하여야 한다.

(2) 주면마찰력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 q_s는 Horvath와 Kenney(1979) 방법에 따른 다음 식으로 구하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = 0.65\,\alpha_E\,p_a\left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5} < 7.8\,p_a\left(\frac{f_c'}{p_a}\right)^{0.5} \qquad (3.4\text{-}7)$$

여기서, q_u = 암의 일축압축강도(MPa)

p_a = 대기압(=0.101 MPa)

α_E = 암반 절리를 고려한 감소계수(표 3.4-1)

f_c' = 콘크리트 압축강도(MPa)

표 3.4-1 감소계수 α_E(O'Neill과 Reese(1999))

E_m/E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

(3) 선단지지력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력 q_p는 다음과 같이 산정한다. 단위는 MPa이다.

① 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 신선한 상태이거나 압축성 물질 없이 절리가 닫혀있는 경우, 그리고 암반 근입부(소켓)의 길이가 말뚝 지름(폭)의 1.5배 폭 이상일 경우

$$q_p = 2.5q_u \qquad (3.4\text{-}8)$$

② 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 여러 방향의 절리를 갖는 경우

$$q_p = [\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)}]q_u \qquad (3.4\text{-}9)$$

여기서, s, m : 파쇄암반 정수(표 3.4-2)

q_u = 암의 일축압축강도(MPa)

표 3.4-2 비선형 강도 정의상 암질과 재료상수의 대략적인 관계(Hoek와 Brown, 1988)

암질	정수	암의 유형 A=벽개가 잘 발달된 탄산염암 B=석화된 이질암 C=뚜렷한 벽개가 있는 사질암 D=세립의 결정질 화성암 E=조립의 결정질 화성암과 변성암				
		A	B	C	D	E
신선암 시료 실험실 규격 시료상으로 절리가 없음 CSIR 등급: RMR=100	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
매우 양호한 암반 Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 절리가 풍화되지 않고, 단단히 결속된 불교란 상태(900~3000 mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=85	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.567 0.082
양호한 암반 절리가 있고, 약간 풍화되었거나 미미하게 교란된 상태(900~3000 mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=65	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
보통의 암반 보통 정도 풍화된 절리를 다수 가지는 상태 (간격 300~900 mm) CSIR 등급: RMR=44	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
불량한 암반 50~300 mm 간격의 풍화된 절리가 많고 비지(gouge)가 있는 상태; clean compacted waste rock. CSIR 등급: RMR=23	m s	0.0029 3×10^{-6}	0.041 3×10^{-6}	0.061 3×10^{-6}	0.069 3×10^{-6}	0.102 3×10^{-6}
매우 불량한 암반 간격 50 mm 미만의 절리가 매우 많고 비지가 있음. Waste rock with fines. CSIR 등급: RMR=3	m s	0.007 1×10^{-7}	0.010 1×10^{-7}	0.015 1×10^{-7}	0.017 1×10^{-7}	0.025 1×10^{-7}

3.4.3.6 재하시험

재하시험은 일반적으로 계획된 사용 말뚝과 동일한 방법, 치수, 재료로 만들어진 말뚝에 대하여 시행된다. 축방향 압축지지력, 축방향 인발지지력 또는 횡방향 지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-3에 나타나 있다.

3.4.3.7 인발

(1) 일반사항

현장타설말뚝에 상향력이 작용할 때에는 인발저항력을 고려해야 한다. 상향력을 받는 말뚝에 대해서는 인발에 대한 말뚝의 구조적 강도에 대한 인발저항력과 지지부와 말뚝의 연결부위 강도에 대하여 검토해야 한다.

(2) 현장타설 외말뚝의 인발저항력

① 단면변화가 없는 현장타설 외말뚝의 인발저항력은 압축력을 받는 말뚝의 주면마찰력과 비슷한 방법으로 산정한다. 선단확대말뚝의 인발저항력은 선단 상부의 주면마찰력은 무시하고 종 모양의 선단이 앵커처럼 작용한다고 가정하고 산정한다. 현장타설말뚝의 인발저항력에 대한 강도감소계수는 표 3.1-3에 나타나 있다.

② 점성토에서 확대선단부를 가진 현장타설말뚝에 대해 감가된 인발저항력은 아래와 같이 산정된다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_s Q_{s,bell} \qquad (3.4\text{-}10)$$

여기서,

$$Q_{s,bell} = q_{s,bell} A_u \qquad (3.4\text{-}11)$$

여기서, $q_{s,bell} = N_u S_u$

A_u = $\pi (D_p^2 - D^2) / 4 (\text{mm}^2)$

N_u = 인발 부착계수

D_p = 확대선단부의 지름(mm)

D_b = 지지층 근입깊이(mm)

D = 말뚝지름(mm)

S_u = 저면 위로 확대선단부 지름의 2배 거리 내 평균 비배수전단강도(MPa)

ϕ = 표 3.1-3에 나타나 있는 강도감소계수

만일 지지층 상부에 팽창성 흙이 있다면 S_u는 저면 바닥으로부터 상향으로 $2D_p$ 또는 지지층에 근입된 말뚝길이 중에서 작은 값에 대한 평균값으로 한다. N_u 값은 $D_b / D_p = 0.75$인 경우 0.0부터 $D_b / D_p = 2.5$인 경우 8.0까지 선형적으로 변한다고 가정한다. 여기서, D_b는 지지층의 깊이이다. 지지층의 최상부는 계절에 따라 함수비가 변하는 구역의 바닥면으로 한다.

(3) 무리말뚝의 인발저항력

3.3.3.7(3)의 규정을 적용한다. 현장타설 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 표 3.1-3에 나타나 있다.

3.4.3.8 수평하중

수평하중을 받는 현장타설말뚝을 설계할 때에는 무리 내의 말뚝수를 포함하여 말뚝과 지반 사이의 상호작용 효과를 고려해야 한다. 현장타설말뚝 두부는 캡에 강결합시킨다.

3.4.3.9 현장타설 무리말뚝의 지지력

(1) 일반사항

무리효과에 의한 저항력의 감소를 고려해야 한다.

(2) 점성토

3.3.3.10(2)의 규정을 적용한다. 등가피어 또는 블록파괴를 고려한 무리말뚝 지지력에 대한 저항계수는 표 3.1-3에 나타나 있으며 캡과 지반의 접촉여부에 상관없이 적용된다. 개개의 현장타설말뚝 지지력을 합해서 계산한 무리말뚝의 지지력에 대한 저항계수는 현장타설 외말뚝의 지지력에 대한 저항계수와 같다.

(3) 사질토

캡과 지반의 밀착여부에 상관없이 현장타설 무리말뚝의 지지력은 외말뚝의 지지력의 합에 적절한 효율계수를 곱한 값으로 산정한다.

(4) 압축성이 큰 연약지반 위의 단단한 지반에 있는 무리말뚝의 지지력

3.3.3.10(4)의 규정을 적용한다.

3.4.4 구조설계

3.4.4.1 일반사항

현장타설말뚝의 구조설계는 KDS 24 14 21의 철근콘크리트 설계에 대한 규정을 적용한다.

3.4.4.2 현장타설말뚝의 좌굴

3.3.4.2의 규정을 적용한다.

3.4.5 현장타설말뚝의 구조세목

3.4.5.1 일반사항

굴착공 내를 인력으로 조사하는 경우에는 말뚝지름이 750 mm 보다 작아서는 안 된다. 말뚝에 지지되는 상부기둥의 지름은 현장타설말뚝의 지름을 초과해서는 안 된다.

3.4.5.2 보강

(1) 수평하중이 작용할 가능성이 적은 경우에는 축하중에 대해서만 현장타설말뚝을 보강할 수도 있다. 수평방향으로 지지되지 않는 부분은 KDS 24 14 21에 따라서 철근 콘크리트 기둥으로 설계하고. 이 때 철근은 지반 내 고정점(fixity point) 아래로 충분한 깊이까지 연장되어야 한다.

(2) 두께가 3.0 mm 이상인 영구적인 케이싱 강관을 사용할 경우에는 강관이 하중을 분담하는 것으로 고려할 수도 있다. 이 경우 강관의 부식을 고려하여야 한다.

3.4.5.3 수평방향 배근

수평방향 철근은 띠철근, 또는 나선철근으로 배근하며, 굳지 않은 콘크리트의 타설 압력을 견디도록 설계하여야 한다. 지진에 대한 규정은 KDS 24 17 11을 따른다.

3.4.5.4 콘크리트

말뚝에 사용하는 콘크리트는 최대 골재치수, 반죽정도, 습윤, 건조, 설계강도 등을 고려하여 배합설계하며, 상세 계획에 따라 제 위치에 적정하게 타설하여 견고해지도록 한다. 최대 골재치수는 철근 간격의 1/5을 초과할 수 없다.

3.4.5.5 상부구조체 연결

현장타설말뚝을 상부구조체와 연결하기 위해서는 적정한 배근을 하여야 한다. 캡 속으로 철근을 근입하는 방법은 KDS 24 14 21의 관련 규정을 따르도록 한다.

3.4.5.6 확대선단부

확대선단부는 무근 콘크리트에 과도한 응력이 발생하지 않도록 설계해야 한다. 확대선단부는 연직선에 대하여 30°이하의 각도로 경사지게 하고 바닥면의 지름은 말뚝지름의 3배를 넘지 않도록 한다. 확대선단부의 바닥 가장자리 두께는 150 mm보다 작아서는 안 된다.

3.5 교대와 중력식 및 반중력식 옹벽

3.5.1 일반적인 고려사항

3.5.1.1 일반사항

중력식 및 반중력식 옹벽은 교량 하부의 구조물이나 토공부 지지 등의 목적으로 사용할 수 있다. 옹벽은 지지하는 토질 및 암반이 과대한 침하나 부등침하 하기 쉬운 곳에서는 깊은기초를 사용하여야 한다.

3.5.1.2 하중

(1) 교대와 옹벽은 다음에 대해서 검토해야 한다.

- 상재 활하중 및 고정하중을 포함한 토압과 수압
- 교대/벽체의 자중
- 교량의 상부구조물로부터의 하중
- 온도 및 수축 변형에 의한 영향
- KDS 24 12 21 및 이 기준에서 규정하는 지진하중

(2) KDS 24 12 21(4.8)및 3.1.4의 규정을 적용한다. 안정검토에 사용하는 토압은 KDS 24 12 11의 규정에 나타낸 적합한 최대 또는 최소 하중계수를 곱하여 사용한다. 설계는 가장 가혹한 하중

조건을 만들어낼 힘의 조합에 대해 수행되어야 한다. 보강토 및 기성 모듈식 옹벽(prefabricated modular walls)의 설계는 3.9과 3.10를 따라야 한다.

(3) 교대에 작용하는 하중 계산 시 경사식 및 계단식 배면에 또는 철근콘크리트 확대기초의 저판 위에 직접적으로 상재된 채움재의 중량은 교대의 유효중량의 일부로 고려할 수 있다. 확대기초가 사용되는 경우 후면 돌출부는, 더 정확한 방법을 사용하지 않는 한, 뒤채움재의 중량이 재하되고, 지점을 벽체로 하는 캔틸레버로 설계해야 한다.

3.5.1.3 상부일체식 교대

(1) 상부 일체식 교대는 상부구조물의 크리프, 건조수축 및 온도변형 등에 저항할 수 있거나 흡수할 수 있도록 설계해야 한다. 교대의 이동량을 결정할 때에는 이동량 계산 시에 온도, 크리프 그리고 프리스트레스에 의한 장기적인 길이단축 등을 고려한다.

(2) 특이한 국지적 경험에 의해 별도의 방안을 필요로 하는 지역을 제외하고는 최대 스팬 거리, 설계 고려사항 및 상세 등은 FHWA Technical Advisory T 5140.13(1980)에 제시되어 있는 추천사항들을 따라야 한다. 교대 뒤쪽으로의 물의 침투를 방지하기 위해서 접근 슬래브는 교대에 (날개벽이 아님) 직접 연결하여야 하며 또한 갇혀있는 물의 배수를 위해서 적합한 방안을 강구하여야 한다.

3.5.1.4 날개벽

날개벽은 교대와 일체로 하거나 또는 신축이음을 주어서 교대 벽과 분리하여 독립시켜 설계할 수 있다. 날개벽의 길이는 도로의 경사를 고려하여 결정 하여야 하며, 도로성토를 유지하고 침식에 대한 보호기능을 수행하기에 충분하여야 한다.

3.5.1.5 철근 보강

(1) 중력식 및 반중력식 벽체와 교대

온도와 수축 균열에 저항하기 위한 보강철근은 5장에 명시한 대로 설계되어야 한다.

(2) 날개벽

날개벽과 교대의 연결부는 일정 간격으로 철근이나 적합한 형강을 배치하여 날개벽과 교대가 일체로 되도록 하여야 한다. 철근은 보강철근에 대해 규정된 철근의 강도를 발휘할 수 있도록 연결부로부터 양쪽의 구체 속으로 충분히 연장시켜야 하며, 철근들의 끝단부에서 콘크리트에 취약한 평면을 만들지 않도록 철근의 연장길이에 변화를 주어야 한다. 철근을 사용하지 않을 때에는 신축이음을 주어야 하고, 날개벽은 교대의 구체 속으로 엇물리게 한다.

3.5.1.6 신축 및 수축이음

중력식 및 반중력식 옹벽과 교대에서는 9 m 간격 이내로 수축이음을 설치하여야 하며 27 m 간격

이내로 신축이음을 설치하여야 한다. 모든 이음부에는 이음의 기능을 보장할 수 있는 승인된 채움재로 충전한다. 교대부의 이음은 교대가 지지하는 교축방향 부재들의 중앙 부근에 위치시킨다.

3.5.2 사용한계상태의 변위

3.5.2.1 교대

3.2.2.2, 3.3.2.3, 3.4.2.3 및 3.1.2의 규정을 따른다.

3.5.2.2 전체 안정성

(1) 배면경사가 있는 옹벽의 전체 안정성은 해석 시 한계평형방법을 사용하여 평가하여야 한다. 시공 편의상 임시로 절토하는 경우도 그 경사에 대해 전체 안정성을 평가해야 한다. 연약한 지반 위에 시공하는 교대나 옹벽 등에 대해서는 별도의 조사, 시험 및 해석이 필요하다.

(2) 사면의 전체 안정성에 대한 평가는 사용하중조합- Ⅰ 및 적합한 저항계수에 따라서 기초의 유무와 관계없이 검토하여야 한다. 저항계수 ϕ는 더욱 상세한 자료가 없을 경우에는 다음의 값을 사용할 수 있다.

① 지반정수들이 분명하고 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하지 않는 곳: 0.75

② 지반상수들이 분명하지 않거나 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하는 곳: 0.65

3.5.3 극한한계상태의 지지력과 안정성

3.5.3.1 일반사항

교대와 옹벽은 지지력, 전도 그리고 활동에 대해 충분한 안정성을 갖도록 설계해야 한다. 또한 깊게 설치한 기초의 파괴에 대한 안정성도 3.2.2.2의 규정에 따라 검토하여야 한다.

3.5.3.2 지지력

지지력은 다음의 토압분포를 가정하고 계수가 적용된 하중과 지지력을 이용하여 극한한계상태에 대하여 검토하여야 한다.

(1) 벽체가 토사에 지지되는 경우

수직응력은 그림 3.5-1에 나타낸 바와 같이 유효 저판 면적에 일정하게 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 수직응력은 다음 식으로 계산한다.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B-2e} \qquad (3.5\text{-}1)$$

여기서, ΣV = 수직력의 합, 다른 변수들은 그림 3.5-1에 정의되어 있다.

(2) 벽체가 암반에 지지되는 경우

수직응력은 그림 3.5-2에 나타낸 바와 같이 유효 저판면적에 선형 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위에 있을 경우에는,

$$\sigma_{v\ \max} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1+6\frac{e}{B}\right) \tag{3.5-2}$$

$$\sigma_{v\ \min} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1-6\frac{e}{B}\right) \tag{3.5-3}$$

여기서, 변수들은 그림 3.5-2에 정의되어 있다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위를 벗어날 경우에는,

$$\sigma_{v\ \max} = \frac{2\,\Sigma V}{3[(B/2)-e\,]} \tag{3.5-4}$$

$$\sigma_{v\ \min} = 0 \tag{3.5-5}$$

여기서, 변수들은 그림 3.5-2에 정의되어 있다.

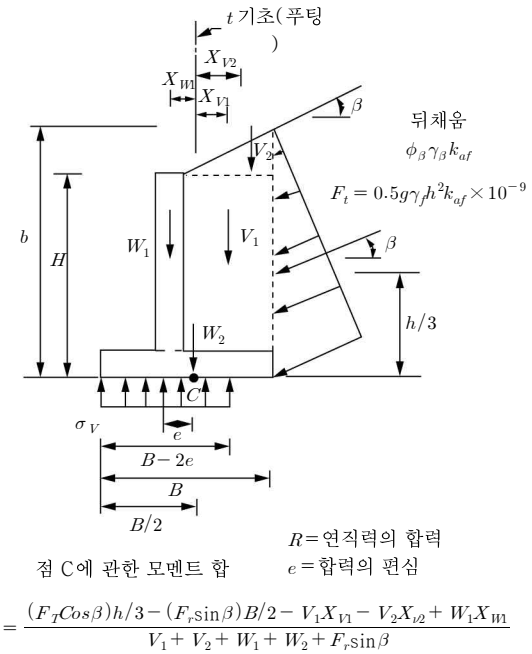
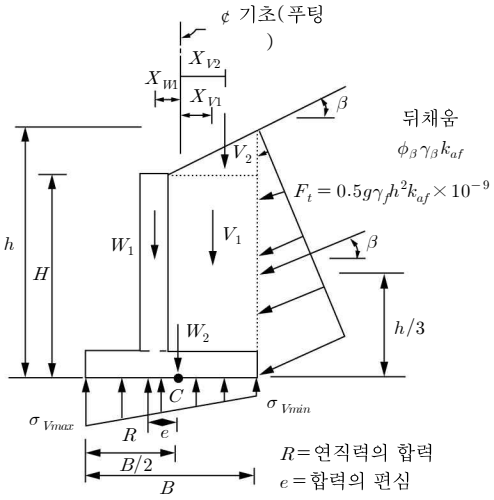


그림 3.5−1 토질기초에 지지된 벽체의 지지력 기준



만약 $e > B/6$이면 $\sigma_{v\min}$은 0으로 떨어지고 "e"가 증가함에 따라 연직응력이 D인 푸팅의 뒷굽의 부분은 증가한다.

점 C에 관한 모멘트 합

$$e = \frac{(F_T Cos\beta)h/3 - (F_r \sin\beta)B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_r \sin\beta}$$

그림 3.5-2 암반기초에 지지된 벽체의 지지력 기준

3.5.3.3 전도

지반면 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 1/2 범위에 있도록 하여야 한다. 암반 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 3/4 범위에 있도록 하여야 한다.

3.5.3.4 지중 침식

(1) 강이나 개천을 따라 시공하는 벽체는 기초부의 세굴에 대하여 검토하여야 한다. 잠재적으로 세굴 가능성이 있는 곳은 적합한 방호조치를 설계에 반영하여야 한다. 3.2.1.2의 규정을 적용한다.

(2) 동수경사는 지반종류에 따라 아래의 기준을 초과하지 않도록 한다.

① 실트나 점성토: 0.20

② 사질토: 0.30

(3) 벽체 밑으로 물이 새어 나올 수 있는 곳은 양압력과 침투력의 영향을 고려해야 한다.

3.5.3.5 수동 저항력 (passive resistance)

벽체 바닥면이 최대 세굴깊이, 동결깊이 또는 기타 교란깊이 아래까지 근입되지 않은 경우에는 안정성 계산 시 수동저항력은 무시한다. 벽체 바닥면이 위의 여러 깊이 중에서 가장 큰 값보다 더 아래까지 근입된 경우에 한하여 수동저항력이 유효하다고 볼 수 있다. 교대 또는 중력식 및 반중력식 옹벽의 전면에서 산정된 수동저항력은 벽체가 전면으로 과다한 변위를 발생시키지 않을 정

도로 충분히 커야 한다. 만일 수동저항을 제공할 흙이 연약하고 느슨하거나 교란되었을 경우 또는 흙과 벽체 사이가 느슨할 경우에는 수동저항력을 무시하여야 한다.

3.5.3.6 활동

3.2.3.3의 규정을 적용한다.

3.5.4 구조적 파괴에 대한 안전성

각 벽체 요소와 벽체 기초의 구조설계는 KDS 24 14 21(1.5.7) 그리고 KDS 24 14 21(1.5.8) 의 규정에 부합하여야 한다. 확대기초의 구조설계를 위한 접지압의 분포를 결정할 때는 3.2.3.1(5)의 규정을 적용한다.

3.5.5 배수

교대나 옹벽의 뒤채움흙은 배수가 잘 되어야 한다. 만약 배수상태가 불량한 경우에는 교대나 옹벽의 설계하중 결정시 토압과 더불어 뒤채움재 내의 물에 의한 정수압을 함께 고려해야 한다.

3.6 교각

3.6.1 교각의 하중

교각은 상부구조물로부터의 하중과 교각 자체의 자중을 기초에 전달할 수 있도록 설계해야 한다. 각종 하중과 사용하중조합-Ⅰ은 KDS 24 12 11에 명시한 내용을 따른다. 교각의 구조설계는 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31, KDS 24 14 51 그리고 KDS 24 17 11의 규정에 따른다.

3.6.2 교각 보호

3.6.2.1 충돌

자동차 또는 선박과 충돌 가능성이 있는 경우는 요구되는 충격저항 수준 또는 적절한 방호공을 결정하기 위한 위험도 해석을 수행하여야 한다. 충돌하중은 KDS 24 12 21에 명시된 바에 따라 결정한다.

3.6.2.2 충돌방호벽

교각이 철로에 아주 근접한 경우에는 철도 소유자가 충돌방호벽을 고려할 수 있다.

3.6.2.3 세굴

세굴 가능성을 평가하고, 세굴에 의한 피해가 최소화되도록 설계해야 한다.

3.6.2.4 전면판

교각의 모서리는 유빙이나 부유물을 효과적으로 쪼개거나 회피할 수 있도록 설계한다.

3.7 비중력식 캔틸레버 벽체

3.7.1 일반사항

흙과 암반을 임시, 또는 영구적으로 지지하기 위하여 비중력식 캔틸레버 벽체를 사용할 수 있다. 비중력식 벽체의 적용 여부는 벽체를 지지하기 위한 연직부재의 근입길이 내의 토질 및 암석 상태가 적정한 지를 기준으로 정한다.

3.7.2 하중

3.5.1.2의 규정을 적용한다. 비중력식 캔틸레버 벽체를 설계할 때 횡방향 토압에 대하여 적정 계수를 적용하여야 한다.

3.7.3 사용한계상태의 변위와 안정성

3.7.3.1 변위

3.3.2 및 3.4.2의 규정을 적용한다. 인접 구조물에 미치는 벽체변위의 영향은 KDS 24 12 21(4.8)의 규정에 따라서 설계토압의 선택 시에 고려해야 한다.

3.7.3.2 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 적용한다.

3.7.4 지반 파괴에 대한 안전성

3.7.4.1 전체 안정성

3.5.2.2, 3.5.3.5의 규정을 적용한다. 연직부재는 부재와 부재 사이의 전체 설계토압, 상재하중, 양압력 그리고 수압을 지지할 수 있도록 설계해야 한다. 수동저항력을 발휘할 수 있는 매입깊이를 결정할 때는 현장시험이나 실내시험으로부터 구한 지반이나 암반의 강도를 저하시키는 단층 경면(slickensides), 층리면(bedding planes) 그리고 절리면(joint sets) 등과 같은 취약면을 고려해야 한다. 절리가 발달되어 있거나 절리면을 따라 파괴되지 않을 암반에 근입되는 경우 암반의 전단강도를 적용해야 한다.

3.7.5 구조적 파괴에 대한 안전성

3.7.5.1 연직 벽체 요소

연직 벽체 요소는 모든 수평토압, 상재하중, 수압 그리고 지진토압에 저항할 수 있도록 설계한다.

3.7.5.2 전면판

(1) 개별 연직 벽체요소의 최대 간격은 연직요소와 전면판의 상대강도, 지지해야 할 토질상태 그리고 연직 벽체요소가 매입될 지반 상태에 기초하여 결정해야 한다. 전면판은 지반의 아칭

(arching) 현상을 고려하거나 요소와 요소를 단순지지로 가정하거나 또는 여러 개의 요소에 걸쳐 연속지지로 가정하여 설계한다.

(2) 만일 목재 전면판을 사용할 때는 응력등급별 압력처리된 목재를 사용한다. 부패성 유기체가 성장하기 쉬운 조건에 목재를 사용할 때에는 목재 자체가 본래 부패저항성이 있는 종이고 부패위험에 대하여 적합하다고 볼 수 있으며, 구조물의 공용기간을 기대할 수 있는 경우 이외에는 목재용 방부제로 압력 처리해야 한다.

3.7.6 방식

부식 방지대책의 수준과 범위는 지반환경 그리고 벽체파괴 시의 영향 정도에 따른다.

3.7.7 배수

KDS 24 12 21(4.8)의 규정을 따른다. 전면판 뒤쪽으로 벽체 저면이나 그 근처에 배수용 매개물을 설치하여 침투를 조절해야 한다. 배수패널은 설계토압과 상재하중 작용 상태에서 그 배수특성을 유지할 수 있어야 한다. 벽체 배면은 흙의 동결을 방지할 수 있도록 벽체에 절연방안을 강구하거나 또는 동결된 흙에 의해 벽체에 미치게 되는 압력을 설계 시에 고려해야 한다.

3.8 앵커지지 벽체

3.8.1 일반사항

(1) 앵커지지 벽체(anchored walls)는 그라우팅된 앵커 요소, 연직벽 요소 및 전면판으로 구성된다. 그림 3.8-1과 같이 앵커로 지지된 벽체는 토사 또는 암반을 지지하는 임시 또는 영구 지지 구조물로 사용될 수 있다.

(2) 앵커 지지 벽체의 적용 여부를 결정할 때는 앵커 정착장 주변의 지반 및 암반조건이 정착력을 발휘하는데 적합한지를 반드시 검토하여야 한다. 앵커의 자유장 주변이나 그 위에 흙채움을 할 경우, 앵커가 손상을 입지 않도록 설계 및 시공 기준을 마련해야 한다.

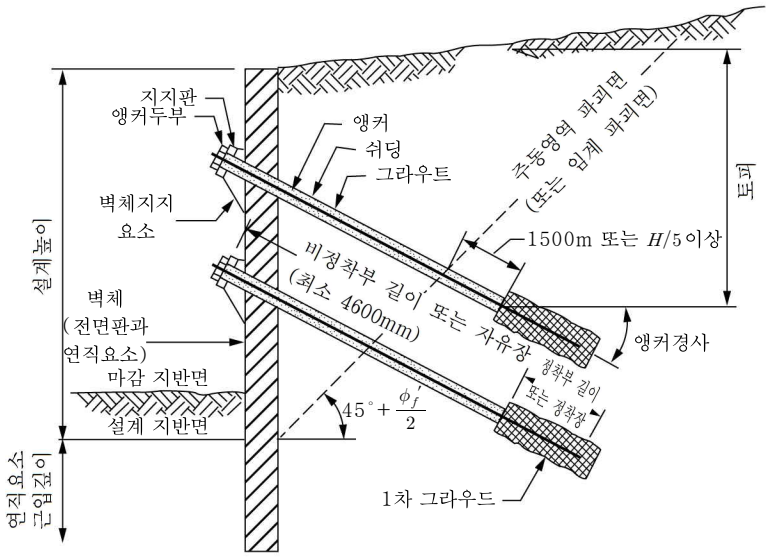


그림 3.8−1 앵커로 지지된 벽체의 명칭 및 앵커 근입 지침

3.8.2 하중

하중에 관해서는 3.5.1.2의 규정에 따르되, 건조 수축과 온도 변화에 의한 영향은 고려할 필요가 없다.

3.8.3 사용한계상태의 변위와 안정성

3.8.3.1 변위

3.2.2, 3.3.2, 3.4.2의 규정을 따른다. 벽체를 설계할 때에는 벽체 변위가 인접 구조물에 미치는 영향을 고려해야 한다.

3.8.3.2 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 따른다.

3.8.4 지반 파괴에 대한 안전성

3.8.4.1 지지력

3.2.3, 3.3.3, 3.4.3의 규정을 따른다. 지지력은 하중의 연직성분이 연직 벽체의 근입된 하부로 모두 전달된다고 가정하여 결정한다. 벽체 부재와 뒤채움 흙 사이의 측면 마찰은 연직 하중에 대한 저항력에 포함시키지 않는다.

3.8.4.2 앵커의 인발저항력(pullout capacity)

(1) 프리스트레스트 앵커(prestressed anchor)는 암반 또는 토사 내 정착길이에서 인발력에 견디

도록 설계해야 한다. 저항계수를 고려한 토사 또는 암반에 설치된 앵커의 인발저항력, Q_R은 다음 식으로 계산한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_n L_b \qquad (3.8\text{-}1)$$

여기서, ϕ = 앵커 인발저항력 저항계수
Q_n = 앵커의 공칭인발저항력(N)
d = 앵커 천공의 직경(mm)
τ_n = 앵커의 공칭 부착응력(MPa)
L_b = 앵커의 정착길이(mm)

(2) 예비설계의 경우, 앵커의 저항력은 앵커 인발력 시험의 결과에 따라 결정할 수 있으며, 또는 지질학적 및 보링 자료의 검토, 토질 및 암석 시료 조사, 실내 시험 및 기존 경험을 토대로 평가하거나, 토질/암석 그라우트 정착 관련 문헌을 참조하여 산정할 수 있다. 최종 설계 단계에서는 시방서에 앵커의 길이와 지지력이 적합한지 확인하기 위하여 토층별로 희생 앵커(sacrificial anchor)를 이용한 검증시험이나 인발시험을 수행하도록 명기해야 한다. 그리고 인발저항력을 검증하기 위하여 모든 앵커에 대하여 설계하중의 1.0배를 적용하여 확인시험을 수행해야 한다.

(3) 앵커는 토체의 임계파괴면 보다 바깥쪽에 근입하여 앵커하중이 작용되도록 하여야 한다. 앵커의 자유장, 설치 각도, 상부 토피의 두께는 다음 사항들을 고려, 결정해야 한다.
① 벽체로부터 가장 멀리 떨어진 임계파괴면의 위치
② 장기간의 지반 변위로 인한 프리스트레스의 손실을 최소화시키기 위한 최소 길이
③ 그림 3.8-1에 나타난 바와 같은 앵커 설치에 적절한 층까지의 깊이
④ 그라우팅 방법과 앵커 설치 방법

(4) 앵커의 최소 수평간격은 정착부 직경의 3배 또는 1,500 mm 중 큰 값으로 한다. 만약, 하중 지지를 위해 간격을 이보다 더 작게 해야 한다면 인접하는 앵커의 기울기를 다르게 하는 방법을 고려한다.

3.8.4.3 수동 저항력

3.5.3.5와 3.7.4.1 및 3.10.4.1의 규정을 따른다.

3.8.5 구조적 파괴에 대한 안전성

3.8.5.1 앵커

앵커설계하중의 수평 성분은 3.8.2의 규정을 이용하여 계산한다. 총 앵커설계하중은 앵커 경사각에 따라 결정하며, 이를 만족하도록 앵커의 수평 간격과 용량을 정한다.

3.8.5.2 연직 벽체 요소

연직 벽체 요소는 앵커 하중의 연직 성분을 포함한 여타의 연직 하중 뿐 아니라 수평토압, 상재하중, 수압, 앵커와 지진 하중 등에 견디도록 설계해야 한다. 연직 벽체를 굴착 바닥면 아래로 충분히 근입시켰다면, 각 앵커 설치 지점 및 굴착 바닥면을 수평지지점으로 간주할 수 있다.

3.8.5.3 전면판

3.7.5.2의 규정을 따른다.

3.8.6 방식

프리스트레스트 앵커와 앵커 머리부는 설치 지점의 토질 및 지하수 조건에 따른 부식에 대비해야 한다. 방식의 수준과 범위는 지반 환경과 앵커 파괴 시의 잠재적 영향 정도에 따라 결정되어야 한다. 방식 규정은 국내의 관련 규정 또는 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Section 6, Ground Anchors의 규정에 따른다.

3.8.7 시공과 설치

3.8.7.1 앵커의 긴장(stressing)과 시험

모든 앵커에 대해서 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Article 6.5.5, Testing and Stressing 규정에 따라 시험과 긴장(stressing)을 실시한다. 극한 하중을 결정하여 설계하중의 안정성을 검증하거나, 과도한 크리프가 발생하는 하중을 파악하기 위한 특별한 조건에서는 사전 재하시험을 실시하도록 규정할 수 있다.

3.8.8 배수

3.7.7의 규정을 따른다.

3.9 보강토 옹벽

3.9.1 일반사항

(1) 중력식 옹벽, 캔틸레버 옹벽, 또는 부벽식 옹벽이 사용되는 경우, 특히 전체 침하 또는 부등침하가 크게 예상되는 경우 보강토 옹벽을 사용할 수 있다. 두 벽체의 교차각이 70° 이하일 때, 벽체 연결 부근은 정지토압계수를 이용하여 내부가 서로 이어진 박스형 구조로 설계해야 한다.

(2) 다음과 같은 조건에서는 보강토 옹벽을 사용하지 않는다.

① 도로 배수시설 외의 다른 시설물을 옹벽 보강 영역 내에 설치해야 할 경우. 즉 보강재를 손상하지 않고는 시설물에 접근할 수 없고, 시설물의 손상이 구조물의 안정성을 위협하는 경우

② 범람으로 인한 침식이나 세굴에 의해 보강토체, 전면판 그리고 기타 지지 기초의 하부층이 손상 받을 수 있는 경우

③환경, 장기침식 또는 품질저하에 대한 연구가 수행되지 않은 조건에서, 보강재가 산성의 광산수에 의해 오염된 지표수 또는 지하수, 다른 산업 오염물질, 또는 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 7.3.6.3에 해롭다고 명시된 기타 환경적 조건에 노출된 경우

(3) 보강토 옹벽은 전면판 배면 보강토체의 내적 안정성뿐만 아니라 벽체 시스템의 외적 안정성을 고려하여 설계해야 한다. 전체안정성 파괴와 복합안정성 파괴를 고려해야 하며, 벽체 전면판의 구조적 설계가 포함되어야 한다.

(4) 여기에 명시된 보강토 옹벽에 대한 규정은 계단식 벽체(tiered walls, 층층이 쌓은 벽체), 등댄 벽체(back-to-back walls) 및 사다리꼴 단면의 벽체 같은 기하학적으로 복잡한 보강토 옹벽에는 적용되지 않는다. 이러한 경우 설계 기준은 FHWA publication No. FHWA-NHI-00-043(Elias 등, 2001)을 참고한다. 이러한 복잡한 보강토 옹벽의 복합안정성 또한 고려해야 한다(3.9.4.3 참고).

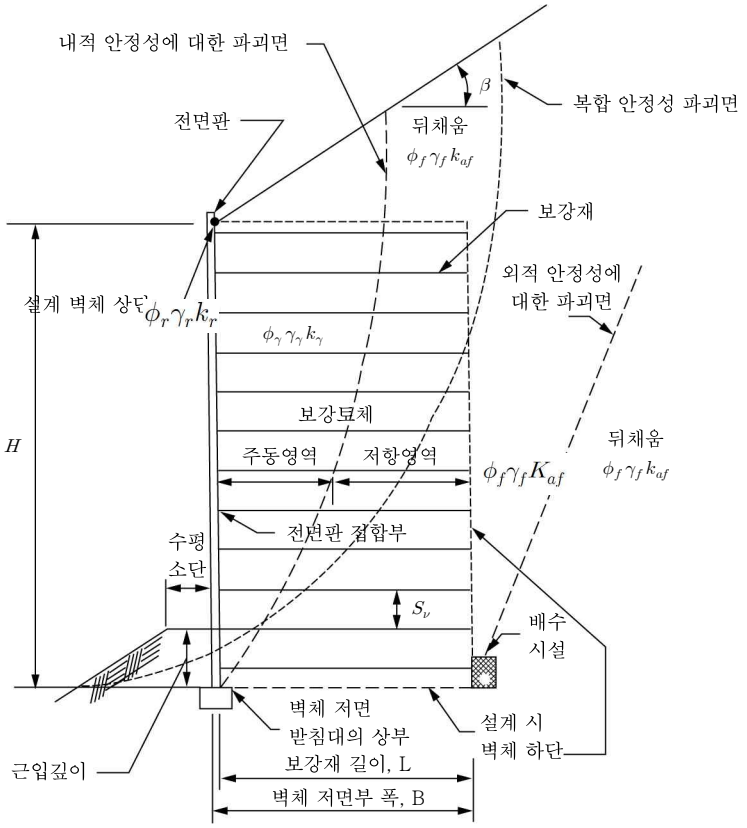
3.9.2 구조물 구성요소

설계에 필요한 보강토 옹벽 구성 요소는 그림 3.9-1과 같다. 보강토체의 크기와 보강재 근입 길이는 다음 조건들을 고려하여 결정한다.

(1) 중력식 옹벽의 안정을 위해 3.9.5에 규정한 안정성과 지반 강도에 대한 요구 조건

(2) 패널요소에 대해 3.9.6에 명시된 보강토체 내부의 구조적 저항과 가상파괴영역 바깥의 보강능력의 발휘에 관한 요구 조건

(3) 3.9.2.1에 기술된 경우 외의 벽체 높이 70% 이상 보강재 길이에 대한 관례적인 요구 조건



외적 안정성 및 내적 안정성 계산 시, 일반적으로 전면판 요소의 무게와 크기는 무시된다. 하지만, 활동과 지지력 계산 시에는 전면판의 크기와 무게를 포함하도록 한다. 내적 안정성 계산시, 벽체의 치수는 전면판 요소의 뒷면에서 시작한다고 간주한다.

그림 3.9−1 설계 시 필요한 보강토 옹벽 구성 요소

3.9.2.1 보강재의 최소길이

널판, 띠 및 격자 보강재의 경우 보강재의 최소 길이는 벽체 저면 받침대로부터 측정된 벽체높이의 70% 이상이어야 한다. 상재하중과 기타 외부 하중을 받는 경우, 기초지반이 연약한 경우에는 보강재 길이를 연장할 수 있다. 보강재 길이는 벽체 높이 전체에 대해서 일정하게 하며, 안정성이 확보된다는 확실한 근거를 제시할 경우에 한하여 그 길이를 다양하게 할 수 있다.

3.9.2.2 전면부 최소 근입깊이

(1) 보강토체 바닥판(전면부 기초 상부)의 최소 근입깊이는 3.2에서 결정되는 지지력, 침하량, 안정성 요구조건에 근거하여 결정해야 한다. 암반 기초에 건설되는 경우가 아니라면, 벽체 전면부의 근입깊이는 다음의 수치보다 커야 한다.

① 벽체 하부의 흙이 동상에 민감한 경우 동결 심도

② 경사면(4:1(수평:연직) 및 더 가파른)위에 설치되거나 또는 침식이나 향후 굴착으로 인하여 벽체 앞굽 전면부의 흙의 유실 가능성이 있는 곳은 600 mm, 벽체 앞굽 전면부에 침식이나 향후 굴착의 가능성이 없는 평평한 지표면에서는 300 mm

(2) 강과 개울을 따라 시공하는 벽체의 근입깊이는 3.5.3.5에 따라 정한 예상 세굴깊이보다 최소 600 mm 이상 깊어야 한다. 동상에 민감한 흙에서 동결심도 밑으로 벽체를 근입시키는 방법 외에도 벽체 하부의 흙을 동상 피해를 받지 않는 상태가 좋은 자갈질 흙으로 교체하는 방법도 있다.

(3) 사면에 설치하는 벽체는 전면부에 폭이 1,200 mm 이상인 수평 소단(bench)을 확보해야 한다. 최하부 뒤채움 보강층은 벽체 전면의 장기 지표면보다 위에 설치되어서는 안 된다.

3.9.2.3 전면판

(1) 전면판 요소는 3.9.6.2에 제시된 바와 같이, 보강재에서 전면판 접합부까지 작용하는 보강체의 횡방향 힘에 저항하도록 설계해야 한다. 또한 벽체를 시공하는 동안 전면판 주변에서 발생하는 잠재적인 다짐 응력에 대해서도 안정성을 확보하여야 한다.

(2) 보강재의 인장력은 전면판 배면의 등분포 토압에 의해 지지된다고 가정한다. 전면판에서는 규정된 허용치를 넘어선 횡방향 처짐이나 부풀음이 발생해서는 안 된다. 보강토 옹벽의 전면판과 관련한 상세한 사항은 별도의 관련 규정이나 기준을 참조한다.

① 콘크리트, 강재 및 목재 전면판

가. 콘크리트, 강재, 목재 전면판은 구조적으로 안정하게 설계되어야 한다. 콘크리트 및 강재 전면판은 각각 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31에 따른다.

나. 근입된 접합부 그리고 그 응력 영향 범위에서 콘크리트 패널의 최소 두께는 140 mm 이고, 그밖에는 90 mm 이다. 최소 콘크리트 피복 두께는 38 mm이다. 각 패널의 평균하중 조건에 견디도록 철근이 설치되어야 한다. 콘크리트 전면 패널의 구조적 안전성은 KDS 24 14 21에 따라 전면판에 부착된 보강재 사이의 전단력과 모멘트에 대하여 평가된다.

다. 분절 콘크리트 전면 블록의 전면판 안정성은 보강층 사이의 최대 연직간격, 최상부 보강층 위 최대 허용 전면판 높이, 구성 요소 간의 전단저항력, 그리고 부풀음(bulging)에 대한 전면판의 저항을 고려해서 평가해야 한다. 보강층 사이의 최대 연직간격은 분절 콘크리트 전면블록 너비(W_u)의 두 배, 또는 810 mm 중 작은 값으로 제한된다. 최상부 보강층 위의 전면판이 상세 평가를 통해 전도되지 않는다는 가정 하에, 최상부 보강층 위 최대 허용 전면판 높이는 $1.5\,W_u$ 또는 600 mm의 작은 값으로 제한된다. 최하부 보강층 밑으로 전면판의 최대 깊이는 제안된 분절 콘크리트 전면블록의 너비, W_u까지로 제한된다.

② 연성 벽체 전면판

가. 용접한 와이어, 얇은 금속판, 그리고 이와 유사한 전면판이 사용되었을 경우, 다짐 응력이나 뒤채움의 자중으로 인하여 배면의 뒤채움이 압축하면서 전면판이 과도하게 부푸는 현상을 방지하도록 설계되어야 한다. 이를 위해서 개별 전면판 요소의 연직 방향 크

기와 흙 보강재의 연직, 수평 간격을 제한하며, 전면판이 연직 방향으로 충분히 미끄러질 수 있도록 하고, 인접 요소들과 중첩 설치하도록 한다. 벽체 상부에 있는 최상부 연성 전면판은 상부 전면판에 안정성을 제공하기 위하여 보강토층에 부착되어야 한다.

나. 일반적으로, 합성섬유 전면판 요소는 영구벽체의 경우 햇볕(특히 자외선)에 노출되지 않도록 해야 한다. 합성섬유 전면판 요소가 햇볕에 영구적으로 노출되어야 하는 경우에는 자외선에 견딜 수 있는 조치가 필요하다. 제품특성 시험자료가 제공되어, 외삽할 경우 설계수명까지 견딜 수 있는지 그리고 노출환경에서 의도한 대로 거동할 수 있는지 확인할 수 있어야 한다.

③ 보강토 옹벽 전면판에 대한 부식 고려

보강재 연결부와 콘크리트 전면판 보강철근 사이의 강재와 강재 간 접촉은 이질적인 금속 즉, 도금이 안 된 전면판 보강 철근과 도금된 흙 보강 철근간의 접합이 발생되지 않도록 피해야 한다. 염류분사가 예상되는 곳에는 방식 시스템이 제공되어야 한다.

3.9.3 하중

3.5.1.2의 규정을 따르되, 건조 수축과 온도 변화에 의한 영향을 고려할 필요는 없다.

3.9.4 사용한계상태의 변위와 안정성

3.9.4.1 침하

3.5.2의 규정을 따른다. 보강토 벽체의 허용 침하량은 전면판의 종방향 변형성과 구조물의 용도에 따라 결정된다. 만약 주어진 지반 조건에서 짧은 거리 간격에 큰 부등침하가 예상된다면 옹벽 연직 전체높이 활동이음을 설치해야 한다. 벽체 전면부터 배면까지의 부등침하 역시 평가해야 하는데, 특히 전면판 변형과 정렬 및 연결부 응력의 효과를 고려해야 한다.

3.9.4.2 횡변위

벽체의 횡변위는 구조물 전체강성, 다짐 밀도, 흙의 종류, 보강재 길이, 보강재와 전면판 접합부의 이완 및 전면판 시스템의 변형성의 함수로 평가되거나 벽체거동에 대한 계측을 통해서 평가해야 한다.

3.9.4.3 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 사용한다. 복잡한 형상을 갖는 보강토 옹벽의 경우에, 특히 전체 안정성이 확보되지 않은 사면이나 연약 지반에 벽체가 위치한 경우, 그림 3.9-2에 나타난 바와 같이 보강토체 일부를 관통하는 복합 파괴면이 나타날 수 있다. 파괴면이 가로지르는 각 뒤채움 보강토체의 장기강도는 한계평형 사면안정해석에서 저항력으로써 고려되어야 한다.

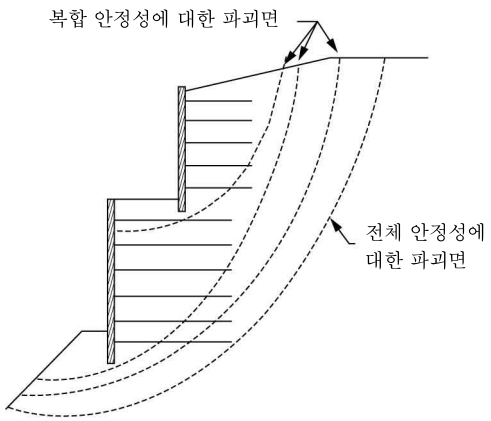


그림 3.9−2 복합 보강토 옹벽 시스템의 전체 안정성과 복합적인 안정성

3.9.5 지반파괴에 대한 안전성

3.9.5.1 일반사항

보강토 구조물의 안정성은 중력식 구조물에서 일반적으로 적용되는 전도와 활동에 대한 안정 규정에 따라 평가된다. 지반 파괴에 대한 안정성 평가 시에는 보강토체 전체를 강체로 가정한다. 보강토의 배면 뒤채움 토사에 의해 작용하는 주동토압 계산에 사용할 주동토압계수 K_a는 뒤채움 흙의 내부마찰각으로부터 결정하는 것이 원칙이나 만약 측정된 값이 없다면 사질토에 대하여 내부마찰각의 최댓값으로 30°를 사용해도 된다. 점성토의 마찰각을 구하기 위한 시험은 배수상태, 비배수상태 모두에서 실시되어야 한다.

3.9.5.2 하중

(1) 외적 안정과 내적 안정에 대한 하중의 적용은 각각 3.9.5과 3.9.6을 따른다. 상재하중의 적용은 3.9.10의 내용을 따른다. 이러한 하중에 대한 하중계수의 적용은 3.1.4를 따른다.

(2) 외적 안정성 계산의 경우에만 옹벽 뒤채움재에 대한, 즉 보강토체 배면의 성토에 대한 주동토압계수를 구할 때 $\delta = \beta$를 적용한다.

(3) 고정하중은 3.9.9에 명시된 바와 같이 고려한다. 활동에 대한 안정성과 전도에 대한 안정성에 대해서는 연속교통 상재하중을 그림 3.9-3에 제시한 바와 같이 보강영역의 끝에서부터 고려한다. 이러한 하중에 대한 하중계수는 3.1.4를 따른다.

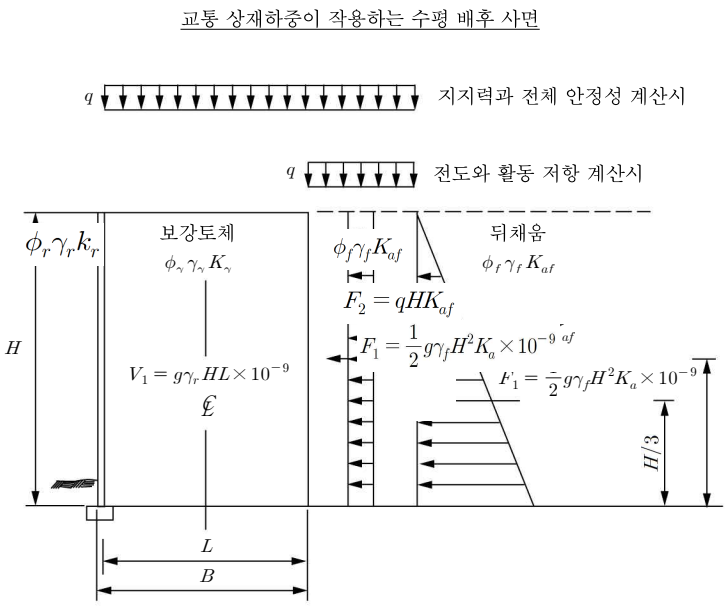


그림 3.9−3 교통 상재하중이 있는 수평배후 사면 벽체의 외적 안정성

3.9.5.3 활동

3.2.3.3의 규정을 적용한다. 보강토체 바닥면의 활동마찰계수는 기초 지반의 마찰각을 사용하여 결정한다. 띠보강재와 같은 불연속 보강재의 경우에 활동마찰계수는 보강토체의 마찰각 ϕ_r와 기초 지반의 마찰각 ϕ_f 중 작은 값을 사용해야 한다. 격자나 판 형태의 연속 보강재의 경우 활동마찰계수는 ϕ_r, ϕ_f 및 흙-보강재 접촉 내부마찰각 ρ 중 가장 작은 값을 사용해야 한다. 만약 측정한 값이 없다면 기초지반의 최대 마찰각(ϕ_f)을 30°로, 최대 흙-보강재 상호 내부마찰각 ρ를 $(2/3)\phi_f$로 가정하여, 사용할 수 있다.

3.9.5.4 지지력

(1) 지지력을 계산할 때에는 등가 기초를 가정하는데, 그 길이는 벽체의 길이로, 폭은 기초 바닥면에서의 보강재의 길이로 간주한다. 기초의 바닥면 접지압은 3.2.3.1과 3.2.3.2의 규정에 따라 기초의 유효폭에 균등한 분포로 작용하는 것으로 가정하여 산정한다.

(2) 벽체 앞에 연약한 흙이나 경사진 지표면이 존재하는 경우, 전면판 요소 하부의 국부적인 지반응력과 보강토체 영역에서 계산된 지반응력의 상대적 차이를 지지력 평가 시 고려해야 한다. 두 경우 모두 지지력 요구조건을 만족시키기 위해 벽체 저면 받침대(leveling pad)가 충분히 근입되어야 한다.

3.9.5.5 전도

3.5.3.3의 규정을 따른다.

3.9.6 구조적 파괴에 대한 안전성(내적 안정성)

3.9.6.1 일반사항

구조적 파괴에 대한 안정성은 보강재의 인발과 파단을 고려하여 평가한다. 파괴면 바깥쪽 토체로부터의 보강재 인발을 근거로 안정화에 필요한 보강토체의 크기를 예비적으로 평가할 수 있다. 보강재의 인발 저항에 관해서는 3.9.6.3의 내용을 참조한다.

3.9.6.2 하중

보강재에서 하중은 최대응력 영역과 벽체 전면 접합부, 두 곳의 위험 위치에서 결정되어야 한다. 보강재의 파단과 인발에 대한 가능성은 그림 3.9-1에 제시된 주동영역(acitive zone)과 저항영역(resistant zone)의 경계로 추정되는 최대응력 영역에서 평가되어야 하며 보강재와 벽체 전면의 접합부에서도 평가되어야 한다. 보강토체 내의 횡방향 힘의 평가에 사용되는 마찰각의 최댓값은 삼축시험이나 직접전단시험으로 구한 값이 없다면, 34°로 가정된다. 간편법에서는 비록 측정된 마찰각이 40°보다 크더라도 40°보다 큰 설계 마찰각을 사용할 수 없다.

(1) 최대 보강재 하중

① 최대 보강재 하중은 간편법을 이용하여 계산한다. 즉, 보강재에 작용하는 연직토압에 횡방향 토압계수를 곱하고, 이를 보강재 영향 면적에 적용함으로써 보강재 하중을 얻을 수 있다. 보강재 하중의 계산에 널리 사용되는 다른 설계 방법들도 소유주나 승인기관의 재량으로 사용할 수 있다. 단 설계자가 채택한 방법에 대한 저항계수를 적절하게 개발한 경우에 한한다. 각 보강재에서 하중계수를 고려한 횡방향 압력 σ_H는 다음과 같이 결정된다.

$$\sigma_H = \gamma_P(\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H) \qquad (3.9\text{-}1)$$

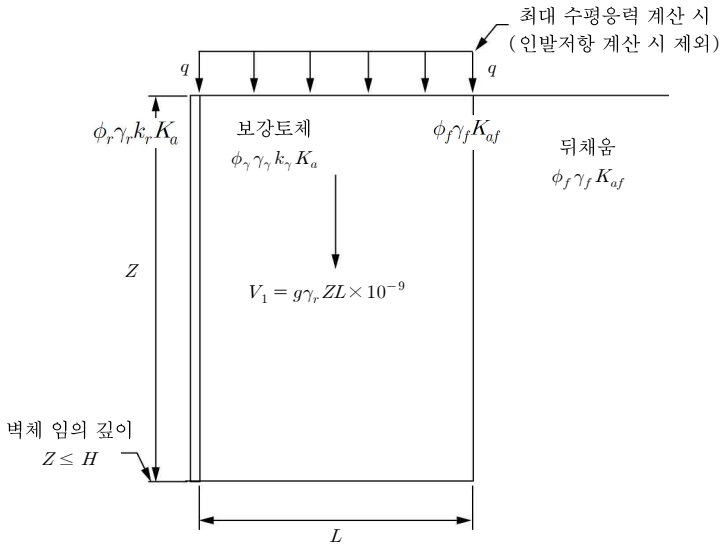
여기서, γ_P = KDS 24 12 11(표 4.1-2)의 연직 토압 EV에 대한 하중계수

k_r = 수평토압계수

σ_v = 보강벽 뒤채움 흙의 자중 및 상재하중의 합력으로 인한 압력(MPa)

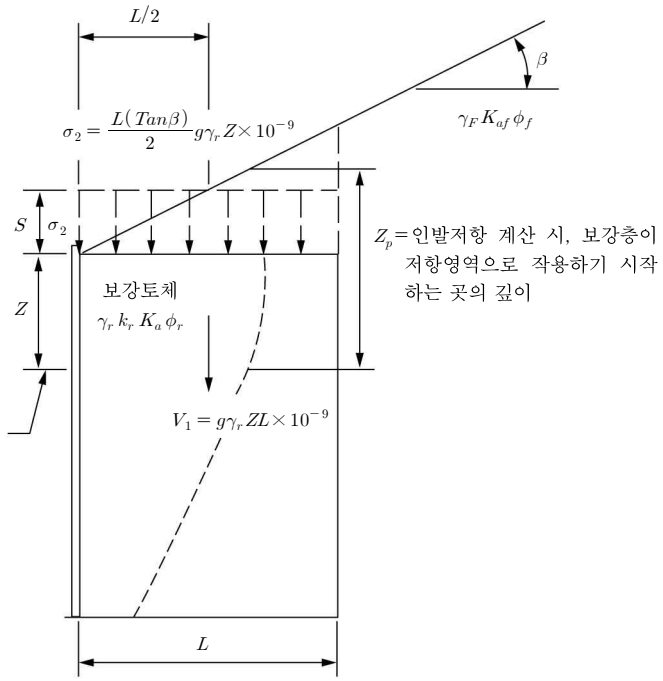
$\Delta\sigma_H$ = 3.9.10에 명시된 집중 횡방향 추가 하중에 의한 보강재 높이의 횡방향 응력(MPa)

② 최대 보강재 하중을 계산할 때 연직 응력은 그림 3.9-4와 그림 3.9-5와 같이 결정된다.



최대 연직 응력: $\sigma_\nu = g\gamma_r Z\times 10^{-9} + q + \Delta\sigma_\nu$
인발저항 계산 시 최대 연직응력: $\sigma_\nu = g\gamma_r Z\times 10^{-9} + q + \Delta\sigma_\nu$
$\Delta\sigma_\nu$은 그림 7.13-11로 부터 결정 주의: H는 벽체 전면부의 전체 높이

그림 3.9-4 내적안정성 분석에서 활하중과 고정하중을 포함한 수평 배후사면 조건에서 연직응력의 계산



연직 최대 응력: $S = (1/2)L\tan\beta$
$\sigma_\nu = g\gamma_r Z\times 10^{-9} + (1/2)L(\tan\beta)g\gamma_f\times 10^{-9}$
k_{af}는 사면 경사 β를 이용하여 결정
k_r은 그림 3.9-6으로부터 결정
인발저항: $\sigma_\nu = g\gamma_r Z_p\times 10^{-9}$와 $Z_p \ge Z + S$
주의: H는 벽체 전면부의 높이

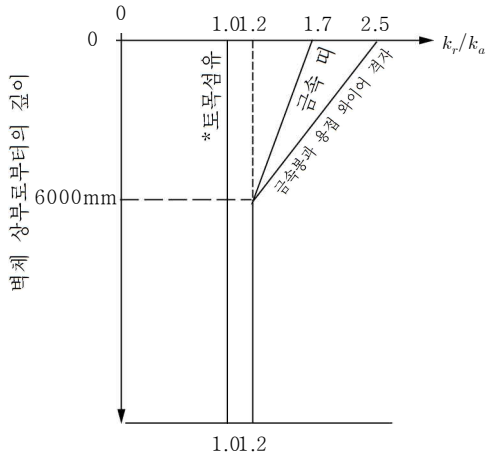
그림 3.9-5 내적안정성 분석에서 경사진 배후사면 조건에서 연직응력의 계산

횡토압계수 k_r은 벽체와의 마찰이 없다는 가정 하에($\delta = \beta$), 주동토압계수 K_a를 사용하여 구한다. k_r/K_a는 그림 3.9-6에 따라 결정된다. 하중계수를 고려한 단위 폭에 작용하는 보강재 최대하중 T_{max}는 다음과 같다.

$$T_{max} = \sigma_H S_v \qquad (3.9\text{-}2)$$

여기서, σ_H = 하중계수를 고려한 보강재에 작용하는 횡방향 압력(MPa)
S_v = 보강재의 수직 간격

810 mm보다 큰 연직 간격, S_v은 실제크기의 벽체 자료(예 보강하중, 변형률, 전체적인 처짐)을 통한 검증이 없다면 사용할 수 없다. 활하중은 극한 하중 조건을 고려해야 한다.



*띠형 폴리머 보강재에는 적용하지 않음

그림 3.9−6 보강토 옹벽의 깊이에 따른 횡토압 비 k_r/K_a의 변화

(2) 벽체 전면 연결부위의 보강 하중

벽체 전면의 보강재 연결 부위에 작용하는 하중계수를 고려한 인장하중, T_0은 벽체와 보강재 종류에 상관없이 모든 벽체 구조에 대하여 하중계수를 고려한 최대 보강 인장력 T_{max}와 같다.

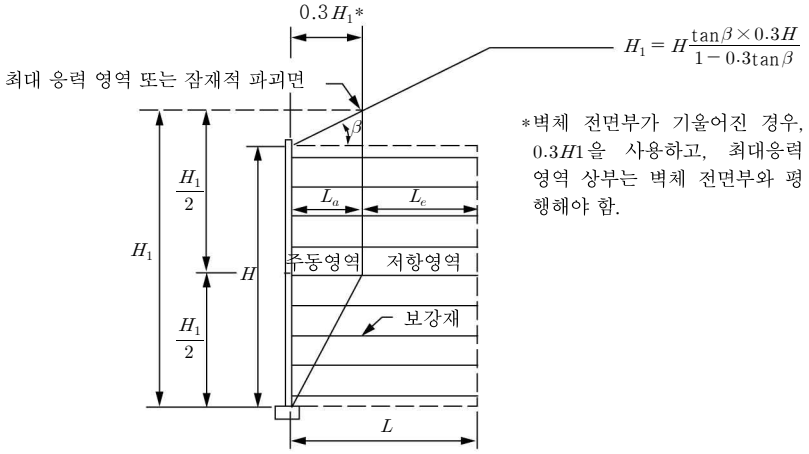
3.9.6.3 보강재 인발

(1) 주동영역과 저항영역 사이의 경계

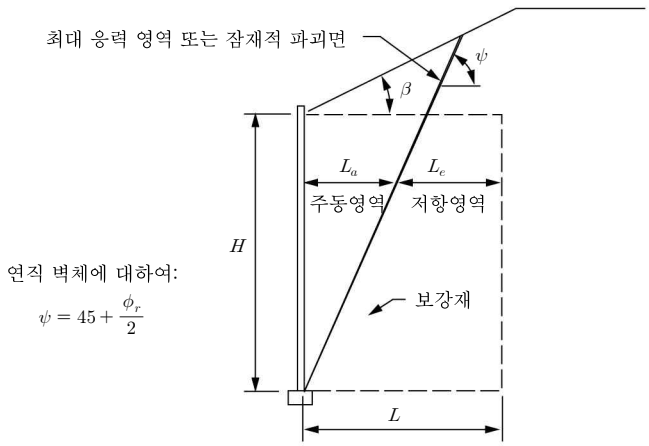
① 신장성/비신장성 보강재 벽체 시스템에 최대 응력이 발생하는 위치, 즉 주동영역과 저항영역의 경계점은 그림 3.9-7에 제시된 것과 같이 결정된다. 모든 벽체구조에 대해 최대응력 영역은 벽체 선단 전면부의 바로 뒤쪽에서 시작하는 것으로 가정한다.

② 10° 미만의 전면부 연직 경사를 갖는 신장성 보강재 벽체 시스템에 대한 최대 응력영역은 Rankine 방법을 이용하여 결정한다. 다만, Rankine 방법은 보강된 뒤채움 영역 위의 집중

상재하중 효과와 벽체 전면부의 기울어짐을 고려할 수 없기 때문에, 10° 또는 그 이상의 연직 경사와 집중 상재하중이 작용하는 경우 신장성 보강재 벽체의 최대응력 영역위치는 Coulomb 방법을 적용하여 결정한다.



(a) 비신장성 보강재



(b) 신장성 보강재

그림 3.9−7 보강토 옹벽의 내적 안정성 설계를 위한 잠재적인 파괴면의 위치

* 연직 경사 10° 이상인 벽체

$$\tan(\Psi-\phi_r)=\frac{-\tan(\phi_r-\beta)+\sqrt{\tan(\phi_r-\beta)[\tan(\phi_r-\beta)+\cot(\phi_r+\theta-90^\circ)][1+\tan(\delta+90^\circ-\theta)]\cot(\phi_r+\theta-90^\circ)]}}{[1+\tan(\delta+90^\circ-\theta)[\tan(\phi_r-\beta)+\cot(\phi_r+\theta-90^\circ)]}$$

$\delta=\beta$이다.

(2) 보강재 인발 설계

① 보강재 인발저항력은 각 단계별(모든 깊이별 보강재에 대하여) 인발파괴에 대하여 검토되어야 한다. 그림 3.9-7의 이론 파괴면 뒤로 근입된, 유효 인발길이만이 저항력 평가에 사용

된다. 저항영역 최소 길이 L_e는 900 mm이다. 보강재의 총 길이는 그림 3.9-7에서 보는 바와 같이 $L_a + L_e$이다. 교통하중은 인발 계산에서 고려하지 않는다.

② 유효 인발 길이는 다음 식을 이용하여 결정된다.

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi F^* \sigma_v C R_c} \qquad (3.9\text{-}3)$$

여기서, L_e = 저항영역 보강재 길이(mm)

$T_{\max}$ = 식 (3.9-2)의 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 하중(N/mm)

ϕ = 표 3.1-4의 보강재 인발에 대한 저항계수

F^* = 인발마찰계수

α = 크기효과 보정계수

σ_v = 저항영역의 보강재 높이에서 하중계수를 고려하지 않은 수직응력(MPa)

C = 보강재의 총 주변길이에 기반을 둔 전체 보강 표면영역의 형상계수. 띠, 격자, 판 형태의 보강재 즉, 양면 보강재의 경우 2를 적용한다.

R_c = 3.9.6.4(1)의 보강재 점유율

③ F^*과 α는 사용할 채움재 또는 유사한 흙에 대한 인발 시험으로부터 구하거나, 경험적/이론적으로 결정할 수 있다. 입도균등한 사질토 즉, 균등계수 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 4$인 사질토를 제외한 표준 채움재(AASHTO LRFD 교량건설 시방서, 규정 7.3.6.3)에 대하여 실내시험을 수행하지 못했을 경우, 그림 3.9-8과 표 3.9-1에서 제시된 보수적인 F^*와 α을 이용할 수 있다. 돌기가 있는 강재 띠에 대해서 벽체 뒤채움의 C_u를 모른다면 C_u를 4로 가정하고 F^*를 결정한다.

표 3.9−1 크기효과 보정계수, α의 기본값

보강재 형태	α의 기본값
강재 보강재	1.0
지오그리드	0.8
토목섬유	0.6

④ 격자 보강재의 가로 간격(근입길이 방향 간격) S_t는 저항 구역에 집중되기 보다는 보강재 길이 방향으로 일정해야 한다.

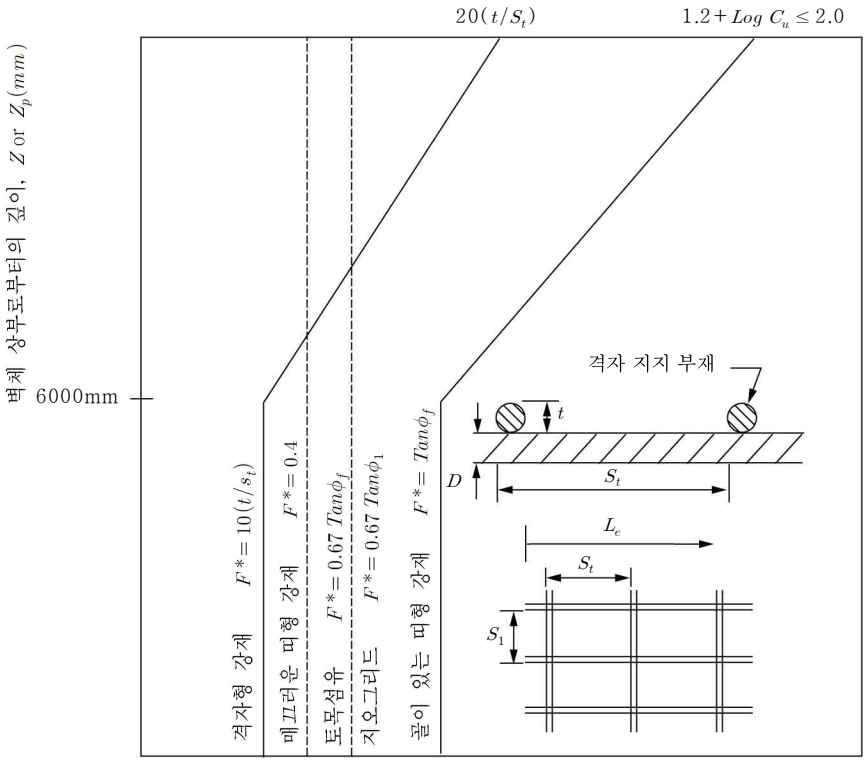


그림 3.9-8 인발마찰계수, F^*의 기본값

3.9.6.4 보강재 강도

(1) 일반사항

①보강재 강도는 벽체 내의 각 층별 보강재의 주동영역과 저항영역 사이의 경계(즉, 최대응력 영역)와 벽체전면의 보강재의 접합부에서 아래와 같이 적용 극한한계상태를 토대로 조사해야 한다.

최대 응력 영역에서

$$T_{\max} \leq \phi T_{al} R_c \qquad (3.9\text{-}4)$$

여기서, $T_{\max}$ = 식 (3.9-2)에서 결정된 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 설계하중(N/mm)

ϕ = 표 3.1-4에 명시된 보강재 인장에 대한 저항계수

T_{al} = 보강재/전면판 접합부의 공칭 장기 설계강도(N/mm)

R_c = 3.9.6.4(1)에 명시된 보강재 점유율

② T_{al}은 강재 보강재의 경우 3.9.6.4(3)①, 토목섬유 보강재의 경우 3.9.6.4(3)②의 규정에 따른다.

벽체 전면부와 접합부에서

$$T_0 \leq \phi T_{ac} R_c \qquad (3.9\text{-}5)$$

여기서, T_0 = 3.9.6.2에서 명시된 보강재/전면판 접합부에서 하중계수를 고려한 설계하중(N/mm)

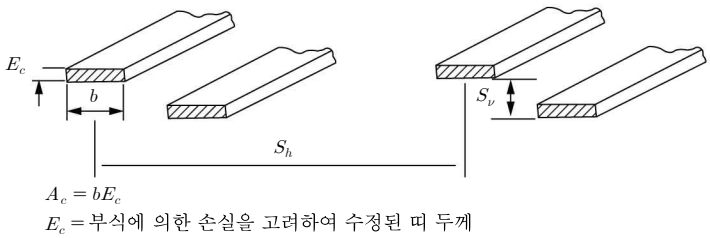
ϕ = 표 3.1-4에 명시된 접합부의 보강재 인장에 대한 저항계수

T_{ac} = 보강재/전면판 접합부의 공칭 장기 설계강도(N/mm)

R_c = 3.9.6.4(1)에서 명시된 보강재 점유율

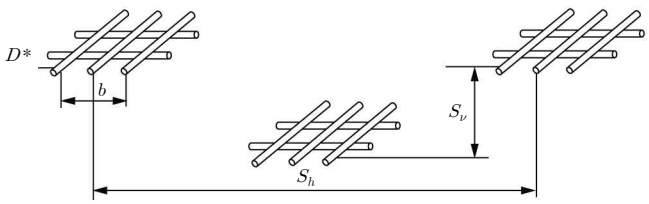
③ T_{ac}는 강재 보강재의 경우 3.9.6.4(4)①에 토목섬유 보강재의 경우 3.9.6.4(4)②에 명시된 바에 따라 벽체 연결부위에서 결정한다. T_{ac}을 결정할 때에는 벽체 전면의 바로 뒤쪽과 보강재 뒤채움 영역 내의 환경적 조건 차이, 그리고 보강재 접합의 장기 내구성에 대한 효과를 고려해야 한다.

④ T_{al}는 보강재의 단위 폭당 장기강도이며, 이 값에 보강재 점유율 R_c을 곱하면 벽체 단위 폭당 하중인 $T_{\max}$와 바로 비교할 수 있다(T_{ac}와 T_0에도 마찬가지로 적용된다). 강재띠나 강봉과 같은 불연속 보강재의 경우, 보강재의 강도는 그림 3.9-9과 3.9-10에서 제시된 것처럼 벽체의 단위 폭 당 강도로 바뀐다. 연속 보강재 층의 경우 $b=1$, $R_c=1$이다.



$A_c = bE_c$

E_c = 부식에 의한 손실을 고려하여 수정된 띠 두께



A_c = (길이방향 봉 개수) $\pi\frac{D^{*2}}{4}$

D^* = 부식에 의한 손실을 고려하여 수정된 봉과 와이어의 지름

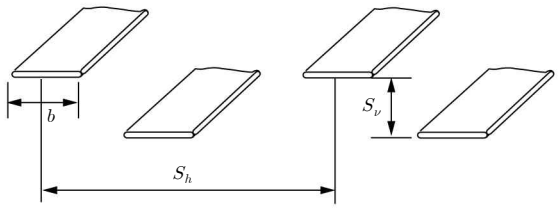
b = 보강재의 단위 폭(연속 보강재에 대해서는 1단위 폭)

R_c = 보강재 점유율= $\frac{b}{S_h}$

$Use\ R_c$ = 연속 보강재에 대해서는 $R_c=1$을 적용하도록 한다.
(즉, $S_c=b=1$단위 폭)

그림 3.9-9 금속 보강재에 대한 보강재 점유율

불연속 토목섬유 보강재



연속적인 토목섬유 보강재



R_c = 보강재 점유율 = $\frac{b}{S_h}$

단, R_c = 연속 토목섬유재에 대해서는 $R = 1$을 적용하도록 한다.
(즉, $S_h = b = 1$ 단위 폭)

그림 3.9−10 토목섬유 보강재에 대한 보강재 점유율

(2) 설계수명 고려사항

3.1.1을 따른다.

① 강재 보강재

가. 강재 보강재와 접합부에 대한 구조적 설계는 보강재 두께 E_c를 결정하는 것으로 이루어진다.

$$E_c = E_n - E_s \qquad (3.9\text{-}6)$$

여기서, E_c = 그림 3.9-9의 설계 수명 종료 시 금속 보강재 두께(mm)

E_n = 시공 시 강재 보강재의 공칭 두께(mm)

E_s = 구조물의 사용수명 동안 부식에 의해 손실될 것으로 예상되는 금속의 손실 두께(mm)

나. 구조물 설계에서 손실 두께는 사용되는 뒤채움 흙이 비활성이라는 가정 하에 다음의 규정을 따라서 각각의 노출표면에 대해 계산한다.

- 도금의 손실 = 0.015 mm/yr, 처음 2년 동안 0.004 mm/yr, 나머지 기간 동안
- 탄소강의 손실 = 0.012 mm/yr, 아연 손실 후

다. 다음의 조건을 만족한다면 흙은 비활성화된 것으로 간주한다.

- pH = 5~10
- 전기비저항 ≥ 3000 ohm-cm
- 염화물 ≤ 100 ppm
- 황산 ≤ 200 ppm
- 유기물 함유량 ≤ 1%

라. 만약 전기비저항이 5,000 ohm-cm보다 크다면, 염소와 황산에 대한 조건은 고려하지 않아도 된다. 강봉이나 격자 보강재에 대하여 부식 후 강재의 단면적을 계산할 때 위에서 제시한 손실두께를 와이어나 봉의 반지름에 적용한다. 가로와 길이방향의 격자요소의 크기는 ASTM A 185을 따른다. 가로 와이어 직경은 길이방향 와이어의 직경과 같거나 혹은 작아야 한다. 띠 형태의 보강재는 AASHTO M 111(ASTM A 123M)의 규정에 따라, 망이나 격자 강재 보강재는 ASTM A 641M의 따라 최소 6.1×10^{-7} kg/mm^2 또는 0.086 mm로 전기도금한다.

② 토목섬유 보강재

가. 벽체의 사용(또는 기능), 토질조건, 폴리머 종류가 어느 일정 범위 내에 있을 경우에는 환경적인 요인에 의한 강도감소가 최소화되고, 제품별로 비교적 일관된 결과를 기대할 수 있다. 그리고 발생할 강도 감소의 영향을 최소화할 수 있다. 이에 따라, 규정 3.9.6.4(3)②에 제시된, 장기 강도 감소를 고려한 극한 인장 강도의 단일 범용 감소계수 RF를 적용할 수 있다.

나. 특정한 벽체 사용성, 흙의 활성성과 폴리머에 대한 요구 사항이 다음 조건과 같다면, 여기서 규정된 단일 범용 감소계수를 사용할 수도 있다.

(가) 파괴가 구조물 사용성에 문제를 유발하지만 심각한 결과를 초래하지 않는다.

(나) 흙은 비활성으로 고려된다.

(다) 폴리머 재료는 표 3.9-2에 제시된 요구조건을 만족한다.

㉮ 구조물 사용성 문제: 사용성 저하 혹은 파괴의 결과가 심각한 경우에 대한 평가는 3.1.1에 기술되어 있다. 그러한 경우에는 최종설계 시 단일 범용 감소계수를 사용하지 않는다.

㉯ 흙의 활성성 결정: 토목섬유에 대한 흙의 활성성은 흙의 pH, 입도, 소성성, 유기물함유량과 지반의 온도 등에 의해 평가한다. 다음의 기준을 만족한다면 그 흙은 비활성적인 것으로 간주한다.

- AASHTO T 289-91I에서 결정된 바에 따라,
  영구 적용의 경우, pH = 4.5~9
  임시 적용의 경우, pH = 3~10
- 실물 크기 피해 시험이 ASTM D 5818에 따라 수행되지 않은 경우에, 최대 흙 입자의 크기가 19 mm 보다 작은 경우
- 2 mm(10번체) 보다 작은 흙에 대하여 AASHTO T 267-86의 규정에 따라 측정한 흙의 유기물 함유량이 1% 이하인 경우
- 벽체 위치의 설계 온도
  영구 적용의 경우, ≤ 30 ℃
  임시 적용의 경우, ≤ 35 ℃

㉰ 여기에 명시된 조건을 만족하지 않는 뒤채움 흙은 활성적인 것으로 간주한다. 전

면의 안정성이 전면의 토목섬유 강도에 의존한다면, 즉 토목섬유 보강재가 벽체와 전면의 주요 연결부를 형성한다면 전면의 환경(environment)을 뒤채움과 더불어 평가해야 한다. 만약 주변의 원지반에서 보강토체로 지하수가 침투할 가능성이 있다면 원지반의 화학적 특성을 고려해야 한다. 비록 주변 환경이 비활성이거나 토목섬유 보강토체에 활성 유체가 장기적으로 유입되지 않는다 하더라도, 주변 지반 역시 뒤채움에 적용되는 화학적 요구조건을 만족해야 한다.

다. 폴리머 요구 조건: 단일 범용 감소계수를 사용할 경우에는 보강재의 장기적 성능저하의 위험성을 최소화하기 위해 화학적 성능 저하에 대하여 장기적 내구성이 큰 폴리머를 사용해야 한다. Elias 등(2001)과 Elias(2000)에 기술된 자세한 제품에 대한 자료가 없다면, 표 3.9-2에 제시된 폴리머 재료에 대한 요구조건을 만족해야 한다. 구조물의 설계 수명에 해당하는 기간 동안의 안정성을 확인할 수 있는 자세한 자료를 제시할 수 있다면 표 3.9-2의 조건을 충족하지 않은 폴리머라도 사용할 수 있다.

(가) 아래와 같은 조건에서는 제품의 장기적인 강도감소계수 RF를 결정하기 위하여 제품 사용에 앞서 내구성에 대한 연구가 수행되어야 한다.

㉮ 사용성 저하 또는 파괴로 인해 심각한 결과를 초래할 경우

㉯ 흙이 활성적인 경우

㉰ 폴리머가 표 3.9-2에 정해진 요구조건을 만족하지 못하는 경우

㉱ 여기서 권장하는 기본 감소 계수 보다 작은 전체 감소계수를 사용하려는 경우

(나) 이러한 제품에 대한 연구는 보강재 설계 수명에 걸쳐서 토목섬유 보강재의 강도와 변형특성에 대한 환경 요인들의 단기, 장기 영향을 평가하는 데 사용된다.

표 3.9-2 장기적인 성능저하에 대한 기본 감소 계수의 사용을 허용하는 토목섬유 제품에 대한 최소 요구조건

폴리머 종류	특성	실험 방법	기본 RF 사용을 허용하는 기준
폴리프로필렌	UV 산화 저지	ASTM D4355	weatherometer에서 500시간 후 최소 70 % 강도 보유
폴리에틸렌	UV 산화 저지	ASTM D4355	weatherometer에서 500시간 후 최소 70% 강도 보유
폴리에스터	가수분해 저지	내부 점성도 방법(ASTM D4603)과 GRI 실험방법 또는 직접적으로 젤 침투 크로마토그래피를 결정한다.	25,000 평균 몰무게의 최소 숫자
폴리에스터	가수분해 저지	GRI 테스트 방법 GG7	30의 카르복시기 그룹단의 최댓값
모든 폴리머	생존성	단위면적당 무게 (ASTM D5261)	최소 270 g/m^2
모든 폴리머	소비자의 재사용후 중량%	사용될 물질의 보증	최대 0%

(3) 설계 인장 저항력

① 강재 보강재

보강재의 공칭인장저항력은 항복응력과 부식에 의한 손실(그림 3.9-9) 이후의 강재 보강재의 단면의 곱으로 구한다. 부식에 의해 발생하는 강 단면의 손실에 대한 규정은 3.9.6.4(2)①에 제시되어 있다. 보강재의 인장 저항력은 다음과 같다.

$$T_{al} = \frac{A_c F_y}{b} \qquad (3.9\text{-}7)$$

여기서, T_{al} = 공칭장기 보강재 설계강도(N/mm)

F_y = 강재의 최소 항복강도(MPa)

A_c = 부식 손실을 고려하여 수정된 보강재 단면의 면적(mm^2)

b = 보강재의 단위 폭(mm) (그림 3.9-9)

② 토목섬유 보강재

가. 보강재의 공칭 인장 저항력은 다음과 같이 결정된다.

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} \qquad (3.9\text{-}8)$$

여기서, $RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D$ (3.9-9)

그리고 T_{al} = 공칭장기 보강재 설계강도(N/mm)

T_{ult}= 최소 평균 롤값(MARV) 극한 인장강도(N/mm)

RF= 설치 파손 및 크리프와 화학적인 노화로 인한 잠재적인 장기 손실을 고려한 조합된 강도 감소 계수

RF_{ID}= 보강재의 설치 파손을 고려한 강도감소계수

RF_{CR} = 장기적인 보강재의 크리프 파손을 고려한 강도감소계수

RF_D = 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재의 파손을 고려한 강도감소 계수

나. RF_{ID}, RF_{CR}, RF_D에 대한 값은 3.9.6.4(2)②에서 제시한 제품시방 실험결과로부터 결정한다. 제품 시험결과가 있더라도, RF_{ID}와 RF_D는 둘 다 1.1보다 작지 않다.

다. 사용성이 떨어지거나 파괴가 발생하더라도 그 결과가 심각하지 않고, 비활성적인 흙의 조건을 가지며, 토목섬유가 표 3.9-3에 제시된 최소의 요구조건을 만족하는 경우라면 보강재의 장기적인 인장 강도는 제품 시험 결과가 없더라도 표. 3.9-3에 제시된 RF에 대한 기본 감소 계수를 사용하여 결정할 수 있다.

표 3.9－3 토목섬유 극한 한계 상태 강도 감소 계수, RF에 대한 기본과 최솟값

적용	총 감소계수, RF
모든 적용 사례, 그러나 Elias 등(2001) Elias(2000)에 따라 시험 시방 자료가 있는 경우	모든 감소계수는 물품시방자료에 기초를 둔다. RF_{ID}와 RF_D 둘 다 1.1보다 작지 않다.
영구적인 적용 사례, 사용성 저하와 파괴가 심각한 결과를 초래하지 않고, 비활성 흙과 표 3.9－2에 제안된 요구조건을 만족하는 폴리머의 경우	7.0
임시적인 적용 사례, 사용성 저하와 파괴가 심각한 결과를 초래하지 않고, 비활성 흙과, 시험 시방 자료가 없는 경우 표 3.9－2에 제안된 요구조건을 만족하는 폴리머의 경우	3.5

(4) 보강재/전면판 연결부 설계 강도

① 강재 보강재

가. 연결부는 보강된 뒤채움과 벽체 전면판 사이의 변위 차이뿐만 아니라 3.9.6.2(2)에서 제시된 주동하중 T_0에 의한 응력에 저항하도록 설계되어야 한다. 전면판에 근입된 연결요소는 연결하중을 지탱하기 위하여 적절한 결합길이와 지지면적을 가지도록 설계되어야 한다. 근입된 연결부의 지지 능력은 KDS 24 14 21(4.5.3)에 제시된 실험을 통하여 검토한다. 강재 보강재와 벽체전면판 요소 사이의 연결, 예를 들어 용접, 볼트, 핀 등은 KDS 24 14 31(4.9)의 규정에 의거하여 설계한다.

나. 연결재료는 규정 3.9.6.4,(2),①에 따라 부식에 의한 손실을 고려할 수 있도록 설계되어야 한다. 부식에 의해 잠재적 손실분을 평가할 때는 보강토체 내부의 환경과 전면판 환경의 가능한 차이점을 고려해야 한다.

② 토목섬유 보강재

가. 콘크리트 전면판에 근입된 연결부위는 규정 KDS 24 14 21(4.5.3)에 의하여 설계한다.

보강재의 단위 폭 당 하중에 대한 공칭 장기 토목섬유 보강재의 연결강도 T_{ac}는 다음과 같다.

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \times CR_{cr}}{RF_D} \qquad (3.9\text{-}10)$$

여기서, T_{ac} = 특정 구속압에서 전면판과 보강재 사이의 보강재 단위 폭 당 공칭 장기연결 설계강도 (N/mm)

T_{ult} = 토질 보강재의 최소 평균 롤 값(MARV) 즉 극한인장강도(N/mm)

CR_{cr} = 연결에 의해 감소된 극한강도를 고려한 장기연결 강도감소계수

RF_D = 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재 파손을 고려한 강도감소계수

나. CR_{cr}과 RF_D의 값은 달리 규정된 바가 없다면 제품시방규정으로부터 결정한다. 벽면연결부위의 환경은 옹벽으로부터 떨어진 뒤채움 지반의 환경과 다를 수 있으므로, CR_{cr}과 RF_D 값을 결정할 때 이를 고려해야 한다. CR_{cr}은 전면부 블록 사이 벽면에서 예상되는 연직 구속압에 의해 결정한다.

3.9.7 배수

(1) 보강토체 내부 배수는 보강된 뒤채움 지반의 포화를 막고, 표면수 흐름을 차단할 수 있도록 모든 구조물에 대해 고려되어야 한다. 지하수위가 존재하는 절토 및 산허리 성토지역 내의 보강토 옹벽은 보강 영역 뒷부분과 바로 아래 부분에 배수포를 함께 시공해야 한다.

(2) 겨울철에 화학적으로 제빙되는 도로를 지지하는 보강토 옹벽의 경우에는 포장 아래와 보강토의 첫 번째 층 바로 위에 제설 화학물의 흐름을 차단하기 위한 불투수성의 멤브레인을 설치해야 한다. 멤브레인은 전면판으로부터 보강 영역을 넘는 부분으로 배수가 이루어지도록 경사지게 해야 한다. 거친 표면을 가지며, 최소두께가 0.76 mm인 PVC, HDPE, LLDPE 토목 멤브레인을 일반적으로 사용하고, 멤브레인의 모든 연결부는 누수를 막기 위해 용접해야 한다.

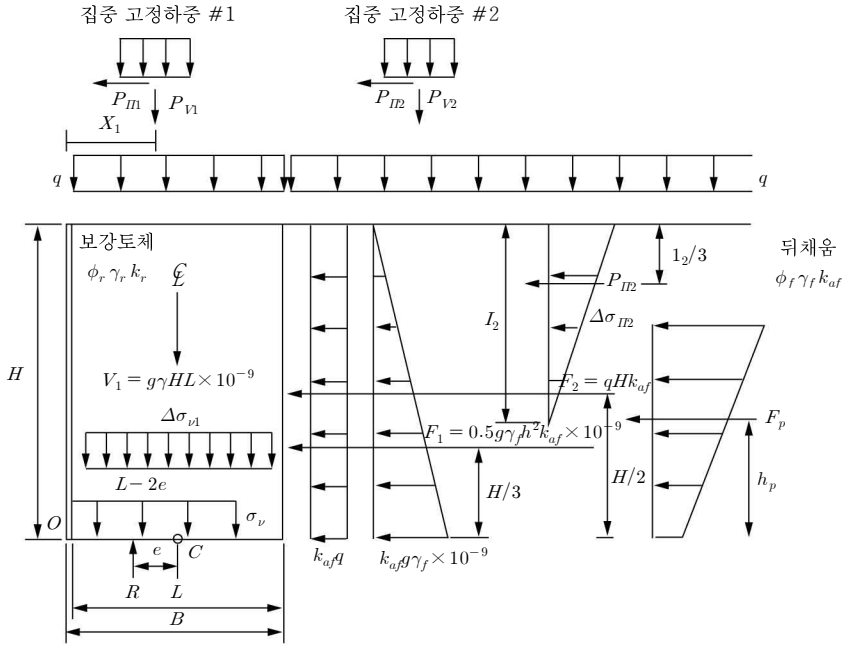
3.9.8 지중 침식

3.5.3.4를 따른다.

3.9.9 외부 상재하중 및 기타 하중조건

3.9.9.1 집중 고정하중

벽체의 상부나 벽체의 뒷면에 작용하는 집중 하중으로부터 야기되는 벽체 내 응력 분포는 규정 KDS 24 12 21(4.8)에 의해 결정된다. 그림 3.9-11은 내적, 외적 옹벽의 안정성을 평가하기 위하여 중첩의 원리로 조합한 하중을 나타낸다. 주동과 저항영역 사이의 경계 위치는 집중 고정하중의 위치와 크기를 고려하여 그림 3.9-12와 같이 조정한다.



주의 : 이 관계식은 집중고정하중 #2가 보강된 토체 뒤 주동영역 안에 위치한다는 가정에 근거한다. 상대적으로 두꺼운 전면판(예를 들어 계단 콘크리트 블록)의 경우, 활동, 전도, 지지력 계산에 전면판의 크기와 무게를 포함하는 것이 적절하다.

그림 3.9-11 외적, 내적 안정성 평가를 위한 집중 고정하중의 중첩

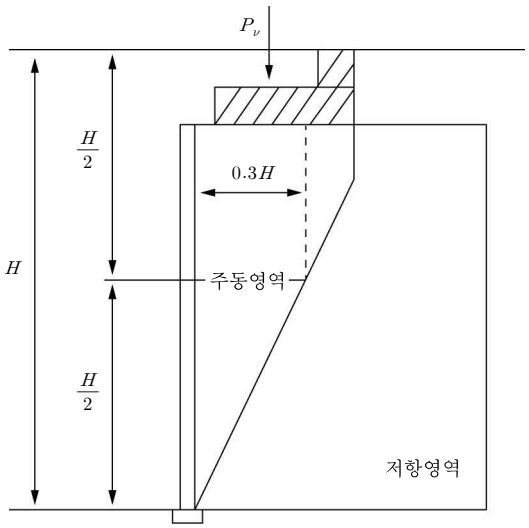


그림 3.9-12 상재 슬래브의 크기가 클 경우 최대 인장력 선의 위치(비신장성 보강재)

3.9.9.2 교통 하중과 방호벽

(1) 교통하중은 균등 상재하중으로 간주한다. 활하중 상재응력은 600 mm 두께의 토체보다 작지 않아야 한다. 벽체 전면을 따라서 일렬 또는 그 상부에 시공된 난간과 교통 방호벽은 그 자체 하중을 저항모멘트로 작용하도록 설계해야 한다. 바닥 슬래브는 시공이음을 제외하고는 가

로 방향 이음을 두지 않으며, 인접슬래브와 전단 다우얼(dowel)에 의해 결합해야 한다. 보강토의 상부 층은 집중 수평하중 γP_H에 대한 충분한 인장저항력을 가지며, 여기서 $P_H = 4.45 \times 10^4 N$는 1,500 mm의 길이의 방벽에 걸쳐 분포한다. 이런 힘의 분포는 집중하중 근처 보강재의 국부 최대하중을 고려한 것이다. 이 분포 하중은 γP_{H_1}과 같다.(여기서 $\gamma P_{H_1} = 29.2 N/mm$), γP_{H_1}은 b_f가 바닥 슬래브의 폭과 같다고 가정하여, 보강재에 분포한다. 충돌하중이 보강토 상부 전면판에 직접 전달되지 않고, 교통방호벽과 슬래브에 의해 저항 할 수 있도록 하기 위해서 상부 전면판의 뒤쪽과 교통방호벽/슬래브 사이에 적절한 간격을 두어야 한다.

(2) 보강재의 인발 안정성을 점검하기 위해서 횡방향 교통 충돌하중을 상부 보강재에 분배하도록 한다. 여기서 b_f는 바닥 슬래브의 폭과 같다고 가정한다. 충돌하중에 의한 인발저항 고려 시 보강재의 전체 길이를 유효길이로 반영한다. 보강토의 상부층은 수평 하중 γP_{H_1}을 지지하기 위한 충분한 인발저항력을 가져야 하며, 여기서 $P_{H_1} = 4.45 \times 10^4 N$은 6,000 mm의 바닥 슬래브 길이에 걸쳐 분포된다.

(3) 보강재의 파단에 대한 설계 시, 교통장벽 충돌하중은 순간적으로 가해지기 때문에 토목섬유 보강재는 식 (3.9-11) 및 식 (3.9-12)와 같은 정적 및 일시적(충격) 하중 요소를 견디도록 설계해야 한다.

$$S_{rs} \geq \frac{T_{\max} RF}{\phi R_c} \qquad (3.9\text{-}11)$$

$$\Delta\sigma_H S_v \leq \frac{\phi S_{rt} R_c}{RF_{ID} RF_D} \qquad (3.9\text{-}12)$$

여기서, $\Delta\sigma_H$ = 규정 3.9.9.1에 따른 보강재 인접 영향영역의 교통방벽 충돌응력(MPa)
S_{rs} = 정적인 하중 성분에 대한 보강재의 극한 인장저항력(N/mm)
S_{rt} = 동적인 하중 성분에 대한 보강재의 극한 인장저항력(N/mm)
S_v = 보강재의 수직간격(mm)
$T_{\max}$ = 보강재에 작용하는 최대하중(N/mm)
R_c = 규정 3.9.6.4(1)로부터 보강재 점유율
RF = 설치손상, 크리프, 화학적 노화에 따른 장기간의 성능저하를 고려한 강도감소계수
RF_{ID} = 규정 3.9.6.4(3)②에 제시된 보강재의 설치 파손을 고려한 강도감소계수
RF_D = 규정 3.9.6.4(3)②에 제시된 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재의 파손을 고려한 강도감소계수

(4) 보강재의 안정성에 필요한 전체 극한강도 값은 정적인 하중성분에 대한 강도에 일시적인 동적 하중성분에 필요한 강도를 추가하여 결정된다. 난간과 교통장벽은 3.9.9.4에 기술된 것처

럼 충돌실험 요구조건을 만족해야 한다. 앵커슬래브는 표준난간의 극한강도를 견디도록 충분히 견고해야 한다.

(5) 연성지주와 보방벽이 사용될 때는 옹벽 면으로부터 최소 900 mm 떨어져야 하고, 노면 아래로 1,500 mm 근입되어야 하며, 가능하면 보강재를 피할 수 있도록 배치되어야 한다. 만약 보강재를 피할 수 없는 경우라면, 옹벽은 3.9.9.4에서 기술한 바와 같이 방해물의 존재를 고려하여 설계한다. 보강재의 상위 2열은 부가적인 수평하중 γP_{H_1}에 대하여 설계한다.

여기서 P_{H_1}는 옹벽의 단위길이 당 4.38 N이고 각 보강층에 50%씩 분배된다.

3.9.9.3 정수압

설계 시 강이나 냇물을 따라 세워진 구조물의 최소 부등정수압은 900 mm의 물의 높이와 같다고 가정한다. 가장 높은 수위에서 하중을 적용한다. 부등정수압에서 결정된 지하수위의 하부에서는 유효단위중량을 적용하여 내적, 외적 안정성을 평가한다.

3.9.9.4 보강토 영역에서 방해물

(1) 만약 지하 저류소, 수로 입출구, 표시판 기초, 방호책 지주 또는 암거와 같은 지장물이 보강토체 내 존재할 것으로 예상된다면, 지장물 주변 벽체 옹벽은 다음의 대안을 이용하여 수정, 설계한다.

① 지장물의 위치에서 보강토층이 부분적 또는 전체적으로 손상될 것으로 판단된다면, 손상될 보강재의 하중까지 추가 분담할 수 있도록 주변 보강층을 설계한다.

② 그림 3.9-13에 도시된 것처럼, 지장물 앞 보강재의 하중을 지장물 뒤의 골조에 연결된 보강재로 전달할 수 있도록 골조를 지장물 주위에 세운다.

③ 보강재가 분리된 띠로 구성되고, 지장물의 크기와 위치에 영향을 받는다면, 보강재를 방해물 주위 바깥쪽으로 벌리는 것도 가능하다.

(2) 첫 번째 대안에 대하여, 지장물 앞에 놓인 벽체전면은 전도(toppling)나 활동파괴에 대하여 안정해야 한다. 만약 안정성이 확보되지 않는다면, 지장물과 벽체전면 사이의 보강재를 구조적으로 연결하여 전도를 막거나 또는 전면의 요소를 인접 요소와 구조적으로 연결하여 파괴를 막는다.

두 번째 대안에 대해, 골조와 연결부는 강체 골조에 대한 KDS 24 14 31의 기준에 따라 설계한다. 세 번째 대안에 대해, 벽체전면에서 수직인 선으로부터 측정된 벌려진 각도는 보강재 또는 벽체 전면과 보강재의 연결 부분에서 모멘트가 발생하지 않도록 충분히 작아야 한다. 벌어진 보강재의 인장저항력은 벌어진 각도의 코사인 값의 크기로 감소한다.

(3) 지장물이 벽체 전면에 돌출되는 경우에는 전면판이 안정하도록 전면 요소가 지장물 주위에 잘 결합되도록 설계한다. 즉, 집중 하중을 피하고, 뒤채움 흙이 지장물과 결합된 벽체 면을 따라서 흘러나오지 않도록 설계한다. 따라서 방해물 주위의 옹벽 면 옆에는 칼라(collar)가 필요

할 수 있다. 말뚝이나 현장타설말뚝이 보강토를 관통하여 시공되는 경우에는 3.9.10을 참조해야 한다.

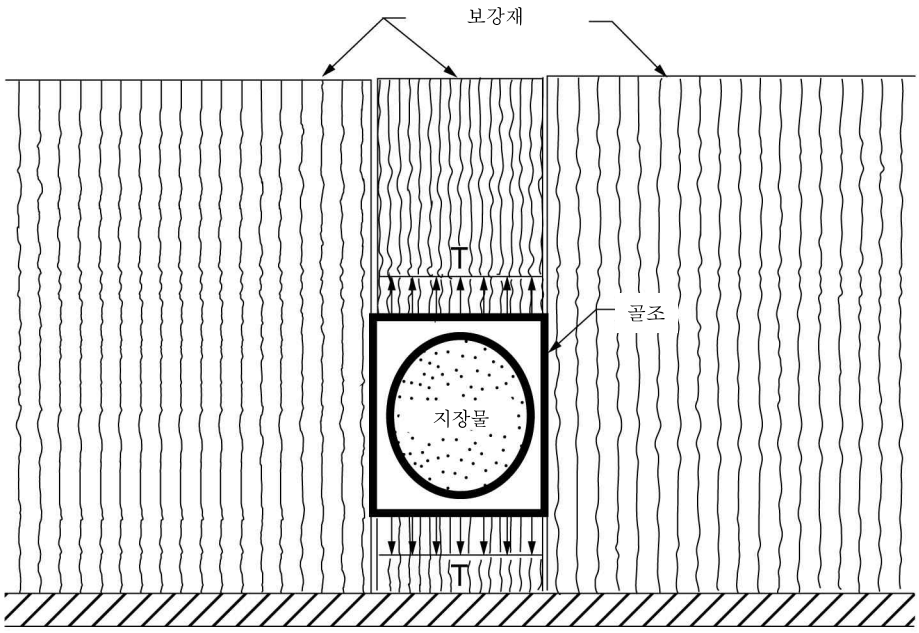


그림 3.9−13 뒤채움 방해물 주위의 보강토의 구조적인 연결

3.9.10 보강토 교대

(1) 보강토 옹벽의 교대는 3.5.2에서 3.5.5에 제시된 규정에 따라 형상을 결정한다. 교대 기초 아래의 보강토 옹벽은 기초의 압력에 의한 추가 하중과 교좌(bridge seat)에 작용하는 수평 하중을 옹벽 배면 토압에 부가하여 설계한다. 기초의 하중은 3.9.9.1에서 기술된 것처럼 분포한다. 임의의 보강재 위치에서 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 수평력, T_{max}는 다음과 같다.

$$T_{max} = \sigma_{Hmax} S_v \qquad (3.9\text{-}13)$$

여기서, σ_{Hmax} = 식 (3.9-14)에 의해 정의된 i번째 층의 하중계수를 고려한 수평응력(MPa)
S_v = 보강재 연직간격(mm)

(2) 3.9.9.1에 제시된 것처럼 보강된 교대의 수평응력은 다음과 같이 중첩에 의해 구한다.

$$\sigma_{Hmax} = \gamma_p(\sigma_v k_r + \Delta\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H) \qquad (3.9\text{-}14)$$

여기서, γ_p = 수직 토압에 대한 하중계수
$\Delta\sigma_H$ = 상재하중에 의한 횡방향 압력의 크기(MPa)
σ_v = 유효 기초 폭$(B-2e)$에 작용하는 수직 토압(MPa)

$\Delta\sigma_v$ = 기초 하중에 인한 수직 토압(MPa)

k_r = 3.9.6.2(1)에 규정된 K_a의 함수인 토압계수

K_a = 주동토압계수

(3) 교대 기초 아래의 내적 안정성 계산을 위한 유효길이는 3.9.9.1과 그림 3.9-12에 제시되어 있다. 교대 지지 중앙선으로부터 전면의 바깥쪽 끝단까지의 최소거리는 1,070 mm 이다. 패널의 뒷면과 기초의 최소거리는 150 mm이다.

(4) 3.9.2.2에 기술된 것처럼 동결침투가 예상되는 경우라면 교대기초는 900 mm 두께의 다짐 조립토 층 위에 위치해야 한다. 교대의 지지를 위해 설계된 보강재의 밀도, 길이, 단면은 교대 높이의 50%의 최소 수평거리에 대해 옹벽의 날개벽을 견뎌야 한다.

(5) 말뚝이나 현장타설말뚝으로 지지된 교대의 경우, 깊은 기초에 전달되는 수평력은 깊은 기초의 횡방향 지지력 또는 경사말뚝에 의해 지지된다. 깊은 기초에서 보강토의 뒤채움까지 전달되는 횡하중은 p-y 곡선의 횡하중 분석으로 결정한다. 전면판은 말뚝 또는 현장타설말뚝의 횡방향 변형과 관련된 수평하중에 영향 받지 않도록 460 mm 이상 이격되어야 한다. 말뚝 또는 현장타설말뚝은 벽체 시공 전에 완성되어야 하며, 매립층에서는 케이싱을 사용할 수도 있다.

(6) 전체 교대 및 보강토 시스템 평형은 좌대 아래의 각 보강재 깊이에서 점검되어야 한다.

(7) 패널 연결부위 주위의 지지압이 상대적으로 크기 때문에 패널 연결부의 적절성과 극한지지력은 실물 패널에 대한 인발과 모멘트 실험을 수행하여 결정해야 한다.

3.10 기성 모듈식 옹벽

3.10.1 일반사항

기성 모듈식 옹벽(prefabricated modular wall)은 중력식 옹벽, 캔틸레버식 옹벽, 또는 부벽식 콘크리트 옹벽이 적용되는 모든 곳에서 고려할 수 있다. 기성 모듈식 옹벽은 다음의 조건하에서 사용할 수 없다.

(1) 도로 선형의 곡률반경이 240m보다 작고 곡선을 일련의 현으로 대체할 수 없는 경우

(2) 산성으로 오염된 지하수나 지표면 흐름이 있는 곳, 제설제 살포가 예상되는 곳에서는 강재 기성 모듈식 옹벽을 사용할 수 없다.

3.10.2 하중

3.5.1.2 및 KDS 24 12 21(4.8)의 규정을 따르며 건조수축과 온도에 의한 영향은 고려할 필요가 없다.

3.10.3 사용한계상태의 변위

3.5.2의 규정을 적용해야 한다.

3.10.4 지반파괴에 대한 안전성

3.10.4.1 일반사항

활동과 전도의 안정성에 대하여 기성 모듈식 옹벽은 하나의 강체로 작용한다고 가정한다. 안정성의 결정은 모든 모듈 높이에서 이루어져야 한다. 옹벽의 저면이 세굴과 동결-융해 또는 기타 교란의 영향을 받는 최대 깊이 아래로 근입되지 않을 경우에, 수동토압은 안정성 계산에서 무시한다. 그러나 이러한 최대 깊이보다 더 아래로 근입될 경우, 수동저항력이 효과적으로 작용하는 것으로 판단해도 좋다.

3.10.4.2 활동

(1) 3.2.3.3의 규정에 따른다. 활동의 안정성에 대한 계산에서는 채움재와 기초 흙 사이의 마찰과 기성블록 하부 또는 기초와 지지지반 흙 사이의 마찰이 활동에 유효하게 저항하는 것으로 본다. 옹벽 저면에서 채움재와 기초 흙 사이의 활동에 대한 마찰계수는 채움재의 ϕ_f와 기초 흙의 ϕ_f 중 작은 값을 택한다. 기성블록 하부 또는 기초와 지지지반 흙 사이의 활동에 대한 마찰계수는 접촉면을 미끄러운 면으로 가정할 때는 필요에 따라 감소시킬 수 있다.

(2) 별도의 자료가 없는 경우 조립질 흙의 마찰각 ϕ_f는 30° 이하로 한다. 점성토의 마찰각을 결정하기 위해서는 반드시 배수와 비배수 조건에서 실험을 실시하여야 한다.

3.10.4.3 지지력

3.5.3.2의 규정을 따른다. 지지력은 고정하중과 토압하중이 모듈의 뒤와 앞 또는 바닥 레그(leg)의 위치에서 단위 길이당 점지지에 의해 지지된다고 가정하여 계산해야 한다. 모듈 내부 흙 무게의 최소 80%가 전·후면부의 지지점으로 전달되는 것으로 고려해야 한다. 모듈 전체 면적을 기초로 고려하는 경우, 기성 모듈식 옹벽 내부의 전체 흙 무게를 고려해야 한다.

3.10.4.4.전도

3.5.3.3의 규정을 따른다. 기성 모듈식 옹벽 내부 채움재의 최대 80 %가 전도 모멘트에 저항한다고 간주한다.

3.10.4.5 지중 침식

적합성이 인증된 경우에는 세굴 가능성이 큰 구역에 박스형 벽체를 사용할 수도 있다. 3.5.3.4의 규정을 따라야 한다.

3.10.4.6 전체 안정성

3.5.2.2의 규정을 따른다.

3.10.4.7 수동저항력과 활동

3.5.3.5와 3.5.3.6의 규정을 적절하게 적용한다.

3.10.5 구조적인 파괴에 대한 안전성

3.10.5.1 모듈 부재

(1) 기성 모듈식 옹벽의 모듈은 벽체 뒤에서 작용하는 설계 토압과 모듈 내부에서 발생한 설계 압력에 대하여 설계해야 한다. 배면판은 시공 중에 기성 모듈식 옹벽 내부에서 야기되는 설계토압과 시공 후 기성 모듈식 옹벽 내부와 벽체 뒤에서 발생하는 설계토압의 차이 값에 대하여 모두 설계해야 한다. 콘크리트 모듈에 대한 강도와 배근 조건은 KDS 24 14 21에 제시되어 있다. 강재 모듈(steel module)에 대한 강도 조건은 KDS 24 14 31에 제시되어 있다. 설계상의 순단면은 3.9.6.4(2)①에 따라서 줄일 수 있다.

(2) 모듈 내부의 설계압력은 각 모듈에서 동일해야 하며, 아래에서 계산되는 값보다 작지 않아야 한다.

$$P_b = \gamma_D \; g \; \gamma_s \; b \times 10^{-9} \qquad (3.10\text{-}1)$$

여기서, P_b = 모듈 내부의 설계압력(MPa)

g = 중력가속도(m/s^2)

γ_s = 흙의 밀도(kg/m^3)

γ_D = KDS 24 12 11에 제시된 수직토압에 대한 하중계수

b = 박스 모듈의 폭(mm)

3.10.6 교대

기성 모듈식 옹벽 위에 시공된 교대의 교좌는 토압과 교대 교좌 보에서 발생되는 부가적인 수평압력 및 후방벽에 작용하는 토압을 고려하여 설계해야 한다. 상단 모듈은 일반 토압과 교대로 인한 부가적인 토압의 합력에 대해 안전하도록 설계해야 하며, 최소 폭은 1,800 mm 이어야 한다. 교좌 장치의 중심선은 상단 블록의 바깥 면으로부터 최소 600 mm 거리에 위치해야 한다. 교대 보 교좌는 상단 블록에 의하여 지지되어야 하며 상단 블록과 함께 타설되어야 한다. 상단 블록의 전면(front face) 두께는 부가적인 토압에 의하여 발생되는 벽체의 모멘트를 고려하여 설계해야 한다. 교대 보 교좌 하중은 기초로 전달되므로, 기초 설계 시 이를 고려해야 한다. 3.9.4에 기술한 부등침하 규정을 따른다.

3.10.7 배수

절토지역, 성토지역에서 기성 모듈식 옹벽을 시공할 경우 충분한 지하 배수시설을 설치해야 한다. 배수로의 위치는 기초 지반고를 기준으로 하며, 배수로는 연속적으로 이어지도록 하되 필요에 따라서는 외부로 배출할 수 있는 시설을 두어야 한다. 이러한 지역에서 만약 지하수위의 위치가 기초보다 위에 있게 되는 경우 연속적인 배수층을 설치하고 이를 종방향 배수시설에 연결한다. 전면이 개방된 경우 지표배수시설은 옹벽 구조물 상단 위에 설치한다.

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	엔비코컨설턴트	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

교량 하부구조설계기준

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

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 14 51 : 2016

교량 하부구조설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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

KDS 24 17 10 : 2016

교량 내진설계기준

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 샤르피 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 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 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

부록
1. 일반사항 ····· 31
2. 소요연성도 ····· 31
3. 심부구속 횡방향철근량 ····· 33
4. 전단 설계 ····· 34

교량 내진설계기준

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 내진설계성능기준 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 지진격리시스템을 설치할 수 있다.

(3) 품질보증 요건

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

(4) 지진응답 계측

① 일반사항

내진Ⅰ등급교와 내진Ⅱ등급교에 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 설계지진수준

내진등급과 설계지진수준은 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 소성힌지구역에2.6(3)④에서 규정한 심부구속철근량을 배근하지 않는 경우에는 부록Ⅰ 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) 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3 2	상부구조의 한 지간내의 신축이음부	0.8
단일 기둥	3	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	5 3	기둥 또는 교각과 기초	1.0
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 단경간교에 대한 내진설계는 2.2(5)와 2.2(8)에 따른다. 또한 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 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 세그멘트의 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 2.1(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.

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

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 최대소성힌지력과 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. 말뚝가구의 설계지진력은 탄성지진력을 해당 구조의 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다.

(나) 기초의 설계지진력은 2.6(2)⑤에 따라 결정된 교각의 최대 소성힌지력과 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.

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

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 소요강도 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 설계해야한다.

(8) 설계변위

① 이 절에서 정한 최소받침지지길이는 모든 거더의 단부에서 확보해야 한다.

② 최소받침지지길이의 확보가 어렵거나 낙교방지를 보장하기 위해서는 변위구속장치를 설치해야 한다.

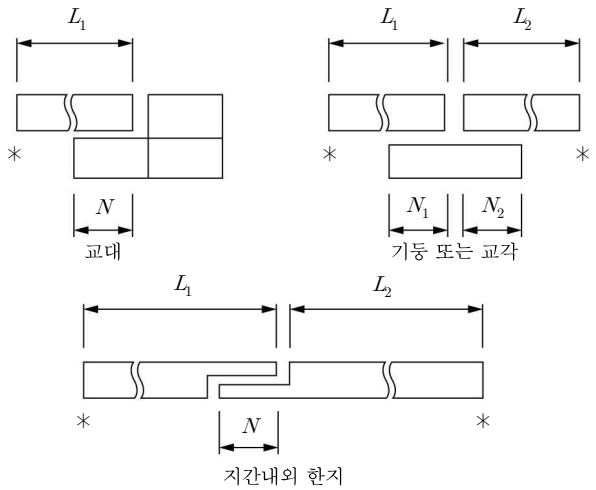
③ 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 최소받침지지길이(N)는 식 (2.2-3)에 규정한 값보다 작아서는 안 된다.

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

여기서, L : 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m).
다만, 지간 내에 힌지가 있는 경우의 L은 힌지 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 힌지: 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 N값, 콘관입시험의 qc값과 전단파 속도 Vs값 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 발생되는 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 Cs는 식 (2.3-1)과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \quad (2.3\text{-}1)$$

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.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \quad (2.3\text{-}2)$$

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.

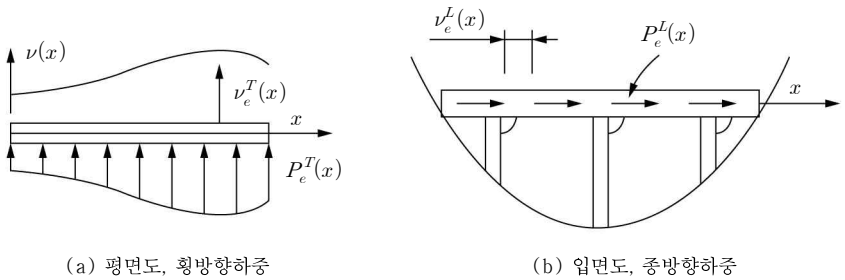
$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad (2.3\text{-}3)$$

(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.

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

여기서, $p_e(x)$: 등가정적 지진하중이며 진동의 기본모드를 대표하기 위해 가하는 단위길이당 하중강도(그림 2.3-1)
Cs : 식 (2.3-1)로 주어지는 탄성지진 응답계수



(a) 평면도, 횡방향하중 (b) 입면도, 종방향하중

그림 2.3-1 횡방향 및 종방향으로 등가하중을 받는 교량 상판

여기서, 교량의 주기 T는 식 (2.3-5)와 같다.

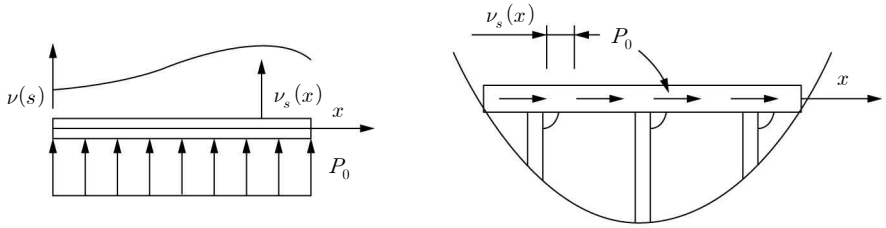
$$T = 2\pi\sqrt{\frac{r}{p_o g\,\alpha}} \qquad (2.3\text{-}5)$$

g : 중력가속도, 9.81m/s^2

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

vs(x) : 균일한 등분포하중 po에 의한 정적처짐 (그림 2.3-2)

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



(a) 평면도, 횡방향하중 (b) 입면도, 종방향하중

그림 2.3−2 횡방향 및 종방향으로 가정된 하중을 받는 교량 상판

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

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

(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 구조물로써 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 Ⅰ에서는, 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) 얕은기초는 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 지진하중을 말뚝머리에 작용하는 등가정적하중으로 환산한 후 정적해석을 수행한다.

(나) 등가정적하중을 말뚝머리에 작용시키고 군말뚝 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 등가정적 하중법으로 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 과다한 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.

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

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 항복유효단면2차모멘트를 사용할 수 있다.

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

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-Δ효과

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

나. 엄밀한 해석에 의하여 P-Δ효과를 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. 다주가구에서 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 다주가구에서 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.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05\,R \qquad (2.6\text{-}3)$$

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.

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

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

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.

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

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

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

여기서, A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm^2)

A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm^2)

A_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm^2)

d : 사각형단면의 유효깊이(mm^2)

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 단일기둥과 다주가구에 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 벽식교각에 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 말뚝가구에도 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. 말뚝가구의 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 소성힌지구역은 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 측정한 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_s는 식 (2.6-9)로 정의되는 체적비로서, 식 (2.6-10)과 식 (2.6-11)의 값 중 큰 값을 취한다.

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

여기서, ρ_s : d_s를 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)

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

또는

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

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.

$$A_{sh} = 0.30\,ah_c\frac{f_{ck}}{f_{yh}}\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right) \qquad (2.6\text{-}12)$$

또는

$$A_{sh} = 0.12\,ah_c\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \qquad (2.6\text{-}13)$$

여기서, a : 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh}: 수직간격이 a이고, 심부의 단면치수가 h_c인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm^2), 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

h_c : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면치수(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 보강띠철근 간의 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 부록Ⅰ 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 결합나선철근과 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_n은 식 (2.6-14)와 식 (2.6-15)의 값 중 작은 값을 취한다.

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

$$V_n = \left(0.165\sqrt{f_{ck}} + \rho_h f_y\right) b\, d \qquad (2.6\text{-}15)$$

(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 압축지배단면과 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.

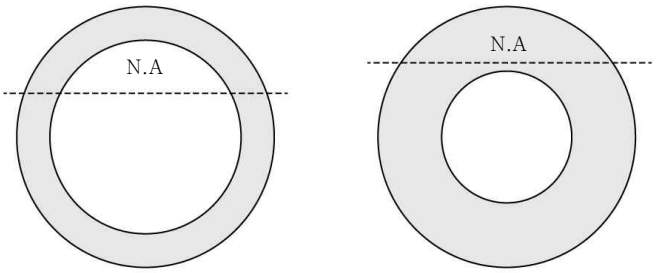


그림 2.6－1 극한상태에서의 중립축 위치에 따른 단면구분

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 사를 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_s를 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_s의 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_s의 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)⑥나의 식 (2.6-4)와 식 (2.6-5)에서, 중공원형 교각의 전단유효단면적 A_e는 $(D_o - D_i)D_i$로 계산한다. 여기서, D_o는 단면의 최대지름, 즉 외측지름이고, D_i는 중공지름, 즉 단면의 내측지름이다.

다. 2.6(2)⑥다의 식 (2.6-7)에서, D_c는 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_i는 내측 원형후프철근의 수직간격이다.

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

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 외부에너지를 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, 지진에너지흡수성능 향상을 통하여 지진 시 응답을 감소시키는 역할을 한다. 그 적용에 있어서 다음 사항을 검토해야 한다.

가. 지진격리설계의 적용은 교량의 장주기화 혹은 지진에너지흡수성능 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 지반계수S_i는 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 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	 1.5 1.5	상부구조의 한 지간내의 신축이음부	0.8
단일 기둥	1.5	기둥, 교각 또는 말뚝가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝가구 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	 2.5 1.5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
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_i는 식 (2.7-1) 및 식 (2.7-2)에 의해 산출한다. 해석에 사용되는 지진격리받침의 유효강성은 설계변위에서 계산되어야 한다.

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

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

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

F_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 cycle 동안의 최대양변위량 발생시의 수평력

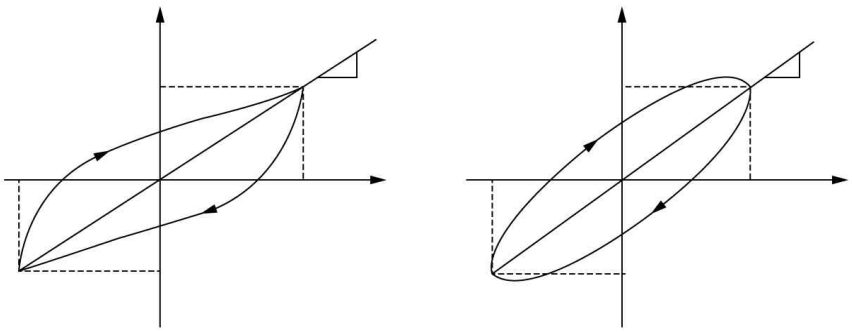
d_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 cycle 동안의 최대부변위

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.



(1) 이력 거동　　(2) 점탄성 거동

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 $2.5A$보다 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 d는 식 (2.7-5)로 구한다.

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

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.

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

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.

$$p_e(x) = w(x)\, C_s \qquad (2.7\text{-}7)$$

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_i가 $0.8\,T_{eff}$를 초과하는 경우에만 B에 의해 감소된 값이 적용된다.

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i} \quad (T_i \leqq 0.8\,T_{eff}) \qquad (2.7\text{-}8)$$

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

여기서, C_{si} : i번째 모드의 탄성지진응답계수

T_i : i번째 모드의 주기이다.

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

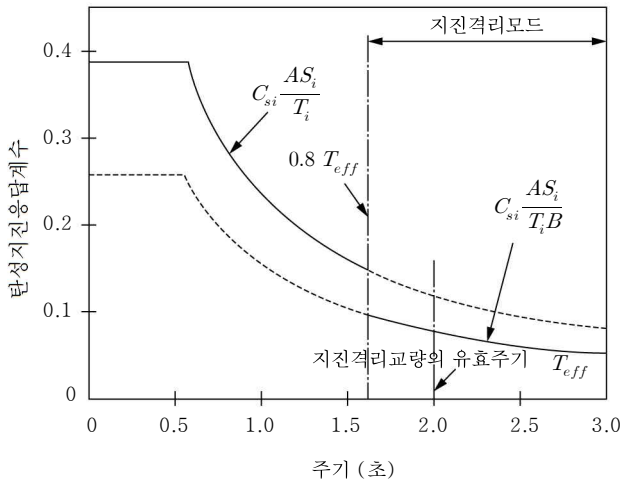


그림 2.7−2 지진격리교량의 탄성지진응답계수

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 5쌍 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 7쌍 이상의 해석결과로부터 얻어진 평균값을 설계값으로 한다.

(8) 기타 요구조건

①상시 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.

②수직력 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 옵셋변위와 설계지진에 의한 설계변위의 2.0배와 같다.

③회전 성능

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

④지진격리시스템의 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.

⑤품질 기준

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

가. 다수의 지진격리받침을 대상으로 측정한 평균 유효강성은 설계값의 ±10% 이내이어야 하고, 각각의 유효강성은 설계값의 ±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	±20%	-25%
평균값	±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 횡방향 심부구속철근을 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.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \tag{2-1}$$

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_Δ는 식 (2-2)에 따라 결정한다. 교량의 주축방향 1차 모드 주기 T가 통제주기 T_s의 1.25배보다 작은 경우에는 변위연성도-응답수정계수 상관계수 λ_{DR}을 식 (2-3)에 따라 결정하며, 그 외에는 1.0으로 한다. 통제주기 T_s는 2.3(2)①의 식 (2.3-1)로 계산되는 탄성지진응답계수 C_s가 제한값 2.5A와 같아지는 주기로서, 지반조건 Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ에 대하여 0.33초, 0.44초, 0.61초, 0.94초를 각각 적용한다.

$$\mu_\Delta = \lambda_{DR}\ R_{req} \tag{2-2}$$

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

(5) 소요 변위연성도의 최댓값은 식 (2-4)에 따라 결정한다.

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

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

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

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.

$$\rho_s = \frac{4\,A_{sp}}{d_s\,s} \tag{3-1}$$

여기서, ρ_s : d_s를 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)

$$\rho_s = 0.008\,\alpha\,\beta\,\frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \tag{3-2}$$

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

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \tag{3-4}$$

$$\gamma = 0.1\,(\rho_l - 0.01) \tag{3-5}$$

여기서, f_{ck}: 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)
f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
f_y : 축방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
A_g : 기둥의 총단면적(mm^2)
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.

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

여기서, a : 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh}: 수직간격이 a이고, 심부의 단면치수가 h_c인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm^2). 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.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \qquad (4\text{-}1)$$

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_Δ를 고려하여 식 (4-2)에 따라 계산해야 한다. 소요 변위연성도가 2.0 이하인 경우에는 계수 k로 0.3을 적용하며, 소요 변위연성도가 2.0을 초과하는 경우에는 식 (4-3)에 따른 값을 적용해야 한다. 전단 유효단면적 A_e는 원형단면과 사각형단면에 대하여 기둥 총단면적 A_g의 0.8배를 적용하며, I형 단면이나 사각형 중공단면과 같이 복부가 구분되는 단면은 복부폭과 유효깊이의 곱($b_w d$)을 적용한다.

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}}\, A_e \tag{4-2}$$

$$k = 0.3 - 0.1\,(\mu_\Delta - 2) \tag{4-3}$$

(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.

$$V_s = \frac{A_v\, f_{yh}\, D_c}{s} \tag{4-4}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2}\frac{A_{sp}\, f_{yh}\, D_c}{s} \tag{4-5}$$

$$V_s = \frac{\Sigma\, A_{ct}\, f_{yh}\, l_{ct}}{s} \tag{4-6}$$

여기서, A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm^2)

A_{sp}: 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm^2)

A_{ct}: 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm^2)

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.

$$V_p = 0.15\,\frac{P_u\, h}{L_s} \tag{4-7}$$

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	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

KDS 24 17 11 : 2016

교량 내진설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 내진(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 17 11 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 17 11 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어정의 ····· 1
1.3 기호정의 ····· 3
1.4 내진설계의 기본방침 ····· 5
2. 설계 ····· 6
2.1 설계 일반사항 ····· 6
2.2 해석 및 설계 ····· 9
2.3 해석방법 ····· 14
2.4 기초 및 교대의 내진설계 ····· 18
2.5 강교 설계 ····· 20
2.6 콘크리트교 설계 ····· 20
2.7 지진격리교량의 설계 ····· 36

교량 내진설계기준(한계상태설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 신설되는 교량의 내진설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 KDS 24 10 11(1.1)에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 설계기준의 설계개념 및 원칙을 준수하고 적절한 보정을 한 내진설계기준을 작성하여 설계할 수 있다.

1.2 용어정의

이 장에서 사용하는 용어의 의미는 다음과 같다.

- 가속도계수(acceleration coefficient): 내진설계에 있어서 설계지진력을 산정하기 위한 계수로서 지진구역과 재현주기에 따라 그 값이 다르다.
- 내진등급: 내진등급은 중요도에 따라서 교량을 분류하는 범주로서 내진II등급, 내진I등급으로 구분된다.
- 다중모드스펙트럼해석법(multi-mode spectral analysis method): 여러 개의 진동모드를 사용하는 스펙트럼해석법
- 단경간교(single span bridge): 경간이 하나인 교량
- 단부구역: 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단 및 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단
- 단일모드스펙트럼해석법(single mode spectral analysis): 하나의 진동모드만을 사용하는 스펙트럼해석법
- 말뚝의 p-y곡선: 말뚝의 근입깊이 내에서 발생하는 말뚝의 수평변위 대 단위길이 당 지반반력의 상관곡선
- 모멘트-곡률: 철근콘크리트 구조물의 재료비선형 단면해석의 하나로서, 횡방향철근에 의한 횡구속효과와 축력의 영향 등을 고려하고 철근과 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 이용하여 모멘트와 곡률의 관계를 구하는 해석
- 설계변위: 지진격리시스템의 설계에서 요구되는 수평방향의 지진변위
- 소성힌지구역: 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 구역
- 액상화: 진동하중에 의해 간극수압 상승과 유효응력 감소로 전단하중에 대한 전단저항을 상실하는 현상

교량 내진설계기준(한계상태설계법)

- 옵셋변위: 크리프, 건조수축 그리고 온도변위의 50 %에 해당하는 지진격리받침의 수평 변위.
- 유효강성: 지진격리시스템이 최대수평변위를 일으키는 순간의 수평력을 최대수평변위로 나눈 값
- 위험도계수: 평균 재현주기별 지진구역계수의 비
- 응답수정계수(response modification factor): 탄성해석으로 구한 각 요소의 내력으로부터 설계지진력을 산정하기 위한 수정계수
- 지반계수(site coefficient): 지반상태가 탄성지진응답계수에 미치는 영향을 반영하기 위한 보정계수
- 지반응답해석: 토층의 저면에 입사되는 지진하중이 지표면으로 진행될 때 토층의 동적거동에 대한 해석
- 지반종류(soil profile type): 지진 시에 지반의 응답특성에 따라 공학적으로 분류하는 지반의 종류
- 지진격리받침: 지진격리교량이 지진 시 수평방향으로 큰 방향 변형을 허용할 수 있도록 수평방향으로는 유연하고, 수직방향으로는 강성이 높은 교량받침
- 지진격리시스템: 수직강성, 수평유연도, 그리고 감쇠를 경계면으로부터 시스템에 제공하는 모든 요소의 집합
- 지진구역계수: 우리나라의 지진재해도 해석결과에 근거한 지진구역에서의 평균재현주기 500년에 해당되는 암반상 지진지반운동의 세기를 나타내는 계수
- 지진보호장치: 교량구조물의 내진성능과 내진안정성을 향상시키기 위한 모든 장치들로서, 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치 등이 이에 해당된다.
- 총설계변위: 지진격리받침의 최대 수평방향 지진변위로서 해석의 결과와 지진격리시스템의 설계에 필요한 변위로부터 산출되는 값이다. 이것은 강성중심에서의 병진변위 d_i와 비틀림변위의 고려방향 성분을 포함한다.
- 최대 소성힌지력: 교각의 소성힌지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트(휨 초과강도)를 전단력으로 변환한신뢰도 95% 수준의 횡력
- 탄성중합체: 압력을 가하여 상당한 변형이 있는 후 그 압력을 제거하면 초기의 크기와 형상으로 복원되는 고분자 물질로서 여기에서는 고무부품이나 고무부품의 성형에 사용하는 복합화합물을 말한다.
- 탄성지진응답계수(elastic seismic response coefficient): 모드스펙트럼해석법에서 등가정적 지진하중을 구하기 위한 무차원량
- 평균반복전단응력: 불규칙한 지진하중을 일정한 반복하중으로 치환할 때, 등가의 전단응력

- 항복강성: 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 강성으로서 항복모멘트와 항복곡률의 비율로 결정되는 교각의 강성
- 항복유효 단면2차모멘트: 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 단면2차모멘트 강성으로서 간편식으로 산정되는 단면2차모멘트

1.3 기호정의

이 장에서 사용하는 기호와 정의는 다음과 같다.

A : 가속도계수(무차원량)

A_c : 횡방향철근을 계산하는 데 사용되는 철근콘크리트 기둥 심부의 면적(mm^2)

A_g : 횡방향철근을 계산하는 데 사용되는 철근콘크리트 기둥의 총단면적(mm^2)

A_{sh} : 직사각형 철근콘크리트 기둥에 쓰인 횡방향철근(후프 또는 스터럽)의 총단면적(mm^2)

a : 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 직사각형 철근콘크리트 기둥에서 횡방향철근(후프 또는 스터럽)의 수직 간격(mm)

C_s : 식 (2.3-1)에서 정의되는 탄성지진응답계수(무차원량)

C_{sm} : 식 (2.3-2)에서 정의되는 탄성지진응답계수(무차원량)

C_{si} : 식 (2.7-8), 식 (2.7-9)에서 정의되는 지진격리교량의 i 번째 모드의 탄성지진응답계수(무차원량)

d : 지반에 대한 상부구조의 총변위($d_i + d_{sub}$)

d_i : 고려방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위

d_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대부변위

d_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대양변위

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

d_{sub} : 등가지진력에 의한 하부구조의 지진 시 변위

EDC: 한 사이클 당 소산된 에너지

EI_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복강성(축방향철근의 항복)

F_e : 등가지진력

F_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대부변위량 발생 시의 수평력

F_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대양변위량 발생 시의 수평력

FS_L : 식 (2.6-1)에서 정의되는 액상화에 대한 안전율

f_{ck} : 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

f_{yh} : 횡방향철근(띠철근 또는 나선철근)의 항복강도(MPa)

g : 식 (2.3-5)에서 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 중력가속도($\mathrm{m/s}^2$)

H : 기둥 또는 교각의 높이(m)

h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께

h_c : 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 직사각형 철근콘크리트 기둥 심부의 단면치수(mm)

I : 위험도계수(무차원량)

$I_{y,eff}$: 교각의 항복 유효단면2차모멘트

I_g : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

k_{eff} : 식 (2.7-1)에서 원형시험에 의해 결정되는 지진격리받침의 유효강성

K_{eff} : 변위 d_i에서 계산된 모든 베어링과 상부구조물의 세그멘트를 지지하고 있는 변위 d_{sub}에서 계산된 하부구조물에서의 유효선형강성의 합

K_h : 정의된 횡토압 계산 시에 사용되는 수평지진계수(무차원량)

L : 교량 상부구조의 길이(m)

l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 길이(mm)

M_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복모멘트(축방향철근의 항복)

N : 주거더의 최소지지길이(mm)

$p_e(x)$: 진동의 기본모드를 나타내기 위해 작용된 등가정적지진하중의 강도(힘/단위 길이)

p_o : 주기를 계산하기 위해 사용된, 가정한 균일 하중(힘/단위 길이)

P_u : 교각에 작용하는 계수 축력

R : 응답수정계수(무차원량)

R_i : 지진격리교량의 응답수정계수(무차원량)

S : 지반계수(무차원량)

S_i : 지진격리교량의 지반계수(무차원량)

s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

T : 교량의 기본주기(초)

T_m : 교량의 m번째 진동모드의 주기(초)

T_{eff} : 고려 방향에 대한 지진격리교량의 주기(초)

T_i : 지진격리교량의 i번째 진동모드의 주기(초)

v_d : 설계지진에 상응하는 등가의 평균반복전단응력

v_l : 설계지진(지진규모)에 상응하는 등가의 반복횟수에서 액상화를 일으키는 평균반복전단응력

$v_s(x)$, $v_e(x)$: 각각 작용된 하중 p_o와 p_e로 인한 정적처짐형상(길이)

W : 지진격리받침의 설계를 위한 상부구조물의 총중량

$w(x)$: 교량 상부구조와 이에 부속된 하부구조의 단위 길이당의 고정하중(힘/길이)

α : 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 계수(길이^2)

β : 교량의 등가정적지진하중을 계산하는데 사용되는 계수(힘×길이)

β_i : 지진격리시스템의 등가감쇠비

γ : 교량의 주기를 계산하는 데 사용되는 계수(힘×길이^2)

θ : 식 (2.2-1)에서 최소받침지지길이를 계산하는데 사용되는 받침선과 교축직각방향의 사잇각(도)

λ_o : 휨 초과강도계수

ρ_l : 교각의 축방향철근비

ρ_s : d_s를 기준으로 결정된 콘크리트 심부에 대한 나선철근의 체적비

ϕ_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복곡률(축방향철근의 항복)

1.4 내진설계의 기본방침

1.4.1 목적

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

1.4.2 내진설계기준의 기본개념

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

(1) 인명피해를 최소화 한다.

(2) 지진 시 교량 부재들의 부분적인 피해는 허용하나 전체적인 붕괴는 방지한다.

(3) 지진 시 가능한 한 교량의 기본 기능은 발휘할 수 있게 한다.

(4) 교량의 정상수명 기간 내에 설계지진력이 발생할 가능성은 희박하다.

(5) 설계기준은 남한 전역에 적용될 수 있다.

(6) 이 규정을 따르지 않더라도 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

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

1.4.3 품질보증 요건

내진설계에 관한 품질보증 요건은 KDS 24 10 11(1.5)에 준한다.

1.4.4 지진응답 계측

1.4.4.1 일반사항

내진Ⅰ등급교와 내진Ⅱ등급교에 대해서는 유지관리, 내진설계기술 개발 및 개선에 필요한 자료 확보를 위하여 관할기관은 지진계와 가속도계를 설치하고 운영하도록 요구할 수 있다.

1.4.4.2 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

2.1.1 설계지반운동

2.1.1.1 일반사항

(1) 설계지반운동은 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.

(2) 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.

(3) 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간의 세 가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.

(4) 설계지반운동은 수평 2축 방향 성분으로 정의되며 그 세기와 특성은 동일하다고 가정할 수 있다.

(5) 모든 점에서 똑같이 가진하는 것이 합리적일 수 없는 특징을 갖는 교량 건설부지에 대해서는 지반운동의 공간적 변화모델을 사용해야 한다.

2.1.1.2 가속도계수

(1) 지진재해도 해석결과에 근거하여 우리나라의 지진구역을 표 2.1-1과 같이 설정한다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진지반운동에 해당하는 지진구역계수는 표 2.1-2에 수록된 바와 같이 구역 I에서는 0.11, 구역 II에서는 0.07이다.

(2) 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수는 표 2.1-3과 같다. 이 표에서 기준은 평균재현주기 500년 지진이다.

(3) 교량이 위치할 부지에 대한 지진지반운동의 가속도계수 A는 2.1.2에서 규정된 내진등급별 설계지진의 재현주기에 해당되는 위험도계수를 지진구역에 따른 지진구역계수에 곱하여 계

산한다.

표 2.1-1 지진구역 구분

지진구역	행정구역[5]	
Ⅰ	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부[1], 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부[2]
Ⅱ	도	강원도 북부[3], 전라남도 남서부[4], 제주도

주 1) 강원도 남부(군, 시): 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
주 2) 전라남도 북동부 (군, 시): 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 화순, 광양시, 나주시, 여수시, 순천시
주 3) 강원도 북부(군, 시): 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
주 4) 전라남도 남서부(군, 시): 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시
주 5) 행정구역의 경계를 통과하는 교량의 경우에는 구역계수가 큰 값을 적용한다.

표 2.1-2 지진구역계수 (재현주기 500년에 해당)

지진구역	Ⅰ	Ⅱ
구역계수	0.11	0.07

표 2.1-3 위험도계수

재현주기 (년)	500	1000
위험도계수, I	1	1.4

2.1.2 내진등급과 설계지진수준

(1) 교량의 내진등급은 표 2.1-4와 같이 교량의 중요도에 따라서 내진I등급과 내진II등급으로 분류한다. 단, 교량의 관할기관에서 교량의 내진등급을 별도로 정할 수 있다.

(2) 교량은 표 2.1-4에서 내진등급별로 규정된 평균재현주기를 갖는 설계지진에 대하여 설계되어야 한다.

표 2.1-4 도로교의 내진등급과 설계지진

내진등급	교량	설계지진의 평균재현주기
내진I등급교	- 고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반국도상의 교량 - 지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량, 해당도로의 일일계획교통량을 기준으로 판단했을 때 중요한 교량 - 내진I등급교가 건설되는 도로 위를 넘어가는 고가교량	1000년
내진II등급교	내진I등급교에 속하지 않는 교량	500년

2.1.3 지반의 분류

(1) 지반의 영향은 교량의 지진하중을 결정하는 데 고려되어야 한다. 표 2.1-5에 명시된 지반계수 S는 표 2.1-6에서 정의된 지반종류에 근거를 두고 있다.

표 2.1－5 지반계수

지반계수	지반종류			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
S	1.0	1.2	1.5	2.0

표 2.1－6 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30 m 토층에 대한 평균값		
		전단파속도(m/s)	표준관입시험(N치(1))	비배수전단강도(kPa)
Ⅰ	경암지반 보통암지반	760 이상	–	–
Ⅱ	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Ⅲ	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Ⅳ	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Ⅴ	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

주 1) 비점착성 토층만을 고려한 평균 N치

(2) 지반종류Ⅴ는 부지의 특성 조사가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반으로서, 전문가가 작성한 부지종속 설계응답스펙트럼을 사용하여야 한다.

① 액상화가 일어날 수 있는 흙, 퀵클레이와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반

② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반

③ 매우 높은 소성을 갖은 점토지반

④ 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

2.1.4 응답수정계수

(1) 2.4와 2.5에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 2.6에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계지진력은 2.2.7에서와 같이 규정된 탄성지진력을 표 2.1-7의 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 2.6.6에 따라 설계하여야 하며, 표

2.1-7의 하부구조에 대한 응답수정계수는 적용하지 않는다. 이때 철근콘크리트 기둥형식의 교각과 말뚝가구는 2.6.3.4의 심부구속철근량을 제외한 모든 설계요건을 만족시켜야 하며, 기초와 연결부분은 2.2.7.1(4)와 2.6.2.5에 따라 설계하여야 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 2.1−7 응답수정계수, R

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

2.2.1 일반사항

(1) 탄성지진력은 2.3에 규정한 값으로 한다.

(2) 기초 및 교대의 설계조건과 강교 및 콘크리트의 내진설계 추가 요구조건은 2.4, 2.5, 2.6에 따른다.

(3) 교량의 내진설계절차는 모든 내진등급의 교량에 대하여 동일하게 적용한다. 다만, 단경간교에 대한 내진설계는 2.2.5과 2.2.8에 따른다. 또한 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 내진설계는 2.2.6과 2.2.8에 의해서 수행될 수 있다.

2.2.2 해석방법

(1) 교량의 지진해석방법은 2.3에서 규정된 단일모드스펙트럼해석법을 사용하는 것을 기본으로 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.

2.2.3 탄성력 및 탄성변위

(1) 탄성력과 탄성변위는 2.2.2에 규정한 해석방법을 사용하여 두 개의 직교축에 대하여 독립적으로 해석하고 2.2.4에 규정한 방법으로 조합하여야 한다.

(2) 두 개의 직교축은 교량의 종방향축과 횡방향축으로 하는 것이 표준적이지만 설계자가 임의로 정할 수 있다. 곡선교는 양측 교대를 연결하는 현을 종방향으로 정할 수 있다.

2.2.4 직교 지진력의 조합

부재의 각각의 주축에 대한 설계지진력은 2.2.3에 규정한 방법으로 구한 지진력을 다음과 같이 조합하여 사용한다.

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

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

2.2.5 단경간교의 설계규정

(1) 상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 2.1.1.2에서 규정된 가속도계수와 2.1.3에서 규정된 지반계수를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향 및 횡방향에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다.

(2) 낙교방지를 위한 최소받침지지길이는 2.2.8에 규정한 값으로 한다.

2.2.6 지진구역 Ⅱ에 위치하는 내진 Ⅱ 등급교의 설계지진력

(1) 지진구역 Ⅱ에 위치하는 내진 Ⅱ 등급교에서 상부구조와 하부구조를 연결하는 교량받침이나 기계장치는 고정하중의 20%에 해당하는 수평지진력이 구속방향으로 작용한다고 보고 이에 저항하도록 설계하여야 한다.

(2) 종방향으로 구속되어 있을 경우 종방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 상부구조의 각 세그먼트의 자중으로 정의된다.

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

2.2.7 설계지진력

2.2.7.1 구조부재 및 연결부의 설계지진력

(1) 2.2.7에서 구하는 설계지진력은 다음의 각 경우에 대하여 적용한다.

① 상부구조, 상부구조의 신축이음 및 상부구조와 하부구조상단 사이의 연결부

② 하부구조 상단으로부터 기둥이나 교각의 하단까지(단 푸팅(footing), 말뚝머리 및 말뚝은 포함하지 않는다.)

③ 상부구조와 교대의 연결요소

(2) (1)의 설계지진력은 2.2.4의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 2.1.4에 규정한 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다. 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주가구, 말뚝가구)을 2.6.6에 따라 설계하는 경우에는 이 항에 따라 기둥의 설계지진력을 결정할 필요가 없다.

(3) (2)의 각 설계지진력을 다른 설계력과 함께 KDS 24 12 11(4.1)에 따라 최대하중을 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

(4) 표 2.1-7의 응답수정계수가 적용되지 않은 경우, 교각과 상부구조 또는 하부구조와의 연결부분의 설계지진력은 2.6.2.5에 따라 결정된 교각의 최대소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

2.2.7.2 기초의 설계지진력

(1) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 다음 중 하나의 방법으로 결정한다.

① 기초의 설계지진력은 2.2.4의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 2.1.4에 따라 하부구조(기둥 또는 교각)에 적용한 응답수정계수 R값의 1/2로 나눈 값으로 한다. 단, 이 규정은 탄성지진모멘트를 2.1.4의 해당 응답수정계수 R값으로 나눈 소성설계모멘트가 기둥 또는 교각의 휨설계강도를 2.6.2.5(5) 식 (2.6-3)의 휨 초과강도계수로 나눈 값 이상인 경우에 적용하여야 한다. 말뚝가구의 설계지진력은 탄성지진력을 해당 구조의 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다.

② 기초의 설계지진력은 2.6.2.5에 따라 결정된 교각의 최대 소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

(2) (1)의 각 설계지진력은 2.2.7.1(3)에 따른다.

(3) 기초의 각 요소에서 단면의 설계강도는 KDS 24 10 11의 강도설계법 하중조합에서 지진하중이 포함된 하중조합의 모든 종류의 하중에 하중계수 1.0을 사용하여 구한 소요강도 이상이어야 하며 2.4의 설계규정을 만족하여야 한다.

2.2.7.3 교대 및 옹벽

(1) 상부구조와 교대의 연결부(받침, 전단연결재 등)는 2.2.7.1의 설계지진력에 저항하도록 설계하여야 한다.

(2) 교대는 2.4.3의 규정에 따라 설계하여야 한다.

2.2.8 설계변위

(1) 2.2.8에서 정한 최소받침지지길이는 모든 거더의 단부에서 확보하여야 한다.

(2) 최소받침지지길이의 확보가 어렵거나 낙교방지를 보장하기 위해서는 변위구속장치를 설치해야 한다.

(3) 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 최소받침지지길이(N)는 식 (2.2-1)에 규정한 값보다 작아서는 안 된다.

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

여기서, L : 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m).
다만, 지간 내에 힌지가 있는 경우의 L은 힌지 좌·우측방향의 거리인 L_1과 L_2의 합으로 한다(그림 2.2-1 참조).

H : 다음 각 경우에 대한 평균 높이(m)

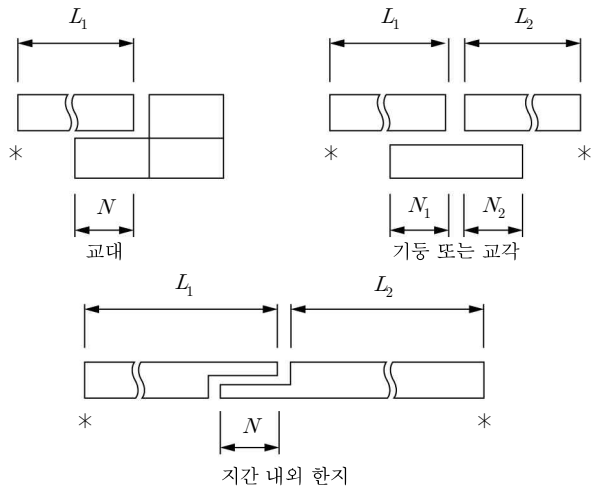
교대 : 인접 신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균 높이. 단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 : 기둥 또는 교각의 평균높이

지간 내의 힌지 : 인접하는 양측 기둥 또는 교각의 평균높이

θ: 받침선과 교축직각방향의 사잇각(°)

(4) 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교를 제외한 모든 교량의 설계지진변위는 2.2.3에 규정된 값과 2.2.8에 규정된 값 중 큰 값으로 한다.



＊ 신축이음 또는 교량 상판의 단부

그림 2.2−1 최소 받침지지길이 규정에 관한 치수

(5) 교량의 여유간격

지진 시에 교량과 교대 혹은 인접하는 교량간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계 시 고려된 내진성능이 충분히 발휘될 수 있도록 하기 위하여 교량의 단부에는 그림 2.2-1에 나타낸 바와 같이 여유간격을 설치한다. 교량의 여유간격은 식 (2.2-2)에 의한 값보다 작아서는 안 된다.

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t \qquad (2.2\text{-}2)$$

여기서, Δl_i = 교량의 여유간격(mm)

d = 지반에 대한 상부구조의 총변위($d_i + d_{su}$)(mm)

Δl_s = 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량(mm)

Δl_c = 콘크리트의 크리프에 의한 이동량(mm)

Δl_t = 온도변화로 인한 이동량(mm)

단, 교량의 여유간격은 KDS 24 90 11(4.2.2.3)에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다는 커야 한다.

또한, 교축직각방향의 지진 시 변위에 의한 인접교량 및 주요 구조부재간의 충돌가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

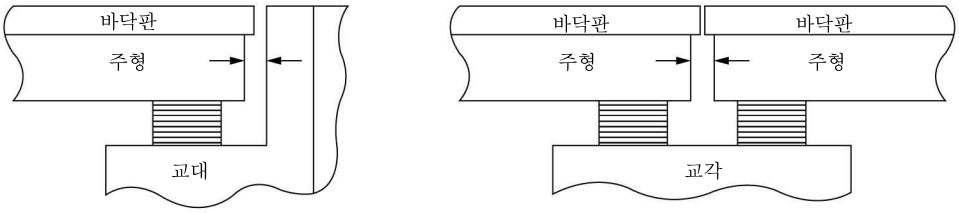


그림 2.2-2 교량의 여유간격

2.2.9 지반의 액상화 평가

(1) 지진 시 액상화로 인해 교량의 피해가 예상되는 경우에는 지반의 액상화 발생 가능성을 검토하여야 한다.

(2) 액상화 평가 기준

① 액상화 평가 시 설계 지진가속도는 2.1의 설계 일반사항의 구조물 내진등급에 따라 결정한다.

② 설계 지진 규모는 지진구역 I, Ⅱ 모두 리히터규모 6.5를 적용한다.

③ 지반의 액상화 평가는 교량의 내진등급에 관계없이 예비평가, 간편 예측법, 상세예측법의 3단계로 구분하여 수행한다.

④ 예비평가는 수집한 관련 자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대해 개괄적으로 판단하는 것이며 액상화 가능성이 없을 경우에는 액상화 평가를 생략하는 것으로 한다.

(3) 액상화 평가 방법

① 액상화 평가가 필요할 경우 표준관입시험의 N값, 콘관입시험의 q_c값과 전단파 속도 V_s값 등과 같은 현장시험 결과를 이용한 간편예측법 또는 실내 반복시험을 이용한 상세예측법 등을 적용한다.

② 액상화 발생 가능성은 대상 현장에서 액상화를 유발시키는 전단저항응력비(CRR)를 지진에 의해 발생되는 진동전단응력비(CSR)로 나눈 값으로 정의되는 안전율(FSL)로 평가한다.

③ 간편예측법을 통해 획득한 안전율이 1.5 이상인 지반은 액상화에 대해 안전하다고 판단하며, 1.0 미만인 경우에는 액상화가 발생한다. 액상화 발생시, 액상화를 고려한 설계와 필요시 대책공법을 적용한다. 안전율이 1.0 이상 1.5 미만인 경우에는 상세평가를 수행한다.

2.3 해석방법

2.3.1 일반사항

(1) 2.3의 규정은 2.2.2에서 규정한 교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 두 가지의 해석방법을 제시한다.

① 단일모드스펙트럼해석법

② 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 2.2.8에서 규정된 최소 요구치보다 큰 경우 이 값을 사용하여야 한다.

2.3.2 탄성지진응답계수

(1) 단일모드스펙트럼해석 시 설계하중의 결정에 쓰이는 탄성지진응답계수 Cs는 다음과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \qquad (2.3\text{-}1)$$

여기서, A = 2.1.1로부터 구하는 가속도계수
S = 2.1.3에 규정한 지반 특성에 대한 무차원의 계수
T = 2.3.3 또는 다른 적합한 방법에 의하여 결정된 교량의 주기

다만, C_s 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

(2) 다중모드스펙트럼해석 시 m번째 진동모드에 대한 탄성지진응답계수 C_{sm}은 다음과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \qquad (2.3\text{-}2)$$

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 다음 값에 따라 결정할 수 있다.

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \qquad (2.3\text{-}3)$$

2.3.3 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$는 다음 식으로 산정할 수 있다.

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

여기서, $p_e(x)$= 등가정적 지진하중이며 진동의 기본모드를 대표하기 위해 가하는 단위길이당 하중 강도(그림 2.3-2)

C_s = 식 (2.3-1)로 주어지는 탄성지진 응답계수

여기서 교량의 주기 T는 다음과 같다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{r}{p_o g \alpha}} \qquad (2.3\text{-}5)$$

g = 중력가속도, 9.81m/s^2

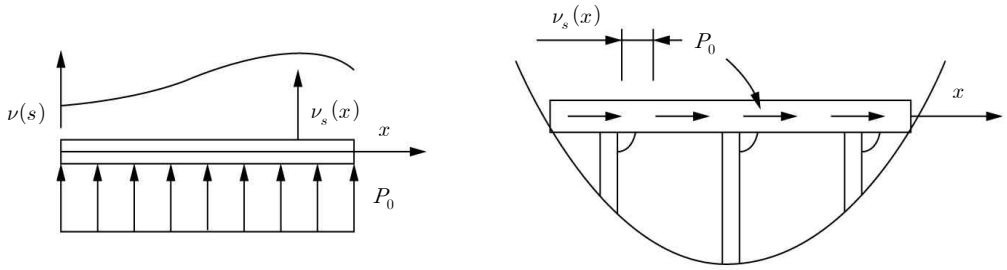
$w(x)$ = 교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중

$v_s(x)$ = 균일한 등분포하중 p_o에 의한 정적처짐 (그림 2.3-1)

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

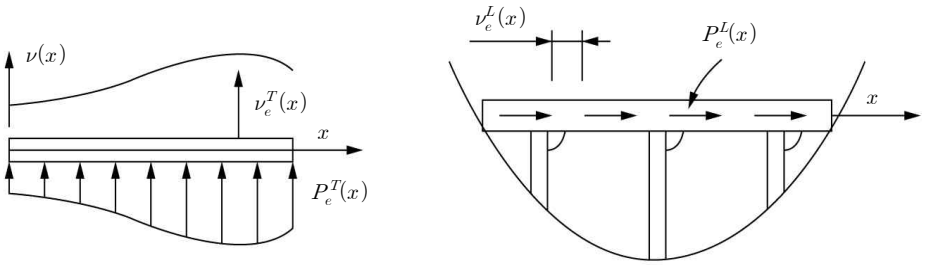
$$\beta = \int w(x)\, v_s(x)dx \qquad (2.3\text{-}7)$$

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



(a) 평면도, 횡방향하중 (b) 입면도, 종방향하중

그림 2.3-1 횡방향 및 종방향으로 가정된 하중을 받는 교량 상판



(a) 평면도, 횡방향하중 (b) 입면도, 종방향하중

그림 2.3-2 횡방향 및 종방향으로 등가하중을 받는 교량 상판

2.3.4 다중모드스펙트럼해석법

2.3.4.1 일반사항

다중모드스펙트럼해석법은 비정형 교량의 3방향 연계효과와 최종응답에 대한 다중모드의 기여효과를 결정하기 위해 공인된 공간뼈대 선형 동적해석 프로그램을 사용하여 수행하여야 한다.

2.3.4.2 수학적 모형

(1) 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위해 적절한 연결부와 절점으로 구성된 3차원 공간 뼈대 구조물로써 모형화해야 한다.

(2) 각 연결부와 절점은 6개의 자유도, 즉 3개의 이동 자유도와 3개의 회전 자유도를 가진다.

(3) 구조 질량은 최소한 3개의 이동 관성항을 갖는 집중질량으로 모형화하여야 하며, 구조 질량은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려하여야 한다.

(4) 지진 시에도 교량에 큰 활하중이 재하되어 있을 가능성이 많은 경우에는 그 활하중의 관성효과를 고려하여야 한다.

(5) 상부구조는 최소한 각 경간단부의 연결부와 지간의 1/4지점마다 절점을 가진 공간뼈대부재의 집합체로 모형화해야 한다. 신축이음부와 교대의 불연속 부분도 상부구조에 포함하여야 하며, 이 때 집중질량의 관성효과를 적절하게 분배시켜야 한다.

(6) 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 고려해야 한다. 기둥 또는 교각하부와 교대에서의 지반은 등가의 선형 스프링계수를 이용하여 모형화할 수 있다.

2.3.4.3 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 계산하여야 한다.

2.3.4.4 다중모드스펙트럼 해석

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

2.3.4.5 부재력과 변위

부재의 단면력과 변위는 개별 모드들로부터 각각의 응답성분 (예를 들면, 힘, 변위 또는 상대변

위)은 CQC방법(Complete Quadratic Combination)으로 조합함으로써 계산한다.

2.4 기초 및 교대의 내진설계

2.4.1 적용범위

2.4에서는 교량의 기초 및 교대의 내진설계에 대해 규정한다. 이 설계기준은 지진 하중이외의 수직 및 수평 하중에 대해 충분하게 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.

2.4.2 기초

2.4.2.1 조사

지진구역 Ⅰ에서는, 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 추가하여야 한다. 이 때 최대지반가속도는 가속도계수 A 또는 부지고유의 지반응답해석결과를 사용한다.

2.4.2.2 기초설계를 위한 해석과 검토

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

(1) 얕은기초에 대한 등가정적해석

① 얕은기초에 작용하는 등가정적하중은 기초 지반과 상부구조물의 응답특성을 고려하여 결정한다.

② 얕은기초는 미끄러짐, 지지력, 전도에 대하여 안전하여야 하고, 변형 및 침하량이 허용치를 넘지 않아야 된다.

③ 기초지반이 액상화가 발생할 수 있는 지반이라면 적절한 액상화 대책공법을 적용하여야 한다.

(2) 말뚝기초에 대한 등가정적해석

① 말뚝기초 등가정적해석에서는 기초 지반과 상부구조물의 특성을 고려하여 지진하중을 말뚝머리에 작용하는 등가정적하중으로 환산한 후 정적해석을 수행한다.

② 등가정적하중을 말뚝머리에 작용시키고 군말뚝 해석을 수행하여 각 말뚝에 작용하는 하중을 산정한다. 이 때, 가장 큰 하중을 받는 말뚝을 내진성능평가를 위한 말뚝으로 선정하고, 등가정적해석을 수행한다.

③ 내진성능평가 대상 말뚝에 대해서는 말뚝 본체 및 두부의 응력 또는 단면력, 말뚝의 변위량 및 모멘트를 검토한다.

(3) 동적해석

① 기초에 대한 동적해석이 필요한 경우에는 기초와 지반, 구조물의 상호작용을 고려하는 동적해석방법을 사용할 수 있다.

② 현장시험과 실내시험으로부터 얻은 지반의 물성치와 기초의 제반사항을 고려하여, 설계지진하중으로 전체 구조물에 대한 응답해석을 실시하여 기초에 작용하는 하중을 결정하고 이를 사용하여 기초의 안정성을 검토한다.

2.4.2.3 말뚝설계 시 특별히 요구되는 사항

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

(1) 말뚝의 내진설계에서는 극한지지력 개념을 사용하며 설계지진하중에 대하여 충분한 지지력을 확보하여야 한다.

(2) 말뚝은 파일캡에 적절히 연결하여야 한다.

(3) 콘크리트로 채운 말뚝에 특별한 정착장치를 설치하지 않는 경우에는 말뚝으로 인발력이 전달될 수 있도록 충분한 길이의 철근을 매립하여 정착하여야 한다.

(4) 속채움이 없는 강관말뚝, 나무말뚝, 강말뚝은 말뚝의 허용지지력의 10 % 이상인 인발력이 전달될 수 있도록 정착하여야 한다.

(5) 보강철근은 말뚝과 파일캡을 일체로 하며 하중전달을 용이하게 하기 위해서 파일캡까지 연장되어야 한다.

(6) 말뚝의 내진설계에서는 기둥이 지표면 위에서 휨모멘트에 의하여 항복하기 이전에 말뚝이 지표면 아래에서 파괴되지 않도록 하여야 한다.

2.4.3 교대

2.4.3.1 일반사항

지진 시 교대의 파괴나 변위로 인한 교량의 손상 또는 파괴가 발생할 수 있으므로 교대의 설계는 신중하게 수행하여야 한다.

2.4.3.2 독립식 교대

(1) 독립식 교대의 설계에서는 지진에 의한 수평토압과 교대의 관성력을 고려한다. 상부구조물이 자유롭게 미끄러질 수 없는 고정단 받침으로 지지되는 경우에는 상부구조물로부터 전달되는 지진력을 함께 고려하여야 한다.

(2) 지진 시에 독립식 교대에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발된 등가정적하중법

으로 계산할 수 있으며 이때 토압은 교대의 배면에 균등하게 분포하고 그 합력은 교대 높이의 1/2에 작용하는 것으로 가정한다.

(3) 구조물의 경제성을 도모하기 위해 교축방향 변위를 허용하는 독립식 교대를 설계할 수 있다. 이 때, 교대는 지진 시에 미끄러짐만 허용하고 전도가 발생하지 않아야 하며, 교대받침의 손상을 최소로 하기 위하여 미끄러짐에 의한 교축방향 변위를 수용할 수 있도록 설계되어야 한다.

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

2.4.3.3 일체식 교대

(1) 일체식 교대는 지진 시 큰 상부관성력이 뒷채움흙에 전달되므로 과다한 상대변위가 발생하지 않도록 하기 위하여 적절한 수동저항력을 갖도록 설계되어야 한다.

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

2.5 강교 설계

2.5.1 일반사항

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

2.5.2 P-⊿ 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 31(4.5)에 의거하여 설계하여도 된다.

2.6 콘크리트교 설계

2.6.1 일반사항

(1) 일체로 현장타설 되는 교각, 확대기초, 연결부의 내진설계는 한계상태설계법을 사용하여야 하며, KDS 24 14 21과 KDS 24 14 51의 규정과 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.

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

(3) 단일기둥, 다주가구, 말뚝가구를 설계할 때, 소성힌지구역에 배근되는 심부구속철근은 2.1.4의 응답수정계수와 2.6.3.4의 심부구속철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 2.6.6 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계를 적용하여 설계할 수 있다.

2.6.2 교각의 해석 및 설계 강도

2.6.2.1 일반사항

(1) 철근콘크리트 교각에 대한 구조해석과 단면강도해석에는 균열의 영향과 축방향력의 영향 등 구조적 거동에 영향을 주는 요소를 고려하여야 한다.

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

2.6.2.2 교각의 휨강성

(1) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우에는 다음 식으로 결정되는 항복강성을 적용하여 단면력과 변위를 구하여야 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.

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

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)

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

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

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

(3) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에는 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용하여야 한다, 단 교각의 축방향철

근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에도 변위를 구할 때에는 교각의 항복강성을 적용하여야 한다.

2.6.2.3 교각의 P-Δ 효과

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

(2) 엄밀한 해석에 의하여 P-Δ 효과를 고려하지 않는다면 (3)과 (4)에 따라 근사적으로 2차모멘트를 구할 수 있다.

(3) 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.

(4) 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.

(5) 2.1.4의 응답수정계수를 적용하여 설계할 때에는 응답수정계수를 1차모멘트에만 적용하며 2차모멘트에는 적용하지 않는다.

2.6.2.4 교각의 설계휨강도

(1) 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 축력-휨강도를 검토할 때에는, KDS 24 14 21 (1.4.2.3)에 따라 1.0의 재료계수를 적용하여 설계휨강도를 결정한다.

(2) 철근콘크리트 교각의 휨강도는 KDS 24 14 21(3.1.2.5(2))의 콘크리트 압축 응력분포를 이용한 휨강도 해석이나 콘크리트와 축방향철근의 응력-변형률 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석에 의하여 결정되어야 한다.

(3) 철근콘크리트 교각의 휨강도 해석에는 축력의 영향이 고려되어야 하며, 2.6.3.5의 철근상세를 갖는 횡방향철근이 배근되는 구간에는 KDS 24 14 21(3.1.2.5(3))을 적용하여 횡구속 효과를 고려하여 설계휨강도를 구할 수 있다.

2.6.2.5 교각의 최대 소성힌지력

(1) 2.6.2.5의 규정은 교각과 연결된 기초, 교각과 일체로 시공된 상부구조, 교각의 전단설계, 그리고 교각과 상부구조 또는 기초의 연결부분에 적용한다.

(2) 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주가구), 벽식 교각의 약축방향, 말뚝가구의 설계전단력은

2.1.4(1)에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 할 수 있다.

(3) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 2.2.7.2(1)에 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.

(4) 교각의 최대 소성힌지력은 휨 초과강도에 해당하는 전단력으로 결정하여야 한다. 캔틸레버로 거동하는 교각의 최대 소성힌지력은 교각 하단의 휨 초과강도를 교각의 길이로 나누어 결정한다. 다주가구에서 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 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이로 한다.

(5) 교각 단면의 휨 초과강도는 다음 두 가지 방법 중 하나를 적용하여 결정하여야 한다.

① 설계기준 압축강도의 1.7배인 콘크리트 압축강도와 설계기준 항복강도의 1.3배인 축방향 철근 항복강도를 적용하고, 소성힌지구역 횡방향철근의 심부구속 효과와 축하중의 영향을 고려한 단면의 휨강도로서, 모멘트-곡률 해석을 수행한다.

② 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, KDS 24 14 21(3.1.2.5(2))의 압축응력분포를 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.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05\,R \qquad (2.6\text{-}3)$$

2.6.2.6 교각의 설계전단강도

(1) 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는 KDS 24 14 21(1.4.2.3)에 따라 1.0의 재료계수를 적용하여 설계전단강도를 결정한다.

(2) 휨 설계에서 표 2.1.7의 응답수정계수가 적용된 교각에 대하여는, 소성힌지구역의 전단강도를 검토할 때 콘크리트에 의한 전단강도는 KDS 24 14 21(4.1.2.3)의 (1)에서 (3)까지의 규정에 따라 결정하여야 한다.

(3) 정착이 된 보강띠철근은 2.6.2.6(2)의 전단강도 계산에 포함할 수 있다.

2.6.3 기둥

2.6.3.1 일반사항

(1) 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 이상인 교각은 일반 기둥으로 간주하여 단일기둥과 다주가구에 대한 2.1.4의 응답수정계수를 적용한다. 기둥상단에서 단면이 커지는 기둥의 경우에는 단면이 커진 부분을 무시하고 최대단면치수를 결정한다.

(2) 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 미만인 교각은 짧은 기둥으로 간주하여 벽식 교각에 대한 2.1.4의 응답수정계수를 적용한다.

(3) 벽식 교각은 강축방향에 대하여 2.1.4의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 2.6.4에 따라 벽체로 설계하여야 한다. 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다.

(4) 이 절의 규정은 말뚝가구에도 적용된다.

2.6.3.2 단부구역과 소성힌지구역의 설계

(1) 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 하여야 한다.

(2) 말뚝가구의 상단 단부구역은 기둥의 상단 단부구역과 동일하게 결정하여야 한다. 말뚝가구의 하단 단부구역은 모멘트 고정점에서 말뚝지름의 3배 길이만큼 내려간 위치로부터 진흙선에서 말뚝지름과 450 mm 중 큰 값 이상의 길이만큼 올라간 위치까지의 구간으로 한다.

(3) (1)과 (2)에서 정의된 단부구역은 2.6.3.3과 2.6.3.4의 규정을 만족하여야 한다.

(4) 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 소성힌지구역은 표 2.1-7의 응답수정계수를 적용하고 2.6.3.3에서 2.6.3.5까지의 규정을 만족하도록 설계하여야 한다. 단 기둥은 표 2.1-7의 응답수정계수를 적용하는 대신 2.6.6에 따라 연성도 내진설계를 수행해도 좋다. 단부구역이 아닌 구역이라도 소성거동이 예측되는 구역은 소성힌지구역에 준하여 설계하여야 한다.

2.6.3.3 축방향철근과 횡방향철근

(1) 축방향철근 단면적은 기둥 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.06배 이하로 하여야 한다.

(2) 단부구역에 배근되는 횡방향철근은 D13 이상으로서, 지름이 축방향철근 지름의 2/5 이상이어야 한다.

(3) 소성힌지구역에서는 축방향철근을 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지구역에서 축방향철

근의 연결은 완전 기계적 이음을 사용할 수 있다.

(4) 소성힌지구역 이외의 구역에서 전체 축방향철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음하지 않아야 한다. 기둥의 종방향으로 측정한 이웃하는 겹침이음 사이의 거리는 600 mm 이상이어야 한다. 이때 겹침이음 사이의 거리는 겹침이음의 끝 지점에서부터 기둥의 종방향으로 측정하여, 이웃하는 새로운 겹침이음이 시작되는 지점까지로 한다.

(5) 소성힌지구역의 심부구속 횡방향철근은 2.6.3.4의 철근량과 2.6.3.5의 철근상세를 만족하여야 하며, 최대 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.

(6) 심부구속 횡방향철근과 단부구역의 횡방향철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배와 380 mm 중 큰 값 이상까지 연장해서 설치하여야 한다.

(7) 소성거동이 예측되지 않는 단부구역은 모든 축방향철근이 겹침이음 없이 연속될 필요는 없으나, 횡방향철근은 2.6.3.5의 철근상세를 만족하여야 하며, 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.

(8) 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.

(9) 나선철근에 대하여는 최대 수직 순간격을 75 mm로 규정한 나선철근의 일반규정을 적용하지 않는다.

2.6.3.4 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량

(1) 기둥과 말뚝가구에서 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 이 절에서 규정하는 철근량과 2.6.3.5의 철근상세를 만족하는 심부구속 횡방향철근으로 구속하여야 한다.

(2) 원형기둥의 나선철근비 ρ_s 는 식 (2.6-4)로 정의되는 체적비로서, 식 (2.6-5)와 식 (2.6-6)의 값 중 큰 값을 취한다.

$$\rho_s = \frac{4\,A_{sp}}{d_s\,s} \qquad (2.6\text{-}4)$$

여기서, ρ_s = d_s를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비

A_{sp}= 나선철근의 단면적(mm^2)

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

s = 나선철근의 수직간격(mm)

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.6\text{-}5)$$

또는

$$\rho_s = 0.12\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.6\text{-}6)$$

여기서, A_c = 나선철근 외측표면을 기준으로 한 기둥 심부의 면적(mm^2)

A_g = 기둥의 총단면적(mm^2)

f_{ck} = 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)

f_{yh} = 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)

(3) 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 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.

(4) 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총단면적 A_{sh}는 다음 값들 중 큰 값을 취한다.

$$A_{sh} = 0.30ah_c\frac{f_{ck}}{f_{yh}}\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right) \quad (2.6\text{-}7)$$

또는

$$A_{sh} = 0.12ah_c\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (2.6\text{-}8)$$

여기서, a = 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh} = 수직간격이 a이고, 심부의 단면치수가 h_c인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총단면적(mm^2). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

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

2.6.3.5 심부구속 횡방향철근상세

(1) 나선철근은 소성힌지구간에서 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지구간에서 나선철근의 연결은 기계적 연결이나 완전 용접이음으로 하여야 한다.

(2) 사각형 심부구속 횡방향철근으로는 하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합띠철근을 사용할 수 있으며, 보강띠철근은 후프띠철근과 유사한 크기를 사용하여야 한다.

(3) 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 하여야 한다.

(4) 보강띠철근은 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖도록 하여야 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.

(5) 사각형 후프띠철근에 추가되는 보강띠철근의 갈고리는 외측 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 보강띠철근을 연속적으로 같은 축방향철근에 걸리게 할 경우 90°갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 한다.

(6) 사각형 심부구속 횡방향철근은 후프띠철근과 보강띠철근의 수평간격과 보강띠철근 간의 수평간격이 350 mm를 초과하지 않도록 하여야 한다.

(7) 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 하여야 하며, 2개의 보강띠철근은 후프띠철근의 겹침이음 구간의 양쪽 끝부분에 배치하여야 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 배치하여야 한다.

2.6.3.6 결합나선철근

(1) 기둥의 횡방향철근으로 2개 이상의 나선철근을 결합한 결합나선철근(interlocking spirals)을 사용할 수 있다.

(2) 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 2.6.3.4 규정을 적용하여 각각의 나선철근에 대해 독립적으로 계산하여야 한다.

(3) 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 2.1.4의 응답수정계수와 2.6.3.4의 심부구속 철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 2.6.6을 적용하여 설계할 수 있다.

(4) 축방향철근 중심간 수평간격은 200 mm 이하여야 하며, 결합부분에는 최소한 4개 이상의 축방향철근을 배근하여야 한다.

(5) 결합나선철근의 나선철근간의 중심간격(d_{int})은 심부단면치수(d_s)의 0.75배 이하여야 한다.

(6) 원형후프띠철근을 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 결합나선철근과 동등하게 취급할 수 있다.

(7) 이 절의 규정에 따라 설계된 결합나선철근 또는 결합원형띠철근의 배근구간과 철근상세는 2.6의 해당 규정을 따라야 한다.

(8) 결합나선철근 및 결합원형띠철근의 경우, 널리 알려진 이론이나 최신의 연구문헌, 실험 또는 해석적으로 충분히 안전성을 검증할 수 있는 경우에는 본 규정을 적용하지 않아도 좋다.

2.6.4 벽식 교각

(1) 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다. 벽식 교각의 강축방향은 2.1.4의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 이 절에 따라 벽체로 설계하여야 한다.

(2) 벽체의 양면에는 수평방향 및 수직방향철근을 배치하여야 하며, 인접하는 수평방향철근의 겹침이음이 동일한 위치에 있지 않도록 엇갈리게 배치하여야 한다.

(3) KDS 24 14 21(4.1)의 극한한계상태 설계와 KDS 24 14 21(4.6.8)의 부재 상세 규정에 따른다.

2.6.5 중공원형 교각

2.6.5.1 일반사항

(1) 중공원형 교각은 일반적인 원형기둥에 적용하는 규정 이외에, 이 절의 규정을 추가로 적용하여 설계하여야 한다.

(2) 중공원형 교각에서 중공치수비는 단면의 최대지름에 대한 중공지름의 비율로 정의한다.

(3) 중공원형 교각의 축력비는 콘크리트 설계기준압축강도와 콘크리트 단면적의 곱에 대한 축력의 비율로 정의한다.

2.6.5.2 중공원형 교각의 단면구분

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

(2) 극한상태에서 중립축의 위치가 중공단면의 중공부에 존재하여, 벽체두께에 걸쳐 압축응력을 받는 단면을 압축 지배단면으로 정의한다.

(3) 극한상태에서 중립축의 위치가 벽체두께의 내부, 즉 단면의 외측 면과 내측 면 사이에 존재하는 단면을 휨 지배단면으로 정의한다.

(4) 극한상태에서의 중립축 위치는 일반적인 축력-휨 강도해석이나 모멘트-곡률 해석 등 엄밀한 해석에 의하여 결정할 수 있다.

(5) 단면의 분류를 해석에 의하지 않는 경우, 축력비가 0.1 이하이고 중공치수비가 0.5 이하인 경우에는 휨 지배단면으로 분류할 수 있다.

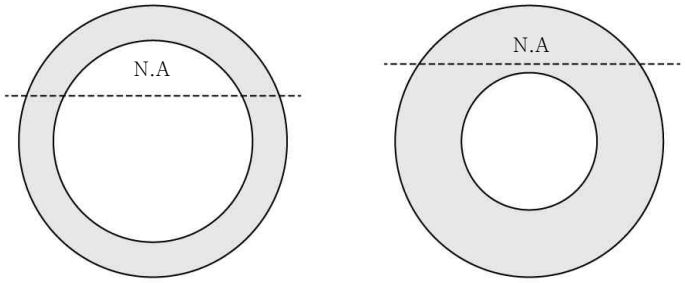


그림 2.6-1 극한상태에서의 중립축 위치에 따른 단면구분

2.6.5.3 축방향철근과 횡방향철근의 배치

(1) 중공원형 교각의 압축 지배단면은 벽체단면의 외측 면과 내측 면에 인접한 위치에 축방향 철근과 횡방향철근을 배치하여야 한다.

(2) 중공원형 교각의 휨 지배단면은 벽체단면의 외측 면과 내측 면에 인접한 위치에 축방향철근과 횡방향철근을 배치하거나, 벽체단면의 외측 면에 인접한 위치에만 축방향철근과 횡방향철근을 배치할 수 있다.

(3) 중공원형 교각의 횡방향철근은 벽체단면에서 콘크리트 단면의 심부와 축방향철근을 감싸도록 배치하여야 한다.

(4) 벽체단면 외측과 내측의 축방향철근을 감싸는 보강띠철근의 배치는 2.6.5.4에 따른다.

2.6.5.4 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량 및 철근상세

(1) 중공원형 교각의 심부구속 후프철근은 나선철근이나 완전원형후프, 또는 2.6.3.5의 (7)을 만족하는 띠철근을 사용하여야 한다.

(2) 표 2.1-7의 응답수정계수를 적용한 완전연성설계에서는 식 (2.6-6)에 따라 소요 나선철근비를 계산하여 벽체단면 외측의 축방향철근을 감싸도록 심부구속철근을 배치하여야 한다.

(3) 2.6.6을 적용한 연성도 내진설계에서는 2.6.6.2와 2.6.6.3의 규정에 따라 소요 나선철근비를 계산하여 벽체단면 외측의 축방향철근을 감싸도록 심부구속철근을 배치하여야 한다.

(4) 벽체단면 외측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근은 식 (2.6-4) 또는 식 (2.6-14)에 따라 심

부구속철근의 지름과 수직간격을 결정하여야 한다. 단, 중공원형 교각에서는 식 (2.6-4) 또는 식 (2.6-14)의 d_s를 외측 심부구속철근의 외측표면을 기준으로 형성되는 원형의 지름으로 하여야 한다.

(5) 휨 지배단면에서 단면의 내측에 축방향철근이 배치되지 않은 경우에는, 내측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근을 배치할 필요가 없다.

(6) 휨 지배단면에서 단면의 내측에도 축방향철근이 배치된 경우에는, 내측의 축방향철근을 감싸는 횡방향구속철근을 KDS 24 14 21 의 규정에 따라 배치하여야 한다.

(7) 압축 지배단면은 외측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근과 동일한 지름과 간격으로 내측의 축방향철근을 감싸는 심부구속철근을 배치하여야 한다. 단, 외측 심부구속철근 수직 간격의 2배가 내측 축방향철근 지름의 6배 이하인 경우에는, 내측 심부구속철근의 수직간격을 외측 심부구속철근 간격의 2배로 배치할 수 있다.

(8) 중공원형 교각의 심부구속 횡방향철근상세는 2.6.3.5의 (1)과 (7)의 규정 외에 2.6.5.4의 (9)~(13)의 규정을 따라야 한다.

(9) 중공원형 교각에서 심부구속철근의 호칭지름이 이 절의 (4)에 정의된 d_s의 1/125배 이상인 경우에는 벽체단면 외측과 내측의 축방향철근을 감싸는 보강띠철근을 배치할 필요가 없 다.

(10) 중공원형 교각에서 심부구속 후프철근의 호칭지름이 이 절의 (4)에 정의된 d_s의 1/125배 미만인 경우에는 벽체단면 외측과 내측의 축방향철근을 감싸는 보강띠철근을 배치하여야 한다. 이때 보강띠철근은 심부구속 후프철근과 동일한 지름의 철근을 사용하여야 한다.

(11) 심부구속 보강띠철근 상세는 2.6.3.5의 (4)에 따르며, 중공원형 교각에서는 보강 띠철근간의 수평간격이 외측 심부구속철근의 위치에서 심부구속 후프철근 호칭지름의 30배를 초과하지 않도록 하여야 한다.

(12) 심부구속 보강띠철근은 축방향철근을 감싸도록 배치하여야 하며, 단면 내측에 축방향철근이 배치되지 않은 경우에는 보강띠철근의 배치를 위한 조립용 철근을 축방향으로 배치하여야 한다.

(13) 보강띠철근을 연속적으로 같은 축방향철근에 걸리게 할 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 방법중 하나를 적용하여야 한다.

2.6.5.5 중공원형 교각의 설계전단강도

(1) 중공원형 교각의 설계전단강도는, 표 2.1-7의 응답수정계수를 적용한 완전연성설계나 2.6.6

을 적용한 연성도 내진설계의 구분 없이, 모두 2.6.2.6의 규정에 따른다.

(2) 휨 설계에서 표 2.1-7의 응답수정계수가 적용된 교각에 대하여는, 소성힌지구역의 전단강도를 검토할 때 콘크리트에 의한 전단강도는 KDS 24 14 21(4.1.2.3(1))에서 KDS 24 14 21(4.1.2.3(3))까지의 규정에 따라 결정하여야 한다.

(3) 정착이 된 보강띠철근은 2.6.5.5(2)의 전단강도 계산에 포함할 수 있다.

2.6.6 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

2.6.6.1 일반사항

(1) 적용범위

① 이 절의 규정은 일반 교량의 내진설계에 적용한다.

② 이 절의 규정은 콘크리트의 설계기준 압축강도가 50 MPa 이하인 철근콘크리트 기둥의 내진설계에 적용한다.

③ 이 절의 규정은 기둥 형식의 교각(단일기둥, 다주가구, 말뚝가구)에 대한 설계로서 2.1.4의 응답수정계수, 2.6.3.4의 심부구속철근량, 2.6.2.5(2)와 (3)의 소성힌지구역 전단설계에 대한 규정을 대신하여 적용할 수 있다.

④ 2.6.6의 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 2.6.6의 규정에 따라 설계되는 횡방향철근의 배근구간과 철근상세는 2.6의 해당 규정에 따른다.

(2) 용어의 정의

① 연성도 내진설계: 철근콘크리트 기둥의 소요연성도에 따라 횡방향 심부구속철근을 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

(3) 기호

D_c = 연성도 내진설계에서 교각 소성힌지 구간의 전단강도를 계산하기 위한 심부콘크리트 단면 치수(mm)

k = 변위연성도에 따른 기둥의 전단강도계수

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

M_{el} = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

ϕM_n = 기둥의 설계휨강도

R_{req} = 소요 응답수정계수

T_s = 통제주기(초)

α = 식 (2.6-16)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수

β = 식 (2.6-17)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수

γ = 식 (2.6-18)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수

λ_{DR} = 변위연성도-응답수정계수 상관계수

μ_Δ = 교각의 소요 변위연성도

μ_θ = 교각의 소요 곡률연성도

2.6.6.2 소요연성도

(1) 기둥의 소요연성도는 다음과 같이 결정하여야 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 (2.6-9)에 따라 결정한다. 지진하중에 따른 탄성지진모멘트는 2.6.2.2의 휨강성을 적용한 탄성해석을 수행하여 결정하며, 2.2.4의 규정에 따라 조합하여야 한다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \qquad (2.6\text{-}9)$$

여기서, R_{req} = 소요 응답수정계수

M_{el} = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

ϕM_n = 2.6.2.4의 규정에 따른 기둥의 설계휨강도

(3) 2.6.3.2에 규정된 단부구역 중에서 소요 응답수정계수가 1.0 이하인 단부구역은 2.6.2.5(2)와 2.6.2.6에 따라 전단강도를 검토하여야 하며, 횡방향철근은 2.6.3.3의 해당 요구조건을 만족하여야 한다.

(4) 소요 응답수정계수가 1.0 이상인 소성힌지구역의 소요 변위연성도 μ_Δ 는 식 (2.6-10)에 따라 결정한다. 교량의 주축방향 1차 모드 주기 T가 통제주기 T_s의 1.25배보다 작은 경우에는 변

위연성도-응답수정계수 상관계수 λ_{DR}을 식 (2.6-11)에 따라 결정하며, 그 외에는 1.0으로 한다. 통제주기 T_s는 2.3.2(1)의 식 (2.3-1)로 계산되는 탄성지진응답계수 C_s가 제한값 2.5A와 같아지는 주기로서, 지반조건 Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ에 대하여 0.33 초, 0.44 초, 0.61 초, 0.94 초를 각각 적용한다.

$$\mu_{\Delta} = \lambda_{DR} \, R_{req} \tag{2.6-10}$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_{req}}\right)\frac{1.25\,T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \tag{2.6-11}$$

(5) 소요 변위연성도의 최댓값은 식 (2.6-12)에 따라 결정한다.

$$\mu_{\Delta,\max} = 2(L_s/h) \le 5.0 \tag{2.6-12}$$

(6) 소요 곡률연성도 μ_{ϕ}는 식 (2.6-13)에 따라 결정하여야 한다.

$$\mu_{\phi} = \frac{\mu_{\Delta} - 0.5\left\{0.7 + 0.75\left(\frac{h}{L_s}\right)\right\}}{0.13\left(1.1 + \frac{h}{L_s}\right)} \tag{2.6-13}$$

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)

2.6.6.3 심부구속 횡방향철근량

(1) 기둥에서 소요 응답수정계수가 1.0을 초과하는 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 이 절에서 규정하는 소요 철근량 이상의 횡방향철근으로 구속하여야 한다.

(2) 원형기둥의 나선철근비 ρ_s는 식 (2.6-14)로 정의되는 체적비로서, 소요 나선철근비는 식 (2.6-15)에서 식 (2.6-18)까지를 적용하여 결정한다.

$$\rho_s = \frac{4\,A_{sp}}{d_s\,s} \tag{2.6-14}$$

여기서, ρ_s = d_s를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비

A_{sp} = 나선철근의 단면적(mm^2)

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

s = 나선철근의 수직간격(mm)

$$\rho_s = 0.008\,\alpha\,\beta\,\frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \tag{2.6-15}$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1)\frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8\,\mu_\phi - 3.5 \qquad (2.6\text{-}16)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \qquad (2.6\text{-}17)$$

$$\gamma = 0.1(\rho_l - 0.01) \qquad (2.6\text{-}18)$$

여기서, f_{ck}= 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)

f_{yh}= 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)

f_y = 축방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)

A_g = 기둥의 총단면적(mm^2)

P_u = 기둥의 계수축력(N)

μ_ϕ = 소요 곡률연성도

ρ_l = 기둥의 축방향철근비

(3) 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 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.

(4) 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총 소요 단면적 A_{sh}는 식 (2.6-19)으로 결정한다.

$$A_{sh} = 0.9\,a\,h_c\left(0.008\,\alpha\,\beta\,\frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma\right) \qquad (2.6\text{-}19)$$

여기서, a= 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh}= 수직간격이 a이고, 심부의 단면치수가 h_c인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총단면적(mm^2). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

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

2.6.6.4 전단 설계

(1) 이 절의 규정에 따라 변위연성도를 고려하여 콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는, 1.0의 재료계수를 적용하여 설계전단강도를 결정하여야 한다.

(2) 설계전단력은 2.1.4(1)에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 2.6.2.5에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 한다.

(3) 단부구역의 공칭전단강도는 식 (2.6-20)에 따라야 하며, 단부구역을 제외한 구역의 공칭전단강도는 2.6.2.6의 규정에 따른다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.6\text{-}20)$$

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_Δ를 고려하여 식 (2.6-21)에 따라 계산하여야 한다. 소요 변위연성도가 2.0 이하인 경우에는 계수 k로 0.3을 적용하며, 소요 변위연성도가 2.0을 초과하는 경우에는 식 (2.6-22)에 따른 값을 적용하여야 한다. 전단 유효단면적 A_e는 원형단면과 사각형단면에 대하여 기둥 총단면적 A_g의 0.8배를 적용하며, I형 단면이나 사각형 중공단면과 같이 복부가 구분되는 단면은 복부폭과 유효깊이의 곱($b_w d$)을 적용한다.

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}}\, A_e \quad (2.6\text{-}21)$$

$$k = 0.3 - 0.1\,(\mu_\Delta - 2) \quad (2.6\text{-}22)$$

(5) 전단철근에 의한 공칭전단강도를 결정할 때 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (2.6-23), 원형단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (2.6-24)를 적용한다. 원형 후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (2.6-25)로 계산되는 보강띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D_c}{s} \quad (2.6\text{-}23)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \quad (2.6\text{-}24)$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (2.6\text{-}25)$$

여기서, A_v = 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm^2)
A_{sp} = 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm^2)
A_{ct} = 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm^2)
D_c = 고려하는 방향의 심부콘크리트 단면 치수로서, 원형단면에서는 원형후프띠철근이나 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 (2.6-26)을 적용한다.

$$V_p = 0.15 \frac{P_u\ h}{L_s} \qquad (2.6\text{-}26)$$

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)

2.7 지진격리교량의 설계

2.7.1 일반사항

2.7.1.1 적용범위

2.7은 신설되는 지진격리교량의 설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 KDS 24 10 11(1.1)에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 절의 설계개념 및 원칙을 준수하고 적절한 보정을 한 지진격리교량 설계기준을 작성하여 설계할 수 있다. 이 절은 교량 상부구조의 수평 지진격리시스템에 대하여 규정한다. 또한 수직방향에 대해서는 구조물을 강체로 가정하며 외부에너지를 이용하는 경우는 다루지 않는다.

2.7.2 지진격리설계의 기본방침

2.7.2.1 목적

이 코드의 목적은 지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화 시킬 수 있는 내진성의 확보를 위해 지진격리받침을 적용한 경우에 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는 데 있다.

2.7.2.2 기본개념

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

(1) 지진격리설계의 적용은 교량의 장주기화 혹은 지진에너지흡수성능 향상효과를 상시와 지진시의 양측면에서 검토한 후에 판단해야 한다. 특히, 다음의 조건에 해당되는 경우에는 지진격리설계를 적용하지 않는 것으로 한다.

① 하부구조가 유연하고 고유주기가 긴 교량

② 기초주변의 지반이 연약하고 지진격리설계의 적용에 따른 교량 고유주기의 증가로 지반과 교량의 공진 가능성이 있는 경우

③ 받침에 부반력이 발생하는 경우

(2) 교량의 장주기화로 인한 지진 시 상부구조의 변위가 교량의 기능에 악영향을 주지 않도록 해야 한다.

(3) 지진격리받침은 역학적 거동이 명확한 범위에서 사용하여야 한다. 또한 지진 시의 반복적인 횡변위와 상하진동에 대하여 안정적으로 거동하여야 한다.

(4) 이 절에서 규정하고 있는 지진격리받침 이외에도 그 특성의 안정성이 확인된 각종감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등에 의하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

2.7.3 지진격리교량의 가속도계수

2.1.1.2의 일반교량의 내진설계에 사용되는 가속도계수가 지진격리교량의 내진설계에도 동일하게 사용된다.

2.7.4 지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준

지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준은 2.1.2에서 규정된 일반교량의 규정과 동일하다.

2.7.5 지진격리교량의 지반계수

지진격리교량의 지진하중을 결정하는데 사용되는 지진격리교량의 지반계수 는 표 2.7-1과 같으며, 지반종류는 표 2.1-6에서 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

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 2.7.7에서 규정된 등가지진력을 표 2.7-2의 지진격리교량의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우, 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.

(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 확인하여야 하고, 철근콘크리트 기둥 형식의

교각과 말뚝가구의 철근상세는 2.6.3의 해당요건을 만족시켜야 한다.

표 2.7-2 지진격리교량의 응답수정계수, R_i

하부구조	R_i	연결부분	R_i
벽식교각	1.5	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent) 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	 1.5 1.5	상부구조의 한 지간 내의 신축이음부	0.8
단일 기둥	1.5	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	 2.5 1.5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
다주 가구	2.5		

2.7.7 해석방법

2.7.7.1 일반사항

(1) 2.7.7의 규정은 지진격리교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 네 가지 해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법을 사용할 수 있다.

① 등가정적하중법

② 단일모드스펙트럼해석법

③ 다중모드스펙트럼해석법

④ 시간이력해석법

(2) 교량해석은 지진격리받침의 특성을 고려하여 수행한다. 지진격리받침의 비선형거동을 단순화하기 위해서 이중선형모델을 사용할 수 있다.

지진격리받침의 유효강성 k_{eff} 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 β_i는 원칙적으로 식 (2.7-1) 및 식 (2.7-2) 에 의해 산출한다. 해석에 사용되는 지진격리받침의 유효강성은 설계변위에서 계산되어야 한다.

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

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

여기서, F_nz : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대부변위량 발생 시의 수평력

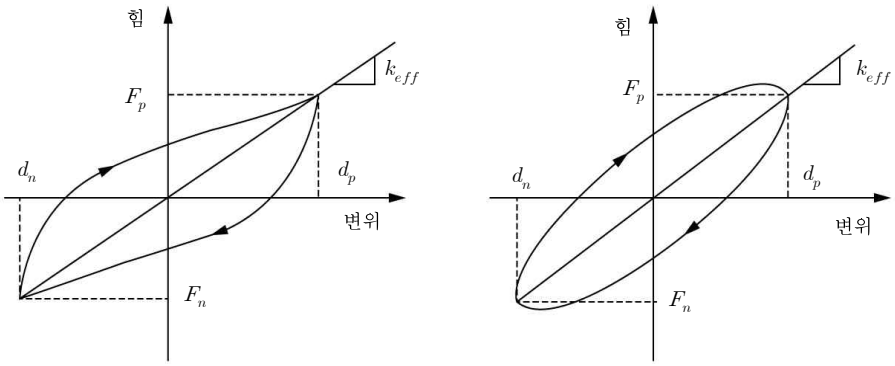
F_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대양변위량 발생 시의 수평력

d_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대부변위

d_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대양변위

d_i : 고려하고 있는 방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위

EDC : 한 사이클 당 소산된 에너지이다.



(1) 이력 거동 (2) 점탄성 거동

그림 2.7-1 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출

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

2.7.7.2 등가정적하중법

등가지진력은 다음과 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 다음의 무차원식으로 구할 수 있다. 단, C_s값은 $2.5A$보다 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 d는 아래의 식으로 구한다.

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

여기서, B는 표 2.7-3으로부터 구한다.

유효주기 T_{eff}는 아래의 식으로 구한다.

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eff}\, g}} \tag{2.7-6}$$

여기서, K_{eff}는 지진격리교량의 유효강성이다.

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

2.7.7.3 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 2.3.3에 기술된 대로 수평2축 방향을 따라 구하고, 그 값을 2.2.4에 기술된 대로 조합하여 사용한다.

$$p_e(x) = w(x) C_s \qquad (2.7\text{-}7)$$

여기서, $p_e(x)$: 등가정적 지진하중의 단위길이 당 하중강도

$w(x)$: 상부구조의 단위길이 당 고정하중

C_s : 식 (2.7-4)에 의하여 계산되는 탄성지진응답계수이다.

2.7.7.4 다중모드스펙트럼해석법

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

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i} \quad (T_i \leqq 0.8\,T_{eff}) \qquad (2.7\text{-}8)$$

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

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 2.2.4에 의한다.

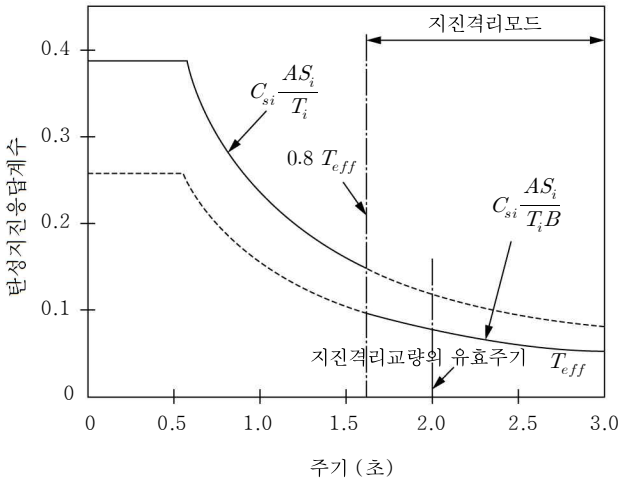


그림 2.7－2 지진격리교량의 탄성지진응답계수

2.7.7.5 시간이력해석법

시간이력해석이 요구되는 지진격리교량의 경우에는 다음 조건들을 적용하여야 한다.

(1) 지진격리받침의 비선형 특성을 고려하여야 한다.

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

(3) 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위해서는 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼이 다음 요건을 만족해야 한다.

① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5쌍 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.

② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은, 주기의 간격을 축소할 경우, 계산된 스펙트럼 값의 변화가 10% 이하가 되도록 충분히 작아야 한다.

(4) 시간이력의 지속시간은 10～25초 또 강진구간 지속시간은 6～10초가 되도록 하여야 한다.

(5) 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.

(6) 7쌍 미만의 지반운동시간이력에 의한 해석결과로부터 얻어진 응답치의 최댓값 혹은 7쌍 이상의 해석결과로부터 얻어진 평균값을 설계값으로 한다.

2.7.8 기타 요구조건

지진격리시스템을 구성하는 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등의 성능기준과 품질기준에 관해서는 KDS 24 90 11을 따른다.

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	엔비코컨설턴트	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

교량 내진설계기준(한계상태설계법)

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

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 17 11 : 2016

교량 내진설계기준(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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

KDS 24 90 10 : 2016

교량 기타시설설계기준 (일반설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 기타시설에 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 샤르피 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 90 10 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 90 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 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 받침부 ····· 1
4.2 부속설비 ····· 7

교량 기타시설설계기준(일반설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 철도교량의 신축이음과 받침, 지진격리받침의 설계 및 선정에 관한 요구사항을 기술하고 있다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

내용 없음.

4. 설계

4.1 받침부

(1) 일반사항

① 받침부의 기능은 상부구조와 하부구조의 사이에서 받침의 종류에 따라 수직방향과 교축방향 및 교축직각방향의 힘들 중 일부 또는 전부를 안전하게 전달하는 것이다.

② 받침부는 주거더의 종류, 사각의 정도, 하부구조 및 지반 조건 등을 고려하여 설계해야 한다. 여기서 받침부란 받침, 스토퍼, 받침자리, 거더 단부, 낙교방지공 등을 포함한다.

③ 교량 상부구조에 작용하는 수평력을 받침으로만 하부구조에 전달하지 못하는 불가피한 경우에는 스토퍼 또는 크리프커플러 등의 변위 억제장치를 설치할 수 있다.

④ 장대레일-구조물간 상호작용력은 레일 응력, 상판에 대한 궤도 체결력 그리고 감쇠 특성치들을 고려하여 스토퍼 또는 크리프커플러 등의 변위 억제장치를 사용하여 조정할 수 있다. 부가적인 억제장치들도 필요할 경우 적용할 수 있다.

⑤ 받침의 앵커 볼트를 설계할 때 받침과 상부구조 또는 하부구조의 접합면에서의 마찰력을 고려할 수 있다.

⑥ 받침의 내진설계는 KDS 24 17 10(2)의 규정에 따른다.

⑦ 받침의 유지 관리를 위해 이들에 대한 접근성을 확보해야 한다. 또한 필요한 경우 조명 시

설 등과 같이 내부 관찰을 돕기 위한 시설이 박스 단면의 내부와 같은 폐합단면 내측에 설치해야 한다.

⑧ 받침은 열차운행에 어떠한 방해를 주는 일 없이 구조물의 수명기간 동안 언제든지 교체할 수 있어야 한다.

⑨ 받침교체를 고려한 교량설계시 유지관리를 고려한 교량의 설계 및 시공지침(2001, 건설교통부) 3을 참조하여 향후 받침교체를 위한 작업공간을 확보하고 인상 위치에서의 상·하부 구조물을 미리 보강하는 한편, 교체가 가능하도록 하여야 한다.

(2) 받침에 작용하는 부의 반력

① 받침에 작용하는 부의 반력은 식 (4.1-1)에 의해 검토한다.

$$R = 1.6(R_l + R_i + R_{d1}) + \frac{R_{d2}}{1.3} \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, R : 지점에 생긴 반력(부의 반력이 생긴 경우 부(-) 부호로 해야 한다.)

R_l , R_i : 각 지점에 부의 반력을 생기게 하는 부분에 열차하중을 재하한 경우의 지점반력 및 충격에 의한 지점반력

R_{d1} : 부의 반력을 생기게 하는 부분의 고정하중에 의한 지점반력

R_{d2} : 정의 반력을 생기게 하는 부분의 고정하중에 의한 지점반력

② 연속거더, 게르버거더는 부의 반력이 발생하지 않도록 설계한다. 다만, 식 (4.1-1)의 검토에 의해 부의 반력이 발생하는 경우에는 반드시 이에 저항할 수 있는 정착장치나 중량물을 설치해야 한다.

(3) 가동받침의 종류

① 가동받침의 종류 및 그의 적용은 표 4.1-1에 제시한 것과 같다. 다만 한 구조물에서 가동받침은 다른 종류의 것과 혼동되지 않도록 한다.

표 4.1−1 가동받침의 종류

받침종류	소울판과 받침판을 조합한 받침	주철 또는 주강의 미끄럼 받침, 탄성받침 및 포트받침		동합금 받침, 롤러 받침, 탄성받침 및 포트받침	
거더 \ L(m)	l < 8	8 ≤ l < 35	l ≥ 35	8 ≤ l < 35	l ≥ 35
단경간	반력과 무관하게 사용	R≤ 2000kN	–	R > 2000kN	반력과 무관하게 사용
신축이 두경간 이상	–	R≤ 2000kN	R≤ 1000kN	R≤ 2000kN	R > 1000kN

주 : 가. l 은 교량에서 신축을 고려한 길이

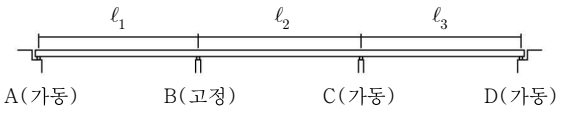
나. R 은 지점에서 최대 반력이고 복선재하인 경우 위 표 값의 1.5배로 한다.

② 신축을 고려하는 주거더의 길이와 받침에 생기는 반력의 크기에 따라 받침의 종류를 명확히 해야 한다. 신축을 고려하는 거더 길이는 그림 4.1-1과 같이 단순거더의 경우에는 그 단

일지간이며, 연속거더, 캔틸레버 및 여러 경간을 갖는 단순거더가 라멘교각에 실리는 경우 등에서는 신축의 관계를 합계한 길이이다.

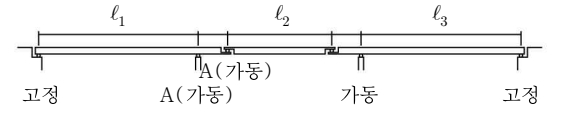
③ 가동지간이 8 m 이하인 플레이트 거더나 드와프 거더에서는 소울판(sole plate) 및 받침판(base plate)에 의한 받침으로 하며, 이 경우 주거더의 휨을 고려하여 받침판의 단부는 그림 4.1-2와 같이 깎는다.

④ 교축직각방향의 수평력에 대하여는 모든 받침이 저항하도록 설계한다. 다만, 교축직각방향의 신축을 무시하지 못할 정도로 교량의 폭이 큰 경우에는 교축직각방향의 신축을 고려하여 받침을 배치해야 한다.

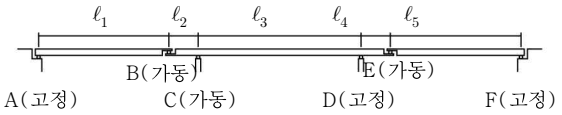


(a) 연속거더의 경우

A에 대해 ℓ_1
B에 대해 ℓ_2
C에 대해 $\ell_2+\ell_3$

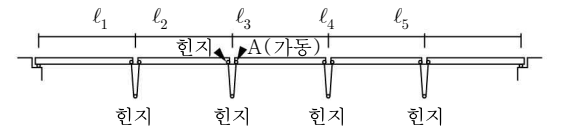


A에 대해 $\ell_1+\ell_2+\ell_3$



B에 대해 $\ell_1+\ell_2+\ell_3$
C에 대해 ℓ_3
E에 대해 $\ell_4+\ell_5$

(b) 캔틸레버의 경우



A에 대해 $\ell_1+\ell_2+\ell_3+\ell_4+\ell_5$

(c) 여러 경간을 갖는 단순거더가 라멘교각에 놓여있는 경우

그림 4.1−1 신축을 고려한 전체지간(l)

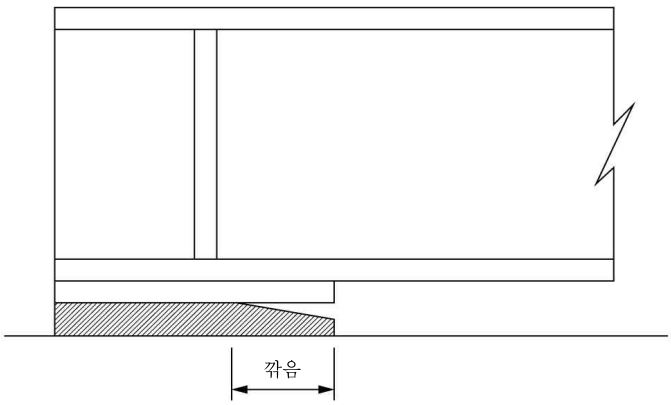


그림 4.1−2 받침판의 단부가공

(4) 가동받침의 이동량

①가동받침은 상부구조의 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레스에 의한 부재의 탄성변형 등에 의해 생기는 이동량에 대해서 여유있는 구조로 해야 한다. 받침의 이동량 산정에 사용하는 온도변화와 선팽창계수는 KDS 24 14 20(3.2.1)의 규정에 따른다.

②콘크리트교의 건조수축과 크리프의 영향에 의한 이동량은 일반적으로 다음과 같이 정의한다.

$$\Delta l_s = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \cdot \beta \qquad (4.1\text{-}2)$$

$$\Delta l_c = \frac{P_i}{E_c A_c} \cdot \phi \cdot l \cdot \beta \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, Δls : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량

Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량

α : 선팽창계수

l : 신축거더 길이

β : 건조수축, 크리프의 저감계수 (표 4.1-2 참조)

Pi : 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력

Ac : 콘크리트의 단면적

Ec : 콘크리트의 탄성계수

φ : 콘크리트의 크리프계수 2.0 (표 4.1-3 참조)

ΔT : 건조수축에 해당하는 온도변화

표 4.1−2 건조수축, 크리프의 저감계수, β

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

표 4.1−3 콘크리트의 크리프계수와 건조수축량

콘크리트의 크리프 계수	ϕ = 2.0
콘크리트의 건조 수축	20℃하강상당

③가동받침의 이동량 산정에는 상기의 계산이동량 외에 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상 밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려해야 한다. 이 여유량은 교량의 규모에 따라서 다른데, 일반 중소지간 교량의 경우에는 설치여유량으로서 ±10 mm, 부가여유량으로서 ±20 mm, 합계 ±30 mm로 보는 것이 보통이다.

(5) 가동받침의 마찰계수

가동받침에 작용하는 수평력을 산정할 때 받침의 마찰계수는 제조자의 공인된 규격에 따르

되 최솟값은 표 4.1-4의 값을 사용하도록 한다. 탄성받침의 경우에는 받침의 수평변위에 따라 수평력을 산정한다.

표 4.1－4 가동받침의 마찰계수

마찰기구	접촉하는 재료	마찰계수
활동마찰 받침판 받침	강재의 선받침 주철의 선받침 고력황동주물 받침판 받침 불소수지 받침판 받침	0.25 0.20 0.15 0.05
회전마찰	롤러 및 로커 받침	0.05

(6) 받침의 구조상세

① 소울판 및 받침판의 두께는 22 mm 이상으로 한다. 소울판은 주거더에 확실히 정착시켜야 한다. 주요부의 두께는 주강재 받침에 있어서는 25 mm 이상, 주철재 받침에서는 35 mm 이상으로 한다.

② 앵커 볼트의 지름과 매입길이는 받침의 위치를 고정하고 종・횡 방향의 하중과 고정모멘트에 의해 생기는 축력, 부반력 등에 저항할 수 있도록 수평력 및 부착력을 고려하여 산정한다.

③ 앵커 볼트의 최소지름은 3 0 mm로 한다.

④ 부반력이 발생하는 경우에는 정착장치를 설치하거나 부반력의 1.5배 이상을 견딜 수 있는 견고한 중량물에 고정시켜야 한다.

⑤ 하부구조와 받침의 고정 및 앵커 볼트의 매입은 무수축성 모르타르를 사용하는 것으로 한다.

⑥ 물기가 있는 곳에 받침을 설치하는 경우에는 받침의 방청을 고려하여 배수가 양호한 구조로 한다.

⑦ 가동받침에는 지진과 같은 예측될 수 없는 사태가 발생했을 때 보의 비정상적인 이동을 방지하기 위한 장치를 설치해야 한다.

⑧ 받침의 유지관리 및 재해 시 보수 등을 위해 거더 밑 공간(하부구조물 상단과 상부 구조물 하단 사이의 공간)을 확보해야 한다.

⑨ 받침에는 필요에 따라 방진장치를 설치한다.

(9) 크리프 커플러 및 스토퍼

① 크리프 커플러 또는 스토퍼 등의 변위 억제장치는 일반적으로 다음의 영향으로 인해 서로 연결되는 주거더 및 하부구조에 유해한 영향이 가해지지 않도록 설계해야 한다.

가. 온도변화, 건조수축, 크리프 등에 의한 주거더의 신축

나. 수직, 수평하중에 의한 주거더의 변형 (주거더의 변형 및 단부 각 변화 등)

다. 지진

② 장대레일-구조물간 상호작용력을 조정하기 위해서 필요한 경우 변위 억제장치를 교량에 적용할 수 있다. 이들 변위 억제장치는 경우와 조건에 따라 다음과 같은 형식을 적용하여

사용할 수 있으며, 해석을 통하여 거동의 안정성을 규명할 수 있는 경우에는 이들의 새로운 조합도 사용할 수도 있다.

가. 상판 - 상판 연결 크리프 커플러(D-D C. C.) 형식

나. 상판 - 교각 연결 크리프 커플러(D-P C. C.) 형식

다. 고정, 가동의 구별이 있는 스토퍼

라. 댐퍼식 스토퍼

마. 반 고정 스토퍼

③ 스토퍼나 크리프커플러 등의 변위 억제장치의 설계에 사용하는 수평력은 받침부의 구조, 하부구조의 강성 등을 고려하여 모든 경우의 하중 상태에 대하여 해석 한 후 각각에 작용하는 최대 수평력을 적용해야 한다.

④ 상판 - 상판 연결 크리프 커플러의 설계는 다음과 같이 해야 한다.

가. 크리프 커플러의 계산에서는 지속하중이나 점진적인 하중에 대하여는 어떠한 저항도 하지 않지만, 일시적인 충격이나 돌발하중에 대하여는 탄성체로 작용하여 주어지는 수평하중을 전달시키는 역할을 한다고 가정해야 한다.

나. 콘크리트 또는 프리스트레스트 콘크리트 상판을 가지는 교량의 경우 크리프 커플러 연결부위 하중 집중점은 집중하중에 의한 표면응력, 파열응력, 앵커부 교란영역의 국부응력을 동시에 검토해야 한다.

다. 강으로 된 상부구조에 적용하는 경우 받침부 및 응력 집중부의 국부응력을 검토해야 한다.

라. 크리프 커플러가 일시적인 하중이나 돌발하중에 대하여 저항하는 경우에는 내부 물질의 일부 이동에 의한 유동체로서의 이동량과 탄성체로서의 탄성 수축이동량을 동시에 고려한 크리프 커플러의 겉보기 탄성계수를 사용하여 그 변형을 고려해야 한다.

마. 모든 크리프 커플러의 설계에 사용하는 하중은 그 각각의 장치 위치에 따라 가장 불리한 조건의 것으로 계산해야 한다.

⑤ 상판 - 교각 연결 크리프 커플러의 설계는 다음과 같이 해야 한다.

가. 상판-교각 연결 크리프 커플러는 보통 일시적인 수평하중에 대하여이들이 설치된 하부구조에서 이들 수평하중을 나누어 받게 하게 위하여 가동받침이 적용된 교각에 적용해야 한다.

나. 상판 연결부의 경우는 상판의 면과 평행한 힘을 받게 되므로 이에 대한 정착 설계를 해야 한다.

⑥ 스토퍼의 설계는 다음에 따라야 한다.

가. 수평력(H_s)에 의하여 발생하는 하부구조 매립부 및 주거더 매립부에서의 콘크리트의 지압응력(f_c)은 0.8 f_{ck} 를 넘어서는 안 된다.

나. 스토퍼는 수평력(H_s)에 의하여 발생하는 휨모멘트 및 전단력에 대하여 안전하도록 설계해야 한다.

다. 댐퍼식 스토퍼는 정한 분산률을 만족하도록 구조치수를 정해야 한다.

라. 댐퍼식 스토퍼의 고정 스토퍼 내 판 스프링은 상시 교축방향 수평력에 대하여 안전하도록 설계해야 한다.

(10) 받침자리 및 거더 단부

① 받침자리 및 거더 단부는 받침 및 스토퍼에 작용하는 하중을 확실하게 하부구조에 전달할 수 있는 구조이어야 한다.

② 받침 및 스토퍼에 작용하는 하중을 받침자리 및 거더 단부의 설계에 적용해야 한다.

③ 받침자리에는 수평 전단력에 대하여 지름 13 mm 이상의 철근을 최대 200 mm의 간격으로 교축방향과 교축직각방향에 배치해야 한다.

④ 받침의 끝에서 거더 끝단까지의 거리는 받침에 작용하는 수평력 및 연직력에 대하여 안전해야 한다.

⑤ 스토퍼 주변의 설계

가. 스토퍼를 단부 가로보에 설치하는 경우 단부가로보는 주거더의 중심 간을 지간으로 하는 양단 고정보로 보고 설계해야 한다.

나. 스토퍼 주변에는 스토퍼에 작용하는 수평력(H_s)에 저항할 수 있는 보강철근을 정착길이를 갖도록 배치해야 한다.

(11) 낙교방지공

① 교량의 거더를 지지하는 곳에는 지진 시 낙교가 방지될 수 있어야 한다.

② 미끄럼 방지기구가 있는 받침으로 스토퍼를 사용하지 않는 받침방식의 경우에는 지진 시에 예상외의 변위가 생겨도 받침 상부가 하부로부터 이탈하지 않게 가동측 받침부에 이동제한장치를 설치함과 동시에 자리를 넓게 만들 필요가 있다. 이 경우 이동제한장치가 상시 받침의 이동을 구속하지 않도록 해야 한다.

③ 하부구조가 지진 시 상부구조의 변형을 제한할 수 있도록 탄성구조로 설계되고 동일 교축직각방향 단면에 2개 이상의 고정 받침의 설치 등으로 교축직각방향 지지가 확실하게 보장되는 경우에는 낙교방지공을 추가로 설치하지 않아도 된다.

4.2 부속설비

(1) 상판에 부설해야 하는 시설물

① 철도 운영과 연관해서 상판에 부설해야 하는 시설물은 다음과 같다.

가. 접지 장치(전기적인 절연체에 대한 안전한 요구도)

나. 전차선로 지주 또는 신호기 프레임을 고정하는 장치

다. 방수재

라. 구조물 신축이음장치

마. 배수로

바. 공동관로(cable ditches, 전기장치의 인터페이스)

사. 난간과 방음벽

아. 탈선 방호벽

② 이러한 시설은 교량설계에서 매우 중요한 영향을 줄 수 있다. 교량 상판에 이들 시설이 놓일 자리와 관련하여 위치를 결정하기 전에 반드시 주의 깊게 검토해야 한다.

③ 철도는 그 기하학적인 노선의 특성상 매우 연장이 긴 교량구간을 포함하므로, 모든 전기적이고 기계적이며 신호와 관련된 시설이 토공구간과 만나는 곳 또는 교량 상에서 만나는 곳들이 있으므로 주의 깊게 확인하고 고려해야 한다.

④ 접지

가. 모든 구조물(상부구조와 하부구조)은 구조물의 수명기간 동안에 부식(전기부식)에 대한 보호를 하기 위하여 그들이 설치되는 강재 요소에 대하여 접지 장치를 KDS 47 60 00에 따라 설치해야 한다.

나. 세부적인 설계와 도면은 이에 상응하는 상세를 제시하고 도면에 도시해야 한다. 특별히 보강 강재 도면 등은 접지를 가능하게 하기 위해 각각의 요소에 대한 접지용 강재를 포함하는 설치 장치들을 제시해야 한다.

⑤ 전차선로 지주와 신호기 고정장치

가. 교량상판에 설치되는 전차선로와 신호기 지주 고정블록은 특히 고속주행시 발생하는 모든 하중과 휨을 견딜 수 있게 설계해야 한다.

나. 상기와 동일한 요구사항은 신호 프레임과 그 지주에 대해서도 적용해야 한다.

다. 정확한 설치위치와 상세사항은 도면에 제시되어야 하며 상세한 사항은 KDS 47 60 00에 따라 설치해야 한다.

⑥ 방수

가. 철근의 부식을 방지하여 교량의 내구성을 향상시키기 위하여 교량 상부 바닥판에 교면방수 등 보호공을 적용해야 한다.

나. 교면방수 등 철도교량의 보호공법은 교량형식, 궤도형식, 하중조건, 환경조건 등을 고려하여 선정해야 하며, 공법 선정시 보호성능, 시공성, 유지관리, 친환경성, 경제성 등을 평가하여 선정해야 한다.

⑦ 신축이음장치

가. 레일신축이음장치

(가) 레일신축이음장치는 레일에서 허용할 수 없는 초과응력을 발생시키는 교량의 종방향변위와 그 레일의 축력을 해결하기 위해 적용된다.

(나) 레일신축이음장치의 설치는 신축길이가 강교 60 m 이상, 콘크리트 혹은 강합성교 90 m 이상일 경우에 대하여는 철도설계지침 3.2 궤도-교량 종방향 상호작용 해석(2011년)의 축력해석에 따라 축력이 허용범위를 초과하는 개소에 설치하여야 한다. 다만, 현장여건상 또는 기타의 사유로 필요하다고 판단되는 개소에 설치할 수 있다. 이는 일반체결구를 사용할 경우이며, 지형변화가 심한 경우와 연약지반구

간인 경우에는 별도로 축력해석을 수행하도록 한다.

(다) 교량상에 1개의 레일신축이음장치가 있는 불연속 궤도의 고정점간 거리는 400 m로 제한해야 한다.

(라) 신축이음매의 설치조건은 철도설계지침(궤도편) (2010) 7.4 장대레일 신축이음장치를 따른다.

나. 교량 구조물신축이음장치

(가) 교량 구조물신축이음장치는 상세도면에 표현해야 하며 반드시 철도시방에 의하여 완제품 시험을 시행해야 한다.

(나) 교량 구조물신축이음장치는 다음을 고려하여 설치해야 한다.

㉮ 건조수축, 온도 변화, 시동 및 제동 하중 등에 기인하는 교량 종방향 움직임에 대한 자유 신축공간의 제공

㉯ 지진이 발생하는 동안 구조물들 사이에서 충돌에 의한 충격을 막기 위하여 다른 진동 모드를 고려함으로써 두개의 인접 구조물 사이에서의 공간을 제공

㉰ 이음의 각 연결부 면에서 도상을 유지하기 위하여

㉱ 특히 넓은 유간이 발생할 수 있을 경우 인적손상의 방지를 위하여

㉲ 교각 또는 교대 상에서의 어떠한 도상 자갈 이탈로 인한 하부로의 자갈낙하 방지

㉳ 횡방향 도상 경사를 준용하는 수직방향 치수의 조절 허용

㉴ 정규적인 절연

㉵ 교체와 제거 등의 유지관리

㉶ 크리프와 건조수축에 기인하는 큰 변형이 예상되는 경우에 장래의 수평 유간 조절에 대한 허용치 확보

(다) 신축이음장치의 신축량 산정에는 상기의 기본 신축량 외에 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상 밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려해야 한다. 이 여유량은 교량의 규모에 따라 다음의 값으로 한다.

㉮ 신축장 100 m 미만: (기본 신축량×20%) +10 mm

㉯ 신축장 100 m 이상: 설치 여유량(10 mm) +부가 여유량(20 mm)

여기서, 신축장은 신축하는 거더의 길이로서 일반받침 및 면진받침에 대하여 각각 고정단으로부터의 거리 및 교량의 중심에서부터의 거리이다.

(라) 교량 구조물신축이음장치에는 상대변위의 크기에 따라 레일신축이음장치의 설치여부를 결정해야 한다.

㉮ 강재 플레이트 형식은 작은 상대변위를 허용하는 곳에 대하여(레일 신축 이음이 없는 두개로 구성된 교량 상판사이의 상대변위는 레일과 구조물의 상호작용 때문에 최소치로 10 mm 이상) 레일 신축 이음 없이 적용해야 한다.

㉯ 탄성계의 얇은 판을 사용하여 400 mm까지의 큰 변위를 허용해야 하는 경우(레일 신축 이음이 있는 두개의 교량 상판사이에서의 레일-구조물간의 상호작용

때문에 최소치는 30 mm 이상)에는 레일 신축이음을 제공해야 한다.

⑧ 배수시설

가. 배수 장치는 모든 상세도면에 표현해야 한다.

나. 바닥이 폐상식인 경우에는 가능한 한 큰 배수공 및 배수관을 설치하고 배수 경사는 1/100 이상으로 해야 한다.

다. 구조상 물이 고이는 부분은 배수공을 뚫거나 배수공을 설치해야 한다.

라. 프리스트레스트 콘크리트 박스거더 교량의 경우 상판배수는 단면의 중심으로 2 %의 경사를 가지고 있어야 한다. 배수구는 단면중심에 위치하도록 설계해야 한다. 우수 등의 유입수는 박스의 안쪽에 있는 관으로 집수되어 교각 위치에서 지면으로 배수되도록 하는 것으로 한다.

⑨ 공동관로

가. 공동관로는 전기장치와의 접촉에 원활하도록 설계해야 한다.

나. 공동관로 장치는 상세도면에 표현해야 한다.

다. 도상자갈이 공동관로를 덮지 않도록 설치높이를 설정해야 하며, 특히 곡선부에서는 켄트 영향선을 고려하여 공동관로 높이를 설정하거나 자갈막이벽 등을 설치하여 공동관로에 덮힘이 발생하지 않도록 해야 한다.

⑩ 난간과 방음벽

가. 이들 장치들은 상세도면에 표현해야 한다.

나. 난간과 방음벽은 이들의 설치를 위하여 미리 제공하여야 하는 앵커나 고정장치를 그 정확한 위치와 함께 설계도면에 표현해야 한다.

다. 난간 고정장치는 설계조건에 주어진 풍하중 외에 난간의 꼭대기 부분에 800 N/m의 수평하중을 추가로 견딜 수 있도록 설계해야 한다.

라. 방음벽은 교량 부위에 작용하는 풍하중 등의 영향을 고려하여 설계해야 한다.

⑪ 탈선방호벽

가. 고속철도에서 주행 중인 열차가 교량 위에서 탈선하는 것을 방지하는 시설물을 설치해야 한다.

나. 탈선방호벽은 열차의 주행속도에 따른 탈선하중 및 직선구간, 곡선구간 시설물 높이, 폭 등의 설치조건을 고려하여 설계해야 한다.

(2) 유지관리 설비

① 교량의 점검과 유지관리를 위하여 접근로, 점검통로, 교각점검시설 등과 교량의 박스 내부 점검을 위한 조명등(조도 10 Lux 이상)을 설치해야 한다.

② 각 종 유지관리 설비는 현지여건을 감안하여 관련 기준에 따라 설치해야 한다.

(3) 방재 설비

① 교량 시·종점부 및 하부에는 무단침입 및 무단적치물 등으로 인한 화재예방을 위하여 방호울타리 및 위험표지를 설치해야 한다.

② 교량 위에서 사고 발생 시 안전하고 신속한 대피가 가능하도록 대피로, 안전난간, 중간 대피통로 등을 설치해야 한다.

③ 각 종 방재 설비는 철도시설안전기준에 관한 규칙에 따라 설치해야 하며, 현지여건을 감안하여 조정하여 설치해야 한다.

(4) 방음설비

① 방음설비의 설계에 있어서는 소음의 발생현황, 환경조건 등을 고려하여 선택해야 하며 강도, 내구성 등에 대하여도 검토하고 그 형식은 다음의 조건 중에서 채택하는 것으로 한다.

가. 상부음 또는 구조음에 대처할 목적으로 교량의 측면 및 하면에 방음벽을 설치하는 차음공

나. 구조음에 대처할 목적으로 강판면에 제진재를 붙이거나 콘크리트로 강부재를 둘러싸는 제진공

다. 주거더 부재에 전해지는 진동에너지를 억제할 목적으로 발라스트 매트를 깔거나 궤도용 슬래브의 보자리에 고무를 붙인 방진 슬래브 등의 방진공

라. 궤도면, 방음벽 등에 흡음재를 부설한 흡음공이 있고 이들을 조합시켜서 사용한다.

② 차음공의 구조 및 재료는 소요되는 차음효과, 강도를 가지는 것 이외에 보수에 대해서도 고려한 것이어야 한다.

③ 풍하중은 방음벽에 수직으로 적용하며 풍하중 강도는 KDS 24 12 21(4.10)을 따른다.

④ 차음공에 이용하는 강재 및 볼트의 허용응력은 일반 허용응력의 1.25배로 한다. 다만, 폭풍시 풍압에 대해서는 1.5배로 한다.

⑤ 차음공에 이용하는 강재의 세장비는 표 4.2-1의 값을 초과하지 않도록 해야 한다.

⑥ 제진공에 이용하는 제진재료는 소요되는 제진효과, 강도 및 내구성을 가진 것으로 해야 한다.

⑦ 제진재료는 진동에 의해 떨어져 나가지 않도록 고정해야 한다.

표 4.2−1 차음공에 사용하는 강재의 세장비

부재의 종류	세장비
압축재	150
인장재	240

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 90 10 : 2016

교량 기타시설설계기준(일반설계법)

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

KDS 24 90 11 : 2016

교량 기타시설설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

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 기타시설(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 도로교 설계기준(한계상태설계법) 제정. 신뢰도 기반의 설계기준	제정 (2011.12)
도로교 설계기준 (한계상태설계법)	• 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 한계상태설계법 기반 기준 추가	개정 (2015.1)
KDS 24 90 11 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 90 11 : 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 간선도로과

관련단체 (작성기관) : 한국도로협회(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어정의 ····· 1
1.3 기호정의 ····· 5
2. 조사 및 계획 ····· 9
3. 재료 ····· 9
4. 설계 ····· 10
4.1 신축이음 ····· 10
4.2 받침 ····· 15
4.3 적층고무형 지진격리받침 ····· 45
4.4 방호울타리 ····· 49

교량 기타시설설계기준(한계상태설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 교량의 신축이음과 받침, 지진격리받침의 설계 및 선정에 관한 요구사항을 기술하고 있다.

(2) 이 기준에서 사용하는 단위는 별도의 언급이 없는 한 MPa, mm, rad, ℃를 사용한다.

1.2 용어정의

1.2.1 신축이음관련 용어

- 개방형 신축이음: 신축이음을 통해 물이나 불순물의 침투를 허용하는 신축이음
- 교축방향 축에 대한 회전: 교량의 주경간에 평행한 축에 대한 회전
- 교축직각방향 축에 대한 회전: 교량의 교축직각방향에 평행한 축에 대한 회전
- 교축방향 신축이음: 바닥판이나 상부구조를 두개의 독립 구조계로 분리하기 위해서 경간 방향으로 평행하게 설치되는 신축이음
- 구속장치: 상부구조들 또는 상부구조와 하부구조 사이에 설치되어 느리게 발생하는 온도 신축은 허용하면서 지진 또는 기타 동적으로 발생하는 하중을 전달하는 장치
- 밀폐형 신축이음: 신축이음을 통해 오물이 들어가는 것을 완전히 방지한 신축이음
- 방수형 신축이음: 구조물로의 누수를 방지하기 위해 신축이음 아래에 물받이를 설치해 놓은 개방형 또는 밀폐형 신축이음
- 반복-제어 신축이음: 일체식 교량에서 접속 슬래브(approach slab)와 교량과의 반복적인 교축방향 이동을 흡수하기 위해 설치되는 교축직각방향 접속 슬래브 신축이음
- 봉함재: 습기 및 불순물이 신축이음을 통과하는 것을 방지하도록 설치되는 고무 또는 기타 탄성재
- 봉함재형 신축이음: 봉함재(seal)를 가지고 있는 신축이음
- 시공이음: 단계별 순차적인 시공을 위해 사용되고 있는 임시 이음
- 일체식교량: 상부구조와 하부구조가 일체로 되어 있는 교량
- 이음: 두 부재사이의 구조적 불연속점
- 이동: 교량의 교축방향이나 교축직각방향의 수평변위

1.2.2 받침관련 용어

- 검사(inspection): 정기적인 관찰, 기록, 보고의 작업
- 경질 크롬면(hard chromium surface): 경질 크롬 층으로 도금된 강재의 지지 요소
- 교체(replacement): 받침의 주요 부품 또는 받침 전체에 대한 갱신
- 누적이동거리(accumulated slide path): 변동 회전에 의해 발생하는 상대 이동의 합
- 내부 봉함링(internal seal): 압축을 받고 있는 탄성중합체가 피스톤과 포트 사이로 돌출하는 것을 방지하기 위한 포트받침의 구성요소
- 마찰계수(coefficient of friction): 수평하중(저항 하중 F_x)과 수직하중(F_z)의 비
- 미끄럼 탄성받침(sliding elastomeric bearing): 일방향 또는 이방향으로 수평 이동을 수용하기 위하여 미끄럼 요소와 결합된 탄성받침
- 미끄럼 판(sliding plate): 받침이 미끄럼 요소와 결합될 때 받침의 상부 미끄럼 표면과 접촉하는 구성 요소
- 미끄럼 포트받침(sliding pot bearing): 일방향 또는 모든 방향으로의 수평 이동을 수용하기 위하여 미끄럼 요소와 결합된 포트받침
- 받침(bearings): 상부구조의 하중을 하부구조로 전달시키고, 하중·회전·크리프·건조수축·온도변화 등에 의한 상부구조의 이동을 가능하게 하는 부속시설
- 받침시스템(bearing system): 상부 구조의 이동 및 하중전달을 제공하는 받침의 조합 시스템
- 배치(batch): 동일한 생산설비로 동일한 부품 생산에 사용되는 탄성중합체 각각의 배합 또는 배합의 혼합물
- 보수(servicing): 청소, 기름칠, 페인팅 및 사소한 결점에 대한 복구
- 복합 재료(composite material): 가이드에 사용되는 미끄럼 재료
- 스트립받침(strip bearing): 받침의 길이가 너비의 최소 10배인 평패드받침
- 미끄럼면(sliding surface): 상대변위를 수용하기 위하여 이종 재료로 이루어진 한 쌍의 평면 또는 곡면의 조합
- 미끄럼재(sliding materials): 미끄럼면을 형성하는 재료
- 유도장치(guide): 미끄럼 받침에서 특정 축에 대해 구속하는 요소
- 유지관리(maintenance): 보수 및 교체작업
- 윤활제(lubricant): 고무패드와 금속 사이의 마찰력을 감소시킴으로써 마모현상 뿐만 아니라 회전강성을 감소시키는 그리스
- 외부 봉함재(external seal): 피스톤과 포트의 유격으로 인한 수분과 먼지 침투를 방지하는 포

트받침의 구성요소

- 적층받침(laminated bearing): 하나 이상의 강판이 고무와 화학적으로 결합하여 내부적으로 보강된 탄성받침
- 접촉면(mating surface): 복합 재료가 미끄러지는 단단하고 매끄러운 금속 표면
- 정기검사(regular inspection): 측정 작업 없는 정밀 육안검사
- 주요검사(principle inspection): 정기 검사와 유사하나 보다 세부적이며 정밀 측정 작업을 포함함
- 지점(support): 상대 이동 및 구조부재로 하중전달을 위한 받침을 포함하는 모든 가설조치
- 지지판(backing plate): 미끄럼 재료를 지탱하는 받침의 구성요소
- 평패드받침(plain pad bearing): 탄성중합체 내부에 이종 재료가 없고 일체로 경화된 탄성받침
- 포트(pot): 내부 공간에 탄성패드, 피스톤, 내부 봉함링을 수용할 수 있는 포트받침의 구성요소
- 포트받침(pot bearing): 포트에 밀폐된 탄성패드가 피스톤 하중과 회전운동을 수용할 수 있는 받침
- 폴리테트라플루오로에틸렌(polytetrafluoroethylene, PTFE): 열가소성으로서 낮은 마찰계수를 갖는 재료
- 피스톤(piston): 탄성패드에 압력을 가하여 하중을 전달하는 포트받침의 구성요소
- 탄성받침(elastomeric bearing): 한 개 이상의 강판으로 보강되어 경화된 탄성중합체 블록으로 이루어진 받침
- 탄성중합체(elastomer): 압력을 가했을 때 변형이 발생하지만 압력을 제거하면 초기의 형상과 크기로 복원되는 고분자 물질
- 탄성패드(elastomeric pad): 받침에 회전성능을 제공하는 포트받침의 구성요소

1.2.3 지진격리받침관련 용어

- 고감쇠고무지진격리받침(high-damping rubber bearing, HDR): 고무의 조성을 조절하고 첨가물을 사용하여 상대적으로 큰 감쇠비를 갖도록 제작된 지진격리받침
- 공칭 압축응력: 장기적으로 지진격리받침에 가해지는 압축응력으로서 안전율을 감안하여 제조사가 추천하는 값
- 구조 기술자: 교량 구조의 지진격리설계에 대한 책임을 맡고 있고 지진격리받침의 요구 사항들을 지정할 책임이 있는 사람
- 극한특성(ultimate properties): 압축하중과 전단하중을 재하 하였을 때 좌굴(buckling), 파단(breaking) 혹은 빠져나옴(롤아웃, roll-out) 등이 발생하는 지점에서의 지진격리받침의 특성

- 극한 특성 다이아그램(UPD: Ultimate Property Diagram): 지진격리받침에 있어서 압축응력과 좌굴 혹은 파괴 시의 전단변형률의 상관관계를 나타내는 곡선
- 납삽입지진격리받침(LRB: Lead Rubber Bearing): 납봉을 탄성중합체 블록에 삽입하여 납의 전단변형이 감쇠효과를 나타내도록 제작된 지진격리받침
- 내부 고무: 지진격리받침의 보강철판 사이에 있는 고무층
- 덮개 고무: 보강철판과 고무층을 번갈아 적층한 지진격리받침에 있어서
  보강철판의 부식을 방지하고 산화작용, 자외선 기타 자연 상태의 열화 요인으로부터 내부 고무층을 보호할 목적으로 가황처리 이전에 내부 고무와 보강철판을 바깥쪽에서 둘러싸는 고무
- 삐져 나옴 : 맞춤못(dowel 또는 recess)으로 연결된 지진격리받침이 전단 변위를 받아 불안정해진 상태
- 선형천연고무받침(LNR: Linear Natural Rubber bearing): 전단하중과 전단변형의 관계가 선형적 특성을 가지고 있고, 감쇠비가 상대적으로 작은 지진격리받침으로서 천연고무를 재료로 제작됨.
- 설계 압축 하중: 구조물에 의해 지진격리받침에 장기적으로 가해지는 압축 하중
- 압축-전단 시험 기계: 지진격리받침에 일정한 압축하중을 유지하는 상태에서 전단 하중을 가함으로써 지진격리받침을 시험하는 설비
- 유효 재하 면적: 지진격리받침에서 수직 하중을 버티는 면적으로서 보강철판의 면적과 동일
- 유효폭: 사각형 지진격리받침에서 내부 고무의 짧은 변 길이를 의미하며 이 방향으로는 전단변형이 구속되지 않음.
- 정기 시험(Routine test): 지진격리받침의 생산 도중 혹은 생산 후에 지진격리받침의 품질관리를 위해 실시하는 시험
- 좌굴: 압축-전단 하중을 받는 상태에서 지진격리받침이 안정성을 잃는 상태
- 지진격리받침(seismic isolation bearing): 교량에 고유주기 이동, 지진력 분산, 지진에너지 감쇠 기능을 부여하여 교량을 지진으로부터 보호하는 받침으로서, 여기서는 선형천연고무받침, 고감쇠고무지진격리받침, 납삽입지진격리받침 등을 대상으로 함.
- 지진격리받침의 수평특성: LNR : 전단강성(K_h)
  : HDR : 전단강성(K_h)과 등가감쇠비(h_{eq})
  : LRB : 항복 후 전단강성(K_d)와 특성 하중(Q_d)
  : EDC : 사이클 당 소산되는 에너지
- 지진격리받침의 압축특성(compressive properties of elastomeric isolators) : 지진격리받침의 압축강성(K_v)
- 지진격리받침의 파괴: 압축(또는 인장)-전단 하중에 의한 지진격리받침의 파손

- 최대 압축응력: 지진 시에 지진격리받침에 장기적으로 작용하는 최대 압축응력
- 형식 시험(Type test): 제품 개발 단계에서 재료의 특성과 지진격리받침의 성능에 대한 검증, 혹은 요구되는 설계사양을 만족하는가를 확인하기 위하여 실시하는 시험
- 1차 형상계수: 보강 철판 사이에 있는 하나의 내부 고무층에 대하여 변형이 자유로운 면적에 대한 유효 재하면적의 비율
- 2차 형상계수: 원형 지진격리받침일 경우 내부 고무층의 총 두께에 대한 내부 고무층의 지름의 비, 사각형 지진격리받침일 경우 내부 고무층의 총 두께에 대한 내부 고무층의 유효폭의 비

1.3 기호정의

1.3.1 신축이음관련 기호

W = 차량 진행방향으로 산정한 신축이음 노면 최대 틈새 간격(mm)(4.1.3.1)

1.3.2 받침관련 기호

A = 탄성받침 단면적(4.2.3.2)

A_c = 가동받침 이동량 계산을 위한 콘크리트 단면적(4.2.2.3)

A_r = 탄성받침의 감소 유효면적(4.2.3.8)(4.2.3.11)(4.2.3.12)

= 슬라이딩면의 유효접촉면적(4.2.5.3)(4.2.6.9)

A_1 = 탄성받침 유효 단면적(4.2.3.7)

D = 원형 받침의 전체 직경(4.2.3.4)

= 포트 내부 직경(4.2.4.3)(4.2.4.9)

D' = 원형 적층받침의 유효직경(4.2.3.4)(4.2.3.12)

E_b = 탄성중합체의 체적탄성계수(4.2.3.13)

E_c = 가동받침 이동량 계산을 위한 콘크리트 탄성계수(4.2.2.3)

= 탄성받침의 압축탄성계수(4.2.3.2)

E_d = 포트의 탄성계수(4.2.4.9)

$F_{xy,d}$ = 탄성받침에 작용하는 수평하중(4.2.3.12)

$F_{z,d}$ = 탄성받침의 수직설계하중(4.2.3.8)(4.2.3.11)(4.2.3.12)

G = 탄성받침의 전단탄성계수(4.2.3.2)

H = 포트의 깊이(4.2.4.3)

K_f = 고정되지 않는 탄성받침의 마찰계수 계산을 위한 계수(4.2.3.12)

K_h = 탄성받침의 수평 전단강성(4.2.3.2)

= 보강판에 발생한 인장응력을 고려하기 위한 계수(4.2.3.11)

K_L = 하중 종류에 따라 탄성중합체의 최대설계변형률 계산을 위한 계수(4.2.3.6)

K_s = 탄성받침에서 복원모멘트 계수(4.2.3.13)

K_V = 탄성받침의 수직 압축강성(4.2.3.2)

L = PTFE 직경(4.2.6.6)

M_{emax}= 포트받침에서 탄성패드에 발생하는 최대구속모멘트(4.2.4.3)

M_d = 탄성받침에서 복원모멘트 설계값(4.2.3.13)

$M_{\mu\max}$= 포트받침에서 피스톤과 포트벽의 마찰에 의한 모멘트(4.2.4.3)

P_i = 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력(4.2.2.3)

R = 포트받침에서 피스톤과 포트 접촉면의 반경(4.2.4.9)

$R_{xy,d}$ = 탄성받침에서 이동변위에 의해 구조물에 가해지는 힘(4.2.3.13)

S = 형상계수(4.2.3.7)

S_1 = 최소두께의 탄성중합체 내부 층에 대한 형상계수(4.2.3.12)

T_e = 탄성중합체의 전체 공칭두께(4.2.3.12)(4.2.3.13)

T_q = 상하 덮개를 포함한 탄성중합체의 총 두께(4.2.3.9)

T_r = 탄성중합체의 총두께(4.2.3.2)

V_{pd} = 고정장치의 설계강도(4.2.2.2)

V_{Rd} = 받침의 설계강도(4.2.2.2)

V_{Sd} = 받침에 작용하는 전단력(4.2.2.2)

a = 받침의 전체 나비(직사각형 받침에서 단변)(4.2.3.4)

a' = 적층탄성받침의 유효나비(보강판의 나비)(4.2.3.4)(4.2.3.8)(4.2.3.12)

b = 받침의 전체 길이(직사각형 받침에서 장변)(4.2.3.4)

b' = 적층탄성받침의 유효 길이(보강판의 길이)(4.2.3.4)(4.2.3.8)

c = 미끄럼 요소들 간의 유격(4.2.6.6)

d = 포트받침에서 탄성패드 직경(4.2.4.6)

e_t = 슬라이딩 곡면에서 편심(4.2.5.3)

h = PTFE의 돌출길이(4.2.6.6)

h_i = 거더의 중립축으로부터 받침의 회전중심까지의 거리(4.2.2.3)

$f_{e,k}$ = 포트받침에서 탄성중합체의 허용압축응력(4.2.4.6)

f_k = PTFE 설계압축강도(4.2.5.3)(4.2.6.6)

f_y = 재료의 항복 강도(4.2.3.11)(4.2.4.9)

l = 신축거더길이(4.2.2.3)

l_p = 탄성받침의 자유 힘 둘레(4.2.3.7)

n = 받침 개수(4.2.2.4)

t_b = 적층탄성받침의 총 두께(4.2.3.4)

t_e = 압축시 탄성중합체의 유효두께(4.2.3.7)

t_i = 개별 탄성중합체 층 두께(4.2.3.4)(4.2.3.10)

t'_i = 개별 탄성중합체 층 중 가장 작은 두께(4.2.3.10)

t_{min} = 포트받침에서 탄성패드 최소 두께(4.2.4.6)

t_p = PTFE 두께(4.2.6.6)

t_s = 보강판 두께(4.2.3.4)

t_1 = 적층탄성받침에서 내부보강판 양면의 탄성중합체 두께(4.2.3.11)

t_2 = 적층탄성받침에서 내부보강판 양면의 탄성중합체 두께(4.2.3.11)

v_{xy} = 이동 변위에 의한 적층탄성받침의 수평 상대 변위(4.2.3.9)

$v_{x,d}$ = 설계하중에 의한 받침의 나비 방향으로의 최대 수평 상대 변위(4.2.3.8)

$v_{y,d}$ = 설계하중에 의한 받침의 길이 방향으로의 최대 수평 상대 변위(4.2.3.8)

$v_{z,d}$ = 적층탄성받침의 총 수직변형(4.2.3.12)(4.2.3.13)

w = 피스톤 면의 폭(4.2.4.9)

α = 열팽창계수(4.2.2.3)

= 받침 형식 및 수량에 따른 마찰계수 보정계수(4.2.2.4)

α_a = 직사각형 받침의 나비 a를 가로지르는 회전각(4.2.3.5)

α_{ab} = 직사각형 받침의 나비 a, 길이 b를 가로지르는 누적 회전각(4.2.3.5)

$\alpha_{a,d}$ = 직사각형 받침의 나비 a를 가로지르는 회전각(4.2.3.10)(4.2.3.12)

α_b = 직사각형 받침의 길이 b를 가로지르는 회전각(4.2.3.5)

$\alpha_{b,d}$ = 직사각형 받침의 길이 b를 가로지르는 회전각(4.2.3.10)(4.2.3.12)

α_d = 원형 받침의 직경 D를 가로지르는 회전각(4.2.3.5)

α_{dmax} = 포트받침의 최대 회전각(4.2.4.3)

β = 건조수축, 크리프의 저감계수(4.2.2.3)

$\epsilon_{\alpha,d}$ = 회전에 의한 탄성중합체의 설계변형률(4.2.3.6)(4.2.3.10)

$\epsilon_{c,d}$ = 압축하중에 의한 탄성중합체의 설계변형률(4.2.3.6)(4.2.3.8)

$\epsilon_{q,d}$ = 수평 이동에 의한 탄성중합체의 설계변형률(4.2.3.6)(4.2.3.9)

$\epsilon_{t,d}$ = 탄성중합체의 전체 설계 공칭 변형률(4.2.3.6)

ϕ = 콘크리트의 크리프계수(4.2.2.3)

$\mu_{dyn,T}$ = 동적마찰계수(4.2.6.10)

μ_e = 고정되지 않은 탄성받침의 마찰계수(4.2.3.12)

μ_k = 마찰계수(4.2.2.2)

$\mu_{s,T}$ = 정적마찰계수(4.2.6.10)

μ_r = 상쇄 마찰계수(4.2.2.4)

μ_{max} = 최대 마찰계수(4.2.2.4)

θ_i = 받침 상부의 거더 회전각(4.2.2.3)

σ = 탄성받침의 수직압력(4.2.3.5)

σ_m = 탄성받침의 평균압축응력(4.2.3.12)
σ_p = 접촉응력(4.2.6.4)
$\triangle l$ = 가동받침의 총 이동량(4.2.2.3)
$\triangle l_r$ = 활하중으로 거더의 처짐에 의한 가동받침의 이동량(4.2.2.3)
$\triangle l_s$ = 콘크리트의 건조수축에 의한 가동받침의 이동량(4.2.2.3)
$\triangle l_t$ = 온도변화에 의한 가동받침의 이동량(4.2.2.3)
$\triangle l_c$ = 콘크리트의 크리프에 의한 가동받침의 이동량(4.2.2.3)
$\triangle T$ = 콘크리트의 건조수축에 해당하는 온도변화(4.2.2.3)
$\triangle \alpha_{d2}$ = 활하중에 의한 포트받침의 회전각 변동(4.2.4.3)

1.3.3 지진격리받침관련 기호

A = 유효 면적; 적층고무 지진격리받침에서 덮개 고무 부분을 제외한 면적(4.3.2)
A_e = 비지진 전단변위 상태에서 적층 고무 지진격리받침의 상부와 하부가 겹쳐지는 면적(4.3.2)(4.3.3.2)
a = 정사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 한 변의 길이 또는 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 장변의 길이(4.3.3.2)
a_e = 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 단변의 길이(4.3.3.4)
b = 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 횡방향의 변의 길이(4.3.3.2)
d_0 = 보강철판의 외부 지름(4.3.3.3)(4.3.3.4)
E_{ap} = 지진격리받침 고무층의 겉보기 탄성계수(4.3.3.2)
E_c = 고무의 압축성을 고려하여 수정된 겉보기 탄성계수(4.3.2)
$E_c{}^s$ = 1차 형상계수에 따라 결정되는 체적 압축특성을 고려하여 수정한 겉보기 탄성계수(4.3.3.2)
G = 전단탄성계수(4.3.2)
$G_{eq}(\gamma)$= 전단변형률 γ에서의 등가 선형 전단탄성계수(4.3.2)
K_h = 전단강성(4.3.2)
K_v = 지진격리받침의 압축강성(4.3.2)
n = 내부 고무층의 개수(4.3.3.2)
P = 지진격리받침의 압축력(4.3.3.3)
P_0 = 지진격리받침의 설계 압축력(4.3.2)
$P_{\max}$ = 지진격리받침의 최대 설계 압축력(4.3.2)(4.3.3.5)
$P_{\min}$ = 지진격리받침 최소 설계 압축력(4.3.2)
S_1 = 1차 형상계수(4.3.3.2)(4.3.3.4)(4.3.3.5)
T_r = 고무층의 총두께로서 $T_r = n \times t_r$로 계산(4.3.2)(4.3.3.1)(4.3.3.4)

t_r = 내부 고무층 1개의 두께(4.3.3.2)

V = 지진격리받침에 작용하는 상향력(4.3.3.6)

X_0 = 설계 전단변위(4.3.2)

X_s = 준정적 전단 작용에 의한 전단변위(4.3.3.1)

X_{max} = 최대 설계 전단변위(4.3.2)

X_d = 동적 전단 작용에 의한 전단변위(4.3.3.1)

γ_0 = 설계 전단변형률(4.3.2)

γ_a = 적층고무 지진격리받침의 층 전단변형률에 대한 상한값(4.3.3.2)

γ_c = 압축력에 의한 국부 전단변형률(4.3.3.2)

γ_{max} = 지진 시 최대 전단변형률(4.3.2)

γ_r = 회전에 의한 국부 전단변형률(4.3.3.2)

γ_s = 준정적 전단 작용에 의한 전단변형률(4.3.3.1)(4.3.3.2)

θ = 지진격리받침의 회전각(원형 지진격리받침은 지름, 직사각형 지진격리받침은 중심축에 대한 회전)(4.3.3.2)

θ_a = 지진격리받침의 종축방향 회전각(4.3.3.2)

θ_b = 지진격리받침의 횡축방향 회전각(4.3.3.2)

σ_0 = 지진격리받침의 설계 압축응력(4.3.2)

σ_{max} = 지진격리받침의 최대 설계 압축응력(4.3.2)(4.3.3.5)

σ_{min} = 지진격리받침의 최소 설계 압축응력(4.3.2)

σ_t = 인장응력(4.3.3.6)

σ_{te} = 지진격리받침의 허용 인장응력(4.3.3.6)

ψ = 좌굴 점검을 위한 계수(4.3.3.4)

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

내용 없음.

4. 설계

4.1 신축이음

4.1.1 요구사항

4.1.1.1 일반사항

(1) 신축이음을 선정하고 배치할 때에는 온도변화 및 시간 의존적 원인에 의한 교량 상하부구조의 각종 변형을 수용하여 교량 기능을 보장하여야 하고 차량 및 이륜 자동차, 원동기, 자전거 등의 통행에 지장이 없도록 하여야 한다.

(2) 신축이음은 사용한계상태 및 극한한계상태에서 하중을 충분히 지지할 수 있어야 하고, 상하부구조의 회전 및 이동을 자유롭게 수용해야 한다. 또한 피로한계상태에 대한 요구조건을 만족하여 충분한 내구성을 가지도록 설계되어야 한다. 대부분의 신축이음은 방수기능이 필수적으로 요구되고 있는데 이러한 신축이음은 내구연한동안 누수가 발생하지 않도록 설계되어야한다.

(3) 신축이음 내구연한이 교량 공용수명보다 작은 경우에는 상부구조에의 영향을 최소화하는 교체방법을 제시하여야 한다. 또한 신축이음 내구연한동안 유지관리나 교체가 필요한 부품들에 대한 작업 방법들을 제시하여야 한다.

(4) 신축이음에 발생하는 하중은 신축이음 구조형상과 각 요소들의 강성, 제작 및 시공 오차에 따라 달라진다. 각 요소들에 대한 설계하중 계산 시 이러한 영향들을 합리적으로 고려하여야 한다.

4.1.1.2 구조설계

(1) 신축이음의 허용 신축량과 극한 신축량은 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중에서 가장 불리한 경우에 대하여 각각 계산하여야 한다. 신축이음장치 본체와 그 지지부는 최대로 신축하였을 때 계수 하중에 안전하도록 설계하여야 한다. 여기서, 재료계수는 KDS 24 14 21과 KDS 24 14 31에 규정된 적절한 값을 사용할 수 있고 하중계수와 하중조합은 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21을 참조한다.

(2) 눈이 많이 내리는 지역에서는 신축이음 연결부 및 앵커는 제설기에 의해 신축이음에 가해질 수 있는 수평하중에 저항하도록 설계하여야 한다.

4.1.1.3 형상

신축이음 이동방향은 이동이 구속되거나 또한 받침에 불리한 하중이 작용하지 않도록, 받침과 연계하여 작동할 수 있는 형상으로 설계되어야 한다. 그리고 차량, 원동기 및 자전거 등의 바퀴와 보행자가 미끄러지거나 빠지지 않는 형상을 갖도록 해야 한다.

4.1.1.4 재료

(1) 재료는 온도나 화학적으로 적합한 것을 선정하여야 한다. 재질적 차이가 있는 곳에서의 접촉면은 완전하게 제기능을 발휘할 수 있도록 처리하여야 한다.

(2) 탄성체를 제외한 다른 재료들은 50년 이상의 사용수명을 가지고 있어야 한다. 신축이음 봉함재에 사용되는 탄성체와 물받이는 15년 이상의 사용수명을 가져야 한다.

(3) 차륜을 접촉하는 신축이음은 미끄럼이 발생하지 않도록 해야 하며 모든 부품은 마모와 차량의 충격에 견딜 수 있어야 한다.

(4) 융빙제에 노출되는 신축이음의 경우, 고장력 볼트를 제외한 나머지 부분은 도장 처리를 실시하거나 스테인리스 강재 등 내부식성 재료로 만들어져야 한다.

4.1.1.5 유지관리 및 교체

(1) 신축이음은 교량 설계수명동안 유지관리가 최소화가 되도록 설계하여야 한다. 바닥판 하부에서 신축이음에 접근이 가능하도록 유지관리를 위한 충분한 공간이 확보되어야 한다.

(2) 부분 또는 전면 교체를 고려하여 설계할 경우에는 구체적인 교체 방법을 제시해야 한다. 탄성부품 등 소모성 부품은 교체가 가능해야 한다. 그리고 도로 포장의 덧씌우기를 고려하여 수직방향으로 높이 조절이 가능하도록 설계되어야 한다.

4.1.2 선정 및 위치

교량 구조물에서 신축이음 수는 최소화하도록 하고 교량 종방향 구배를 고려하여 곡선부 최고점에 설치하는 것이 바람직하다

4.1.3 설계

4.1.3.1 설계 이동량 계산 및 허용 틈새 간격

(1) 신축이음의 이동량은 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중에서 가장 불리한 경우에 대하여 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21에서 규정한 극한한계상태 하중조합을 사용하여 계산하여야 한다.

(2) 각종 이동량 및 시공 여유량 등을 모두 고려하여 차량 진행방향으로 산정한 신축이음 노면 최대 틈새 간격(W, mm)은 다음을 만족하여야 한다.

① 틈새가 하나인 경우(for single gap): $W \leq 100\ \mathrm{mm}$

② 틈새가 여러 개인 모듈 형식(for multiple modular gaps): $W \leq 80\ \mathrm{mm}$

(3) 강교량인 경우 노면 틈새 간격은 계수하중을 고려한 극한 이동 상태에서 최소 25 mm 이상이어야 한다. 콘크리트교량인 경우 크리프 및 건조수축 변형을 감안하여 초기에 일시적으로 최

소 틈새 간격이 25 mm 보다 작을 수 있다.

4.1.3.2 설계 하중

(1) 신축이음의 설계 연직하중은 KDS 24 12 11과 KDS 24 12 21의 표준트럭의 후륜하중으로 한다. 윤하중 분배 면적 크기는 KDS 24 12 21 하중편을 참조하여 산정할 수 있으며, 레일형 및 핑거형 등 개방식 신축이음인 경우에는 트럭 바퀴가 접촉되지 않는 부분이 발생하므로 분포하중 산정 시 이를 고려해야 한다.

(2) 신축이음의 설계 수평하중은 설계 연직하중의 20 % 로 하고 신축이음에서의 바퀴 접촉과 분포를 고려한다. 눈이 많이 오는 지역에서 제설차의 사용이 예상되는 경우에는 신축이음 길이 방향 3,050 mm에 20 N/ mm(충격 포함)로 분포하는 선하중을 사용한다. 여기서 작용방향은 차량 진행 방향이며 노면 위치에서 작용하는 것으로 한다.

4.1.3.3 구조해석

신축이음의 형상과 구조를 합리적으로 반영하여 해석모델을 설정한다. 최대 신축상태에서 설계하중을 재하하여 가장 불리한 상태가 되도록 한 후 구조해석을 실시하여 최대 단면력을 산출한다.

4.1.3.4 설계상세

(1) 신축이음은 차량과 포장 유지관리 장비, 그리고 장기적인 다양한 환경적 손상 영향을 수용할 수 있도록 설계되어야 한다.

(2) 교대부에서 신축이음 양쪽 부분의 부등 처짐이 예상되는 경우에는 이를 수용할 수 있는 신축이음을 선정해야 한다.

(3) 콘크리트 단부 보호용 앵글 등에서는 콘크리트 타설시 충분한 채움을 위해 중심 간격 460 mm 이하, 최소 직경 20 mm의 공기 배출 구멍을 가지고 있어야 한다.

(4) 신축이음과 채움 콘크리트 사이에 완전 합성거동을 보장할 수 있는 앵커나 전단연결재를 설계하여야 하며, 경계면은 완전 방수 처리하여 누수가 발생하지 않도록 해야 한다.

(5) 주행방향으로 300 mm 이상 신축이음 표면이 차량에 노출되는 경우에는 미끄럼 방지 처리를 하여야 한다.

4.1.4 제작 및 현장이음 설계

4.1.4.1 제작

앵글 또는 형강, 강판 등은 용접 변형 최소화 또는 부속 부품과의 강한 접합을 위해 충분한 두께를 가져야 한다.

(1) 신축이음의 구성요소는 제작장에서 완벽하게 가조립한 상태에서 검사를 받아야 한다.

(2) 신축이음과 봉함재는 가능한 완전하게 조립되어 현장(job-site)으로 운반되어야 한다.

(3) 길이 18,000 mm까지의 조립 신축이음은 중간에 현장 용접이음이 없어야 한다.

4.1.4.2 현장 이음 설계

(1) 교량 시공 단계별로 설치되거나 길이가 18,000 mm 이상인 신축이음에서는 현장이음을 가질 수 있다. 이러한 현장 이음은 피로설계를 수행하여 피로수명을 최대로 하는 이음부 상세를 가져야 한다. 가능하면 피로하중을 작게 받고 부식이 적게 발생하도록, 차륜의 통과위치나 체수가 예상되는 지역을 피해서 설치하는 것이 좋다.

(2) 고무 또는 기타 재료로 만들어진 봉함재는 일체형 하나로 사용되어야 한다. 봉함재의 현장이음이 불가피한 경우에는 연결부에 가황처리를 해야 한다.

4.1.5 모듈러형 신축이음(Modular Expansion Joint)

4.1.5.1 일반

중간보와 이를 지지하는 지지보로 조립되는 모듈러형은 극한한계상태 설계와 피로한계상태 설계를 수행하여 신축이음 시스템으로서의 요구 성능과 내구성을 확보해야 한다.

4.1.5.2 요구 성능

(1) 모듈러형 신축이음은 먼지, 모래 등 이물질이 중간보 사이에 퇴적될 경우를 대비하여 청소가 용이하고 일부 소모성 부품 교체에 있어서 편리한 구조를 가져야 한다.

(2) 종방향 및 횡방향 수평이동량과 수직 이동량, 회전이동량 각각에는 표 4.1-1과 같은 설계 최소 이동량을 가지고 있어야 한다.

표 4.1−1 추가 여유량을 포함한 최소 이동량

이동 방향	설계 최소 이동량
종방향	계산 이동량+25 mm
횡방향	25 mm
수직방향	25 mm
종방향 축에 대한 회전	1°
횡방향 축에 대한 회전	1°
수직방향 축에 대한 회전	0.5°

4.1.5.3 하중 및 하중계수

4.1.3.2의 수평 및 수직하중을 동시에 적용하여 설계한다. 여기서 중간보를 설계할 때의 윤하중 분담률은 4.1.5.4를 참조하고 충격계수는 0.3을 사용한다. 하중계수는 KDS 24 12 11을 참조한다.

4.1.5.4 윤하중 분배

(1) 단부보는 4.1.5.3에 규정된 수평 및 수직하중의 50 %를 적용하여 설계한다.

(2) 표 4.1-2는 중간보에서 부담하는 수직 및 수평하중 분담율을 나타낸 것이다. 여기서 중간보 상부플랜지 폭 사이에서는 선형 보간을 실시하여 구한다.

표 4.1－2 중간보의 윤하중 분담율

중간보 상부플랜지 폭(mm)	하중 분배율(%)		
	1등교 윤하중 (96kN)	2등교 윤하중 (72kN)	3등교 윤하중 (54kN)
65이하	50	60	70
75	60	70	80
100	70	80	90
120	80	90	90

4.1.5.5 피로한계상태 설계

(1) 중간보, 지지보, 단부보, 볼트 및 용접 이음, 기타 부속품은 KDS 14 31 20(4.2)에 규정된 인성요구조건을 만족해야 한다. 인장볼트는 KDS 14 31 20(4.1.2.5)의 피로강도를 만족하여야 한다.

(2) 중간보, 지지보, 단부보, 용접 이음 등 모든 부재의 피로설계에 대하여 활하중 응력범위는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\Delta f \le \frac{1}{2}\Delta F_{TH} \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, Δf는 수직하중과 수평하중이 동시에 작용한 상태에서 계산된 활하중 응력범위이고, ΔF_{TH}는 KDS 14 31 20(표 4.1-3)에서 피로 상세범주에 해당하는 일정 피로 진폭 한계값이다.

4.1.6 핑거형 신축이음(Finger Expansion Joint)

4.1.6.1 일반

(1) 캔틸레버형 핑거 신축이음에 대하여 규정한다.

(2) 캔틸레버 핑거와 이를 지지하는 앵커에 대하여 극한한계상태 설계와 피로한계상태 설계를 수행하여 신축이음 시스템으로서의 요구 성능과 내구성을 확보해야 한다.

4.1.6.2 요구 성능

(1) 핑거형 신축이음에서도 먼지, 모래 등 이물질이 핑거 사이에 퇴적될 경우를 대비하여 청소가 용이하고 일부 소모성 부품 교체에 있어서 편리한 구조를 가져야 한다.

(2) 인접 핑거들 사이의 틈은 가장 벌어진 상태(계수 극한이동 상태)에서 다음을 만족해야 한다.
① 교축방향으로 열린 길이가 200 mm 이하인 경우 폭이 75 mm 이하
② 교축방향으로 열린 길이가 200 mm를 초과하는 경우 폭이 50 mm 이하
또한 계수 극한이동 상태에서 핑거의 겹침은 38 mm 이상이어야 하고 하절기에 틈새가 축소되어 완전히 겹쳐졌을 경우에도 틈새가 20 mm 이상의 여유 간격을 가지고 있어야 한다. 핑거 캔틸레버 끝단은 15 mm 이상의 곡률 반경을 가져야 한다.

(3) 캔틸레버 시점은 단부 앵글 전면으로부터 캔틸레버 방향으로 10 mm 이상 떨어져 있어야 한다. 여기서, 단부 앵글의 상면과 상대편 핑거 캔틸레버의 하면사이의 거리가 20 mm 이상으로 충분할 경우에는 본 규정을 적용하지 않아도 좋다.

4.1.6.3 하중 및 하중계수

수직하중만을 적용하여 설계하며 4.1.3.2에서와 같은 윤하중 분포 개념을 사용한다. 등분포 윤하중은 핑거 캔틸레버에 최대 모멘트가 작용하도록 재하한다. 충격계수는 1.0을 사용하고 하중계수는 KDS 24 12 11, KDS 24 12 21을 참조한다.

4.2 받침

4.2.1 일반

(1) 받침은 상부구조에서 전달된 하중을 하부구조에 전달하여야 하고, 특히 부반력에 대하여는 안전하게 설계되어야 하며 상·하부 구조에 유해한 구속력을 발생시키지 않아야 한다.

(2) 받침은 지진, 바람, 온도변화 등에 대해서도 안전하도록 설계하여야 한다.

(3) 받침 또는 받침 부품은 필요 시 점검, 유지관리 및 교체가 가능하도록 설계하여야 한다.

(4) 받침은 최소의 반력을 발생시키면서 지정된 이동이 가능하도록 설계되어야 한다. 가능한 프리셋팅(presetting)을 피해야 하며, 불가피한 경우에는 공장에서 이행해야 한다. 현장조정이 불가피할 때에는 발주처의 승인 하에 수행해야 한다.

(5) 받침은 상부구조의 형식, 지간길이, 지점반력, 내구성, 시공성 등에 의해 그 형식과 배치가 결정된다. 특히 곡선교나 사교에서는 지점반력의 작용기구, 신축과 회전방향을 충분히 검토하여야 한다.

4.2.2 설계일반

4.2.2.1 일반

받침의 설계는 고려되는 한계상태의 안전수준을 따른다.
이 절에서는 받침 설계 시 공통적으로 고려해야 할 부분을 다루며, 받침 종류에 따른 상세설계는 4.2.3에서 4.2.6의 규정을 따른다.

4.2.2.2 미끄럼에 대한 안전

받침이 부분적 또는 전체적으로 마찰로 지지되는 경우에는 극한한계상태에서 다음의 관계식에 따라 미끄럼에 대한 안전이 확인되어야 한다.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, V_{Sd} = 전단하중효과(N)

V_{Rd} = 설계강도($\frac{\mu_k}{\gamma_u} \cdot N_{Sd} + V_{pd}$)(N)

N_{Sd} = V_{Sd}와 함께 이음부에 연직으로 작용하는 최소 하중(N)

V_{pd} = 고정장치의 설계강도(N)

μ_k = 마찰계수

= 0.4(강재 - 강재간 마찰)

= 0.6(강재 - 콘크리트간 마찰)

γ_u = 2.0(강재 - 강재간 마찰)

= 1.2(강재 - 콘크리트간 마찰)

4.2.2.3 이동량

(1) 가동받침은 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레싱 등으로 발생되는 상부구조의 이동량에 여유 있는 구조이어야 한다.

(2) 가동받침의 이동량 산정
이동량은 일반적으로 다음 식을 따른다.

$$\triangle l = \triangle l_t + \triangle l_r + \triangle l_s + \triangle l_c \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, $\triangle l_t$ = 온도변화에 의한 이동량($\triangle T \cdot \alpha \cdot l$)(mm)

$\triangle l_r$ = 활하중으로 거더의 처짐에 의한 이동량$\sum(h_i \cdot \theta_i)$(mm)

$\triangle l_s$ = 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량($\triangle T \cdot \alpha \cdot l \cdot \beta$)(mm)

$\triangle l_c$ = 콘크리트의 크리프에 의한 이동량($\frac{P_i}{E_c A_c}\phi \cdot l \cdot \beta$)(mm)

α = 열팽창계수

l = 신축거더 길이(mm)

β = 건조수축, 크리프의 저감계수

P_i = 프리스트레싱 직후의 PS 강재에 작용하는 인장력(N)

A_c = 콘크리트 단면적(mm^2)
E_c = 콘크리트 탄성계수(MPa)
ϕ = 콘크리트의 크리프계수
$\triangle T$ = 건조수축에 해당하는 온도변화(℃)
h_i = 거더의 중립축으로부터 받침의 회전중심까지의 거리(mm)
θ_i = 받침 상부의 거더의 회전각(rad)

표 4.2-1 콘크리트의 크리프계수와 건조 수축량

콘크리트의 크리프 계수	$\phi = 2.0$
콘크리트의 건조수축	20℃ 하강 상당

표 4.2-2 건조수축, 크리프의 저감계수 β

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

(3) 여유 이동량

가동받침의 이동량은 계산이동량 외에 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상 밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려하여야 한다. 이 여유량은 교량의 규모에 따라서 달라지므로 ±50℃의 온도변화에 상당하는 이동량으로 하고, 최대 ±50 mm 이내로 하는 것이 바람직하다. 다만, 해당 받침 기준에서 더 엄격한 조건을 제시할 경우에는 이를 따른다.

4.2.2.4 받침 저항 성능

(1) 받침의 이동에 대한 저항성능은 재료의 불확실성, 제작오차, 부정확한 설치 등을 고려하여 해당 받침편에 기술하였다. 다만, 다음의 경우에는 적용할 수 없다.

① 규정된 최소·최대 온도를 벗어난 경우
② 규정된 제작오차를 초과할 경우
③ 활하중에 의하여 평행이동속도나 회전속도가 규정 값을 초과할 경우
④ 받침에 이물질이 삽입된 경우
⑤ 유지관리가 충분하지 않은 경우

(2) 받침 설계에서 받침 저항 성능은 가장 불리한 경우를 고려하여 계산하여야 한다.

(3) 다수의 받침이 배치되었을 때 일부 받침에 발생될 수 있는 역반력은 다른 받침들의 반력으로 상쇄된다. 이 때 마찰계수 산정 시 정밀한 조사 결과가 있는 경우에는 이를 따르고, 일반적인 경우에는 아래 식을 따른다.

$$\mu_a = 0.5\mu_{max}(1+\alpha) \qquad (4.2\text{-}3)$$

$$\mu_r = 0.5\mu_{\max}(1-\alpha) \qquad (4.2\text{-}4)$$

여기서, μ_a = 역마찰계수(adverse coefficient of friction)

μ_r = 상쇄 마찰계수(relieving coefficient of friction)

$\mu_{\max}$ = 최대 마찰계수

α = 받침 형식 및 수량에 따른 계수로 적절한 α가 제시되지 않은 경우에는 다음 표에 따른다.

표 4.2-3 α 계수

n	α
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$(16-n)/12$
≥ 10	0.5

4.2.2.5 받침유격

(1) 수평력에 저항하는 받침에는 받침 내 유격이 발생할 수 있기 때문에 이를 최소화 하도록 조치하여야 한다. 개별 규정이 명시되지 않을 경우 총 유격은 2 mm 이하로 하며, 이를 초과하는 경우 과도한 유격으로 구조물 기능이 저하되지 않도록 주의해야 한다.

(2) 받침의 수평방향 변위에 유격은 포함하지 않는다. 단, 정확한 방향으로의 영구적으로 유지된다는 것을 증명할 수 있으면 유격을 고려할 수 있다.

(3) 복수의 받침이 설치되는 경우에는 받침들 간의 반대 방향의 유격으로 수평이동이 방해되지 않도록 한다.

4.2.2.6 받침부품 손실에 대한 안전

동적 하중 재하로 인해 받침이 느슨해지지 않도록 적절한 조치를 취해야 한다.

4.2.3 강재보강 탄성받침

4.2.3.1 일반

(1) 탄성받침은 극한한계상태 및 사용한계상태에서 안전성 및 사용성을 만족하도록 설계되어야 한다.

(2) 탄성받침은 극한한계상태에서 작용하는 설계 극한하중 및 변위에 대하여 적절하게 견딜 수 있어야 한다.

(3) 탄성받침은 사용한계상태에서 작용하는 설계 사용하중 및 변위에 대하여 허용 기준값을 만족해야 한다.

4.2.3.2 압축특성과 전단특성

(1) 탄성받침의 수직 압축강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_V = \frac{E_c \cdot A}{T_r} \qquad (4.2\text{-}5)$$

(2) 탄성받침의 수평 전단강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_h = G\frac{A}{T_r} \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서, A = 탄성받침의 단면적(mm^2)
E_c = 탄성받침의 압축탄성계수(MPa)
G = 탄성받침의 전단탄성계수(MPa)
T_r = 탄성중합체층의 총두께(mm)

4.2.3.3 재료

(1) 탄성중합체

① 탄성중합체는 신생중합체로서 천연고무(NR)나 합성고무(CR)를 사용한다. 다른 중합체와의 혼합은 최대 5%까지 가능하다. 재생고무나 경화한 고무를 사용해서는 안 된다.

② 탄성중합체의 물리적, 기계적 특성은 사용되는 신생 중합체에 따라 다음 요건과 부합해야 한다.

표 4.2－4 탄성중합체의 물리적 기계적 특성

특성	수준			시험방법
전단계수 (G, MPa)	0.7	0.9	1.15	
인장강도 (MPa) 제조 시편 제품 시편	 ≥16 ≥14	 ≥16 ≥14	 ≥16 ≥14	KS M 6518의 4
파단점에서 신장률(%) 제조 시편 제품 시편	 450 400	 425 375	 300 250	
인열 저항 (kN/m) CR NR	 ≥7 ≥5	 ≥10 ≥8	 ≥12 ≥10	KS M 6783의 트라우저형

영구압축 줄음률(%) 24 h ; 70 ℃	CR ≤ 15 NR ≤ 30	KS M 6518의 10
촉진노화 (조화전 값으로부터의 최대 변화) : 경도(IRHD) NR 7 일, 70 ℃ CR 3 일, 100 ℃ : 인장강도 (%) NR 7 일, 70 ℃ CR 3 일, 10 0℃ : 파단 시 신장률(%) NR 7 일, 70 ℃ CR 3 일, 100 ℃	 −5±10 ±5 ±15 ±15 ±25 ±25	KS M 6518의 7
오존 저항 신장률 : 30% −96시간 4 0℃± 2 ℃ NR 25 pphm, CR 100 pphm	균열없음	KS M 6518의 15

(2) 보강재

내부 보강판은 KS D 3501 또는 KS D 3503을 따르거나, 파단 시 최소등가신장(minimum equivalent elongation)을 가지는 것이어야 한다. 내부보강판의 최소두께는 2 mm이다.

내부 보강판은 4.2.3.11의 규정이 적용된다.

(3) 외부 강판

① 탄성받침 C형에 적용되는 외부 보강판은 KS D 3501 또는 KS D 3503을 따르거나, 파단 시 최소등가신장(minimum equivalent elongation)을 가지는 것이어야 한다.

② 외부 보강판의 최소두께는 탄성중합체의 내부 층 두께가 8 mm 이하라면 15 mm, 내부 층 두께가 8 mm 이상이라면 18 mm이다.

4.2.3.4 형상과 치수

(1) 받침의 형상은 사각형 또는 원형을 표준으로 한다. 특이 형상을 가진 받침을 설계할 때에는 내부 고무층이 5 mm~25 mm 범위에서 동일한 두께를 갖도록 한다.

(2) 받침은 표 4.2-5의 분류된 형식 중 하나 또는 이들이 조합된 형태로 설계된다. 탄성받침 B형에 대한 표준 규격은 표 4.2-6과 같다.

표 4.2-5 강재보강 탄성받침 단면형식

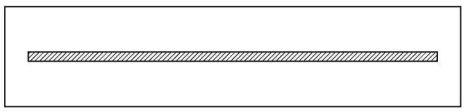
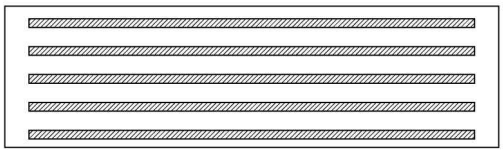
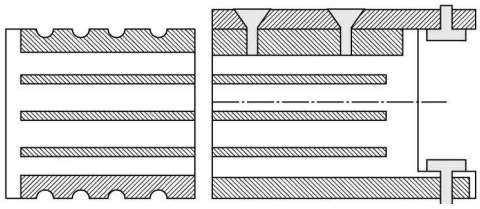
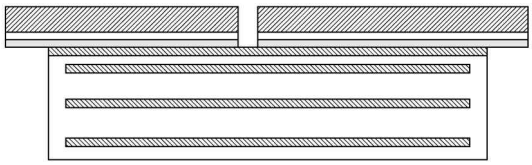
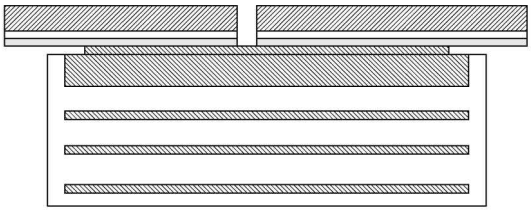
설명	단면형식
A형 받침: 단 하나의 보강판을 탄성중합체로 완전히 덮은 적층받침	
B형 받침: 최소 2개 이상의 보강판을 탄성중합체로 완전히 덮은 적층받침	
C형 받침: 외부 보강판이 있는 적층받침	
D형 받침: B형+PTFE 탄성중합체와 결합된 형식 ※ PTFE(Polytetrafluoroethylene)	
E형 받침: 탄성중합체와 강판에 오목한 데가 있는 PTFE 탄성받침에 결합된 외부판이 있는 형식	

표 4.2-6 타입 B형 받침에 대한 표준 규격

치수 a×b 또는 D (mm)	두께 (mm)						층수	
	변형전 받침		탄성중합체 (전체*)		탄성중합체 층	보강판	최소	최대
	최소	최대	최소	최대				
100×150	30	41	16	24	8	3	2	3
100×200	30	41	16	24	8	3	2	3
150×200	30	52	16	32	8	3	2	4
ϕ200	30	52	16	32	8	3	2	4
150×250	30	52	16	32	8	3	2	4
150×300	30	52	16	32	8	3	2	4
ϕ250	30	52	16	32	8	3	2	4
200×250	41	74	24	48	8	3	3	6
200×300	41	74	24	48	8	3	3	6
200×350	41	74	24	48	8	3	3	6
ϕ300	41	74	24	48	8	3	3	6
200×400	41	74	24	48	8	3	3	6
250×300	41	85	24	56	8	3	3	7
ϕ350	41	85	24	56	8	3	3	7
250×400	41	85	24	56	8	3	3	7
300×400	57	105	36	72	12	4	3	6
ϕ400	57	105	36	72	12	4	3	6
300×500	57	105	36	72	12	4	3	6
ϕ450	57	105	36	72	12	4	3	6
300×600	57	105	36	72	12	4	3	6
350×450	57	121	36	84	12	4	3	7
ϕ500	57	121	36	84	12	4	3	7
400×500	73	137	48	96	12	4	4	8
ϕ550	73	137	48	96	12	4	4	8
400×600	73	137	48	96	12	4	4	8
450×600	73	153	48	108	12	4	4	9
ϕ600	73	153	48	108	12	4	4	9
500×600	73	169	48	120	12	4	4	10
ϕ650	73	169	48	120	12	4	4	10
600×600	94	199	64	144	16	5	4	9
ϕ700	94	199	64	144	16	5	4	9
600×700	94	199	64	144	16	5	4	9
ϕ750	94	199	64	144	16	5	4	9
700×700	94	220	64	160	16	5	4	10
ϕ800	94	220	64	160	16	5	4	10
700×800	94	220	64	160	16	5	4	10
ϕ850	94	220	64	160	16	5	4	10
800×800	110	260	80	200	20	5	4	10
ϕ900	110	260	80	200	20	5	4	10
900×900	110	285	80	220	20	5	4	11

* 전체 두께는 상하부 덮개 2.5 mm를 제외한 것이다.

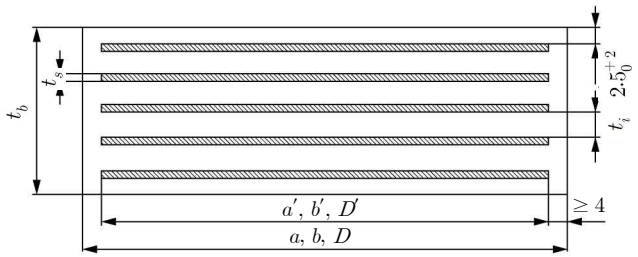


그림 4.2-1 타입 B형 받침에 대한 치수 기호

4.2.3.5 허용압축응력

표준 치수의 탄성받침에 적용될 수 있는 최소 및 최대 허용압력과 최대 허용회전은 다음과 같다. 표준 치수 이외의 탄성받침에 대해서는 충분한 시험에 의해 결정된 최소 및 최대 허용압력과 최대 허용회전을 사용하여야 한다.

표 4.2-7 사각형 탄성받침의 허용압축응력

최소 압력 (사각형)	전체치수(mm)	두께(mm)		최대압력 σ (MPa)	회전각(rad)		
	나비×길이 (a)×(b)	개별 고무층 (t_i)	보강 강판 (t_s)		α_a	α_b	α_{ab}
3	100×150	8	3	8.0	0.0040	0.0030	0.0050
	100×200	8	3	8.0	0.0040	0.0030	0.0050
	150×200	8	3	10.0	0.0030	0.0025	0.0039
	150×250	8	3	10.0	0.0030	0.0025	0.0039
	200×250	8	3	12.5	0.0030	0.0025	0.0039
	200×300	8	3	12.5	0.0030	0.0030	0.0036
	200×350	8	3	12.5	0.0030	0.0015	0.0034
	200×400	8	3	12.5	0.0030	0.0012	0.0032
	250×300	8	3	12.5	0.0025	0.0015	0.0029
	250×400	8	3	12.5	0.0025	0.0010	0.0027
5	300×400	12	4	15.0	0.0025	0.0012	0.0028
	300×500	12	4	15.0	0.0025	0.0010	0.0027
	300×600	12	4	15.0	0.0025	0.0008	0.0026
	350×450	12	4	15.0	0.0025	0.0015	0.0029
	400×500	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	400×600	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	450×600	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	500×600	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	600×600	16	5	15.0	0.0020	0.0020	0.0028
	600×700	16	5	15.0	0.0020	0.0015	0.0025

최소 압력 (사각형)	전체치수(mm)	두께(mm)		최대압력 σ (MPa)	회전각(rad)		
	나비×길이 (a)×(b)	개별 고무층 (t_i)	보강 강판 (t_s)		α_a	α_b	α_{ab}
	700×700	16	5	15.0	0.0015	0.0015	0.0021
	700×800	16	5	15.0	0.0015	0.0010	0.0018
	800×800	20	5	15.0	0.0010	0.0010	0.0014
	900×900	20	5	15.0	0.0005	0.0005	0.0007

표 4.2－8 원형 탄성받침의 허용압축응력

최소압력 (원형)	지름 (mm)	두께 (mm)		최대압력 σ (MPa)	회전각(rad)
	D	개별 고무층 (t_i)	보강 강판 (t_s)		α_d
3	200	8	3	10.0	0.0040
	250	8	3	12.5	0.0030
	300	8	3	12.5	0.0025
	350	12	3	12.5	0.0025
5	400	12	4	15.0	0.0020
	450	12	4	15.0	0.0020
	500	12	4	15.0	0.0020
	550	12	4	15.0	0.0015
	600	16	4	15.0	0.0020
	650	16	4	15.0	0.0020
	700	16	5	15.0	0.0015
	750	16	5	15.0	0.0015
	800	16	5	15.0	0.0010
	850	16	5	15.0	0.0010
	900	20	5	15.0	0.0005

4.2.3.6 설계원리

(1) 보강판은 탄성중합체와 접촉면에서 상대 이동이 발생하지 않도록 탄성중합체에 화학적으로 부착되어야 한다.

(2) 표 4.2-6의 표준 치수를 가진 받침을 포함한, 설계하고자 하는 모든 받침은 아래의 설계 요건을 만족하여야 한다. 다만, 받침의 상하 두께가 2.5 mm 이하인 경우에는 설계 계산에 포함되지 않는다.

적층탄성받침은 받침 평면의 치수 변경 없이 재하된 면적에 균일한 구멍을 냄으로써 재하 면

적을 줄일 수 있다. 표 4.2.6의 표준 치수를 갖는 타입 B형 받침은 구멍의 전체 평면 면적이 탄성받침 평면 면적의 5 %를 넘지 않고 구멍의 지름이 80 mm를 초과하지 않는 범위에서 구멍을 낼 수 있다. 이때 구멍 내부는 측변 덮개를 사용하여 보존되어야 한다.

① 최대설계변형률

받침의 어느 지점에서든, 설계하중에 의한 변형률의 합은 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{t,d} = K_L(\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d}) \qquad (4.2\text{-}7)$$

여기서, $\epsilon_{c,d}$ = 압축설계하중에 의한 설계변형률(4.2.3.8절 참고)

$\epsilon_{q,d}$ = 설계이동변위에 의한 설계전단변형률(4.2.3.9절 참고)

$\epsilon_{\alpha,d}$ = 설계각회전에 의한 설계변형률(4.2.3.10절 참고)

K_L = 하중종류에 따른 계수. 일반적으로 1.0을 사용하며, 차량 활하중에 의해 계산되는 경우에는 1.5를 사용한다.

이 최대설계변형률은($\epsilon_{t,d}$) 사용한계상태에서는 최댓값 5를 초과할 수 없으며, 극한한계상태에서는 최댓값 7을 초과할 수 없다.

② 보강판의 최대 인장응력

보강판은 사용한계상태와 극한한계상태에 해당되는 설계하중에 대하여 4.2.3.11에 따라 설계하여야 한다.

③ 안정성 기준

받침은 사용한계상태와 극한한계상태에 대하여 4.2.3.12의 안정성 기준을 만족하여야 한다.

④ 받침의 힘, 모멘트, 변형은 4.2.3.13에 따라 평가하여야 한다.

4.2.3.7 형상계수

형상계수는 구멍을 포함한 탄성체의 자유표면적과 탄성체의 유효면적에 대한 비로 정의할 수 있다. 적층받침에서 개별 탄성중합체 층의 형상계수 S는 다음의 식으로 계산할 수 있다.

$$S = \frac{A_1}{l_p \cdot t_e} \qquad (4.2\text{-}8)$$

여기서, A_1 = 내부강판과 접촉하는 받침의 유효 면적. 단, 채워지지 않은 구멍의 면적은 제외한다.(mm^2)

l_p = 탄성받침의 힘이 0인 둘레길이. 단, 채워지지 않는 구멍의 둘레는 포함한다.(mm)

t_e = 압축상태에서 개별 탄성중합체 층의 유효두께(mm). 적층받침의 경우 내부 층은 실제 두께 t_i를 사용하고, 3 mm 이상인 외부 층은 $1.4t_i$를 사용한다.

t_i = 개별 탄성중합체 층의 두께(mm)

4.2.3.8 압축하중에 의한 설계변형률

압축하중에 의한 설계변형률 $\epsilon_{c,d}$는 다음 식과 같으며, 이때의 G 값은 표 4.2-4의 값 중 하나를 사용할 수 있다.

$$\epsilon_{c,d} = \frac{1.5F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} \tag{4.2-9}$$

이동효과로 감소된 유효평면적(A_r)은 다음과 같다.

$$A_r = A_1\left(1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'}\right) \tag{4.2-10}$$

여기서, $F_{z,d}$ = 수직설계하중(kN)

A_r = 하중효과로 감소된 유효 평면적(mm^2)

$v_{x,d}$ = 설계하중에 의한 받침의 a 방향으로의 최대 수평 상대변위(mm)

$v_{y,d}$ = 설계하중에 의한 받침의 b 방향으로의 최대 수평 상대변위(mm)

a' = 그림 4.2.1에서 a 방향 유효길이(mm)

b' = 그림 4.2.1에서 b 방향 유효길이(mm)

4.2.3.9 전단변형률

이동 변위로 인한 탄성중합체의 전단변형률 $\epsilon_{q,d}$는 다음과 같이 구할 수 있으며, 사용한계상태에서 0.7을 초과할 수 없고, 극한한계상태에서 1.0을 초과할 수 없다.

$$\epsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \tag{4.2-11}$$

여기서, $v_{xy,d}$ = $v_{x,d}$와 $v_{y,d}$의 벡터합으로 계산되는 받침의 수평상대변위(mm)

T_q = 상하 덮개를 포함한 탄성중합체의 총 두께(mm)

4.2.3.10 각회전으로 인한 설계변형률

각회전으로 인한 설계변형률 $\epsilon_{\alpha,d}$은 다음의 식으로 계산된다.

$$\epsilon_{\alpha,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d})t_i'}{2\sum(t_i^3)} \tag{4.2-12}$$

여기서, $\alpha_{a,d}$ = 탄성받침의 나비 a를 가로지르는 회전각(rad)

$\alpha_{b,d}$ = 탄성받침의 길이 b를 가로지르는 회전각(rad)

t_i = 탄성중합체 각 층의 두께(mm)

t'^i = 탄성중합체 각 층의 가장 작은 두께(mm)

4.2.3.11 보강판 규정

적층탄성받침의 보강판 최소두께는 다음을 따른다.

$$t_s = \frac{1.3\,F_{z,d}\cdot(t_1+t_2)\cdot K_h}{A_r\cdot f_y} \text{ 그리고 } t_s \geq 2\,\mathrm{mm} \qquad (4.2\text{-}13)$$

여기서, $F_{z,d}$ = 수직설계하중(kN)

A_r = 하중효과로 감소된 유효 면적(mm^2)

t_1,t_2= 내부보강판 양면에서의 탄성중합체의 두께(mm)

f_y = 보강판의 항복 응력(MPa)

K_h= 보강판의 인장응력을 고려하기 위한 계수

• 구멍이 없는 경우 : $K_h = 1$

• 구멍이 있는 경우 : $K_h = 2$

4.2.3.12 안정성

(1) 회전 안정성

회전 안정성은 4.2.3.13에 의한 총 수직변형 $\sum v_{z,d}$이 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 직사각형 받침

$$\sum v_{z,d} - \frac{(a'\cdot\alpha_{a,d} + b'\cdot\alpha_{b,d})}{3} \geq 0 \qquad (4.2\text{-}14)$$

② 원형 받침

$$\sum v_{z,d} - \frac{D'\cdot\alpha_d}{3} \geq 0 \qquad (4.2\text{-}15)$$

여기서, D' = 받침의 유효직경(mm)

$\sum v_{z,d}$= 총 수직변형(mm)

(2) 버클링 안정성

직사각형 받침의 버클링 안정성 검토를 위하여 압축응력($\frac{F_{z,d}}{A_r}$)이 식 (4.2-16)을 만족시켜야 한다. 이때 S_1는 최소 두께의 탄성중합체 내부 층에 대한 형상계수이다. 원형 받침에 대해서는 식 (4.2-16)에서 a'를 직경(D')으로 보고 검토할 수 있다.

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2\cdot a'\cdot G\cdot S_1}{3\,T_e} \qquad (4.2\text{-}16)$$

(3) 미끄럼 안정성

고정되지 않은 받침은 다음의 조건을 만족시켜야 한다.

$$F_{xy,d} \leq \mu_e\cdot F_{z,d\min} \qquad (4.2\text{-}17)$$

또한 고정하중에 해당하는 최소수직하중에 의한 압축응력이 3 MPa보다 커야 한다.

$$\sigma_{cd\min} = \frac{F_{z,d\min}}{A_r} \geq 3\,(\text{MPa}) \qquad (4.2\text{-}18)$$

여기서, $F_{xy,d}$= 모든 수평력의 합(N)
$F_{z,d\min}$ = $F_{xy,d}$가 적용될 때 최소 수직설계하중(N)
μ_e = 마찰계수

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5K_f}{\sigma_m} \cdot \qquad (4.2\text{-}19)$$

K_f는 콘크리트 표면은 0.6, 기타 표면은 0.2를 사용하며, σ_m는 $F_{z,d\min}$가 작용하였을 때 평균 압축응력(MPa)이다.

4.2.3.13 구조물에 가해지는 힘, 모멘트, 변형

탄성받침으로 인해 구조물로 전달되는 힘, 모멘트, 변형에 대한 구조물의 안전성을 검토해야 한다.

(1) 접촉면에서의 압력

탄성받침으로 인해 구조물과 접촉면에서는 불균등 압력이 발생하지 않고 평균압력이 지지재료의 강도를 초과하지 않아야 한다.

(2) 이동변위에 의해 구조물에 가해지는 힘

이동변위에 의해 구조물에 가해지는 힘($R_{xy,d}$)은 다음 식을 따른다.

$$R_{xy,d} = \frac{A \cdot G \cdot \upsilon_{xy,d}}{T_e} \qquad (4.2\text{-}20)$$

여기서, $R_{xy,d}$ = 이동변위에 저항하는 힘의 합력(N)
A = 받침의 총 평면적(mm^2)
G = 받침의 전단계수(MPa)
T_e = 전단에 유효한 받침 탄성중합체의 총 두께(mm)

(3) 회전저항에 의한 복원모멘트

탄성받침의 길이방향(b)에 평행한 회전에 의한 복원 모멘트는 다음의 식을 따른다. 이때 K_s는 표 4.2-9를 따른다.

① 직사각형 받침

$$M_d = G \cdot \frac{\alpha \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s} \qquad (4.2\text{-}21)$$

② 원형 받침

$$M_d = G \cdot \frac{\alpha \cdot \pi \cdot D'^6}{512 \cdot n \cdot t_i^3} \qquad (4.2\text{-}22)$$

K_s 인자의 결정은 다음 표 4.2-9를 따른다.

표 4.2−9 복원 모멘트 계수

b/a	0.5	0.75	1	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5
K_s	137	100	86.2	80.4	79.3	78.4	76.7	75.3
b/a	1.6	1.7	1.8	1.9	2	2.5	10	∞
K_s	74.1	73.1	72.2	71.5	70.8	68.3	61.9	60

(4) 수직처짐

적층받침에서 총 수직처짐($v_{z,d}$)은 식 (4.2-23)과 같이 각각의 층에서의 수직처짐의 합으로 계산된다. 다만, 정밀한 값이 요구되는 경우에는 받침의 샘플을 조사하여 확인하도록 한다.

$$v_{z,d} = \sum \frac{F_{z,d} \cdot t_i}{A_1} \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \qquad (4.2\text{-}23)$$

여기서, E_b는 탄성중합체의 체적탄성계수로 일반적으로 2,000 MPa를 사용한다.

4.2.3.14 내진규정

(1) 강재보강 탄성받침이 지진 발생 후에도 받침으로서의 성능을 발휘하기 위해서는 표 4.2-5의 C형 받침 형식과 같이 고무패드와 강판이 일체형으로 제작되어야 한다.

(2) 강재보강 탄성받침을 지진격리받침과 함께 혼용하여 지진격리설계를 하는 경우에는 강성보강 탄성받침의 이동변위에 의한 최대전단변형률이 150%를 만족하여야 한다.

4.2.3.15 기타

탄성받침 제작 시 단일 고무층 내에 여러 장의 고무를 겹쳐서 가황하는 것을 금한다.

4.2.4 포트받침

4.2.4.1 설계일반

(1) 포트받침은 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.

(2) 포트받침이 수평방향으로의 변위를 수용할 필요가 있을 때에는 4.2.6 미끄럼 요소와 결합될 수 있다.

4.2.4.2 재료

포트받침의 제작에 사용되는 재료들은 화학적, 물리적, 기계적 성질이 충분히 안정적이어야 하며, 아래의 요구조건들을 만족하여야 한다.

(1) 탄성중합체는 천연고무(NR) 또는 합성고무(CR)를 사용하며, KS M ISO 6446 규정을 따른다.

(2) 강재는 다음에 규정된 제품 규격 이상으로서, 설계하중을 고려하여 충분한 안전도가 확보되도록 선택해야 한다(KS D 3501, KS D 3503, KS D 3506, KS D 3512, KS D 3515, KS D 3698, KS D 3705

(3) 탄성패드가 포트 벽과 피스톤 사이로 돌출하는 것을 방지하기 위하여 고무판 둘레에 적절한 봉함 장치를 사용하여야 한다.

(4) 윤활제는 포트받침의 다른 구성요소에 유해한 영향을 끼쳐서는 안 되며, 탄성중합체를 과도하게 팽창시켜서는 안 된다.

4.2.4.3 회전수용능력

(1) 회전한계

극한한계상태에서 포트받침에 발생하는 최대 회전각(α_{dmax})은 0.03 rad을 초과할 수 없으며, 활하중에 의한 회전각 변동($\triangle\alpha_{d2}$)은 0.005 rad을 초과하지 못한다.

(2) 포트받침 및 포트받침과 접하는 구조물들은 탄성패드에 발생하는 최대 구속모멘트(M_{emax})와 피스톤과 포트벽의 마찰에 의한 모멘트($M_{\mu\max}$)를 고려하여 설계하여야 한다. 이 때 피스톤과 포트벽과의 최대 마찰계수는 0.2를 사용한다.

(3) 기하학적 조건

포트받침은 하중이 가해진 상태에서 다음을 만족해야 한다.

① 피스톤과 탄성중합체의 접촉면 끝단은 포트 내부에 있어야 한다(그림 4.2-2에서 점 1).

② 포트벽 상부는 금속재료의 포트받침 구성요소와 접촉하지 않아야 한다(그림 4.2-2에서 점 2)

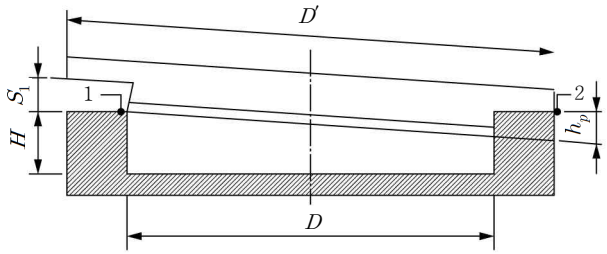


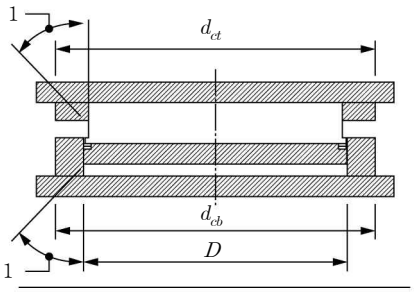
그림 4.2−2 받침의 회전 성능

4.2.4.4 수직처짐

받침의 압축강성은 인접한 구조물의 설계에 영향을 미치는 경우 시험을 통해 결정하여야 한다.

4.2.4.5 하중분산

하중 분산각은 45°를 사용한다. 포트받침의 구성요소 및 재료의 특징을 고려하여 더 큰 하중 분산각을 사용할 수 있으나 60°를 초과할 수 없다.



1 하중분산각

그림 4.2-3 구성요소에 의한 하중분산

4.2.4.6 탄성패드 설계

(1) 탄성패드의 최소두께는 다음의 식으로 구하며, $\frac{d}{15}$ 보다 작지 않아야 한다.

$$t_{\min} = 3.33 \times \alpha_{dmax} \times d \qquad (4.2\text{-}24)$$

여기서, α_{dmax}= 설계최대 회전각(rad)

d = 탄성패드의 직경(mm)

(2) 탄성패드는 극한한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$N_{Sd} \le N_{Rd} \qquad (4.2\text{-}25)$$

N_{Rd}는 탄성패드의 설계강도로 다음과 같다.

$$N_{Rd} = \frac{1}{1.3} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 \times f_{e,k} \qquad (4.2\text{-}26)$$

여기서, $f_{e,k}$ = 탄성중합체의 허용압축응력(60MPa)

4.2.4.7 포트 설계

(1) 포트는 탄성패드의 수평력과 수평외력에 안정적으로 거동하도록 설계되어야 한다.

(2) 극한한계상태에서 포트의 응력은 항복강도를 초과할 수 없다.

4.2.4.8 봉함링 설계

탄성패드가 피스톤과 포트의 벽 사이로 돌출되어 나오는 것을 방지하지 위하여 황동 등의 적절한 장치로 고무판의 원둘레를 봉함시켜야 한다.

4.2.4.9 피스톤과 포트 접촉부 검토

(1) 접촉면은 평면 또는 곡면이다. 평면에서는 피스톤의 폭(w)이 15 mm 보다 작아야 한다(그림 4.2-4). 곡면에서는 접촉면의 반경 R(그림 4.2-5)은 $0.5\times D$ 와 100 mm 중 큰 값 이상으로 한다.

(2) 접촉면은 극한한계상태에서 아래 조건을 만족하도록 설계한다. V_{Sd}는 수평력(N), V_{Rd}는 포트의 설계강도(N)로 접촉면에 따라 구분된다.

$$V_{Sd} \le V_{Rd} \tag{4.2-27}$$

① 평면 접촉면

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times D \times w}{1.95} \tag{4.2-28}$$

여기서, D = 포트의 내부 직경(mm)
f_y = 재료의 항복 강도(MPa)
w = 피스톤 면의 폭(mm)

② 곡면 접촉면

$$V_{Rd} = \frac{8.8 \times f_y^2 \times R \times D}{E_d} \tag{4.2.29}$$

여기서, R = 접촉면의 반경(mm)
f_y = 재료의 항복 강도(MPa)
E_d= 포트의 탄성계수(MPa)
D = 그림 4.2-5 참고(mm)

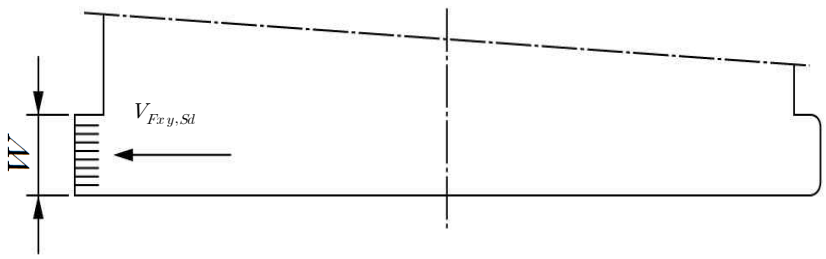


그림 4.2−4 직선 접촉면

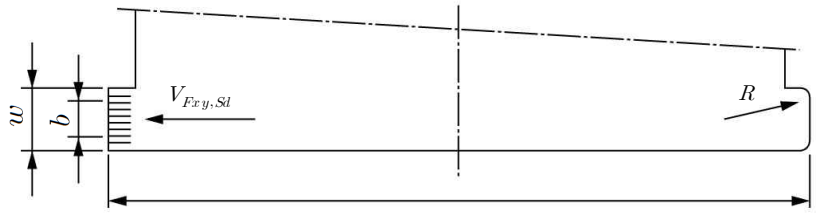


그림 4.2－5 곡선 접촉면

4.2.5 곡면의 미끄럼 면을 가진 받침

4.2.5.1 설계일반

(1) 원통형 및 스페리컬 받침은 사용한계상태 및 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.

(2) 원통형 및 스페리컬 받침은 상하부 구조 간에 지정된 하중을 전달하고 회전성능을 만족할 수 있도록 설계되어야 한다.

(3) 미끄럼요소의 설계는 4.2.6을 참고한다.

4.2.5.2 설계요건

(1) 지지판은 다음의 치수 제한을 따른다.

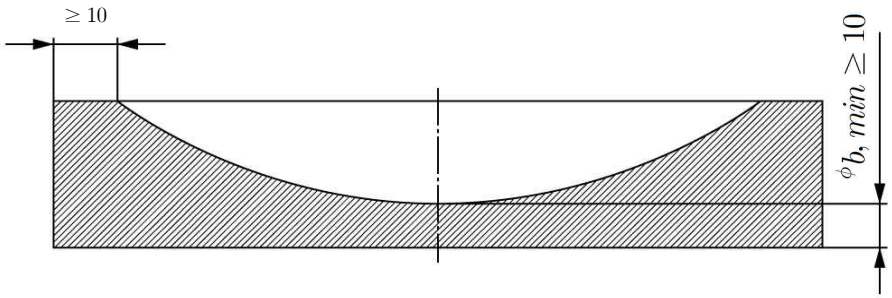
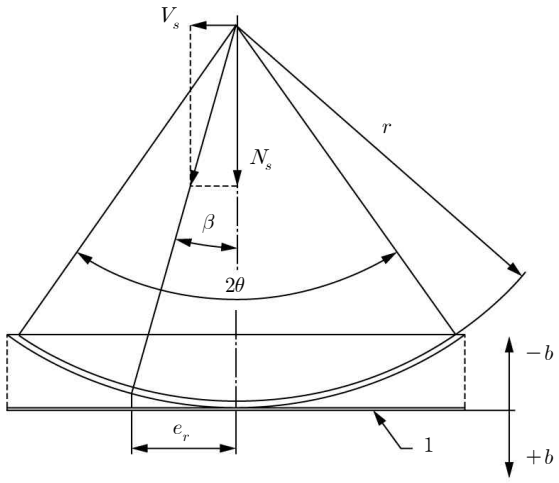


그림 4.2－6 오목한 면을 가진 지지판의 치수 제한

(2) 원통형받침을 강재 링으로 고정하는 경우에는 4.2.4에서 포트 및 피스톤에 해당하는 규정을 따르도록 한다.

4.2.5.3 슬라이딩 곡면의 설계검토

(1) 슬라이딩 곡면은 평면으로 투영하여 검토한다. 편심(e_t)은 수평력과 슬라이딩면에서의 저항력, 받침의 회전상태, 구속에 의한 2차 효과 등을 고려하여 결정한다.



범례 1) 슬라이딩 곡면의 평면 투영

그림 4.2-7 슬라이딩 곡면의 검토개요 (예시)

(2) 사용한계상태에서 슬라이딩면은 접촉이 유지되어야 한다.

(3) 극한한계상태에서 슬라이딩면은 식 (4.2-30)을 만족시키며, 편심(e_t)은 투영 면적 내에 위치하여야 한다.

$$N_{Sd} \leq \frac{f_k}{1.4} \times A_r \qquad (4.2\text{-}30)$$

여기서, N_{Sd} = 극한한계상태에서의 설계축력(N)

f_k = PTFE 설계압축강도의 특성(표 4.2.14 참조)(MPa)

A_r = 슬라이딩면의 유효접촉면적(mm^2)

4.2.6 받침 마찰요소의 설계

4.2.6.1 설계일반

마찰요소는 사용한계상태 및 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.

4.2.6.2 마찰요소의 조합

마찰요소는 표 4.2-10의 재료들로 조합할 수 있으며, 한 종류의 조합만 허용된다. 미끄럼면은 윤활 처리 해야 한다.

표 4.2-10 마찰요소로 사용할 수 있는 가능한 재료 조합

평면		곡면		유도장치	
딤플 PTFE	스테인리스강	딤플 PTFE	스테인리스강	딤플 없는 PTFE	스테인리스강
			경질크롬		
			알루미늄		

4.2.6.3 변형 수용 능력

(1) 마찰요소는 상부구조의 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레스에 의한 부재의 탄성변형 등으로 인한 최대 이동을 충분히 수용할 수 있어야 한다.

(2) 딤플 PTFE를 마찰요소로 사용하는 경우에는 요구하는 변형 수용능력을 유지하기 위하여 그림 4.2-8과 같이 딤플의 방향성을 고려하여 설치해야 한다.

4.2.6.4 마찰계수

(1) 마찰요소가 적용된 받침 및 구조물의 검증 시 마찰계수는 다음을 따른다. 다만, 지진지역과 같이 높은 동적 거동을 보이는 구조물에 적용할 수 없으며, 마찰요소는 수평력의 지지에 사용할 수 없다.

표 4.2-11 마찰계수, μ_{max}

접촉응력 σ_p (MPa)	≤5	10	20	≥30
PTFE 딤플 / 스테인리스강 또는 경질 크롬판	0.08	0.06	0.04	0.03(0.025)*
PTFE 딤플 / 알루미늄 합금	0.12	0.09	0.06	0.045(0.038)*

* 곡면 슬라이딩 면인 경우

(2) PTFE와 스테인리스강의 마찰재료로 조합된 유도장치의 경우, 마찰계수는 접촉압력에 무관하게 다음 값을 사용한다.

$$\text{PTFE} : \mu_{max} = 0.08 \qquad (4.2\text{-}31)$$

4.2.6.5 재료

(1) PTFE

①PTFE의 원재료는 재생되거나 충진재 없이 순수 자유 소결된(free sintered) 폴리테트라플루오로에틸렌이다. PTFE의 기계적, 물리적 특성은 표 4.2-12에 주어진 요건을 만족해야 한다. 순PTFE가 아닌 PTFE를 사용하고자 하는 경우에는 적절한 성능평가 시험을 만족하는 것을 사용하도록 한다.

표 4.2-12 PTFE의 기계적, 물리적 특성

특성	시험기준	요건
밀도	KS M ISO 1183(전영역)	$\rho_p = 2140 \sim 2200\ [kg/m^3]$
인장강도	KS M ISO 527-1 KS M ISO 527-3	$f_{ptk} = 29 \sim 40$ [MPa]
파단 신장률	KS M ISO 527-1 KS M ISO 527-3	$\delta_p \geq 300$ [%]
구 경도	KS M ISO 2039-1	H132/60 = 23 ~ 33 [MPa]

② 딤플의 형상과 패턴은 그림 4.2-8을 따른다.

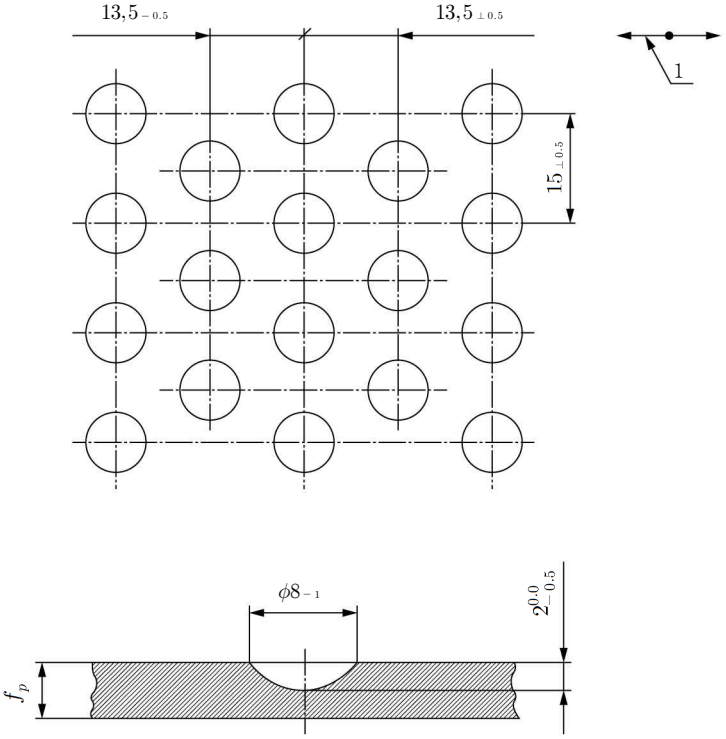


그림 4.2−8 딤플의 형상과 패턴

(2) 스테인리스 강

스테인리스강은 KS D ISO 16143-1의 1.4401 +2B 또는 1.4404 +2B를 사용한다. 표면처리 후 거칠기(R_{y5i})는 KS B ISO 4287에 따라 $1\mu m$를 초과할 수 없으며, 경도는 EN ISO 6507-2에 따라 150 HV1~220 HV1 범위 내여야 한다.

(3) 경질크롬 도금

① 경질 크롬으로 도금된 미끄럼면의 기질은 KS B 6952의 S355 J2G3인 철이거나, KS D ISO 9328-4 또는 KS D ISO 9328-6의 동등하거나 더 높은 등급을 가진 미립자 철이다.

② 표면은 균열, 공극이 없어야 하며, 미끄럼면의 기질 표면은 표면공극, 크리프, 건조수축이 발생하지 않아야 한다.

③ 도금된 면의 최종 표면 거칠기 R_{y5i}는 KS B ISO 4287에 따라 $3\mu m$를 초과할 수 없다.

④ 최소두께는 $100\,\mu m$이상이어야 한다.

(4) 강재

KS B 6952에 따른 강판, KS D 4302에 따른 주철, KS D 4101에 따른 탄소강 주강, KS D 4103에 따른 스테인리스 강재를 사용한다.

(5) 알루미늄 합금

① 알루미늄 합금은 원통형이나 스페리컬 받침에서 볼록한 곡면판에만 사용할 수 있다. 합금은 KS D ISO 3522의 조건을 만족하는 AI-Mg6M 또는 AI-Si7MgTF를 사용한다.

② 곡면은 기계가공이 끝난 뒤에 산화피막처리 한다. 코팅의 최소 평균두께은 15μm, 최소 국부두께는 14 μm이다.

③ 미끄럼면은 산화피막처리 후 표면 거칠기 R_{y5i}가 KS B ISO 4287에 따라 3 μm를 초과할 수 없다. 표면은 균열, 공극이 없어야 한다.

(6) 윤활제

① 윤활제의 목적은 PTFE의 마찰 저항과 마모를 줄이는 것이다. 윤활제는 규정된 온도 범위 내에서 그 속성을 유지해야 하며, 미끄럼 면에서 다른 재료를 수지화하거나 침범해서는 안 된다. 윤활제의 특성은 표 4.2-13과 같다.

표 4.2－13 윤활제의 물리적·화학적 특성

특성	기험기준	요건	
침입도	KS M ISO 2137	26.5 ~ 29.5	mm
적점	KS M ISO 2176	≥180	℃
오일분리(100℃에서 24시간 후)	－	≤3	% (mass)
내산화성 압력강화 (160℃에서 100시간 후)	－	≤0.1	MPa
지방산 유지의 유동점	KS M 2016	below －60	℃

(7) 접착제

① 접착제는 무용제(solvent free)로 하며, 스테인리스강이 상대 이동 없이 전단을 전달시키는 방식으로 지지판에 결합되도록 한다.

② 규정된 시험법에 따라 시험했을 때 겹침전단강도가 25 MPa 이상이어야 한다.

4.2.6.6 미끄럼요소 설계

PTFE는 그림과 같이 지지판의 움푹 파인 곳에 위치시킨다.

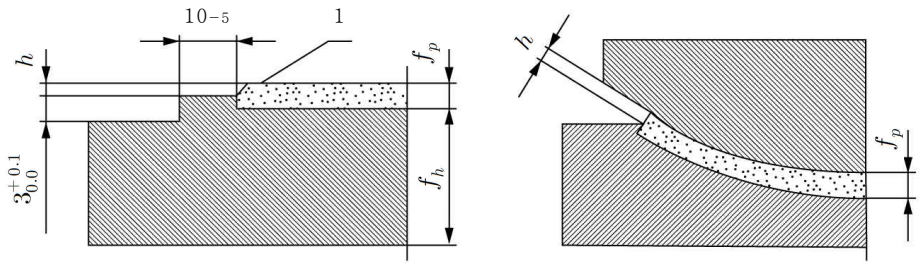


그림 4.2－9 PTFE 위치 상세

고정하중에 의해 압축응력이 5 MPa를 초과한다면 딤플의 패턴이 주 미끄럼 방향으로 정렬되게 설치하여 윤활제가 유지될 수 있도록 한다.

(1) 미끄럼요소에 대한 압축강도

30 ℃ 이하의 받침온도에서 미끄럼요소 압축강도는 표 4.2-14를 따른다. 받침온도가 30℃를 초과하는 경우 48℃까지 설계압축강도를 1 ℃당 2% 씩 감소시킨다.

표 4.2−14 미끄럼요소에 대한 압축강도 특성

재료	하중	f_k(MPa)
받침 표면을 위한 PTFE	고정하중 및 활하중	90
유도장치를 위한 PTFE	활하중	90
	온도, 건조수축, 크리프	30
	고정하중	10

(2) PTFE 최소두께

PTFE의 두께 t_p와 돌출높이 h는 하중을 가하지 않은 상태에서 다음을 만족시켜야 한다.

$$h = 1.75 + \frac{L}{1{,}200} \geq 2.2\text{mm} \qquad (4.2\text{-}32)$$

$$2.2h \leq t_p \leq 8.0\text{mm} \qquad (4.2\text{-}33)$$

여기서, L = PTFE의 직경(mm)

(3) 유도궤도

유도궤도는 활하중과 고정하중에 의한 수평력 V_d에 저항하여야 한다. 미끄럼 요소는 키(key)와 키 홈(key way)에 고정되어야 하며, 미끄럼요소간의 틈 c는 다음의 조건을 만족시켜야 한다.

$$c \leq 1.0\text{mm} + \frac{L}{1{,}000}\text{mm} \qquad (4.2\text{-}34)$$

(4) 형상 규정

① 평면 PTFE

형상은 원형 또는 직사각형으로 한다. 이 때 동일한 모양을 갖는 단면으로 최대 4개까지 분할하여 구성할 수 있다.

PTFE를 분할된 단면으로 구성하는 경우에는 가장 짧은 변의 치수가 50 mm 이상이 되도록 하며, 개별 PTFE간의 거리는 지지판 두께와 접합면 두께 중 작은 값의 2배보다 클 수 없다.

② 곡면 PTFE

가. 미끄럼면이 원통일 때 사용되는 곡면 PTFE의 형상은 직사각형으로 한다. 이 때 2개의 동일한 모양을 갖는 분할된 단면을 사용할 수 있다.

나. 미끄럼면이 구형일 때 사용되는 곡면 PTFE의 형상은 원형으로 한다. 곡면 PTFE는 원판과 고리 형상으로 분할하여 구성할 수도 있다. 이때 원판의 직경은 1,000 mm 이상, 고리의 두께는 50 mm 이상으로 한다. 고리는 같은 크기를 갖도록 분할할 수 있다. 고리는 원판으로부터 10 mm 이하로 떨어져 있어야 한다.

③ 유도장치

유도장치에 사용되는 PTFE는 최소 두께가 5.5 mm이며, 하중이 제거된 상태에서 돌출높이는 2.3 mm ± 0.2 mm이다.

4.2.6.7 스테인리스강 설계

(1) 스테인리스강은 극한한계상태에서 PTFE의 최대 이동 변위를 수용할 수 있도록 설계하여야 한다.

(2) 스테인리스강의 최소 두께는 표 4.2-15를 따른다.

표 4.2−15 스테인리스강의 부착 방법 및 두께

평면 형식	부착방법	두께 (mm)
평면	평면 완전 부착	1.5
	연속적인 필렛 용접	≥1.5
	카운터펀치 나사	≥1.5
	나사가공, 리베팅	≥2.5
원통형	평면 완전 부착	≥2.5
	연속적인 필렛 용접	≥2.5
구형	평면 완전 부착	1.5
	직선 단부들에 대한 연속적인 필렛 용접	≥1.5

4.2.6.8 지지판(backing plate) 설계

(1) 스테인리스강은 평면 또는 곡면의 금속 판으로 지지되어야 한다. 지지판 설계 시에는 다음의 사항들을 고려한다.

- 변형, 수평하중으로 인한 내력과 모멘트를 함께 고려해야 할 경우 극한한계상태에 대한 검증
- 단면 감소
- 변형
- 이동과 설치를 위해 요구되는 강성

(2) 받침판 변형

지지판의 전체 변형($\triangle w_1 + \triangle w_2$)은 식(4.2.35)을 만족시켜야 하며, 이 때 발생하는 응력은 탄성한계를 넘지 않아야 한다.

$$\triangle w_1 + \triangle w_2 \leq h(0.45 - 2\sqrt{h/L}) \qquad (4.2\text{-}35)$$

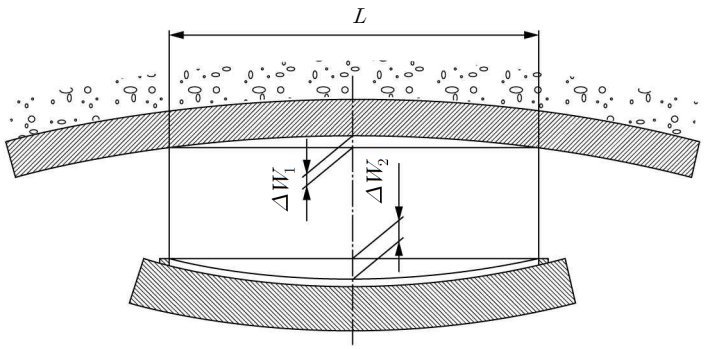


그림 4.2−10 지지판의 변형

(3) 받침판 두께

이동 및 설치 시 강성 확보를 위하여 지지판의 두께는 식 (4.2-36)을 만족하여야 한다.

$$\max(t_b \geq 0.04 \times \sqrt{a_b^2 + b_b^2}\,,\ 10\ \text{mm}) \qquad (4.2\text{-}36)$$

여기서, a_b = 지지판의 단변(mm)

b_b = 지지판의 장변(mm)

4.2.6.9 설계검증

(1) 미끄럼면에 대한 설계 검증

미끄럼면은 유도장치를 제외하고 극한한계상태에서 압축응력 $\sigma_p \geq 0$ 조건을 만족하여야 한다. 이 경우 미끄럼요소는 선형 탄성체, 지지판은 강체로 가정한다.

(2) 압축응력 검토

미끄럼요소에 대한 조합이 표 4.2-10과 같은 경우 극한한계상태에서 아래 조건을 만족시켜야 한다.

$$N_{sd} \leq \frac{f_k}{1.4} \times A_r \qquad (4.2\text{-}37)$$

여기서, N_{sd} = 극한한계상태에서의 작용 축력(N)

f_k = 압축강도(표 4.2.14)(MPa)

A_r = 미끄럼면의 유효 접촉면적(mm^2)

직경이 100 mm 이상인 PTFE에서 접촉면적(A), 유효접촉면적(A_r)은 딤플 면적을 포함시키며, 직경이 100 mm 미만인 PTFE는 딤플 면적을 제외시킨다. 곡면의 경우는 4.2.5를 따른다.

4.2.6.10 마찰계수

미끄럼요소와 가이드는 평면이나 곡면 미끄럼면에서 최소한의 마찰로 이동할 수 있도록 한다. 미끄럼요소와 가이드의 성능은 규정된 재료로 조합된 표준화된 시편이 규정된 시험법에 따라 시험하였을 때 마찰계수가 성능평가시험에서 요구되는 마찰계수의 값을 초과하지 않을 때 적합하다고 간주된다.

(1) 단기마찰계수

단기마찰계수는 표 4.2-16에서 주어진 값을 초과해서는 안 된다.

표 4.2-16 평면 또는 곡면인 PTFE 시트의 단기마찰시험에 대한 최대마찰계수(접촉면 : 경질크롬판, 스테인리스강, 알루미늄합금)

시험	온도	경질 크롬판, 스테인리스강				알루미늄 합금			
		$\mu_{s,1}$	$\mu_{dyn,1}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$	$\mu_{s,1}$	$\mu_{dyn,1}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$
C	+21℃	0.012	0.005	–	–	0.018	0.008	–	–
D	−35℃	0.035	0.02	–	–	0.053	0.038	–	–
E	0℃	0.018	0.012	–	–	0.027	0.018	–	–
E	−35℃	–	–	0.018	0.012			0.027	0.018

$\mu_{s,1}$: 첫 번째 사이클에서 정적마찰계수
$\mu_{dyn,1}$: 첫 번째 사이클에서 동적마찰계수
$\mu_{s,T}$: 이후 사이클에 대한 정적마찰계수
$\mu_{dyn,T}$: 이후 사이클에서 동적마찰계수

(2) 장기마찰계수

미끄럼요소를 조합한 경우의 장기마찰계수는 표 4.2-17, 표 4.2-18에서 주어진 값을 초과해서는 안 된다.

표 4.2-17 평면 PTFE 시트의 장기마찰시험에 대한 최대마찰계수(접촉면: 스테인리스강)

온도	전체 슬라이딩 거리			
	5,132 m		10,242 m	
	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$
−35℃	0.030	0.025	0.050	0.040
−20℃	0.025	0.020	0.040	0.030
0℃	0.020	0.015	0.025	0.020
+21℃	0.015	0.010	0.020	0.015

$\mu_{s,T}$ 와 $\mu_{dyn,T}$ 는 해당 온도에서의 정적 및 동적 마찰계수이다.

표 4.2-18 곡면 PTFE 시트의 장기마찰시험에 대한 최대마찰계수
(접촉면 : 경질크롬판, 스테인리스강, 알루미늄 합금)

온도	전체 슬라이딩 거리 2,066 m			
	스테인리스강, 경질 크롬판		알루미늄 합금	
	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dym,T}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dym,T}$
-35℃	0.030	0.025	0.045	0.038
-20℃	0.025	0.020	0.038	0.030
0℃	0.020	0.015	0.030	0.022
+21℃	0.015	0.010	0.022	0.015

4.2.7 연결 이음부 설계

4.2.7.1 상부구조 및 하부구조와의 앵커부 설계

상하부구조와의 연결을 위한 앵커 볼트를 설계할 때에는 수평력과 수직력 뿐만 아니라 이들로 인해 발생하는 모멘트도 고려하여 사용한계상태를 만족하여야 한다.
앵커볼트의 허용응력은 표 4.2-19와 같다.

표 4.2-19 앵커볼트의 허용응력(MPa)

	SS400	SM35C	SM45C
앵커볼트	60	80	80

4.2.7.2 볼트 이음부 설계

(1) 볼트 이음은 마찰이음으로 하며 볼트 허용력은 표 4.2-20과 같다.

(2) 마찰이음에 쓰이는 볼트, 너트 및 와셔는 KS B 1010에 규정된 제 1종 및 제 2종의 M20, M22, M24를 사용하는 것을 표준으로 한다.

표 4.2-20 마찰이음용 고장력볼트의 허용력(kN) (1볼트 1마찰면마다)

볼트의 등급 / 나사호칭	F8T	F10T	S10T
M20	31	39	39
M22	39	48	48
M24	45	56	56

(3) 볼트의 길이는 부재를 충분히 체결할 수 있도록 선택하여야 한다.

(4) 고장력 볼트 설계는 다음에 의한다.
①축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트는 식 (4.2-38)을 만족하여야 한다.

$$\rho = \frac{P}{n} \leq \rho_a \qquad (4.2\text{-}38)$$

여기서, ρ = 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)
ρ_a = 볼트 1개의 허용력(kN)
P = 축방향력(kN)
n = 볼트의 개수

② 휨모멘트가 작용하는 판을 연결하는 경우의 볼트는 식 (4.2-39)를 만족하여야 한다.

$$\rho = \frac{M}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} \rho_a \qquad (4.2\text{-}39)$$

여기서, ρ = 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)
ρ_a = 볼트 1개의 허용력(kN)
M = 휨모멘트(kN-mm)
y_i = 볼트로부터 중심축까지의 거리(mm)
$\sum$ = 접합선의 한쪽 편에 있는 볼트군의 집합
y_n = 가장자리의 볼트의 중심축으로부터의 거리. 다만 연결부의 플랜지를 볼트로 연결한 경우에는 중심축으로부터 플랜지의 압축연 또는 인장연까지의 거리(mm)

③ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 볼트는 식 (4.2-40)을 만족하여야 한다.

$$\sqrt{(\rho_p + \rho_m)^2 + \rho_s^2} \leq \rho_a \qquad (4.2\text{-}40)$$

여기서, ρ_p = 축방향력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
ρ_m = 휨모멘트에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
ρ_s = 전단력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)
ρ_a = 볼트 1개의 허용력(kN)

(5) 볼트의 최소 중심 간격은 표 4.2-21에 표시한 값을 표준으로 한다. 다만, 부득이한 경우에는 볼트지름의 3배까지 작게 할 수 있다.

표 4.2-21 볼트의 최소 중심간격(mm)

볼트의 호칭	최소중심간격
M24	85
M22	75
M20	65

(6) 볼트의 최대 중심 간격은 표 4.2-22에 표시한 값 중에서 작은 것을 택하여야 한다.

표 4.2-22 볼트의 최대 중심간격(mm)

볼트의 호칭	최대 중심간격		
	p		g
M24	170	$12t$	$24t$ 다만, 300 이하
M22	150	지그재그인 경우 : $15t-\frac{3}{8}g$	
M20	130	다만, $12t$이하	

여기서, t = 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)
p = 볼트의 응력방향의 간격(mm)
g = 볼트의 응력에 직각방향의 간격(mm)

(7) 볼트구멍 중심으로부터 연단까지의 최소거리는 표 4.2-23에 표시한 값으로 한다.

표 4.2-23 볼트구멍의 중심에서 판의 연단까지의 거리

볼트의 호칭	최소연단거리 (mm)	
	전단연, 수동가스절단연	압연연, 다듬질연, 자동가스 절단연
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

(8) 볼트구멍 중심으로부터 연단까지의 최대거리는 표면의 판 두께의 8배로 한다. 다만, 150 mm를 넘어서는 안 된다.

(9) 이음에서는 한 볼트무리로서 2개 이상의 고장력 볼트를 사용하여야 한다.

(10) 반복해서 인장력을 받게 되는 볼트 접합부의 공용하중으로 인한 인장력 및 프라잉력의 합에 의한 볼트의 인장응력은 다음의 값을 초과하지 않아야 한다. 인장응력 산정시 공칭직경을 적용하며, 프라잉력은 공용하중의 60%를 초과하지 말아야 한다. 여기서 프라잉력이란 볼트 연결부에서 작용력의 편심으로 연결판의 변형이 발생할 수 있으며 이 때 연결부에 추가적으로 작용하게 되는 인장력을 말한다.

표 4.2-24 반복 인장력을 받는 볼트의 피로(MPa)

반복 횟수	F8T	F10T	S10T
2만회 이상	260	330	330
2만회 이상 50만회 이하	240	300	300
50만회 이상	190	230	230

4.2.7.3 용접 이음부 설계

소울플레이트와 상부구조 용접 이음부를 검토할 때는 E등급 기준을 적용하고 기타 용접 이음부는 KDS 14 31 20을 참조하도록 한다.

4.3 적층고무형 지진격리받침

4.3.1 설계일반

(1) 지진격리받침은 이 절에서 제시하는 규정을 만족하도록 설계되어야 한다.

(2) 교량 구조물이 한계상태 설계법에 의해 설계되면 극한한계상태에서 지진격리받침의 강도와 안정성도 극한설계하중과 변위에 적절하게 견딜 수 있어야 한다.

4.3.2 압축특성과 전단특성

(1) 지진격리받침의 설계응력과 변형률은 설계력과 설계변위를 이용하여 다음과 같이 정의된다.

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{A}, \sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{A_e}, \sigma_{\min} = \frac{P_{\min}}{A} \qquad (4.3\text{-}1)$$

$$\gamma_0 = \frac{X_0}{T_r}, \gamma_{\max} = \frac{X_{\max}}{T_r} \qquad (4.3\text{-}2)$$

(2) 지진격리받침에 대한 설계압축력 P_0, $P_{\max}$, $P_{\min}$, 그리고 설계전단변위 X_0, $X_{\max}$는 구조 기술자가 지정해야 한다.

(3) 적층고무 지진격리받침의 수직 압축강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_V = \frac{E_c \cdot A}{T_r} \qquad (4.3\text{-}3)$$

여기서 E_c를 결정하는 데에는 이미 몇 가지의 이론식 혹은 실험식이 알려져 있다.

(4) 적층고무 지진격리받침의 수평 전단강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_h = G\frac{A}{T_r} \qquad (4.3\text{-}4)$$

(5) 만약 전단변형률 γ와 전단탄성계수 G의 관계가 선형적으로 표현할 수 없다면 수평 전단강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_h = G_{eq}(\gamma)\frac{A}{T_r} \qquad (4.3\text{-}5)$$

이때 $G_{eq}(\gamma)$는 전단변형률의 함수로서 실험에 의한 실측데이터로부터 결정해야 한다.
그리고 등가감쇠비는 KDS 24 17 11(2.7.7.1)에 따라 주어진다.

4.3.3 설계 요구조건

(1)지진격리받침의 설계는 탄성중합체가 점탄성재료이며, 압축하중 상태에서 받침의 변형이 받침 형상에 영향을 받는다는 것을 기본으로 하고 있다. 받침에서의 보강판은 보강판과 탄성중합체의 접촉면에서 상대 이동이 발생하지 않도록 탄성중합체에 화학적으로 부착되어야 한다.

(2)설계하고자 하는 모든 적층고무형 지진격리받침은 다음의 조건을 만족하여야 한다.

4.3.3.1 수평 변형에 의한 전단변형율

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

(2) 지진격리받침 탄성중합체의 최대전단변형율은 상시 70%, 지진 시 200% 이내이어야 한다.

$$\text{상시} : \gamma_s = \frac{X_s}{T_r} \leq 70\% \qquad (4.3\text{-}6)$$

$$\text{지진 시} : \gamma_s = \frac{X_d}{T_r} \leq 200\% \qquad (4.3\text{-}7)$$

4.3.3.2 총 전단변형율

(1) 압축력에 의한 국부 전단변형율은 다음과 같이 계산한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치} : \gamma_c = \frac{8.5 \cdot S_1 \cdot P_{\max}}{E_c^s \cdot A_e} \qquad (4.3\text{-}8)$$

$$\text{원형 지진격리장치} : \gamma_c = \frac{6.0 \cdot S_1 \cdot P_{\max}}{E_c^s \cdot A_e} \qquad (4.3\text{-}9)$$

단, E_c^s는 1차 형상계수 S_1이 8보다 작을 경우 근삿값으로서 E_{ap}를 사용할 수 있으며, S_1이 8보다 큰 경우에는 정확한 전단변형율을 얻기 위해 고무층 내부에서의 전단변형율 해석을 실시한다. S_1이 15보다 클 경우에는 근사적인 방법으로서 $E_c^s=E_c$로 놓고 계산한 γ_c와 $E_c^s=E_{ap}$로 놓고 계산한 γ_c를 다음과 같이 가중 평균한 값을 사용할 수 있다.

$$\gamma_c = \frac{\gamma_c(E_c^s = E_c) + 3\gamma_c(E_c^s = E_{ap})}{4} \qquad (4.3\text{-}10)$$

(2) 회전에 의한 국부 전단변형율은 다음과 같이 계산한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치 : } \gamma_r = \frac{a^2 \cdot \theta_a + b^2 \cdot \theta_b}{2 t_r^2 n} \qquad (4.3\text{-}11)$$

$$\text{원형 지진격리장치 : } \gamma_r = 6.0 \cdot S_1^2 \cdot \theta / n \qquad (4.3\text{-}12)$$

(3) 수평변위, 압축력, 회전에 의한 총 전단변형율은 다음과 같이 검토한다.

$$\sum \gamma = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_r \le \gamma_a \qquad (4.3\text{-}13)$$

여기서, 허용 총 전단변형율 γ_a는 고무의 종류와 시험편에 따라 다음 표의 값을 사용한다.

표 4.3-1 고무의 허용 총 전단변형율

종류		전단계수(G, MPa)		
		0.8	1.0	1.2
고감쇠 고무 (HDR)	모울드 시험편	4.3	4	3.6
	지진격리받침에서 잘라낸 시편	4	3.6	3.3
저감쇠 클로로프렌 고무	모울드 시험편	3	1.5	3
	지진격리받침에서 잘라낸 시편	2.6	2.6	2.6
천연고무(LNR), 납삽입 받침(LRB)	모울드 시험편	3.6	3.6	3.3
	지진격리받침에서 잘라낸 시편	3.3	3.3	3

4.3.3.3 회전 성능

받침의 부가되는 압축력과 회전력의 조합에 의한 회전 성능은 다음을 만족하여야 한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치 : } \frac{1}{C_1}\frac{P}{K_V} \ge \frac{(a \cdot \theta_a + b \cdot \theta_b)}{2} \qquad (4.3\text{-}14)$$

$$\text{원형 지진격리장치 : } \frac{1}{C_1}\frac{P}{K_V} \ge \frac{d_o \cdot \theta}{2} \qquad (4.3\text{-}15)$$

여기서, C_1은 압축강성 K_v의 불확실성을 고려하기 위한 안전계수로서 1.3을 사용한다.

4.3.3.4 좌굴 검토

지진격리받침이 상시와 지진 시의 수직압축하중에 의해 좌굴 가능성이 있는지 다음 식으로 검토한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치 : } \frac{P_{\max}}{A_e} \le \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{a_e \cdot G \cdot S_1}{T_r} \qquad (4.3\text{-}16)$$

$$\text{원형 지진격리장치 : } \frac{P_{\max}}{A_e} \le \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{d_o \cdot G \cdot S_1}{T_r} \qquad (4.3\text{-}17)$$

여기서, φ는 상시에 2.5, 지진 시에 1.5이다.

4.3.3.5 최대압축응력

지진격리받침에 작용하는 최대압축응력은 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{A_e} \qquad (4.3\text{-}18)$$

표 4.3-2 최대압축응력

1차 형상계수 S_1	최대압축응력(MPa)
$S_1 < 8$	8
$8 \le S_1 < 12$	S_1
$12 \le S_1$	12

4.3.3.6 부반력으로 인한 안정성 검토

지진격리받침에 작용하는 부반력에 의한 인장응력은 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$\sigma_t = \frac{V}{A_e} \le \sigma_{te} \qquad (4.3\text{-}19)$$

표 4.3-3 허용인장응력

구분	허용인장응력	
상시	$\sigma_{te} = 0MPa$	
지진 시	$G = 0.8MPa$ 일때	$\sigma_{te} = 1.6MPa$
	$G \ge 1.0MPa$ 일때	$\sigma_{te} = 2.0MPa$

4.3.4 지진격리받침의 성능확인

(1) 지진격리받침은 설계 시 상정한 성능기준과 품질기준을 확보하고 있는지 확인하기 위하여 다음의 시험을 행한다.

① 성능시험 : 온도의존성, 주기의존성, 압축피로, 전단피로 시험 등을 통하여 해당 지진격리받침이 신뢰할 수 있는 성능을 가지고 있는지 확인한다.

② 원형시험 : 설계와 해석에 사용되는 지진격리받침의 주기특성과 감쇠특성 등의 성능은 원형 혹은 축소모형시험에 의해 확인한다.

③ 품질시험 : 해당 지진격리받침이 품질기준을 만족하고 있는지 전수 시험을 실시한다.

(2) 지진격리받침의 축소모형 및 시험에 대한 세부사항은 국내외에서 인정되고 있는 지진격리장치 관련 규준에 따른다.

4.3.5 품질 기준

지진격리받침과 그 재료는 화학적, 물리적, 기계적 성질이 충분히 안정적이어야 하며, 전수 품질시험을 실시하여 다음의 조건을 만족하여야 한다.

(1) 전수의 지진격리받침을 대상으로 측정한 평균 유효강성은 설계값의 ±10% 이내이어야 하고, 각각의 유효강성은 설계값의 ±20% 이내이어야 한다. 또한, 평균 EDC 값은 설계값의 −15% 이상이어야 하고 각각의 EDC 값은 설계값의 −25% 이상이어야 한다.

표 4.3−4 지진격리받침 유효강성과 EDC의 품질 기준

	k_{eff}	EDC
개체차	±20 %	−25 %
평균값	±10 %	−15 %

(2) 성능시험에서 얻은 지진격리장치 특성의 변동 가능성과 품질시험에서 얻은 설계값과의 편차로 인해 교량의 지진응답은 설계값과 달라질 수 있다. 이러한 응답변화가 적정한지 검토하고자 할 경우에는 시험에서 얻은 지진격리장치 특성의 변동 가능범위를 지정하고 그 범위의 상한값과 하한값에 대해 각각 지진응답해석을 수행한다. 응답의 변화가 교량 안전성에 영향이 없거나 설계응답으로부터 ±15% 범위 이내이면 적정한 것으로 본다.

(3) 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 지진설계변위에 의한 연속반복재하에 대해 안정적이어야 한다.

(4) 지진격리받침은 원칙적으로 지진 후에 교량의 기능에 악영향을 주는 잔류변위가 발생하지 않도록 설계해야 한다.

(5) 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 발생할 수 있는 온도범위에서 안정적으로 표 4.3-4를 만족하도록 유지되어야 한다.

(6) 지진격리받침은 지진설계변위 범위에서는 항상 양의 접선강성을 가져야 한다.

4.4 방호울타리

4.4.1 일반 사항

교량용 방호울타리는 그 사용 목적에 따라 난간, 차량방호울타리 및 난간겸용차량방호울타리로 구분된다. 교량용 방호울타리는 기능, 경제성, 시공조건, 미관 및 유지관리 등을 충분히 감안하여 설치목적 및 설치장소에 부합될 수 있도록 설치하여야 한다.

4.4.2 설치

(1) 보차도의 구별이 있는 경우

도심하천상의 교량 등과 같이 교면상 보도와 차도의 구별이 있는 경우에는 보차도의 경계부 연석 위에 차량방호울타리를 설치하고, 교량의 최외측 단부 연석 위에는 난간을 각각 설치하도록 한다. 단, 기존의 교량 등에 보도 등의 폭이 좁아서 보차도 경계부에 차량방호울타리를 설치하면 보행자 등의 통행을 방해할 우려가 있는 경우에는 최외측 단부 연석에 난간겸용차량방호울타리를 설치하는 것으로 한다.

(2) 보차도의 구별이 없는 경우

도시고가도로 같은 자동차 전용교 또는 보도나 차도의 구별이 없는 교량에 대해서는 교량의 최외측 단부에 반드시 차량방호울타리 또는 난간겸용차량방호울타리를 설치하도록 한다.

4.4.3 난간

(1) 난간은 보도 등의 노면에서 1,100 mm 이상의 높이로 설치하는 것을 원칙으로 하고 그 측면에 도심도로상에는 3.75 kN/m, 일반도로상에는 2.5 kN/m의 수평력이 직각으로 상단부에 작용하는 것으로, 난간 정상부 윗면에 수직력 1.0 kN/m가 작용하는 것으로 설계한다. 이 경우에는 수평력 및 보도 등의 등분포 하중의 조합에 대한 바닥판의 내하력과 안전성을 검토하여야 한다. 이때, 허용응력은 증가시키지 않는다.

(2) 난간의 부재는 유아가 빠지지 않을 정도의 간격을 유지하여야 한다.

4.4.4 차량방호울타리

(1) 차량방호울타리에 대해서는 다음의 사항을 충분히 고려하여 국내외의 공인된 표준설계지침에 따라 설계하되 최소높이는 650 mm로 한다.

① 방호울타리에 차량이 충돌할 때의 탑승자의 보호
② 충돌 인접지역 주행차량의 보호
③ 교면 위나 교량 밑의 인명 및 재물의 보호
④ 향후 방호울타리의 개선 가능성
⑤ 방호울타리의 비용효과
⑥ 외관 및 주행 중 전망가시성

(2) 특히 미관을 위해 표준설계지침에 제시된 구조제원과 다른 차량용 방호울타리를 설치할 수 있으며 이 경우에도 표준설계지침의 설계 조건을 만족하도록 설계해야 한다. 단, 강성방호울타리에 대해서는 이 규정을 적용하지 않는다.

(3) 차량방호울타리의 차도측 레일면은 원칙적으로 매끈하며 연속적이어야 한다. 또한 차량방호울타리의 레일면은 지주보다 앞으로 나와 있는 돌출형으로 하는 것을 원칙으로 한다.

(4) 차량방호울타리의 상세설계에서는 충격에너지를 흡수할 수 있는 연성파괴가 일어날 수 있도록 보강철근이나 강재를 연결부에 확실하게 정착시켜야 한다.

4.4.5 난간겸용차량방호울타리

난간겸용차량방호울타리는 난간 및 차량방호울타리의 기능을 동시에 갖춘 방호울타리로써 난간 및 차량방호울타리의 설계 조건을 각각 만족하도록 설계해야 한다.

4.4.6 차량방호울타리 및 난간겸용차량방호울타리에 충돌하는 차량이 바닥판에 미치는 영향

(1) 전용차도의 연석 위에 설치하는 경우

차량방호울타리를 전용차도의 연석 위에 설치하는 경우, 지주식의 경우에는 지주 최하단 단면에 대한 지주의 저항모멘트를 지주 간격으로 나눈 값이 바닥판에 균등하게 단모멘트로서 작용하는 것으로 본다. 철근콘크리트 벽식인 경우에는 벽하단의 설계에 사용한 작용모멘트를 그대로 바닥판의 단모멘트로서 가산하도록 한다.

(2) 보차도 경계부 바닥판에 직접 설치하는 경우

차량방호울타리를 보차도 경계부 바닥판에 직접 설치하는 경우, 지주의 정착부는 충돌에 의한 작용모멘트가 바닥판에 분산되어 작용하는 구조로 하여야 한다. 이 경우 바닥판의 작용모멘트는 연석에 설치하는 경우와 같이 바닥판에 단모멘트로 하여 가산하도록 한다.

교량 기타시설설계기준(한계상태설계법)

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	엔비코컨설턴트	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	정상섬	연세대학교

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

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 90 11 : 2016

교량 기타시설설계기준(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층 한국도로협회
☎ 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
http://www.kroad.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