KDS 14 20 01 : 2016

콘크리트구조설계 (강도설계법) 일반사항

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 01 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
   1.1 목적 ····· 1
   1.2 적용범위 ····· 1
   1.3 용어의 정의 ····· 1
   1.4 기호정의 ····· 12
   1.5 참고기준 ····· 13
   1.6 설계고려사항 ····· 14
   1.7 구조설계도서 ····· 15
2. 조사 및 계획 ····· 16
3. 재료 ····· 16
   3.1 콘크리트 ····· 16
   3.2 강재 ····· 24

부록

1. 일반 사항 ····· 26
   1.1 적용 범위 ····· 26
   1.2 용어의 정의 ····· 26
2. 설계 원칙 ····· 28
   2.1 일반 사항 ····· 28
   2.1 한계상태 ····· 28
   2.3 하중 ····· 29
   2.4 재료 ····· 29
   2.5 성능검증 ····· 29
3. 재료 ····· 30
   3.1 일반 사항 ····· 30
   3.2 콘크리트 압축강도 ····· 31
   3.3 콘크리트 인장강도 ····· 31

3.4 콘크리트 탄성변형 ····· 31
3.5 콘크리트의 크리프 및 건조수축 ····· 31
3.6 콘크리트 응력-변형률 관계 ····· 31
3.7 철근 ····· 32
3.8 긴장재 ····· 32
4. 기본구조요소 ····· 32
4.1 일반 사항 ····· 32
4.2 1축콘크리트요소 ····· 32
4.3 철근 및 긴장재 요소 ····· 33
4.4 부착 ····· 33
4.5 균열 발생 이전의 2축응력요소 ····· 33
4.6 균열 발생 이후 2축응력요소 ····· 33
4.7 2축응력요소의 강도 ····· 33
4.8 겹판요소 ····· 34
5. 구조해석 ····· 34
5.1 일반 사항 ····· 34
5.2 구조물 및 부재의 이상화 ····· 34
5.3 선형탄성 해석 ····· 34
5.4 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석 35
5.5 선형비탄성 해석 ····· 35
5.6 소성해석 ····· 35
5.7 비선형해석 ····· 36
5.8 부재의 허용소성회전변형 ····· 36
5.9 2차 효과 ····· 36
5.10 프리스트레스트콘크리트 부재의 해석 ····· 36
6. 안전성능검증－휨모멘트 및 축력 ····· 37
6.1 일반 사항 ····· 37
6.2 한계상태의 설정 ····· 37
6.3 성능검증 ····· 37

7. 안전성능검증-전단력 및 비틀림모멘트 ····· 38
7.1 일반 사항 ····· 38
7.2 한계상태의 설정 ····· 38
7.3 성능검증-전단철근이 없는 선부재 ····· 38
7.4 성능검증-전단철근이 있는 선부재 ····· 38
7.5 성능검증-선부재의 비틀림 ····· 39
7.6 성능검증-슬래브의 2방향전단 ····· 40
7.7 성능검증-면내응력 부재 ····· 40
7.8 성능검증-벽체 ····· 41
7.9 성능검증-전단마찰 ····· 41
8. 사용성능검증 ····· 41
8.1 일반 사항 ····· 41
8.2 사용한계상태 설정 ····· 41
8.3 성능검증 ····· 42
9. 내구성능검증 ····· 42
9.1 일반 사항 ····· 42
9.2 성능저하인자의 한계상태 설정 ····· 43
9.3 성능검증 ····· 43
10. 환경성능검증 ····· 44
10.1 일반 사항 ····· 44
10.2 한계상태 설정 ····· 44
10.3 성능검증 ····· 44

콘크리트구조 설계(강도설계법) 일반사항

1. 일반사항

1.1 목적

KDS 14 20 00은 무근콘크리트, 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 구조물을 설계, 시공 및 유지관리 단계에서 필요한 기술적 사항을 기술함으로써 콘크리트 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하는 것을 그 목적으로 한다.

1.2 적용범위

(1) KDS 14 20 00은 콘크리트 구조물의 설계, 시공 및 유지관리 단계에서 필요한 일반적이고 기본적인 요구 사항을 규정한 것이다.

(2) 콘크리트 구조물의 설계는 이 기준에서 제시한 강도설계법을 적용하는 것을 원칙으로 한다.

(3) 강도설계법으로 콘크리트 구조물을 설계할 때 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 구조물의 모든 부재는 KDS 14 20 10에서 규정하는 하중계수와 강도감소계수를 사용하여야 한다. 또한 KDS 14 20 30, KDS 14 20 40에서 요구하는 사용성과 내구성에 관한 규정도 만족시켜야 한다.

(4) 특별한 조사연구에 의하여 설계할 때에는 이 기준을 적용하지 않을 수 있다. 다만, 성능실험을 통한 조사연구에 의하여 설계할 때에는 재료강도의 변동성과 구조물 저항성능의 변동성을 고려한 설계근거를 명시하여야 한다.

1.3 용어의 정의

KDS 14 20 00에서 사용되는 용어들을 다음과 같이 정의한다.

- 강도감소계수(strength reduction factor): 재료의 설계기준강도와 실제 강도와의 차이, 부재를 제작 또는 시공할 때 설계도와의 차이, 그리고 부재 강도의 추정과 해석에 관련된 불확실성을 고려하기 위한 안전계수
- 강성역(rigid zone): 구조체 내부에서 다른 부분에 비하여 변형을 무시할 수 있는 부분으로 강체로 볼 수 있는 범위
- 강재 심부(steel core): 합성기둥의 단면 중앙부에 배치된 구조강재
- 갈고리(hook): 철근의 정착 또는 겹침이음을 위해 철근 끝을 구부린 부분: 철근의 끝부분을 180°, 135°, 90° 등의 각도로 구부려 만듦.

콘크리트구조 설계(강도설계법) 일반사항

- 건조수축(drying shrinkage): 콘크리트는 습기를 흡수하면 팽창하고 건조하면 수축하게 되는데, 이와 같이 습기가 증발함에 따라 콘크리트가 수축하는 현상
- 경계부재(boundary elements): 축방향 철근과 횡방향 철근으로 보강된 벽이나 격막의 가장자리 부분 : 경계부재의 두께를 벽이나 격막의 두께보다 반드시 크게 할 필요는 없음. KDS 14 20 80(4.5.6), (4.6.8)의 조건에 해당할 경우 벽과 격막의 개구부 가장자리 부분에 경계부재를 두어야 함.
- 경량콘크리트(lightweight concrete): 3.1.1의 규정을 따르는 경량골재로 만든 경량콘크리트 또는 모래경량콘크리트(구조용 경량콘크리트)
- 계수하중(factored load): 강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용하중에 하중계수를 곱한 하중
- 고성능 감수제(superplasticizer): 감수제의 일종으로 소요의 작업성을 얻기 위해 필요한 단위수량을 감소시키고, 유동성을 증진시킬 목적으로 사용하는 혼화재료
- 고정하중(dead load): 구조물의 수명기간 중 상시 작용하는 하중으로서 자중은 물론 벽, 바닥, 지붕, 천장, 계단 및 고정된 사용장비 등을 포함한 하중
- 곡률마찰(curvature friction): 긴장재를 곡선 배치한 경우 그 곡률에 의해 생기는 마찰
- 공칭강도(nominal strength): 강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도를 말하며, 강도감소계수를 적용하기 이전의 강도
- 구조격막(structural diaphragms): 바닥이나 지붕 슬래브와 같은 관성력을 수평력 저항부재에 전달하는 구조 부재
- 구조용 경량콘크리트(structural lightweight concrete): 골재의 전부 또는 일부를 인공경량골재를 사용하여 만든 콘크리트로서 재령 28일의 설계기준압축강도가 15 MPa 이상이며 기건단위질량이 2,000 kg/m^3 미만인 콘크리트
- 구조물의 밑면(base of structure): 지진이 구조물에 직접 가력된다고 보는 수평면 : 지표면과 반드시 일치하지 않을 수 있음.
- 구조벽(structural wall): 외력에 의한 축력, 전단력, 휨모멘트, 비틀림모멘트 등의 조합력을 받을 수 있는 벽 : 전단벽은 구조벽의 하나로서 다음과 같이 분류함.
  1) 보통철근콘크리트 구조벽(ordinary reinforced concrete structural wall): KDS 14 20 01~KDS 14 20 72(KDS 14 20 64 제외)의 요구 사항들을 만족시키는 벽
  2) 보통무보강콘크리트 구조벽(ordinary structural plain concrete wall): KDS 14 20 64의 요구 사항들을 만족시키는 벽
  3) 특수철근콘크리트 구조벽(special reinforced concrete structural wall): KDS 14 20 10, KDS 14 20 22 및 KDS 14 20 80(4.1), (4.5)의 요구 사항들을 만족하고, 또한 보통철근콘크리트 구조벽에 대한 요건들을 만족하는 현장치기콘크리트 구조벽
- 구조용 콘크리트(structural concrete): 재령 28일의 설계기준압축강도가 18 MPa 이상인 콘크리트

- 구조 트러스(structural trusses): 주로 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 조립체
- 굽힘철근(bent bar): 구부려 올리거나 또는 구부려 내린 부재 길이방향으로 배치된 철근
- 균형철근비(balanced reinforcement ratio): 인장철근이 설계기준항복강도에 도달함과 동시에 압축연단 콘크리트의 변형률이 극한 변형률에 도달하는 단면의 인장철근비
- 기둥(column): 지붕, 바닥 등의 상부 하중을 받아서 토대 및 기초에 전달하고 벽체의 골격을 이루는 수직 구조체
- 기계적 정착(mechanical anchorage): 철근 또는 긴장재의 끝부분에 여러 형태의 정착장치를 설치하여 콘크리트에 정착하는 것
- 기둥머리(column capital): 2방향 슬래브인 플랫 슬래브나 플랫 플레이트를 지지하는 기둥의 상단에서 단면적이 증가된 부분
- 기둥 밑판(base plate): 기둥 아랫부분에 붙이는 강재판
- 긴장재(prestressing tendon): 단독 또는 몇 개의 다발로 사용되는 프리스트레싱 강선, 강봉, 강연선
- 긴장재의 릴랙세이션(relaxation of prestressing tendon): 긴장재에 인장력을 주어 변형률을 일정하게 하였을 때 시간의 경과와 함께 일어나는 응력의 감소
- 깊은보(deep beam): 순경간 l_n이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하는 보, KDS 14 20 20(4.2.4), KDS 14 20 22(4.7) 참조
- 나선철근(spiral reinforcement): 기둥에서 종방향 철근을 나선형으로 둘러싼 철근 또는 철선
- 내력벽(bearing wall): 공간을 구획하기 위하여 쓰이는 수직방향의 부재로서 기둥 대신에 중력방향의 힘에 견디거나 힘을 전달하기 위한 벽체
- 내진갈고리(seismic hook): 철근 지름의 6배 이상(또한 75 mm 이상)의 연장길이를 가진 (최소) 135°갈고리로 된 스터럽, 후프철근, 연결철근의 갈고리 : 다만, 원형 후프철근의 경우에는 단부에 최소 90°의 굽힘부를 가짐.
- 덕트(duct): 포스트텐션 공법의 프리스트레스트콘크리트를 시공할 때 긴장재를 배치하기 위한 원형의 관
- 뒷부벽식 옹벽(counterfort retaining wall): 옹벽의 안정 또는 강도를 보강하기 위하여 옹벽의 토압을 받는 쪽에 지지벽을 갖는 철근콘크리트 옹벽
- 등가 묻힘길이(equivalent embedment length): 갈고리 또는 기계적 정착장치가 전달하는 응력과 동등한 응력을 전달할 수 있는 철근의 묻힘길이
- 띠철근(tie reinforcement, tie bar): 기둥에서 종방향 철근의 위치를 확보하고 전단력에 저항하도록 정해진 간격으로 배치된 횡방향의 보강철근 또는 철선

- 라멘(rahmen): 여러 개의 직선 부재를 강절로 연결한 구조
- 레디믹스트콘크리트(ready mixed concrete): 정비된 콘크리트 제조설비를 갖춘 공장에서 생산되어 굳지 않은 상태로 운반차에 의하여 구입자에게 공급되는 굳지 않은 콘크리트
- 리브 쉘(ribbed shells): 리브선을 따라 리브를 배치하고 그 사이를 얇은 슬래브로 채우거나 또는 비워둔 쉘 구조물
- 리프트 슬래브 구조(lift-slab construction): 지표면에서 슬래브를 시공한 후 슬래브 콘크리트가 굳은 후에 기둥을 따라 제자리에 들어 올려 조립하여 만드는 슬래브 구조
- 면외좌굴(buckling of outer surface): 트러스나 비교적 높이가 큰 보 등의 구조물이 구조물을 포함하는 평면 내의 하중을 받는 경우에 그 변위가 구조물을 포함하는 평면 밖으로(트러스의 복부부재나 보의 복부판을 포함하는 면에 수직한 방향) 생기는 좌굴
- 모래경량콘크리트(sand lightweight concrete): 잔골재로 자연산 모래를 사용하고, 굵은골재로는 경량골재를 사용하여 만든 콘크리트
- 모멘트골조(moment frame): 부재와 접합부가 휨모멘트, 전단력, 축력에 저항하는 골조 : 다음과 같이 분류함.
  1) 보통모멘트골조(ordinary moment frame): KDS 14 20 01~KDS 14 20 72까지 요구 사항들을 만족시키는 현장치기 철근콘크리트 모멘트골조나 프리캐스트콘크리트 모멘트골조
  2) 중간모멘트골조(intermediate moment frame): 보통모멘트골조에 대한 요구 사항뿐만 아니라 KDS 14 20 80(4.1.2(3)과 4.9)의 요구 사항들을 만족하는 모멘트골조
  3) 특수모멘트골조(special moment frame): 보통모멘트골조에 대한 요구 사항들과 KDS 14 20 80((4.1)~(4.4))의 요구 사항을 만족하는 현장치기 철근콘크리트 모멘트골조
- 무근콘크리트(plain concrete): 철근이 배치되지 않았거나 이 구조기준에서 규정하고 있는 최소 철근비 미만으로 배근된 구조용 콘크리트
- 묻힘길이(embedment length): 철근이 뽑히는 것을 방지하기 위하여 위험단면부터 연장된 철근의 연장길이
- 박벽관(thin-walled tube): 비틀림에 대하여 설계할 때에 단면의 속이 빈 것으로 가정한 가상의 관
- 버팀재(strut): 격막의 개구부 주위의 연속성을 유지하기 위하여 쓰이는 구조격막의 일부분
- 배력철근(distributing bar): 하중을 분포시키거나 균열을 제어할 목적으로 주철근과 직각에 가까운 방향으로 배치한 보조철근
- 배합강도(proportioning strength): 콘크리트의 배합을 정할 때 목표로 하는 콘크리트의 압축강도
- 복부보강근(web reinforcement): 전단력을 받는 부재의 복부에 배치되어 사인장 응력에 저항하는 철근 : 사인장철근이라고도 함.

- 부분균열등급(transitional cracked section: class T): 프리스트레스된 휨부재의 균열 발생 가능성을 나타내는 등급의 하나로서 사용하중에 의한 인장측 연단응력 f_t가 $0.63\sqrt{f_{ck}}$보다 크고 $1.0\sqrt{f_{ck}}$ 이하로서 비균열단면과 균열단면의 중간수준으로 거동하는 단면에 해당하는 등급
- 부착긴장재(bonded tendon): 직접 또는 그라우팅을 통하여 콘크리트에 부착된 긴장재
- 브래킷과 내민받침(bracket and corbel): 유효깊이에 대한 전단경간의 비가 1보다 크지 않은 내민보 또는 내민받침 부재
- 비균열등급(uncracked section: class U): 프리스트레스된 휨부재에서 사용하중에 의한 인장측 연단응력 f_t가 $0.63\sqrt{f_{ck}}$ 이하로서 균열이 발생하지 않는 단면
- 비내력벽(nonbearing wall): 자중 이외의 다른 하중을 받지 않는 벽체
- 비탄성 해석(inelastic analysis): 평형조건, 콘크리트와 철근의 비선형 응력-변형률 관계, 균열과 시간이력에 따른 영향, 변형 적합성 등을 근거로 한 변형과 내력의 해석법
- 비틀림 단면(section for torsion): 비틀림모멘트가 크게 일어나는 부재의 단면
- 비틀림 철근(torsional reinforcement): 비틀림모멘트가 크게 일어나는 부재에서 이에 저항하도록 배치되는 철근
- 비횡구속 골조(sway frame): 횡방향의 층 변위가 구속되지 않은 골조, KDS 14 20 20(4.4.5(1)) 참조
- 사용하중(service load): 고정하중 및 활하중과 같이 이 기준에서 규정하는 각종 하중으로서 하중계수를 곱하지 않은 하중
- 설계강도(design strength): 구조체 또는 부재의 공칭강도에 강도감소계수 ϕ를 곱한 강도
- 설계대(strip): 2차원 면부재인 슬래브의 설계를 단순화하기 위하여 슬래브를 일정한 간격으로 나누어 구획한 슬래브, KDS 14 20 70(4.1.2.1(2)와 (4.1.2.1(3)) 참조
- 설계변위(design displacement): 내진설계에서 설계지진에 대하여 예상되는 전체 횡변위
- 설계하중(design load): 부재를 설계할 때 적용되는 계수하중
- 설계하중조합(design load combinations): KDS 14 20 10(3.2)에서 규정한 계수하중의 조합
- 소요강도(required strength): 철근콘크리트 부재가 사용성과 안전성을 만족할 수 있도록 요구되는 단면의 단면력
- 수집재(collector elements): 격막 내의 관성력을 수평력 저항 시스템 부재에 전달하는 부재
- 수축·온도철근(shrinkage and temperature reinforcement): 건조수축 또는 온도변화에 의하여 콘크리트에 발생하는 균열을 방지하기 위한 목적으로 배치되는 철근
- 수평력 저항 시스템(lateral-force resisting system): 풍하중 또는 지진하중 등 수평하중에 저항하도록 배치된 부재 또는 시스템

콘크리트구조 설계(강도설계법) 일반사항

- 수평전단(horizontal shear): 부재축과 나란한 방향으로 발생하는 전단
- 쉘의 보조부재(auxiliary members in shell structures): 쉘을 보강하거나 지지하기 위한 리브 또는 테두리보: 일반적으로 보조부재는 쉘과 결합하여 거동함.
- 스터럽(stirrup): 보의 주철근을 둘러싸고 이에 직각되게 또는 경사지게 배치한 복부보강근으로서 전단력 및 비틀림모멘트에 저항하도록 배치한 보강철근
- 스프링잉(springing): 아치 부재의 양단부
- 슬래브 판(slab plate): 모든 변에서 기둥, 보 또는 벽체 중심선에 의해 구획되는 판으로서 설계할 때 축력의 영향을 무시할 수 있는 부재
- 아치 리브(arch rib): 아치구조물에서 아치를 보강하기 위하여 일정한 간격으로 배치되는 뼈대
- 아치의 세장비(slenderness ratio of arch): 아치의 유효경간을 단면의 최소 회전반지름으로 나눈 값
- 아치의 축선(arch axis line): 아치 단면의 도심을 연결한 축선
- 압축대(compression strut): 주압축응력이 작용하는 콘크리트 부재 내부의 경로로서 폭이 일정한 스트럿이나 중앙부에 폭이 넓은 병모양으로 이루어진 스트럿-타이 모델의 압축부재
- 압축지배단면(compression-controlled section): 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률이 압축지배변형률 한계 이하인 단면, KDS 14 20 20(4.1.2) 참조
- 압축철근비(compressive reinforcement ratio): 콘크리트의 유효단면적에 대한 압축철근 단면적의 비
- 앞부벽식 옹벽(buttressed retaining wall): 흙과 접하지 않는 쪽에 옹벽의 안정 또는 강도를 확보하기 위하여 지지벽을 갖는 철근콘크리트 옹벽
- 앵커(anchor): 기초 또는 콘크리트 구조체에 주각, 기둥 등 다른 부재를 정착하기 위하여 묻어두는 볼트 등을 말하며 또는 그를 묻어두는 일
- 얇은 쉘(thin shells): 두께가 다른 치수에 비해 작은 곡면 슬래브나 절판으로 이루어진 3차원 구조물: 얇은 쉘은 기하학적인 형태, 지지 방법 및 작용응력의 성질에 의해 3차원 응력전달 거동이 결정되는 특성을 갖고 있음.
- 연결재(collector): 관성력을 전달하거나 또는 기초나 벽 등 건물을 구성하고 있는 부분이 분리되는 것을 방지하기 위해 사용되는 부재
- 연결철근(cross tie): 기둥단면에서 외곽타이 안에 배치되는 타이로서 한쪽 끝에서는 적어도 지름의 6배 이상의 연장길이(또한 75 mm 이상)를 갖는 135°갈고리가 있고 다른 끝에서는 적어도 지름의 6배 이상의 연장길이를 갖는 90°갈고리가 있는 철근
- 연직하중(gravity load): 고정하중이나 활하중과 같이 구조물에 중력방향으로 작용하는 하중: 중력하중이라고도 함.

- 옵셋굽힘철근(offset bent bar): 상하 기둥 연결부에서 단면치수가 변하는 경우에 구부린 주철근
- 완전균열등급(cracked section: class C): 프리스트레스된 휨부재의 균열 발생 가능성을 나타내는 등급의 하나로서 사용하중에 의한 인장측 연단응력 f_t가 $1.0\sqrt{f_{ck}}$를 초과하여 균열이 발생하는 단면에 해당하는 등급
- 원형철근(plain reinforcement): 표면에 리브 또는 마디 등의 돌기가 없는 원형단면의 봉강으로서 KS D 3504에 규정되어 있는 철근
- 유효깊이(effective depth of section): 콘크리트 압축연단부터 모든 인장철근군의 도심까지 거리
- 유효단면적(effective section area): 유효깊이에 유효폭을 곱한 면적
- 유효인장력(effective tensile force): 프리스트레스를 준 후 긴장재 응력의 릴랙세이션, 콘크리트의 크리프와 건조수축 등의 영향으로 프리스트레스 손실이 완전히 끝난 후 긴장재에 작용하고 있는 인장력
- 유효프리스트레스(effective prestress): 모든 응력 손실이 끝난 후의 긴장재에 남는 응력 : 다만, 고정하중과 활하중의 영향은 제외함.
- 응력(stress): 부재의 단면에서 단위면적당에 발생하는 내력의 크기
- 2방향 슬래브(two-way slab): 직교하는 두 방향 휨모멘트를 전달하기 위하여 주철근이 배치된 슬래브
- 이형철근(deformed reinforcement): 콘크리트와의 부착을 위하여 표면에 리브와 마디 등의 돌기가 있는 봉강으로서 KS D 3504에 규정되어 있는 철근 또는 이와 동등한 품질과 형상을 가지는 철근
- 인장지배단면(tension-controlled section): 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률이 인장지배변형률 한계 이상인 단면, KDS 14 20 20(4.1.2) 참조
- 인장철근비(tensile steel ratio): 콘크리트의 유효단면적에 대한 인장철근 단면적의 비
- 인장타이(tension tie): 스트럿-타이 모델에서 주인장력 경로로 선택되어 철근이나 긴장재가 배치되는 인장부재
- 1방향 슬래브(one-way slab): 한 방향으로만 주철근이 배치된 슬래브
- 장선구조(joist construction): 슬래브를 지지하는 작은 보 구조 시스템으로서, 장선의 폭은 100 mm 이상, 깊이는 장선 최소 폭의 3.5배 이하, 장선 사이의 순간격은 750 mm 이하 : 2방향으로 장선으로 배치된 경우를 2방향 장선구조 또는 와플(waffle)구조라고 함.
- 장주효과(slenderness effect): 기둥의 횡방향 변위와 축력으로 인한 2차 휨모멘트가 무시할 수 없는 크기로 발생하여, 선형탄성 구조해석에 의한 휨모멘트보다 더 큰 휨모멘트가 기둥에 작용하는 효과 : 장주효과가 과도한 경우 좌굴이 발생함. 장주효과의 해석을 수행할 때에는 재료

비선형성, 균열, 부재곡률, 횡이동, 재하기간, 건조수축과 크리프, 지지부재와의 상호작용을 고려하여야 함.

- 재킹력(jacking force): 프리스트레스트콘크리트에 있어서 긴장재에 인장력을 도입할 때 잭에 의해 콘크리트에 가해지는 일시적인 힘
- 적합비틀림(compatibility torsion): 균열의 발생 후 비틀림모멘트의 재분배가 일어날 수 있는 비틀림: 재분배된 비틀림모멘트가 다른 하중 전달 경로에 의하여 지지될 수 있는 경우를 가리킴.
- 전경량콘크리트(all-lightweight concrete): 잔골재와 굵은골재 전부를 경량골재로 대체하여 만든 콘크리트
- 전단머리(shear head): 보가 없는 2방향 슬래브 시스템에서 전단 보강을 위하여 기둥 상부의 슬래브 내에 배치하는 보강재
- 전단면(shear plane): 전단력이 작용하는 면으로서 균열 면 또는 전단력에 의해 균열이 일어날 가능성이 있는 면
- 전단보강근(shear reinforcement): 전단력에 저항하도록 배치한 철근
- 전도(overturning): 저판 끝단을 기준으로 작용하는 수평력에 의한 휨모멘트(전도휨모멘트)가 연직력에 의한 휨모멘트(저항휨모멘트)를 초과하여 옹벽 및 벽체 등이 넘어지려는 현상
- 전면기초(mat foundation): 건축물 또는 구조물의 밑바닥 전부를 기초판으로 구성한 기초
- 절판(folded plate): 얇은 평면 슬래브를 굽혀 긴 경간을 지지할 수 있도록 만든 판 구조
- 접속장치(coupler): 긴장재와 긴장재 또는 정착장치와 정착장치를 접속시키는 장치
- 정착길이(development length): 위험단면에서 철근의 설계기준항복강도를 발휘하는 데 필요한 최소 묻힘 길이
- 정착장치(anchorage device): 긴장재의 끝부분을 콘크리트에 정착시켜 프리스트레스를 부재에 전달하기 위한 장치
- 조립용 철근(erection bar): 철근을 조립할 때 철근의 위치를 확보하기 위하여 사용하는 보조철근
- 좌굴(buckling): 압축력을 받는 기둥 또는 판부재가 안정성에 의해 파괴되는 현상
- 주각(pedestal): 기초 위에 돌출된 압축부재로서 단면의 평균 최소 치수에 대한 높이의 비율이 3 이하인 부재
- 주열대(column strip): 2방향 슬래브에서 기둥과 기둥을 잇는 슬래브의 중심선에서 양측으로 각각 0.25 l_1과 0.25 l_2 중에서 작은 값과 같은 폭을 갖는 설계대 : 보가 있는 경우 주열대는 그 보를 포함함.
- 주철근(main reinforcement): 주된 단면력이 작용하는 방향으로 휨모멘트와 축력에 저항하기 위하여 배치하는 철근

- 중간대(middle strip): 2방향 슬래브에서 2개의 주열대 사이에 구획된 설계대
- 종방향 철근(longitudinal reinforcement): 부재에 길이방향으로 배치한 철근
- 지반지지력(bearing capacity): 지반이 지지할 수 있는 힘의 크기
- 지속하중(sustained load): 장기간에 걸쳐서 지속적으로 작용하는 하중
- 지압강도(bearing strength): 하중이 가해지는 면적에 대한 지지면 콘크리트의 압축강도
- 지진하중(earthquake load): 지각변동으로 인해 발생하는 지진에 의해 구조물에 작용하는 힘
- 책임구조기술자(qualified structural engineer): 구조물에 대한 전문적인 지식, 풍부한 경험과 식견을 가진 구조기술사 또는 동등 이상의 자격을 갖춘 전문가로서, 이 기준에 따라 구조물의 구조 설계 및 구조 검토, 구조 감리, 안전진단 등 관련 업무를 책임지고 수행할 수 있는 능력을 가진 기술자
- 설계기준항복강도(specified yield strength of reinforcing bar): 철근콘크리트 부재를 설계할 때 기준이 되는 철근의 항복강도
- 철근콘크리트(reinforced concrete): 외력에 대해 철근과 콘크리트가 일체로 거동하게 하고, 규정된 최소 철근량 이상으로 철근을 배치한 콘크리트
- 침하(settlement): 지반, 말뚝 등이 내려앉는 현상
- 캔틸레버식 옹벽(cantilever wall): 벽체에 널말뚝이나 부벽이 연결되어 있지 않고 저판 및 벽체만으로 토압을 받도록 설계된 철근콘크리트 옹벽
- 콘크리트용 순환골재(recycled aggregate for concrete): 폐콘크리트의 파쇄・처리를 거쳐 생산된 재생골재로서, 건설폐기물의 재활용촉진에 관한 법률 제2조 제7호의 규정에 따름
- 콘크리트의 설계기준압축강도(specified compressive strength of concrete): 콘크리트 부재를 설계할 때 기준이 되는 콘크리트의 압축강도
- 크리프(creep): 지속하중으로 인하여 콘크리트에 일어나는 장기변형 : 기본크리프(basic creep)와 건조크리프(drying creep)로 분류함.
- 탄성계수(modulus of elasticity): 재료의 비례한도 이하의 변형률에 대응하는 인장 또는 압축 응력의 비 : 콘크리트의 탄성계수는 크게 할선탄성계수 E_c(KDS 14 20 10(식 4.3-1))와 초기 접선탄성계수 E_{ci}(KDS 14 20 10(식 4.3-4))로 구분되며, 할선탄성계수를 간단히 탄성계수라고도 함. 강재의 경우 철근의 탄성계수 E_s(KDS 14 20 10(식 4.3-5))와 프리스트레싱 강재 E_{ps}(KDS 14 20 10(식 4.3-6)) 및 형강 E_{ss}(KDS 14 20 10(식 4.3-7))로 구분함.
- 특수경계요소(special boundary element): KDS 14 20 80(4.5.6)에 따르는 경계요소
- T형 단면(T-beam): 보와 슬래브를 일체로 친 경우에 슬래브가 양쪽 플랜지를 이루는 보. 한쪽으로만 플랜지를 이루는 보는 반 T형 단면(half T-beam)이라 함.

- 파상마찰(wobble friction): 프리스트레스트콘크리트에 있어서 덕트관이 소정의 위치로부터 약간 어긋남으로써 일으키는 마찰
- 평형비틀림(equilibrium torsion): 비틀림모멘트의 재분배가 일어날 수 없는 비틀림
- 포스트텐셔닝(post-tensioning): 콘크리트가 굳은 후에 긴장재를 인장하고 그 끝부분을 콘크리트에 정착시켜서 프리스트레스를 부재에 도입시키는 방법
- 표준갈고리를 갖는 철근의 정착길이(development length for a bar with a standard hook): 위험단면(철근의 항복강도가 도달되어야 할 단면)과 90°갈고리의 외단 간의 최단길이
- 표피철근(skin reinforcement, surface reinforcement): 전체 깊이가 900 mm를 초과하는 휨부재 복부의 양 측면에 부재 축방향으로 배치하는 철근
- 풍하중(wind load): 바람에 의하여 구조물에 작용하는 하중
- 프리스트레스(prestress): 외력에 의하여 일어나는 인장응력을 소정의 한도로 상쇄할 수 있도록 미리 콘크리트에 도입된 응력
- 프리스트레스 도입(prestress transfer): 긴장재의 인장력을 콘크리트에 전달하기 위한 조작
- 프리스트레스트콘크리트(PSC: prestressed concrete): 외력에 의하여 발생하는 응력을 소정의 한도까지 상쇄할 수 있도록 미리 계획적으로 압축력을 작용시킨 콘크리트 : PS콘크리트 또는 PSC라고 약칭하기도 함.
- 프리스트레스 힘(prestressed force): 프리스트레싱에 의하여 부재의 단면에 작용하고 있는 힘
- 프리스트레스 압축 인장역(precompressed tensile zone): 프리스트레싱을 하는 동안에 압축응력을 받았던 단면이 그 후 외부에서 작용한 하중에 의해 인장응력을 받게 되는 부분
- 프리스트레싱 강재(prestressing steel): 프리스트레스를 주기 위하여 쓰이는 강재
- 프리스트레싱(prestressing): 프리스트레스를 주는 일
- 프리캐스트콘크리트(PC: Precast Concrete): 콘크리트가 굳은 후에 제자리에 옮겨 놓거나 또는 조립하는 콘크리트 부재
- 프리텐셔닝(pre-tensioning): 긴장재를 먼저 긴장한 후에 콘크리트를 치고 콘크리트가 굳은 다음, 긴장재에 가해 두었던 인장력을 긴장재와 콘크리트의 부착에 의해서 콘크리트에 전달시켜 프리스트레스를 주는 방법
- 플랫 슬래브(flat slab): 보 없이 지판에 의해 하중이 기둥으로 전달되며, 2방향으로 철근이 배치된 콘크리트 슬래브
- 플랫 플레이트(flat plate): 보나 지판이 없이 기둥으로 하중을 전달하는 2방향으로 철근이 배치된 콘크리트 슬래브
- 피복 두께(cover thickness): 콘크리트 표면과 그에 가장 가까이 배치된 철근 표면 사이의 콘크리트 두께

- 하중(load): 구조물 또는 부재에 응력 및 변형을 발생시키는 일체의 작용
- 하중계수(load factor): 하중의 공칭값과 실제 하중 사이의 불가피한 차이 및 하중을 작용 외력으로 변환시키는 해석상의 불확실성, 환경작용 등의 변동을 고려하기 위한 안전계수
- 하중조합(load combination): 구조물 또는 부재에 동시에 작용할 수 있는 각종 하중의 조합
- 합성콘크리트 압축부재(composite compressive member): 구조용 강재, 강관 또는 튜브로 축방향을 보강한 압축부재 : 종방향 철근은 사용할 수도 있고 사용하지 않을 수도 있음.
- 합성콘크리트 휨부재(composite concrete flexural members): 현장이 아닌 곳에서 만들어진 프리캐스트 부재와 현장치기콘크리트 요소로 구성되는 휨부재로서 그 요소가 하중에 대해서 일체가 되어 움직이도록 결합된 부재
- 현부재(chord): 트러스 상하 현부재와 같이 압축 및 인장부재 역할을 담당하는 구조요소
- 확대기초판(spread footing): 상부 수직하중을 하부 지반에 분산시키기 위해 밑면을 확대시킨 철근콘크리트판
- 확대휨모멘트(magnified moment): 세장한 부재에서 변형을 고려하여 계산한 증가된 휨모멘트
- 활동(sliding): 흙에서 전단파괴가 일어나서 어떤 연결된 면을 따라서 엇갈림이 생기는 경우
- 활동방지벽(base shear key): 옹벽의 활동을 일으키는 수평하중에 충분히 저항할 만큼 큰 수동토압을 일으키기 위해 저판 아래에 만드는 벽체
- 활하중(live load): 풍하중, 지진하중과 같은 환경하중이나 고정하중을 포함하지 않고 건물이나 다른 구조물의 사용 및 점용에 의해 발생되는 하중으로서 사람, 가구, 이동칸막이, 창고의 저장물, 설비기계 등의 하중과 적설하중 또는 교량 등에서 차량에 의한 하중
- 횡하중(lateral load): 풍하중, 지진하중, 횡방향 토압 또는 유체압과 같이 수직방향 구조물에 수평으로 작용하는 하중
- 횡구속 골조(non-sway frame): 횡방향의 층 변위가 구속된 골조, KDS 14 20 20(4.4.5(1)) 참조
- 후프철근(hoop): 폐쇄띠철근 또는 연속적으로 감은 띠철근 : 폐쇄띠철근은 양단에 내진갈고리를 가진 여러 개의 철근으로 만들 수 있음. 연속적으로 감은 띠철근은 그 양단에 반드시 내진갈고리를 가져야 함.
- 휨부재(flexural member): 축력을 받지 않거나 축력의 영향을 무시할 수 있을 정도의 축력을 받는 부재로서 주로 휨모멘트와 전단력을 저항하는 부재
- 휨불연속(flexural discontinuity): 휨인장력이 작용되지 않는 상태
- 휨철근(flexural reinforcement): 휨모멘트에 저항하도록 배치하는 부재축 방향의 철근

1.4 기호정의

A_c : 부재의 단면적, mm^2

E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa

E_{ci} : 재령 28일에서 콘크리트의 초기접선탄성계수, MPa

$E_{ci}(t')$: 재령 t'일에서 콘크리트의 초기접선탄성계수, MPa

E_s : 철근의 탄성계수, MPa

$f_c(t')$: 재령 t'일에서 콘크리트의 압축응력, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_{cr} : 콘크리트의 배합강도, MPa

f_{cu} : 재령 28일에서 콘크리트의 평균 압축강도, MPa

$f_{cu}(t)$: 재령 t일에서 콘크리트의 평균 압축강도, MPa

h : 개념부재 치수, 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, 식 (3.1-5) 참조

$\beta(t')$: 지속하중이 가해지는 시간 t'가 크리프에 미치는 영향함수, 식 (3.1-6) 참조

$\beta_c(t-t')$: 재하기간에 따라 크리프에 미치는 영향함수, 식 (3.1-7) 참조

$\beta_{cc}(t)$: 콘크리트 강도 발현에 대한 재령에 따른 보정계수

β_H : 외기의 상대습도와 부재의 두께에 따른 계수, 식 (3.1-7)과 식 (3.1-8) 참조

$\beta_{H,T}$: 온도변화에 따라 보정된 β_H, 식 (3.1-14) 참조

β_{RH} : 외기습도에 따른 크리프와 건조수축에 미치는 영향계수, 식 (3.1-21) 참조

$\beta_s(t-t_s)$: 건조기간에 따른 건조수축 변형률 함수, 식 (3.1-22) 참조

β_{sc} : 시멘트 종류에 따른 건조수축에 미치는 영향계수

$\varepsilon_{c\sigma}(t, t')$: 재령 t'일에서 $f_c(t')$의 응력이 가해졌을 때 시간 t일에서 탄성변형률과 크리프를 포함한 전체 변형률

$\varepsilon_{sh}(t, t_s)$: 재령 t_s에서 외기에 노출된 콘크리트의 재령 t에서 전체 건조수축변형률

ε_{sho} : 개념 건조수축계수, 식 (3.1-19) 참조

$\phi(t, t')$: 콘크리트의 크리프계수

ϕ_o : 콘크리트의 개념 크리프계수, 식 (3.1-3) 참조

$\phi_{o,k}$: 작용 응력의 크기에 따라 보정된 ϕ_o, 식 (3.1-11) 참조

ϕ_{RH} : 외기의 상대습도와 부재 두께가 크리프에 미치는 영향계수, 식 (3.1-4) 참조

$\phi_{RH,T}$: 온도변화에 따라 보정된 ϕ_{RH}, 식 (3.1-13) 참조

1.5 참고기준

KS B 0052 용접 기호
KS B 0802 금속 재료 인장 시험 방법
KS B 0804 금속 재료 굽힘 시험
KS B 0816-0892 용접 시험 방법
KS D 3503 일반 구조용 압연 강재
KS D 3504 철근 콘크리트용 봉강
KS D 3505 PC 강봉
KS D 3552 철선
KS D 3688 고성능 철근 콘크리트용 봉강
KS D 3629 에폭시피복철근
KS D 7002 PC 강선 및 PC 강연선
KS D 7017 용접 철망 및 철근격장
KS F 2401 굳지 않은 콘크리트의 시료 채취 방법
KS F 2402 콘크리트의 슬럼프 시험 방법
KS F 2403 콘크리트의 강도 시험용 공시체 제작 방법
KS F 2405 콘크리트의 압축 강도 시험 방법
KS F 2408 콘크리트의 휨강도 시험 방법
KS F 2409 굳지 않은 콘크리트의 단위용적 질량 및 공기량 시험 방법(질량방법)
KS F 2414 콘크리트의 블리딩 시험 방법
KS F 2421 압력법에 의한 굳지 않은 콘크리트의 공기량 시험 방법
KS F 2422 콘크리트에서 절취한 코어 및 보의 강도 시험 방법
KS F 2423 콘크리트의 쪼갬인장강도 시험 방법
KS F 2453 콘크리트의 크리이프 시험 방법
KS F 2456 급속 동결융해에 대한 콘크리트의 저항시험 방법
KS F 2462 구조용경량 콘크리트의 단위 질량 시험 방법
KS F 2468 경량 콘크리트 골재의 불순물 시험 방법
KS F 2502 굵은 골재 및 잔골재의 체가름 시험 방법
KS F 2503 굵은 골재의 밀도 및 흡수율 시험 방법
KS F 2504 잔골재의 밀도 및 흡수율 시험 방법

KS F 2526 콘크리트용 골재
KS F 2527 콘크리트용 부순 골재
KS F 2529 구조용 경량 잔골재의 밀도 및 흡수율 시험 방법
KS F 2533 구조용 경량 굵은골재의 밀도 및 흡수율 시험 방법
KS F 2534 구조용 경량 골재
KS F 2543 콘크리트용 동 슬래그 골재
KS F 2544 콘크리트용 고로 슬래그 골재
KS F 2560 콘크리트용 화학혼화재
KS F 2562 콘크리트용 팽창재
KS F 2563 콘크리트용 고로 슬래그 미분말
KS F 2567 콘크리트용 실리카퓸
KS F 2573 콘크리트용 순환골재
KS F 2713 콘크리트 및 콘크리트의 재료의 염화물 분석 시험 방법
KS F 2715 모르타르 및 콘크리트의 수용성 염화물 시험 방법
KS F 4009 레디믹스트 콘크리트
KS L 5105 수경성 시멘트 모르타르의 압축 강도 시험 방법
KS L 5201 포틀랜드 시멘트
KS L 5205 내화물용 알루미나 시멘트
KS L 5210 고로 슬래그 시멘트
KS L 5211 플라이 애시 시멘트
KS L 5217 팽창성 수경 시멘트
KS L 5401 포틀랜드 포조란 시멘트
KS L 5405 플라이 애시

1.6 설계고려사항

(1) 콘크리트 구조물은 구조 형식, 계수하중과 사용하중을 받을 때의 구조적 거동, 재료성질 및 합성작용, 시공성 및 비용, 환경, 미관을 고려하여, 기본적으로 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성이 확보되도록 책임구조기술자가 설계하여야 하며, 특별한 요구가 있는 경우에는 구조물의 특성에 따른 추가조건을 고려하여 설계하여야 한다.

(2) 충돌과 폭발 등 극단상황에 대한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 이를 고려하여 설계하여야 한다.

(3) 화재에 대한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 해당 법령에 따라 내화 요구조건을 만족하도록 설계하여야 한다.

(4) 시공하중의 극한상태 유발 가능성에 대한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 시공단계 및 시공하중을 고려하여 설계하여야 한다.

(5) 구조물 손상 후의 복구성을 고려한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 이를 고려하여 설계하여야 한다.

(6) 물리적, 화학적, 생물학적으로 유해한 상황을 고려한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 이를 고려하여 설계하여야 한다.

1.7 구조설계도서

(1) 구조설계도는 구조평면도와 구조계산에 의하여 산정된 부재의 단면 및 접합부 상세를 표현하고, 아울러 구조계산에는 포함되지 않았으나 구조실험이나 경험 등으로 구조 안전이 확인된 관련 상세까지도 표현하여 구조설계 취지에 부합되도록 작성하여야 한다.

(2) 구조설계도는 설계의 진척도에 따라 계획설계, 기본설계, 실시설계의 3단계로 나누어 작성할 수 있다.

(3) 구조설계 도서에는 공사에 꼭 필요한 적절한 주기사항을 포함하여야 하며, 신속 정확하게 찾아볼 수 있게 정해진 양식 속에 모든 관련 정보를 포함하여야 한다. 이러한 도서들은 책임구조기술자의 구조설계 의도를 명확히 전달하고, 배근시공도 작성을 위한 배근형태의 지침이 되어야 한다.

(4) 구조설계 도서에 포함되어야 하는 내용은 다음과 같다.

① 구조설계 관련 기준
② 활하중 등 주요 설계하중
③ 구조재료 강도
④ 구조 부재의 크기 및 위치, 단면, 상대적인 위치
⑤ 철근과 앵커의 규격, 설치 위치
⑥ 철근의 정착길이, 이음의 위치 및 길이, 이음의 종류
⑦ 바닥 높이, 기둥중심과 오프셋 및 요철부의 치수
⑧ 접합의 유형
⑨ 솟음이 필요할 경우 위치, 방향 및 크기
⑩ 부구조체의 시공상세도 작성에 필요한 경우 상세기준
⑪ 기타 구조 시공상세도 작성에 필요한 상세와 자료
⑫ 책임구조기술자, 자격명 및 소속회사명, 연락처
⑬ 구조설계 연월일

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 00에 따라 콘크리트 구조 부재를 설계할 때 사용하는 재료의 품질과 시험은 이 기준의 규정 및 KCS 14 20 10에 따라야 한다.

3.1 콘크리트

3.1.1 구성재료

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

(2) 골재의 품질과 크기는 다음의 규정에 따라야 한다.

① 골재는 한국산업표준에 규정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다.

② 골재는 적당한 경도나 입도를 가지며 깨끗하고 내구성이 있는 것으로, 점토 덩어리, 유기물, 세장석편 등과 같은 해로운 물질을 포함하지 말아야 하며, KS F 2526, KS F 2527, KS F 2534, KS F 2543, KS F 2544, KS F 2573에 규정된 품질로 하여야 한다.

③ 위 규격품이 아닌 경우 KS F 2502, KS F 2503, KS F 2504, KS F 2529, KS F 2533, KS F 2468의 골재와 관련된 한국산업표준에 규정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다. 그리고 이외에는 시험에서 적당한 입도로서 소요품질의 콘크리트를 만들 수 있다고 입증되는 경우에만 책임구조기술자의 승인을 얻은 후에 사용할 수 있다.

④ 굵은 골재의 최대 공칭치수는 다음 값을 초과하지 말아야 한다. 그러나 이러한 제한은 콘크리트를 공극 없이 칠 수 있는 다짐 방법을 사용할 경우에는 책임구조기술자의 판단에 따라 적용하지 않을 수 있다.

가. 거푸집 양 측면 사이의 최소 거리의 1/5

나. 슬래브 두께의 1/3

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

(3) 화학혼화제의 품질과 사용은 다음 규정에 따라야 한다.

① 화학혼화제는 KS F 2560에 규정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다.

② 화학혼화제를 사용할 경우에는 충분한 품질조사와 시험을 거친 후 책임구조기술자의 승인을 얻어야 한다.

③ 화학혼화제는 콘크리트 배합을 결정할 때에 사용했던 제품과 동일한 성분 및 성능을 공사 중 일관되게 유지하여야 한다.

④ 염화칼슘 또는 염소이온을 포함하는 화학혼화제는 프리스트레스트콘크리트, 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트 또는 아연 도금한 고정형 금속 형틀을 사용한 콘크리트의 경우에 사용할 수 없다.

(4) 콘크리트를 제조할 때 사용되는 물은 다음 규정에 따라야 한다.

① 콘크리트 배합에 사용되는 물은 청정한 것으로서 일반적으로 산, 기름, 알칼리, 염분, 유기물 그리고 콘크리트 및 철근에 유해한 물질을 포함하지 말아야 한다.

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

③ 프리스트레스트콘크리트 또는 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트의 배합에 사용하는 물과 골재의 표면수는 유해량의 염소이온을 함유하지 말아야 한다. 염소이온의 유해량에 대한 것은 KDS 14 20 40(4.1.4)의 규정을 참조할 수 있다.

④ 식수로서 부적당한 물은 다음에 열거한 사항을 만족하지 못하면 콘크리트에 사용될 수 없다.

가. 동일 수원의 물을 사용하여 이에 적절한 배합설계를 하여야 한다.

나. 식수로 적합하지 않은 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, 시험하여야 한다.

(5) 콘크리트를 제조할 때 사용되는 혼화재료는 다음 규정에 따라야 한다.

① 혼화재로 사용할 플라이애쉬는 KS L 5405에 적합한 것이어야 한다.

② 혼화재로 사용할 콘크리트용 팽창재는 KS F 2562에 적합한 것이어야 한다.

③ 혼화재로 사용할 고로슬래그 미분말은 KS F 2563에 적합한 것이어야 한다.

④ 혼화재로 사용할 실리카퓸은 KS F 2567에 적합한 것이어야 한다.

⑤ ①, ② 및 ③ 이외의 혼화재인 규산질 미분말 및 고강도용 혼화재 등을 사용할 때는, 이들 혼화재에 대하여 아직 품질의 규격이 없고 또 사용 방법도 다양하므로 미리 충분히 조사, 시험을 하여 품질을 확인하고 사용 방법도 검토하여 제조한 콘크리트의 내구성에 영향이 없도록 하여야 한다.

3.1.2 콘크리트 일반

(1) 콘크리트 공시체의 제작 및 양생 방법은 KS F 2403에 따라 제작하고 양생하는 방법에 따라야 한다. 콘크리트의 공시체를 제작할 때 압축강도용 공시체는 $\phi 150 \times 300$ mm를 기준으로 하며, $\phi 100 \times 200$ mm의 공시체를 사용할 경우 강도보정계수 0.97을 사용하며, 이외의 경우에도 적절한 강도보정계수를 고려하여야 한다.

(2) 레디믹스트콘크리트를 사용하는 경우에는 KCS 14 20 01을 따르되, 시공기준에 명시되지 않은 사항은 KS F 4009에 따라야 한다.

(3) 경량콘크리트 제조용 경량콘크리트 골재는 KS F 2534에 규정하는 구조용 경량골재를 사용하여야 한다.

(4) 콘크리트를 친 후 28일 이내에 부재의 원래 설계하중이나 응력을 받지 않은 경우, 부재의 압축강도는 책임구조기술자가 승인하는 경우 재령에 따른 증가계수를 곱할 수 있다. 이때 식 (3.1-15)와 식 (3.1-16)을 사용할 수 있다.

(5) 콘크리트의 크리프는 다음의 규정에 따라 예측할 수 있다.

① 시간 t'에서 작용 응력 $f_c(t')$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 상대습도, 재하할 때의 재령, 재하기간, 시멘트 종류, 양생온도, 온도변화, 작용 응력의 크기 등에 따라 식 (3.1-1)을 사용하여 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,\ t') = f_c(t')\left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t,\ t')}{E_{ci}}\right] \qquad (3.1\text{-}1)$$

여기서, E_{ci}는 KDS 14 20 10(식 (4.3-4))에 의해 구하고, $E_{ci}(t')$는 식 (3.1-17)에 의해서 구하여야 한다.

② 식 (3.1-1)에서 크리프계수 $\phi(t,t')$는 양생온도가 20 ℃이고, 하중이 작용하는 동안의 기온도 20 ℃인 경우를 기준으로 한 것으로서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi(t,\ t') = \phi_o \beta_c(t-t') \qquad (3.1\text{-}2)$$

여기서, 각 변수는 다음과 같다.

$$\phi_o = \phi_{RH}\,\beta(f_{cu})\beta(t') \qquad (3.1\text{-}3)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-0.01RH}{0.10\ \sqrt[3]{h}} \qquad (3.1\text{-}4)$$

$$\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}} \qquad (3.1\text{-}5)$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \qquad (3.1\text{-}6)$$

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')}\right]^{0.3} \qquad (3.1\text{-}7)$$

$$\beta_H = 1.5\left[1 + (0.012RH)^{18}\right]h + 250 \le 1{,}500(\text{일}) \qquad (3.1\text{-}8)$$

그리고 여기서 f_{cu}는 KDS 14 20 10(식 (4.3-3))을 따른다.

③ 작용 응력의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 (3.1-2)의 크리프계수는 다음과 같이 보정하여야 한다.

가. 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

양생 동안 온도의 변화가 있거나 20 ℃가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우, 재하할 때의 콘크리트 재령 t'는 온도와 시멘트 종류를 고려하여 다음과 같이 보정하여야 한다.

$$t' = t'_T \left[\frac{9}{2 + (t'_T)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} \geq 0.5(\text{일}) \qquad (3.1\text{-}9)$$

$$t'_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \exp\left(- \frac{4{,}000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65 \right) \qquad (3.1\text{-}10)$$

$$\alpha = \begin{cases} -1 & : 2\text{종 시멘트} \\ 0 & : 1\text{종, } 5\text{종 시멘트} \\ 1 & : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

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.

나. 작용 응력의 크기에 따른 보정계수

작용 응력 $f_c(t')$가 $0.4 f_{cu}(t') < | f_c(t') | < 0.6 f_{cu}(t')$인 경우 식 (3.1-3)의 ϕ_o를 식 (3.1-11)과 같이 보정하여 크리프의 비선형성을 고려하여야 한다.

$$\phi_{o,k} = \phi_o \exp\left[1.5 \left(\frac{| f_c(t') |}{f_{cu}(t')} - 0.4 \right) \right] \qquad (3.1\text{-}11)$$

여기서, $f_{cu}(t')$는 식 (3.1-15)와 식 (3.1-16)에 의해 구할 수 있다.

다. 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5 ℃에서 80 ℃까지 변화할 때 크리프계수는 식 (3.1-4)의 ϕ_{RH}를 식 (3.1-13)으로, 그리고 식 (3.1-8)의 β_H를 식 (3.1-14)로 보정하여 식 (3.1-12)에 의해 구하여야 한다.

$$\phi(t, t') = \beta_c(t - t')\phi_o + 0.0004(T - 20)^2 \qquad (3.1\text{-}12)$$

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1.0)\phi_T^{1,2} \qquad (3.1\text{-}13)$$

여기서, $\phi_T = \exp[0.015(T - 20)]$

$$\beta_{H,T} = \exp\left[\frac{1{,}500}{273 + T} - 5.12 \right] \beta_H \qquad (3.1\text{-}14)$$

④28일 평균 압축강도 f_{cu}는 KDS 14 20 10(식 (4.3-3))으로 구하며, 시간에 따른 콘크리트의 강도발현 $f_{cu}(t)$는 식 (3.1-15)와 같이 구할 수 있다.

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cu} \qquad (3.1\text{-}15)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[\beta_{sc} \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \qquad (3.1\text{-}16)$$

$$\beta_{sc}=\begin{cases}0.35 : 1\text{종 시멘트 습윤 양생}\\0.15 : 1\text{종 시멘트 증기 양생}\\0.25 : 3\text{종 시멘트 습윤 양생}\\0.12 : 3\text{종 시멘트 증기 양생}\\0.40 : 2\text{종 시멘트}\end{cases}$$

여기서, $\beta_{cc}(t)$는 시간에 따른 강도발현속도이고, β_{sc}는 시멘트 종류에 따른 상수이다.

⑤ 크리프 변형을 계산할 때 콘크리트의 초기접선탄성계수는 KDS 14 20 10(식 (4.3-4))로 구하여야 한다. 한편, 초기접선탄성계수 $E_{ci}(t)$의 시간에 따른 변화는 다음 식 (3.1-17)과 같이 구하여야 하며 $\beta_{cc}(t)$는 식 (3.1-16)과 같다.

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}\,E_{ci} \qquad (3.1\text{-}17)$$

⑥ 크리프에 대한 실험은 KS F 2453에 따라야 한다.

(6) 콘크리트의 건조수축 변형률은 대기의 평균 상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음 식 (3.1-18)에 따라 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t,\, t_s) = \varepsilon_{sho}\beta_s(t-t_s) \qquad (3.1\text{-}18)$$

여기서, ε_{sho}와 $\beta_s(t-t_s)$는 다음 식 (3.1-19)에서 식 (3.1-22)까지에 의해 계산하여야 한다.

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH} \qquad (3.1\text{-}19)$$

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160+10\beta_{sc}(9-f_{cu}/10)\right]\times 10^{-6} \qquad (3.1\text{-}20)$$

$$\beta_{RH}=\begin{cases}-1.55[1-(RH/100)^3] & (40\% \le RH < 99\%)\\0.25 & (RH \ge 99\%)\end{cases} \qquad (3.1\text{-}21)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035\,h^2+(t-t_s)}} \qquad (3.1\text{-}22)$$

$$\beta_{sc}=\begin{cases}4 : 2\text{종 시멘트}\\5 : 1\text{종, }5\text{종 시멘트}\\8 : 3\text{종 시멘트}\end{cases}$$

외기의 온도가 20 ℃가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$는 다음 식 (3.1-23)과 식 (3.1-24)에 의해 보정하여야 한다.

$$\beta_{RH,\,T} = \left[1+\left(\frac{8}{103-RH}\right)\left(\frac{T-20}{40}\right)\right]\beta_{RH} \qquad (3.1\text{-}23)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2\exp[-0.06(T-20)]+(t-t_s)}} \qquad (3.1\text{-}24)$$

3.1.3 시험 일반

(1) 콘크리트는 KDS 14 20 40 규정을 만족시키도록 배합하여야 할 뿐만 아니라, 3.1.4(2)에서 규정한 배합강도가 확보되도록 배합하여야 하고, 콘크리트를 생산할 때 3.1.5(2)③에서 규정한 바와 같이 f_{ck} 미만의 강도가 나오는 빈도를 최소화하여야 한다.

(2) f_{ck}에 대한 요구 조건은 3.1.5(2)에서 기술한 것과 같이 공시체 제작 및 시험 규정에 의해 시행한 원주공시체의 시험에 근거를 두어야 한다.

(3) 특별히 다른 규정이 없을 경우 f_{ck}는 재령 28일 강도를 기준으로 하여야 한다. 다른 재령에서 시험을 한 경우에는 f_{ck}의 시험 일자를 설계도나 공사시방서에 명기하여야 한다.

(4) 콘크리트의 쪼갬인장강도 f_{sp}에 관한 KDS 14 20 10(4.4(2)), KDS 14 20 30(4.2.1(4))의 설계규정을 적용하여야 할 경우, 규정된 f_{ck}값에 해당하는 f_{sp}의 값을 설정하기 위한 시험실 시험을 실시하여야 한다.

(5) 쪼갬인장강도 시험 결과를 현장 콘크리트의 적합성 판단 기준으로 사용할 수 없다.

3.1.4 배합의 선정

(1) 표준편차의 설정은 다음에 따라야 한다.

①콘크리트 생산설비의 시험기록이 있을 경우, 이에 대한 표준편차를 산정하여야 한다. 표준편차의 산정에 사용할 수 있는 시험기록은 다음과 같다.

가. 예상되는 실제 상황과 비슷한 재료, 품질관리 절차 및 조건들을 갖추어야 하며, 시험기록에 사용된 재료와 배합비의 변화폭이 실제 현장에 적용되는 것과 유사한 조건에서 작성된 것이어야 한다.

나. 계획된 공사에서 요구하는 설계기준압축강도와 같거나 혹은 설계기준압축강도에서 그 차이가 7 MPa 이내의 강도를 갖는 콘크리트에 의해 구해진 값이어야 한다.

다. 다음 ②에서 요구하는 것을 제외하고 적어도 30회의 연속시험을 실시하여야 한다.

②콘크리트 생산설비가 상기 ①의 요건에 맞는 시험기록을 갖고 있지 않지만 15회 이상, 29회 이하의 연속시험의 기록을 갖고 있는 경우, 표준편차는 계산된 표준편차와 표 3.1-1의 보정계수의 곱으로 계산할 수 있다. 시험기록을 인정받기 위해서 상기 ①의 가와 나의 요건과 일치하고, 또한 45일 이상의 기간 동안 실시된 연속시험한 기록이어야 한다.

표 3.1-1 시험이 29회 이하일 때 표준편차에 대한 보정계수

시험횟수[1)]	표준편차의 보정계수[2)]
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 또는 그 이상	1.00

주 1) 위 표에 명시되지 않은 시험횟수에 대한 것은 직선보간한다.
2) 배합강도를 결정하기 위해 사용되는 표준편차의 보정계수

(2) 배합강도는 다음에 따라 결정하여야 한다.

① 콘크리트 배합을 선정할 때 기초하는 배합강도 f_{cr}은 3.1.4(1)의 규정에 따라 계산된 표준편차를 이용하여 계산한다. 이때 배합강도는 설계기준압축강도가 35 MPa 이하인 경우 식 (3.1-25)와 식 (3.1-26)으로 계산된 두 값 중 큰 값으로 정하며, 또한 설계기준압축강도가 35 MPa을 초과하는 경우는 식 (3.1-25)와 식 (3.1-27)로 계산된 두 값 중 큰 값으로 정한다.

$f_{ck} \leq 35$ MPa인 경우,

$$f_{cr} = f_{ck} + 1.34s \quad (3.1\text{-}25)$$

$$f_{cr} = (f_{ck} - 3.5) + 2.33s \quad (3.1\text{-}26)$$

$f_{ck} > 35$ MPa인 경우,

$$f_{cr} = f_{ck} + 1.34s \quad (3.1\text{-}25)$$

$$f_{cr} = 0.9f_{ck} + 2.33s \quad (3.1\text{-}27)$$

② 배합강도 f_{cr}은 상기 (1)의 요건에 맞는 표준편차의 계산을 위한 현장강도 기록자료가 없을 경우 또는 압축강도의 시험횟수가 14회 이하인 경우 다음 표 3.1-2에 따라 결정하여야 한다.

표 3.1-2 시험횟수가 14회 이하이거나 기록이 없는 경우의 배합강도

설계기준압축강도, f_{ck} (MPa)	배합강도, f_{cr} (MPa)
21 미만	f_{ck} + 7
21 이상 35 이하	f_{ck} + 8.5
35 초과	$1.1f_{ck}$ + 5.0

(3) 배합강도는 시공 중 자료 취득이 가능하면, f_{ck}보다 커야 하는 f_{cr}의 초과 값은 다음의 ①과 ③을 동시에 만족하거나 또는 ②와 ③을 동시에 만족하는 경우 감소시킬 수 있다.

① 30회 또는 그 이상의 시험결과를 이용하여 구한 시험결과의 평균이 3.1.4.(1).①에 따라 계산한 표준편차를 사용하여 계산한 상기 (2)①의 조건값을 초과한 경우

② 29회 이하의 시험결과값이 얻어지고 그 시험결과의 평균값이 상기 (1)②의 표준편차를 사용하여 계산한 상기 (2)①의 조건값을 초과한 경우

③ KDS 14 20 40(4.1.3)의 특수노출 필요 사항을 만족한 경우

3.1.5 평가와 사용승인

(1) 시험의 빈도는 다음 ①에서 ④까지 규정에 따라야 한다.

① 각 날짜에 친 각 등급의 콘크리트 강도시험용 시료는 다음과 같이 채취하여야 한다.

가. 하루에 1회 이상

나. 100 m^3 당 1회 이상

다. 슬래브나 벽체의 표면적 500 m^2 마다 1회 이상

라. 배합이 변경될 때마다 1회 이상

② 콘크리트를 치는 전체량이 적어 상기 ①에 따라 행한 시험 빈도수가 어느 등급의 콘크리트 강도 시험에서도 5회보다 적을 경우 시험은 무작위로 선택한 5배치에 대하여 하거나 또는 5배치보다 적은 경우 각 배치에 대하여 실시하여야 한다.

③ 사용 콘크리트의 전체량이 40 m^3 보다 적을 경우 책임구조기술자의 판단으로 만족할 만한 강도라고 인정될 때는 강도 시험을 생략할 수 있다.

④ 강도시험은 똑같은 콘크리트 시료로 제작한 3개의 공시체 강도의 평균으로 하여야 하고 시험은 28일째 또는 f_{ck}의 결정을 위해 지정된 날에 시험하여야 한다.

(2) 시험실에서 양생한 공시체의 제작, 시험 및 강도는 다음 ①에서 ④까지 규정을 만족하여야 한다.

① 강도 시험용 시료는 KS F 2401에 따라 채취하여야 한다.

② 강도 시험용 공시체는 KS F 2405에 따라 시험하여야 한다.

③ 콘크리트 각 등급의 강도는 다음의 두 요건이 충족되면 만족할 만한 것으로 간주할 수 있다.

가. 3번의 연속강도 시험의 결과 그 평균값이 f_{ck} 이상일 때

나. 개별적인 강도 시험값이 f_{ck} 가 35 MPa 이하인 경우에는 $f_{ck} - 3.5$ MPa 이상, 또한 f_{ck} 가 35 MPa 초과인 경우에는 $0.9f_{ck}$ 이상인 경우

④ 상기 ③의 조건 중의 어느 하나라도 충족되지 않으면 다음 (4)의 규정에 따라, 시험을 통하여, 강도 시험 결과의 평균값을 증가시키는 조치를 취하여야 한다.

(3) 현장에서 양생한 공시체의 제작, 시험 및 강도 결과는 다음 ①에서 ④의 규정을 만족하여야 한다.

① 책임구조기술자는 실제 구조물에서 콘크리트의 보호와 양생의 적절함을 검토하기 위하여 현장 상태에서 양생된 공시체 강도의 시험을 요구할 수 있다.

② 현장 양생되는 공시체는 KS F 2403에 따라 현장 조건에서 양생하여야 한다.

③ 현장 양생되는 시험공시체는 시험실에서 양생되는 시험공시체와 똑같은 시간에 같은 시료로 만들어야 한다.

④ f_{ck}의 결정을 위해 지정된 시험 재령에 행한 현장 양생된 공시체 강도가 동일 조건의 시험실에서 양생된 공시체 강도의 85%보다 작을 때는 콘크리트의 양생과 보호절차를 개선하여야 한다. 만일 현장 양생된 것의 강도가 f_{ck} 가 35 MPa 이하인 경우 f_{ck}보다 3.5 MPa을 더 초과하거나, f_{ck} 가 35 MPa 초과인 경우 f_{ck}보다 $0.1f_{ck}$를 더 초과하면 85%의 한계조항은 무시할 수 있다.

(4) 시험결과 콘크리트의 강도가 작게 나온 경우 다음 절차에 따라야 한다.

① 시험실에서 양생된 공시체 개개의 압축 시험 결과가 상기 (1)④의 f_{ck}보다 f_{ck} 가 35 MPa 이하인 경우 3.5 MPa 이상 낮거나, f_{ck} 가 35 MPa 초과인 경우 $0.1f_{ck}$ 이상 낮거나 또는 현장에서 양생된 공시체의 시험결과에서 상기 (3)④에서 기술된 결점이 나타나면, 구조물의 하중지지 내력이 부족하지 않도록 적절한 조치를 취하여야 한다.

② 콘크리트 강도가 현저히 부족하다고 판단될 때, 그리고 계산에 의해 하중저항 능력이 크게 감소되었다고 판단될 때, 문제된 부분에서 코어를 채취하고 채취된 코어의 시험은 KS F

2422에 따라 수행하여야 한다. 이때 강도 시험값이 f_{ck}가 35 MPa 이하인 경우 f_{ck}보다 3.5 MPa 이상 부족하거나 또는 f_{ck}가 35 MPa 초과인 경우 $0.1f_{ck}$ 이상 부족한지 여부를 알아보기 위하여 3개의 코어를 채취하여야 한다.

③ 구조물에서 콘크리트 상태가 건조된 경우 코어는 시험 전 7일 동안 공기(온도 15~30 ℃, 상대습도 60% 이하)로 건조시킨 후 기건상태에서 시험하여야 한다. 구조물의 콘크리트가 습윤된 상태에 있다면 코어는 적어도 40시간 동안 물속에 담가두어야 하며 습윤상태로 시험하여야 한다.

④ 코어 시험에서 만일 코어 공시체 3개의 평균값이 f_{ck}의 85%에 달하고, 각각의 코어 강도가 f_{ck}의 75%보다 작지 않으면 구조적으로 적합하다고 판정할 수 있다. 시험의 정확성을 위하여 불규칙한 코어 강도를 나타내는 위치에 대해서 재시험을 실시하여야 한다.

⑤ 상기 (4)④의 규정과 일치되지 않고 구조적 적합성이 의심스러울 때 책임구조기술자는 구조물의 의심스러운 부분에 대해서 KDS 14 20 90의 규정에 따라 구조물의 재하시험을 지시하거나 기타 적당한 조치를 취하여야 한다.

3.1.6 시험

(1) 책임구조기술자가 공사진행 중 필요하다고 인정할 경우 보통중량콘크리트의 시험은 다음에 따라야 한다.

① 강도의 평가는 KS F 2405, KS F 2408, KS F 2423을 따라야 한다.

② 단위용적질량 시험은 KS F 2409를 따라야 한다.

③ 블리딩 시험은 KS F 2414를 따라야 한다.

④ 공기량 시험은 KS F 2409 및 KS F 2421을 따라야 한다.

⑤ 슬럼프 시험은 KS F 2402를 따라야 한다.

(2) 경량콘크리트의 시험은 다음 규정을 따라야 한다.

① 단위용적질량 시험은 KS F 2462를 따라야 하며, KS F 2534의 규정에도 적합하여야 한다.

② 불순물 시험 방법은 KS F 2468을 따라야 한다.

③ 기타 시험은 보통중량콘크리트 시험 방법을 따라야 한다.

3.2 강재

3.2.1 강재일반

(1) 보강용 철근은 이형철근을 사용하여야 한다. 다만, 나선철근이나 강선으로 원형철근을 사용할 수 있다. 그리고 구조용 강재, 강관에 의한 보강재는 이 설계기준에 따라 사용될 수 있다.

(2) 철근을 용접하는 경우 그 위치와 용접 방법을 명기하여야 한다. 필요한 용접기호와 용접 시험 방법은 KS B 0052, KS B 0816~KS B 0892에 따라야 한다.

(3) 철근, 철선 및 용접철망의 품질, 형상, 치수는 KS D 3504, KS D 3552와 KS D 7017의 각 규격에 적합하여야 한다.

(4) 철근, 철선 및 용접철망의 설계기준항복강도 f_y 가 400 MPa을 초과하여 항복마루가 없는 경우, f_y값은 변형률 0.0035에 상응하는 응력의 값으로 사용하여야 한다.

(5) 철근은 아연도금 또는 에폭시수지 도막이 가능하며, 이들 철근은 KS D 3629의 규정을 따라야 한다.

(6) 긴장재는 다음 규정을 따라야 한다.

① 프리스트레스트콘크리트에 사용되는 강선은 KS D 7002의 규정에 따라야 한다.

② 강봉에 관한 것은 KS D 3505의 규정에 따라야 한다.

③ 강선, 강연선 및 강봉이 KS D 7002와 KS D 3505에 특별히 제시되지 않은 사항이 있는 경우 이들 재료가 공사시방서의 최소 규정에 적합한 것, 그리고 어느 경우에도 상기 규정된 품질 이상의 경우에만 사용할 수 있다.

(7) 강재, 강관, 튜브는 품질, 치수, 형상에 있어서 KS D 3503의 규격 이상이어야 하며, 특수한 경우에 책임구조기술자가 입회하여 소정의 품질 및 강도시험을 시행한 후 사용할 수 있다.

(8) 확대머리 전단스터드에서 확대머리의 지름은 전단스터드 지름의 $\sqrt{10}$ 배 이상이어야 한다.

(9) 확대머리철근에서 철근 마디와 리브의 손상은 확대머리의 지압면부터 $2d_b$를 초과할 수 없다.

3.2.2 철근의 시험

철근의 시험은 KS B 0802 및 KS B 0804에 따라야 한다.

부록. 성능기반설계 기본 고려 사항

1. 일반 사항

1.1 적용 범위

(1) 부록은 성능기반형으로 설계되는 콘크리트 구조물에 적용하기 위한 성능검증 방법의 개념과 원칙을 제시하는 것을 목적으로 한다.

(2) 발주자는 콘크리트 구조물의 안전성능, 사용성능, 내구성능 또는 환경성능을 고려하여 필요한 성능지표를 정하고 이들 각각에 대한 정량적 목표를 제시하여야 한다.

(3) 요구성능의 검증은 본문에 제시된 설계 방법 또는 이 부록에 제시된 원칙에 기초한 검증 방법을 이용하여 수행할 수 있다.

1.2 용어의 정의

- 겹판요소(layered element): 면부재가 2개 이상 포개진 것으로 전체적으로 면외 전단력과 휨모멘트를 전달하는 요소
- 공칭값(nominal value): 확률분석을 통하지 않고 주어진 물리적 조건 자체 또는 경험 자체에 근거하여 정한 값
- 극한한계상태(ultimate limit states): 구조물(또는 구조 부재)이 붕괴 또는 이와 유사한 파괴 등의 안전성능 요구 조건을 더 이상 만족시킬 수 없는 상태
- 면부재(plane element): 2축응력상태를 면내응력으로 전달하는 막응력 부재와 면외하중에 저항하는 판부재로 2차원 부재
- 비선형해석(non-linear analysis): 비선형 응력-변형률 관계, 균열, 크리프와 건조수축 등의 콘크리트와 철근의 비선형거동을 고려하는 해석법
- 안전성능(safety performance): 어떠한 하중에 대하여, 사용자 또는 구조물 주변 사람의 안전을 보장하는 구조물의 성능
- 요구성능(required performance): 콘크리트 구조물의 안전성능, 사용성능, 내구성능, 환경성능에 대한 발주자 또는 국가기준의 요구 조건
- 사용성능(serviceability performance): 고려하는 하중에 대하여, 사용상의 적절한 편의 및 기능을 제공하는 구조물의 성능

- 사용한계상태(serviceability limit states): 구조물(또는 구조 부재)이 균열, 처짐, 진동 등에 대한 사용성능 요구 조건을 더 이상 만족시킬 수 없는 상태
- 선부재(linear element): 트러스와 보-기둥으로 해석모형에서 선으로 표현할 수 있는 부재로 압축력, 인장력, 전단력 그리고 휨모멘트를 전달
- 선형비탄성 해석(linear inelastic analysis): 부재의 비탄성변형의 영향을 고려하여 탄성강성보다 감소된 할선강성을 사용한 해석법
- 설계수명(design life): 설계할 때 목표로 하는 구조물의 수명
- 성능검증(performance verification): 콘크리트 구조물이 요구성능을 만족하는지에 대한 판정
- 성능기반 구조설계(performance-based design for structures): 콘크리트 구조물의 다단계 요구성능에 기반한 구조설계
- 소성해석(plastic analysis): 극한하중을 구하는 방법의 하나로서 부재 또는 구조체의 소성거동을 고려하여 해석을 수행하는 방법
- 스트럿-타이 모델 해석(strut-tie model analysis): 콘크리트 부재 및 구조물에서 응력 및 변형률의 흐름을 고려하여 압축스트럿 및 인장타이로 스트럿-타이 모델을 구성하고, 압축스트럿 및 인장타이에 실제 재료의 탄성 및 비탄성 특성을 반영하여 수행하는 구조해석
- 신뢰도(reliability): 구조물이나 구조 부재가 설계사용수명을 포함하는 규정된 조건을 만족하는 능력
- 신뢰성분석(reliability analysis): 구조저항 및 하중영향과 관련된 불확실성을 고려하여 소정의 목표성능 만족 여부를 판명하기 위한 분석
- 주기하중(periodic or cyclic load): 지진하중과 같이 일정한 주기를 갖고 반복하여 발생하는 하중
- 특성값(characteristic value): 통계적 처리에 의해 결정되는 대푯값
- 한계상태(limit states): 사용성능, 안전성능, 내구성능 또는 환경성능의 검증기준이 되며, 구조물이 관련 성능기준을 더 이상 만족시킬 수 없는 상태
- 허용소성회전각(allowable plastic rotation): 구조설계를 할 때 부재에 허용되는 순 소성변형으로, 실험 또는 실제 발생하는 다양한 파괴양상을 고려하는 타당한 역학이론에 의하여 계산된 값을 사용
- 환경성능(environmental performance): 콘크리트 재료를 제조할 때부터 구조물을 폐기할 때까지 수반되는 활동으로 인해 발생하는 유해물질이 환경에 미치는 정량적 또는 정성적 영향
- 환경성능목표(set or target environmental performance requirement): 선정된 환경지표의 한계값
- 환경지표(environmental index): 고려 대상이 되는 환경에 영향을 미치는 인자 또는 환경오염 정도를 표시하는 지표

- 환경하중(environmental action): 구조물을 구성하고 있는 재료의 성능저하를 유발하는 물리적, 화학적, 생물학적 영향
- 1축응력요소(uniaxial stress element): 압축응력 또는 인장응력으로만 전달하는 스트럿 또는 타이
- 2축응력요소(biaxial stress element): 법선응력과 전단응력으로 이루어진 면내 응력을 전달하는 요소

2. 설계 원칙

2.1 일반 사항

(1) 콘크리트 구조물의 설계는 의도하는 용도에 적합한 하중조합에 근거하여야 하며, 재료 및 구조물 치수에 대한 적절한 설계값을 선택한 후 합리적인 거동이론을 적용하여 구한 구조성능이 요구되는 한계기준을 만족한다는 것을 검증하여야 한다.

(2) 콘크리트 구조물은 적절한 정도의 신뢰성과 경제성을 확보하면서, 목표하는 사용수명 동안 발생 가능한 모든 하중과 환경에 대하여 요구되는 구조적 안전성능, 사용성능, 내구성능과 환경성능을 갖도록 설계하여야 한다.

(3) 콘크리트 구조물은 필요에 따라 예측 가능한 폭발 또는 충격 등에 의해 손상되지 않도록 설계하여야 한다.

(4) 구조물의 성능검증에 필요한 신뢰도는 발주자가 정할 수 있으며, 적절한 안전계수와 시공 및 품질 관리를 통해 확보하여야 한다.

2.2 한계상태

(1) 발주자는 안전성능, 사용성능, 내구성능, 환경성능에 관한 요구 조건을 제시할 수 있으며, 제시한 요구 조건은 콘크리트 구조물의 성능검증에서 한계기준이 될 수 있다.

(2) 안전성능의 한계상태는 하중, 응력 또는 변형 등과 관련되는 항목으로 표시할 수 있다.

(3) 사용성능의 한계상태는 응력, 균열, 변형 또는 진동 등의 항목으로 표시할 수 있다.

(4) 내구성능의 한계상태는 환경조건에 따른 성능저하인자가 최외측 철근까지 도달하는 시간 또는 콘크리트의 특성이 일정 수준 이하로 저하될 때까지 소요되는 시간으로 정의되는 내구수명으로 표시할 수 있다.

(5) 환경성능의 한계상태는 구조물을 구성하는 재료의 제조, 시공, 유지관리와 폐기 및 재활용 등의 모든 활동으로 인해 발생하는 환경저해요소 등의 항목으로 표시할 수 있다.

2.3 하중

(1) 콘크리트 구조물 설계에 필요한 하중은 목표하는 수명 동안 발생 가능한 모든 하중과 환경영향을 반영하여야 한다.

(2) 하중의 크기 및 특성은 국가에서 정한 관련 기준에 따르는 것을 원칙으로 하되, 관련 기준에 정해져 있지 않은 하중의 크기는 통계 모델을 이용하여 결정할 수 있다.

(3) 발주자는 구조물의 요구성능을 고려하여 하중의 크기를 정할 수 있다. 다만, 발주자가 정한 하중 크기는 국가기준에서 정한 하중의 크기 이상이어야 한다.

(4) 발주자가 하중의 크기를 별도로 정할 경우 하중의 특성에 따라 강도, 지속시간, 지반조건, 재현주기, 동적특성 또는 구조물의 설계수명 및 중요도 등을 고려하여야 한다.

(5) 설계상황에 따라 동시에 발생 가능한 모든 하중들의 하중조합을 고려하여야 하며 하중의 변동폭과 하중조합의 특성에 따라 적절한 안전계수를 적용할 수 있다.

(6) 구조물과 부재에 발생하는 하중의 영향은 부록 5에 따라 산정할 수 있다.

2.4 재료

(1) 설계할 때 사용하는 재료의 특성값은 통계 모델을 이용하여 분포의 평균값, 상한값, 하한값 또는 공칭값 중에서 적절한 값을 사용하여야 한다.

(2) 특별하게 규정되어 있지 않은 경우, 재료특성의 하한값은 하위 5%, 상한값은 상위 5%로 하여야 한다.

(3) 재료강도의 특성값을 공칭값으로 사용할 경우, 이 공칭값은 한국산업표준에서 정한 값 또는 이와 동등한 자격을 갖춘 시험기관에서 제공하는 자료로 정하여야 한다.

2.5 성능검증

(1) 요구성능은 확률론에 근거한 신뢰성분석 또는 적절한 안전계수를 이용하여 검증할 수 있다.

(2) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 안전성능을 검증하여야 한다.

① 구조물의 안정성을 검토할 때, 안정에 기여하는 하중영향 값은 불안정을 초래하는 하중영향 값보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

② 구조물의 단면 또는 접합부의 파괴나 변형에 대한 한계상태를 검토할 때, 설계저항강도가 하중영향보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

③ 2차효과에 의해 유발되는 안정성상태를 검토할 때, 작용하중에 의해 불안정한 상태가 발생하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

④ 피로하중에 의해 유발되는 파괴상태를 검토할 때, 반복하중에 의해 부재가 파괴되지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

(3) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 사용성능을 검증하여야 한다.
① 균열에 대한 사용성능은 휨모멘트에 의한 영향뿐만 아니라 전단력에 의한 영향도 고려하여 검증하여야 한다.
② 변형에 대한 사용성능은 부재의 변형뿐만 아니라 구조 시스템의 변형도 고려하여 검증하여야 한다.
③ 진동에 대한 사용성능은 요구 조건으로 제시된 고유진동수 또는 진동가속도에 대하여 검증하여야 한다.

(4) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 내구성능을 검증하여야 한다.
① 내구성능은 구조물이 위치하는 장소의 성능저하인자들을 평가하여 가장 지배적인 성능저하인자에 대하여 검증하는 것을 원칙으로 한다.
② 내구성능은 성능저하인자에 의한 철근부식 개시시점까지 기간이 요구성능으로 제시된 내구연한보다 길다는 것을 검증하여야 한다.
③ 내구성능검증에서 복합열화를 무시할 수 없을 경우에는 이를 고려하여야 한다.

(5) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 환경성능을 검증하여야 한다.
① 구조물을 구성하는 재료를 제조할 때부터 구조물을 해체 및 재활용하는 전 단계에 걸쳐 투입되는 모든 재료 및 활동으로 인해 발생하는 환경저해요소가 국가 또는 발주자가 요구하는 환경성능 한계기준을 초과하지 않도록 하여야 한다.
② 환경성능검증은 대기오염, 수질 및 토질오염, 작업환경에 영향을 미치는 인자에 대하여 수행하여야 한다.

3. 재료

3.1 일반 사항

(1) 해석과 설계에 고려하여야 하는 재료특성은 다음과 같은 사항을 포함하여야 한다.
① 압축, 인장, 전단 특성
② 탄성계수
③ 크리프, 릴랙세이션, 건조 및 자기수축 등의 시간 의존적 특성
④ 수밀성과 확산계수 등의 환경하중과 관련되는 특성
⑤ 열팽창계수 등의 열적 특성
⑥ 응력-변형률 관계

(2) 재료의 특성값은 적절한 시험 또는 신뢰성 있는 모델식을 사용하여 결정하여야 한다.

(3) 콘크리트 부재 및 구조물의 성능검증을 위하여 콘크리트의 재령 영향이 고려되어야 하는 경우에는 신뢰성 있는 모델이나 해석 방법을 사용하여 그 영향을 반영하여야 한다.

3.2 콘크리트 압축강도

(1) 콘크리트의 설계기준압축강도는 1축압축강도를 기준으로 하며, 콘크리트 부재 및 구조물의 성능검증에는 1축압축강도 이외에 2축 및 3축 응력상태를 고려한 유효압축강도 모델을 사용할 수 있다.

(2) 설계기준압축강도는 재령 28일에 평가한 표준원주공시체 압축강도 분포의 하위 5 %로 나타내는 것을 원칙으로 한다.

3.3 콘크리트 인장강도

(1) 콘크리트의 인장강도는 시험 또는 신뢰성 있는 모델식을 사용하여 결정하여야 한다.

(2) 콘크리트 부재의 사용성능검증을 위한 콘크리트의 설계기준인장강도는 분포의 하위 5 %로 나타내는 것을 원칙으로 한다.

(3) 콘크리트 휨부재의 최소 철근비 산정을 위한 콘크리트의 설계기준인장강도는 분포의 상위 5%로 나타내는 것을 원칙으로 한다.

(4) 콘크리트의 휨인장강도는 KS F 2408의 규정에 따라 구하거나 신뢰성 있는 모델식을 사용하여 결정하여야 한다.

3.4 콘크리트 탄성변형

(1) 콘크리트의 탄성계수는 KS F 2438의 규정에 따라 구하거나 신뢰성 있는 모델식을 사용하여 결정하여야 한다.

(2) 콘크리트 포아송비와 열팽창계수는 시험 또는 신뢰성 있는 모델을 사용하여 결정하여야 한다.

3.5 콘크리트의 크리프 및 건조수축

(1) 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 변형률은 주변 대기습도, 부재의 치수 및 콘크리트 구성성분의 영향과 하중이 최초로 재하될 때의 콘크리트 성숙도와 하중의 크기 및 재하기간의 영향을 반영하여 결정하여야 한다.

(2) 콘크리트의 전체 수축량을 계산하고자 할 경우에는 건조수축변형률 이외에도 자기수축변형률을 고려하여야 한다.

3.6 콘크리트 응력-변형률 관계

(1) 콘크리트의 응력-변형률 관계는 최대 강도, 최대 강도에 해당하는 변형률, 최대 강도 이후의 강도저하, 최대 변형률 등의 응력-변형률 상태를 잘 나타낼 수 있어야 한다.

3.7 철근

(1) 한국산업표준에서 규정한 철근의 사용을 원칙으로 하되, 그 이외의 철근을 사용할 경우에는 한국산업표준에서 정한 시험 방법에 따라 설계할 때 가정된 역학적 성능을 검증하여야 한다.

(2) 철근은 연성과 용접성 및 굽힘성을 적절히 확보하여야 한다.

3.8 긴장재

(1) 프리스트레스트콘크리트는 긴장재로 강선, 강봉 또는 강연선을 사용할 수 있다.

(2) 프리스트레싱 긴장재는 성능을 저하시킬 수 있는 결함이 없어야 하고 응력 부식이 일어날 가능성이 충분히 낮은 수준이어야 한다.

(3) 프리스트레싱 긴장재는 한국산업표준에서 요구하는 연성 및 피로강도를 가져야 한다.

(4) 한국산업표준에서 규정한 긴장재의 사용을 원칙으로 하되, 그 이외의 긴장재를 사용할 경우에는 관련 시험 방법에 따라 설계할 때 가정된 역학적 성능을 검증하여야 한다.

4. 기본구조요소

4.1 일반 사항

(1) 이 장은 철근콘크리트의 부분요소 또는 부재의 역학적 모델에 관한 것으로 구조해석 및 성능검증에 적용할 수 있다.

(2) 콘크리트 부재는 응력의 분포상태를 고려하여 1축요소와 2축 및 다축요소로 이상화할 수 있다.

(3) 콘크리트 구조물은 거동을 지배하는 응력과 변형률을 고려하여 기본구조요소의 조합으로 이상화할 수 있다.

(4) 휨부재의 모멘트는 1축압축요소와 1축인장요소의 짝힘으로 전달된다고 이상화할 수 있다.

4.2 1축콘크리트요소

(1) 주변의 응력조건을 고려하여 콘크리트의 압축과 인장력에 대한 응력-변형률 관계를 정의하여야 한다.

(2) 휨부재 1축압축요소의 설계를 위해 단순한 형태의 콘크리트 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다.

(3) 필요할 경우, 설계기준압축강도는 장기하중의 효과를 고려하여야 한다.

(4) 콘크리트의 변형률 연화현상을 고려할 수 있다.

4.3 철근 및 긴장재 요소

(1) 철근의 응력-변형률 관계는 탄성-완전소성 관계로 이상화할 수 있다.

(2) 긴장재와 같이 항복점이 명확하지 않은 경우에는 비선형 관계를 적절히 나타낼 수 있도록 응력-변형률 관계를 정의하여야 한다.

4.4 부착

(1) 철근콘크리트 부재의 단면해석에서 철근과 콘크리트 사이의 부착 응력-미끄러짐 관계를 적용할 수 있다.

(2) 철근과 콘크리트 사이의 부착 응력-미끄러짐 관계는 철근의 표면 특성과 구속응력상태를 고려한 신뢰성 있는 모델을 사용할 수 있다.

(3) 철근의 부착응력 특성을 고려하여 1축인장요소의 응력-변형률 관계를 정할 수 있다.

(4) 철근과 콘크리트의 부착으로 인한 인장증강효과를 고려한 콘크리트의 인장응력과 변형관계식을 사용할 수 있다.

4.5 균열 발생 이전의 2축응력요소

(1) 탄성연속체 역학에 근거하여 2축응력요소의 응력-변형률 관계를 설정할 수 있다.

(2) 2축응력요소의 응력-변형률 관계는 다축응력상태의 효과를 고려하여 정하여야 한다.

4.6 균열 발생 이후 2축응력요소

(1) 균열 발생 이후 콘크리트는 주로 압축응력을 전달하는 요소로 이상화할 수 있다.

(2) 2축요소의 거동은 평균 응력에 대한 평형조건과 평균 변형률에 대한 적합조건을 만족하여야 한다.

(3) 콘크리트요소의 응력-변형률 관계는 주변 응력과 변형을 고려하여 정하여야 한다.

(4) 콘크리트의 경사 압축응력대의 수직/수평 기울기는 주인장철근 방향에 대하여 1/2에서 2까지 가정할 수 있다.

4.7 2축응력요소의 강도

(1) 압축강도는 철근과 콘크리트 강도의 합으로 표현하여야 한다.

(2) 필요할 경우 콘크리트의 인장강도 영향을 고려할 수 있다.

(3) 전단강도는 부재에 작용하는 인장응력과 압축응력의 효과, 철근항복과 콘크리트의 압축파괴를 고려하여 결정하여야 한다.

4.8 겹판요소

(1) 판부재에 면내력과 함께 비틀림모멘트, 휨모멘트 또는 면외전단력이 작용하는 경우, 판부재는 2축응력요소가 상, 하면에 각각 작용하는 겹판으로 이상화할 수 있다.

(2) 판부재에 면외전단력이 작용하는 경우, 2축응력이 작용하는 3개의 판요소로 이상화할 수 있으며 이상화된 상하 판요소는 휨모멘트와 비틀림모멘트에 대한 응력을 전달하고 가운데 판요소는 면외전단력을 전달한다고 간주할 수 있다.

5. 구조해석

5.1 일반 사항

(1) 구조해석을 위한 구조물 및 부재의 크기, 재료, 하중, 경계조건은 구조물의 현황과 가까운 조건을 사용하여야 한다. 다만, 정확한 현황을 알 수 없는 경우에는 안전측이 되도록 하여야 한다.

(2) 구조해석은 재료의 특성, 2차효과, 장기효과, 온도 변화, 시공 편차, 시공단계 효과, 영구 변형, 지반의 영향 등을 고려하여 수행하여야 한다.

5.2 구조물 및 부재의 이상화

(1) 재료의 특성과 구조요소의 구성은 3(재료)와 4(기본구조요소)를 따라야 한다.

(2) 구조 부재의 특성과 기능에 따라 보, 기둥, 벽, 슬래브, 아치, 쉘 등으로 구분하고 이들의 조합이 구조물의 거동을 적절히 묘사할 수 있도록 이상화하여 구조해석을 수행하여야 한다.

(3) 선형의 변형률 분포 가정이 유효하지 않은 영역에 대해서는 추가 부분해석을 사용할 수 있다. 이때 부분해석 모델은 영역의 경계면에서 부분영역이 속한 전체 구조물의 힘의 평형조건과 변형의 적합조건을 만족하여야 한다.

(4) 깊은보, 깊은 연결보, 낮은 기둥, 낮은 벽, 말뚝캡 등 상대적으로 전단경간이 작은 부재에 대해서는 유한요소해석 또는 스트럿-타이 모델해석을 사용하여야 한다.

5.3 선형탄성 해석

(1) 탄성이론에 근거한 골조 및 부재의 선형해석은 사용한계상태 및 극한한계상태 설계에 모두 사용할 수 있다.

(2) 균열이 예상되는 경우에는 균열의 영향을 고려한 단면의 유효강성을 사용하여야 한다.

(3) 하중의 지속효과에 의한 콘크리트의 장기변형을 무시할 수 없을 경우에는 크리프의 영향을 포함하는 균열단면에 대한 감소된 강성을 사용하여야 한다.

(4) 극한한계상태설계에 선형탄성 유한요소해석을 사용할 경우, 응력 또는 내력은 재분배의 영향을 고려하여 적절한 크기의 영역에 대하여 평균값을 사용하여 설계할 수 있다.

5.4 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석

(1) 제한된 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석은 극한한계상태의 구조 부재 해석에 적용할 수 있다.

(2) 선형탄성 해석을 사용하여 구한 극한한계상태의 휨모멘트를 재분배하는 경우, 재분배된 휨모멘트는 구조물에 작용하는 하중과 정적평형조건을 만족시켜야 한다.

(3) 선형탄성해석에 대한 제한된 휨모멘트 재분배는 중력하중 또는 지진하중을 받는 연속보와 슬래브에 적용할 수 있다. 다만, 재분배에 필요한 부재의 비탄성 회전변형능력에 대하여 검증하여야 한다.

(4) 프리스트레스트 콘크리트 골조의 모서리와 같이 부재의 비탄성 회전변형능력을 정확히 검증하지 못하는 곳에는 선형탄성 해석에 의한 휨모멘트 재분배를 허용할 수 없다.

(5) 기둥의 경우 휨모멘트 재분배를 허용할 수 없다.

5.5 선형비탄성 해석

(1) 극한한계상태에서 비탄성 거동을 보이는 구조물 및 부재에 대하여 하중의 재분배와 소성변형을 평가하는 구조해석 방법으로 선형비탄성 해석을 사용할 수 있다.

(2) 구조물 또는 부재의 예상되는 변형거동과 비탄성변형의 크기에 적합하도록 구조요소의 할선강성을 가정하여야 하며, 이 할선강성은 탄성강성 이하이어야 한다.

(3) 할선강성을 갖는 구조모델에 대한 선형해석을 수행하여 재분배된 부재 내력에 대하여 설계하며, 이때 각 부재의 비탄성변형은 해당 부재의 비탄성변형능력을 초과할 수 없다.

(4) 과도한 부재의 비탄성변형능력이 요구되는 경우에는 할선강성을 증가시켜서 재해석을 수행하여야 한다.

5.6 소성해석

(1) 극한한계상태의 설계와 검증을 위하여 소성해석 방법을 사용할 수 있다.

(2) 위험단면에서는 의도한 소성기구가 형성되기에 충분하도록 연성을 확보하여야 한다. 극한한계상태의 구조해석 방법으로 소성해석을 사용하기 위해서는 계산된 부재의 회전변형이 허용소성회전변형보다 크지 않아야 한다.

(3) 정적하중이 지배적인 경우, 하중은 단조증가하는 것으로 가정할 수 있다.

5.7 비선형해석

(1) 힘의 평형조건 및 변형의 적합조건을 만족하고 재료의 비선형거동을 적절하게 고려한 경우, 비선형해석 방법은 극한 및 사용한계상태에 대한 설계에 적용할 수 있다. 기하학적 비선형효과를 고려해야 하는 경우에는 2차효과를 포함하여야 한다.

(2) 극한한계상태의 경우, 위험단면이 비선형해석에 의해 구한 비탄성변형을 견딜 수 있는 회전변형능력을 확보하고 있는지에 대하여 검토하여야 한다.

(3) 독립된 하중에 대한 비선형해석 결과를 중첩할 수 없다. 정적재하가 지배적인 구조물의 경우, 하중은 단조증가하는 것으로 가정할 수 있다.

(4) 비선형해석을 사용하는 경우에는 실제 부재강성을 나타내면서도 파괴의 불확실성을 고려할 수 있는 재료특성값을 사용하여야 한다.

5.8 부재의 허용소성회전변형

(1) 단조하중에 저항하는 연속보와 슬래브의 허용소성회전변형은 부재의 압축대 콘크리트에서 인장철근의 항복보다 먼저 휨압축파괴가 발생하지 않도록 결정하여야 한다.

(2) 지진에 저항하는 부재의 회전변형능력은 압축대 콘크리트의 휨압축파괴 및 전단파괴, 철근의 좌굴, 철근의 파단 등 주기하중에 의해 발생할 수 있는 다양한 파괴양상이 고려되어야 한다. 지진에 저항하는 부재의 회전변형능력은 단조하중에 의한 부재의 회전변형능력을 초과할 수 없다.

5.9 2차 효과

(1) 구조적 거동이 2차효과에 의하여 현저하게 영향을 받는 구조물 또는 부재에서는 2차효과를 고려하여 부재의 휨모멘트 확대와 구조물의 안전성을 검토하여야 한다.

(2) 2차해석은 구조물의 하중조건, 지지조건에 맞는 변형형상을 고려하여야 하고, 변형된 상태에 대한 힘의 평형조건과 저항성능을 검증하여야 한다.

5.10 프리스트레스트콘크리트 부재의 해석

(1) 초기 프리스트레스를 도입할 때 긴장재에는 비탄성 변형이 발생하지 말아야 하고, 프리스트레스 정착 장치 위치에서 국부적인 콘크리트의 파쇄나 쪼갬 등 취성파괴가 발생되지 않아야 한다.

(2) 프리스트레스트콘크리트 부재를 해석할 때, 콘크리트 탄성변형, 긴장재의 마찰, 정착 장치 등에 의한 순간손실과 지속하중에 의한 콘크리트 장기변형 및 긴장재의 응력이완에 의한 장기손실을 고려하여야 한다.

(3) 휨모멘트의 재분배를 고려하기 이전에 프리스트레싱에 의한 1차 및 2차 효과에 의한 선형해석이 수행되어야 한다.

(4) 소성 및 비선형해석에서 회전 및 회전능력을 검토할 때, 프리스트레싱의 2차 효과를 고려하여야 한다.

6. 안전성능검증 - 휨모멘트 및 축력

6.1 일반 사항

(1) 이 장의 규정은 휨부재 또는 압축부재에서 평면유지 가정이 유효한 영역의 성능평가와 설계에 적용하여야 한다. 평면유지 가정이 유효하지 않은 영역의 설계는 스트럿-타이 설계법을 적용하여야 한다.

(2) 이 장의 규정은 철근 또는 긴장재가 콘크리트에 부착된 부재에 적용하여야 한다.

6.2 한계상태의 설정

(1) 발주자는 다음 사항에 대한 한계상태를 결정할 수 있다.

① 콘크리트의 응력 또는 변형률 한계

② 철근의 응력 또는 변형률 한계

③ 부재의 연성 및 변형 한계

6.3 성능검증

(1) 부재의 안전성능은 4(기본구조요소)의 규정에 따라 제시되는 기본구조요소 모델과 재료의 성질을 반영한 역학 이론에 근거한 해석 모델 또는 실험에 의하여 검증하여야 한다.

(2) 부재의 응력균일영역에서는 4(기본구조요소)의 규정에 따라 제시되는 기본구조요소 모델로 단면을 구분하는 대신에, 단면 내의 변형률 분포를 고려한 단면해석 모델을 적용할 수 있다.

(3) 안전성능의 검증에서 5.4에 따른 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석, 5.5에 따른 선형비탄성 해석, 5.6에 따른 소성해석, 5.7에 따른 비선형해석을 적용한 경우에는 회전각을 한계값으로 하여 회전변형능력을 검증하여야 한다.

(4) 부재의 응력균일영역에서는 다음의 가정을 적용한 단면해석모델을 통하여 성능을 평가할 수 있다.

① 변형 전의 중립축에 수직한 평면은 하중에 의해 변형된 후에도 평면을 유지한다.

② 콘크리트에 부착된 철근과 프리스트레싱 긴장재의 변형률은 인장상태나 압축상태에서 주변 콘크리트의 변형률과 같다.

③ 균열이 발생된 콘크리트의 인장강도는 무시할 수 있다.
④ 휨모멘트와 축력을 받는 부재 단면의 콘크리트의 압축응력 분포는 3.6의 규정에 따라 설정된 응력-변형률 관계를 따른다고 간주한다.
⑤ 철근과 긴장재는 3.7의 규정에 따라 설정된 응력-변형률 관계를 따른다고 간주한다.

(5) 부재의 회전변형능력은 단면해석모델을 적용한 모멘트-곡률 해석에 따라 극한한계상태의 곡률분포를 얻은 후 소성힌지부의 곡률을 적분하여 구할 수 있으며, 이때 5.8에 제시된 파괴거동을 고려하여야 한다.

(6) 부재의 단면강도는 단면해석 모델을 적용한 모멘트-곡률 관계에 의해 구한 극한한계상태에 대한 강도로 결정하거나, 극한한계상태의 응력분포를 대상으로 한 단면강도해석으로 구할 수 있다.

7. 안전성능검증-전단력 및 비틀림모멘트

7.1 일반 사항

(1) 이 장은 전단력과 비틀림모멘트를 받는 선부재, 면부재와 전단마찰이 작용하는 부재에 대한 성능검증에 적용한다.

7.2 한계상태의 설정

(1) 발주자는 다음 사항에 대한 한계상태를 결정할 수 있다.
① 콘크리트의 응력 또는 변형률 한계
② 철근의 응력 또는 변형률 한계
③ 부재의 연성 및 변형 한계

7.3 성능검증-전단철근이 없는 선부재

(1) 전단철근이 없는 선부재의 전단강도는 콘크리트의 인장강도를 이용하여 결정할 수 있으며 정밀한 방법이 요구될 경우 콘크리트의 인장강도, 전단경간비, 주철근의 양, 크기효과를 고려하여 계산할 수 있다.

(2) 프리스트레스트콘크리트 부재의 전단강도를 계산할 때 복부의 주인장 응력이 콘크리트의 인장강도를 초과할 수 없다.

7.4 성능검증-전단철근이 있는 선부재

(1) 전단철근이 있는 부재의 전단강도는 4(기본구조요소)에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 각 부재를 트러스 모델로 이상화하여 계산할 수 있다.

(2) 설계전단강도는 스터럽 내력, 휨철근의 부착 내력, 복부 경사콘크리트의 내력 중에서 최솟값으로 한다. 이때 복부 경사콘크리트의 내력은 안전율을 고려하여 제한된 값을 사용하여 계산하여야 한다.

(3) 전단철근이 있는 부재는 복부콘크리트의 압축파괴가 전단보강철근이 항복한 이후에 일어나도록 설계하여야 한다.

(4) 콘크리트압축대의 경사각도는 정밀한 방법으로 계산할 수 있다.

(5) 주철근의 양을 결정할 때는 콘크리트압축대의 경사각도에 따라 추가로 발생하는 인장력을 고려하여 설계하여야 한다.

(6) 전단보강철근의 상세나 최소 전단보강철근량 및 최대 전단보강철근량은 검증된 방법에 의하여 결정할 수 있다.

(7) 전단력을 받는 부재의 사용한계상태를 검증할 때에는 사용하중에 의하여 계산한 전단균열의 폭이 요구한계값 이상이 되지 않도록 설계하여야 한다.

(8) 전단력을 받는 부재의 극한한계상태를 검증할 때에는 극한하중에 의하여 계산한 전단력 또는 전단응력이 부재 단면 또는 재료의 전단강도를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

7.5 성능검증-선부재의 비틀림

(1) 비틀림철근이 있는 부재의 비틀림강도는 4(기본구조요소)에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 부재를 입체트러스 모델과 박벽관 모델로 이상화하여 계산할 수 있다.

(2) 설계비틀림강도는 부재축과 직각방향의 비틀림내력, 부재축방향의 비틀림내력, 복부 경사콘크리트의 내력 중에서 최솟값으로 한다. 이때 복부 경사콘크리트의 내력은 안전율을 고려하여 제한된 값을 사용하여 계산하여야 한다.

(3) 비틀림을 받는 부재는 비틀림보강철근이 항복한 이후에 복부 경사콘크리트가 압축파괴되도록 설계하여야 한다.

(4) 전단흐름 내부의 면적은 부재의 변형이 커진 후의 콘크리트 탈락 여부를 고려하여 계산하여야 한다.

(5) 부재에 비틀림모멘트와 함께 전단력, 휨모멘트 또는 축력 등과 같은 하중이 동시에 작용할 경우 복합하중이 부재에 미치는 영향을 고려하여 설계비틀림강도를 계산하여야 한다.

(6) 필요한 경우, 부정정비틀림내력은 균열에 의한 비틀림모멘트 재분배 효과를 고려하여 계산하여야 한다.

(7) 비틀림 보강철근의 상세나 최소 비틀림 보강철근량 및 최대 비틀림 보강철근량은 검증된 방법에 의하여 정할 수 있다.

(8) 비틀림을 받는 부재의 사용한계상태를 검증할 때에는 사용하중에 의하여 계산한 비틀림균열의 폭이 요구한계상태 이상이 되지 않도록 설계하여야 한다.

(9) 비틀림을 받는 부재의 극한한계상태를 검증할 때에는 극한하중에 의하여 계산한 비틀림모멘트 또는 비틀림 응력이 부재 단면 및 재료의 설계비틀림강도를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

7.6 성능검증-슬래브의 2방향전단

(1) 슬래브와 기초판 등 면부재의 받침부나 집중하중영역에 대하여 2방향전단을 검토하여야 한다.

(2) 2방향전단에 관한 설계강도는 콘크리트와 전단보강철근의 전단기여도를 고려하여 계산하며 개구부의 영향을 고려하여야 한다.

(3) 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 콘크리트의 2방향전단강도는 유효프리스트레스트 힘의 영향을 고려하여 증가시킬 수 있다.

(4) 전단보강재에 의한 2방향전단강도는 4(기본구조요소)에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 트러스 모델로 이상화할 수 있다.

(5) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡하중으로 인하여 기둥에 휨모멘트가 전달되는 경우에는 2방향전단력과 함께 휨모멘트의 영향을 고려하여야 한다.

7.7 성능검증-면내응력 부재

(1) 면내응력 부재는 압축, 인장 및 전단응력의 크기를 고려하여 철근을 배치하여야 한다.

(2) 철근이 있는 면내응력 부재의 설계전단강도는 4(기본구조요소)에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 트러스 모델로 이상화할 수 있다.

(3) 설계전단강도는 양방향 철근의 내력, 복부 경사콘크리트의 내력 중에서 최솟값으로 한다. 이때 복부 경사콘크리트의 내력은 인장균열을 고려하여 감소된 값을 사용하여 계산하여야 한다.

(4) 경사콘크리트 압축대의 각도는 정밀한 방법으로 계산할 수 있다.

(5) 면내응력 부재의 사용한계상태를 검증할 때에는 사용하중에 의하여 계산한 균열의 폭이 요구한계상태 이상이 되지 않도록 설계하여야 한다.

(6) 면부재의 극한한계상태를 검증할 때에는 극한하중에 의하여 계산한 하중 또는 응력이 부재 및 재료의 설계강도를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

7.8 성능검증-벽체

(1) 콘크리트의 설계전단강도는 7.4에 규정된 선부재의 콘크리트 전단강도를 사용할 수 있다. 다만, 정밀한 방법으로 계산할 때에는 축력과 휨모멘트의 영향을 고려하여 콘크리트의 설계전단강도를 계산할 수 있다.

(2) 스트럿-타이 모델을 이용하여 벽체의 성능을 검증할 때는 벽체의 형상비에 따른 면내응력을 고려하여 설계전단강도를 결정하여야 한다.

(3) 전단철근이 있는 부재의 설계전단강도는 4(기본구조요소)에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 트러스 모델로 이상화할 수 있다.

(4) 전단보강철근의 상세, 최소 전단보강철근량, 철근의 최대 간격은 검증된 방법에 의해 정할 수 있다.

7.9 성능검증-전단마찰

(1) 전단마찰철근이 있는 부재의 전단강도는 마찰계수를 고려한 힘의 평형에 의하여 계산하여야 하며, 이 값은 규정된 값을 초과할 수 없다.

(2) 마찰계수는 콘크리트의 표면 상태와 콘크리트의 종류에 따라서 다르게 적용하여야 한다.

8. 사용성능검증

8.1 일반 사항

(1) 구조물과 구조 부재는 예측 가능한 모든 사용하중조합에서 적절하게 기능을 유지할 수 있도록 사용성능을 확보하여야 한다.

(2) 발주자는 구조물 및 구조 부재의 사용한계상태를 정할 수 있다. 이때 사용한계상태는 구조물과 구조 부재의 종류와 기능에 따라 응력, 균열폭, 처짐, 진동 등에 관한 항으로 나타낼 수 있다.

(3) 사용한계는 구조물의 사용목적과 노출환경 등을 고려하여 결정하여야 한다.

8.2 사용한계상태 설정

(1) 콘크리트의 회복될 수 없는 처짐과 길이방향 쪼갬 균열 발생을 방지하기 위하여 콘크리트의 압축응력을 제한하여야 한다.

(2) 철근과 긴장재는 제어할 수 없는 균열을 예방할 수 있는 적당한 안전율을 갖도록 인장응력을 제한하여야 한다.

(3) 구조물의 기능과 내구성을 손상시키거나 또는 외관상 수용할 수 없을 정도의 균열이 발생하지 않도록 균열폭을 제한하여야 한다.

(4) 콘크리트 부재 또는 구조물의 처짐이 이들의 기능 또는 외관에 심각한 영향을 주지 않도록 적절한 처짐한계를 설정하여야 한다.

(5) 사용자에게 미치는 불안감, 기계의 작동에 대한 영향, 부재의 균열 및 피복손실 등을 고려하여 구조물의 진동한계를 설정하여야 한다.

8.3 성능검증

(1) 부재의 사용성능은 4(기본구조요소)의 규정에 제시되는 기본구조요소 모델과 재료의 성질을 반영한 역학 이론에 근거한 해석 모델 또는 실험에 의하여 검증하여야 한다.

(2) 예상 가능한 하중조합의 영향이 부재의 사용한계상태를 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

(3) 사용성능을 검토할 때 특별히 지정하지 않는 한, 재료의 강도감소계수는 1.0을 취하여야 한다.

(4) 콘크리트의 균열폭은 인접 균열 사이의 콘크리트와 철근의 평균 변형률 차이와 최대 균열 간격을 곱하여 구할 수 있다.

(5) 부재의 처짐은 단면의 모멘트-곡률 관계를 기초로 계산할 수 있다.

(6) 콘크리트의 장기처짐 평가에서는 지속하중에 의한 시간 의존적 장기거동을 고려하여야 한다.

(7) 구조물 또는 구조 부재의 진동은 고유진동수 또는 진동가속도 항으로 검증할 수 있다.

(8) 사용성능을 평가할 때 온도 또는 건조수축과 같은 변형하중의 영향을 고려하여야 한다.

9. 내구성능검증

9.1 일반사항

(1) 이 규정은 콘크리트 구조물이 설계내구수명동안 노출 환경 영향으로 인하여 구조적 일체성을 잃지 않도록 설계되었는지를 검증하기 위하여 적용하여야 한다.

(2) 발주자는 구조물의 요구내구수명을 결정하여야 하며, 설계자는 콘크리트 구조물이 실제로 건설되는 위치의 환경조건을 고려하여 노출환경조건을 결정하여야 한다.

(3) 구조물이 요구내구수명 동안 최소한의 유지보수로 기능을 유지하고 검사 및 유지보수를 위하여 모든 부분에 접근이 용이하도록 설계하여야 한다.

(4) 구조물의 노출 환경조건, 사용수명, 환경하중의 집중 등을 고려하여 구조물의 형태와 보강재의 피복 두께를 정하여야 한다.

(5) 설계할 때 가정된 콘크리트의 요구물성이 충족되도록 콘크리트의 배합이 이루어져야 한다.

9.2 성능저하인자의 한계상태 설정

(1) 염해에 대한 내구성능 한계상태는 철근부식이 시작되는 때로 할 수 있다.

(2) 탄산화에 대한 내구성능 한계상태는 탄산화 깊이가 최외측 철근의 표면에 도달할 때로 할 수 있다.

(3) 동해에 대한 내구성능 한계상태는 콘크리트의 표면박리 및 균열이 발생할 때의 최소 상대동탄성계수로 할 수 있다.

(4) 황산염 침식에 대한 내구성능 한계상태는 황산염의 침투가 최외측 철근의 표면에 도달할 때로 할 수 있다.

9.3 성능검증

(1) 콘크리트 구조물의 내구성능평가는 성능저하의 기구와 과정을 반영한 신뢰성 있는 방법으로 수행하여야 한다.

(2) 콘크리트 구조물의 내구성능을 평가할 때는 다음과 같은 성능저하인자들을 고려하여야 한다.

① 염해
② 탄산화
③ 동결융해
④ 알칼리-골재 반응
⑤ 황산염 침식
⑥ 기타 철근부식을 유발하는 인자

(3) 내구성능을 평가할 때는 각각의 노출환경조건, 성능저하인자에 대한 콘크리트의 저항특성, 피복 두께 등을 고려하여야 한다.

(4) 구조물의 내구성능은 각각의 성능저하요인에 대하여 평가하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 필요할 경우 각 성능저하요인의 복합효과를 고려하여야 한다.

10. 환경성능검증

10.1 일반 사항

(1) 콘크리트 구조물의 전 과정에 대한 환경성능검증은 설계단계에서 이루어져야 한다. 여기서, 콘크리트 구조물의 전 과정은 설계, 시공, 유지관리, 해체, 폐기, 폐기물의 재활용을 포함한다.

(2) 환경에 미치는 영향을 고려한 요구환경성능은 자원 및 에너지의 사용, 오염물질 배출, 자원 재활용 등에 대해 정량적으로 표시되어야 한다.

(3) 콘크리트 구조물의 환경성능검증은 환경에 미치는 영향을 고려한 적절한 지표를 이용하여야 하며 구조물의 보유환경성능은 발주자나 국가기준이 정한 환경성능을 충족하여야 한다.

10.2 한계상태 설정

(1) 지구온난화와 같은 지구환경, 콘크리트 구조물이 위치하는 곳의 수질 및 토양 오염과 같은 지역환경, 소음이나 진동, 오염물질의 비산과 같은 작업환경에 미치는 영향을 고려하여 적절한 환경지표를 정하여야 한다.

(2) 발주자는 선정된 각각의 환경지표에 대하여 환경성능 목표를 정량적으로 정하여야 한다. 이때 환경성능 목표는 최소한 국가기준에서 정한 요구환경성능을 충족시켜야 한다.

(3) 환경성능 목표를 충족하기 위하여 다음 사항에 대한 요구 조건을 공사 관련 도서에 명시하여야 한다.

① 재료의 선정
② 구조설계
③ 시공방법
④ 유지관리 절차
⑤ 해체 및 폐기물 처리 절차
⑥ 에너지 및 자원의 소비한계
⑦ 이산화탄소 배출, 수질오염, 토양오염, 분진, 진동 및 화학물질의 한계

10.3 성능검증

(1) 콘크리트 구조물의 보유환경성능은 선정된 환경지표에 대하여 국가기준 또는 국가에서 인정하는 단체에서 정한 표준방법으로 평가하여야 한다.

(2) 콘크리트 구조물의 보유환경성능이 발주자가 정한 요구환경성능을 만족하는지에 대하여 검증하여야 한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목구조	이재훈	영남대학교	교수
	건축구조	박홍근	서울대학교	교수
	토목구조	김지상	서경대학교	교수
	건축구조	김한수	건국대학교	교수
	건축구조	최정욱	한국콘크리트학회	책임연구원

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

콘크리트구조 설계(강도설계법) 일반사항

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 01 : 2016

콘크리트구조 설계(강도설계법) 일반사항

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 10 : 2016

콘크리트구조 해석과 설계 원칙

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 2

2. 하중과 외력 ····· 3

2.1 적용하중 ····· 3

2.2 하중의 계산 ····· 3

3. 강도 ····· 3

3.1 일반사항 ····· 3

3.2 소요강도 ····· 3

3.3 설계강도 ····· 3

3.4 철근의 설계강도 ····· 4

4. 구조해석 일반 ····· 4

4.1 해석방법 ····· 4

4.2 연속 휨부재의 모멘트 재분배 ····· 5

4.3 탄성계수 ····· 5

4.4 경량콘크리트 ····· 6

4.5 강성 ····· 7

4.6 유효강성 ····· 7

4.7 경간 ····· 7

4.8 기둥 ····· 7

4.9 활하중의 배치 ····· 8

4.10 T형보 ····· 8

4.11 장선구조 ····· 9

콘크리트구조 해석과 설계 원칙

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 철근콘크리트 구조물의 부재는 원칙적으로 사업편 또는 시설물편에서 규정한 하중계수와 3.3에서 규정한 강도감소계수를 사용하여 콘크리트구조 설계(강도설계법)의 규정에 따라 충분한 강도를 갖도록 설계하여야 한다.

(2) 이 기준의 규정은 예상되는 모든 하중조합에 구조물이 저항할 수 있게 설계되어야 한다는 원칙에 근거를 두고 있다.

(3) 구조물의 수평력 저항 시스템에 의하여 풍하중과 지진하중에 대하여 적절하게 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

1.2 기호정의

A_g : 전체 단면적, mm^2

b : 부재의 복부폭 b_w와 내민 플랜지의 유효길이를 합한 길이, mm

b_w : 플랜지가 있는 부재의 복부폭, mm

D : 고정하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력

d : 단면의 유효깊이, mm

d' : 압축연단에서 압축철근의 도심까지 거리, mm

E : 지진하중 또는 그에 의해서 생기는 단면력

E_c : 콘크리트의 할선탄성계수, MPa

E_{ci} : 콘크리트의 초기접선탄성계수, MPa

E_{ps} : 긴장재의 탄성계수, MPa

E_s : 철근의 탄성계수, MPa

E_{ss} : 형강의 탄성계수, MPa

F : 유체의 밀도를 알 수 있고, 저장 유체의 높이를 조절할 수 있는 유체의 중량 및 압력에 의한 하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력

f_{ci} : 프리스트레스를 도입할 때의 콘크리트 압축강도, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_{cu} : 재령 28일에서 콘크리트의 평균 압축강도, MPa

f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스 응력, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

H_h : 흙, 지하수 또는 기타 재료의 횡압력에 의한 수평방향 하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
H_v : 흙, 지하수 또는 기타 재료의 자중에 의한 연직방향 하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
h : 부재의 전체 두께, mm
I : 충격 또는 이에 의해서 생기는 단면력
l_n : 부재의 순경간
L : 활하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
L_r : 지붕활하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
m_c : 콘크리트의 단위용적질량, kg/m^3
P_b : 균형상태에서 공칭축강도
P_n : 주어진 편심에서 공칭축강도
R : 강우하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
S : 적설하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
T : 온도, 크리프, 건조수축 및 부등침하의 영향 등에 의해서 생기는 단면력
t_f : 플랜지의 두께
U : 계수하중 또는 이에 의해서 생기는 단면에서 저항하여야 할 소요강도
V_c : 콘크리트에 의한 부재 단면의 공칭전단강도
w_u : 계수분포하중
W : 풍하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
λ : 경량콘크리트 계수(4.4 참고)
α_H : 토피 두께의 연직방향 하중 H_v에 대한 보정계수
β_1 : 콘크리트 강도에 따른 중립축 위치에 관련된 계수. KDS 14 20 20(4.1.1(7)③) 참조
ε_t : 공칭축강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 : 유효프리스트레스 힘, 크리프, 건조수축 및 온도에 의한 변형률은 제외함
ε_y : 철근의 설계기준 항복변형률
ϕ : 강도감소계수
ρ : 인장철근비
ρ' : 압축철근비
ρ_b : 균형철근비

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 하중과 외력

2.1 적용하중

구조물의 설계에 있어서 시공 중 또는 완성 후 구조물에 작용하는 활하중, 고정하중, 풍하중, 지진하중, 적설하중, 토압과 유체압 외에 프리스트레스 힘, 작업하중, 진동, 충격, 건조수축, 크리프와 온도변화 및 탄성수축, 받침부의 부등침하 등 각종 하중 및 외적 작용의 영향을 고려하여야 한다.

2.2 하중의 계산

구조물을 설계할 때 적용되는 하중과 외력은 해당 사업편 또는 시설물편의 규정에 따른다.

3. 강도

3.1 일반사항

(1) 구조물 및 구조 부재는 모든 단면에서 소요강도 이상의 설계강도를 갖도록 설계하여야 한다.

(2) 구조 부재는 사용하중에 대해서 충분한 기능을 확보할 수 있도록 이 기준의 다른 모든 규정에도 적합하여야 한다.

3.2 소요강도

소요강도를 위한 하중조합은 해당 사업편 또는 시설물편의 규정에 따른다.

3.3 설계강도

(1) 구조물의 부재, 부재 간의 연결부 및 각 부재 단면의 휨모멘트, 축력, 전단력, 비틀림모멘트에 대한 설계강도는 이 기준의 규정과 가정에 따라 정해지는 공칭강도에 다음 (2)의 강도감소계수 ϕ를 곱한 값으로 하여야 한다.

(2) 강도감소계수는 다음 규정에 따라야 한다.

① KDS 14 20 20(4.1.2(4))에 정의된 인장지배단면 0.85

② 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 ϕ 값을 압축지배단면에 대한 값에서 0.85까지 증가시킨다.

③ 전단력과 비틀림모멘트 0.75

④ 콘크리트의 지압력(포스트텐션 정착부나 스트럿-타이 모델은 제외) 0.65
⑤ 포스트텐션 정착구역 0.85
⑥ 스트럿-타이 모델에서
가. 스트럿, 절점부 및 지압부 0.75
나. 타이 0.85
⑦ 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 저하 길이의 끝부터 긴장재가 매입된다고 가정하여야 한다.
⑧ 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력, 지압력 0.55

3.4 철근의 설계강도

긴장재를 제외한 철근의 설계기준항복강도 f_y는 600 MPa을 초과하지 않아야 한다.

4. 구조해석 일반

4.1 해석방법

(1) 골조 또는 연속구조물의 모든 부재는 4.2에 따라 수정되는 경우 이외에는 계수하중으로 탄성이론에 의해 결정된 최대 단면력에 대하여 설계하여야 한다. 또한 4.4에서 4.7까지 단순화된 가정을 사용하여 설계할 수 있다.

(2) 프리스트레스트 콘크리트 구조물을 제외하고 일반적인 구조형태, 경간 및 층고를 갖는 건물 등은 다음 (3)과 (4)의 근사해법을 사용하여 해석할 수 있다.

(3) 연속보 또는 1방향 슬래브는 다음 조건을 모두 만족하는 경우 다음 (4)의 근사해법을 적용할 수 있다.
① 2경간 이상인 경우
② 인접 2경간의 차이가 짧은 경간의 20% 이하인 경우
③ 등분포하중이 작용하는 경우
④ 활하중이 고정하중의 3배를 초과하지 않는 경우
⑤ 부재의 단면 크기가 일정한 경우

(4) 상기 (3)의 규정을 만족하는 연속보 또는 1방향 슬래브의 휨모멘트와 전단력은 다음에 따라 계산할 수 있다.

① 정모멘트

가. 최외측 경간

불연속 단부가 구속되지 않은 경우	$w_u l_n^{\,2}/11$
불연속 단부가 받침부와 일체로 된 경우	$w_u l_n^{\,2}/14$

나. 내부 경간 $w_u l_n^{\,2}/16$

② 부모멘트

가. 첫 번째 내부 받침부 외측면 부모멘트

2개의 경간일 때	$w_u l_n^{\,2}/9$
3개 이상의 경간일 때	$w_u l_n^{\,2}/10$

나. 가 이외의 내부 받침부의 부모멘트 $w_u l_n^{\,2}/11$

다. 모든 받침부면의 부모멘트로서 경간 3 m 이하인 슬래브와 경간의 각 단부에서 보 강성에 대한 기둥 강성의 합의 비가 8 이상인 보 $w_u l_n^{\,2}/12$

라. 받침부와 일체로 된 부재의 최외단 받침부 내면에서 부모멘트

받침부가 테두리보인 경우	$w_u l_n^{\,2}/24$
받침부가 기둥인 경우	$w_u l_n^{\,2}/16$

③ 전단력

가. 첫 번째 내부 받침부 외측면에서 전단력	$1.15 w_u l_n/2$
나. 가 이외의 받침부면에서 전단력	$w_u l_n/2$

4.2 연속 휨부재의 모멘트 재분배

(1) 근사해법에 의해 휨모멘트를 계산한 경우를 제외하고, 어떠한 가정의 하중을 적용하여 탄성이론에 의하여 산정한 연속 휨부재 받침부의 부모멘트는 20% 이내에서 $1{,}000\,\varepsilon_t$ % 만큼 증가 또는 감소시킬 수 있다.

(2) 경간 내의 단면에 대한 휨모멘트의 계산은 수정된 부모멘트를 사용하여야 하며, 휨모멘트 재분배 이후에도 정적 평형은 유지되어야 한다.

(3) 휨모멘트의 재분배는 휨모멘트를 감소시킬 단면에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t 가 0.0075 이상인 경우에만 가능하다.

4.3 탄성계수

(1) 콘크리트의 할선탄성계수는 콘크리트의 단위질량 m_c의 값이 1,450~2,500 kg/m^{3}인 콘크리트의 경우 식 (4.3-1)에 따라 계산할 수 있다.

$$E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}} \text{ (MPa)} \quad (4.3\text{-}1)$$

다만, 보통중량골재를 사용한 콘크리트(m_c = 2,300 kg/m^3)의 경우는 식 (4.3-2)를 이용할 수 있다.

$$E_c = 8{,}500 \sqrt[3]{f_{cu}} \text{ (MPa)} \quad (4.3\text{-}2)$$

여기서, f_{cu}는 다음과 같다.

$$f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \quad (4.3\text{-}3)$$

여기서, Δf는 f_{ck}가 40 MPa이하면 4 MPa, 60 MPa 이상이면 6 MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다.

크리프 계산에 사용되는 콘크리트의 초기접선탄성계수와 할선탄성계수와의 관계는 식 (4.3-4)와 같다.

$$E_{ci} = 1.18 E_c \quad (4.3\text{-}4)$$

(2) 철근의 탄성계수는 다음 식 (4.3-5)의 값을 표준으로 하여야 한다.

$$E_s = 200{,}000 \text{ (MPa)} \quad (4.3\text{-}5)$$

(3) 긴장재의 탄성계수는 실험에 의하여 결정하거나 제조자에 의하여 주어지는 것이 원칙이지만, 그렇지 않은 경우 다음 식 (4.3-6)의 값을 표준으로 하여야 한다.

$$E_{ps} = 200{,}000 \text{ (MPa)} \quad (4.3\text{-}6)$$

(4) 형강의 탄성계수는 다음 식 (4.3-7)의 값을 표준으로 하여야 한다.

$$E_{ss} = 205{,}000 \text{ (MPa)} \quad (4.3\text{-}7)$$

4.4 경량콘크리트

경량콘크리트 사용에 따른 영향을 반영하기 위하여 사용하는 경량콘크리트계수 λ는 다음과 같다.

(1) f_{sp}값이 규정되어 있지 않은 경우

$\lambda = 0.75$, 전경량콘크리트

$\lambda = 0.85$, 모래경량콘크리트

다만, 0.75에서 0.85사이의 값은 모래경량콘크리트의 잔골재를 경량잔골재로 치환하는 체적비에 따라 직선보간한다. 0.85에서 1.0 사이의 값은 보통중량콘크리트의 굵은골재를 경량골재로 치환하는 체적비에 따라 직선보간한다.

(2) f_{sp}값이 주어진 경우

$$\lambda = f_{sp} / \left(0.56 \sqrt{f_{ck}}\right) \le 1.0$$

4.5 강성

(1) 기둥, 벽체, 바닥판 및 지붕 시스템의 상대적인 휨강성과 비틀림강성을 구할 때 어떠한 합리적 가정도 사용할 수 있다. 다만, 채택한 가정은 해당 해석 과정을 통하여 일관성이 있어야 한다.

(2) 휨모멘트를 결정하거나 부재를 설계할 때 헌치의 영향을 고려하여야 한다.

4.6 유효강성

(1) 사용하중에 대한 철근콘크리트 구조 시스템의 횡변위를 산정할 때 강성은 (2), (3)에 의해 정의된 휨강성에 1.43 배를 한 값을 사용하여 선형해석하거나 부재의 강성저하를 고려하여 해석하여야 한다. 부재의 단면 특성은 전 단면의 특성값을 초과할 수 없다.

(2) 설계하중에 의한 횡변위를 산정할 때 다음 ① 또는 ②에 의한 강성을 사용하여 선형해석하거나, 부재의 강성저하를 고려하여 해석하여야 한다.
① KDS 14 20 20(4.4.4(2)(①,② 및 ③))에서 정의된 단면의 성질에 대한 강성
② 전 단면에 대한 강성의 50%

(3) 보를 갖지 않는 2방향 슬래브를 지진력 저항 시스템의 요소로 설계할 때, 설계하중에 의한 횡변위를 선형해석에 따라 산정할 수 있다. 이 경우 바닥판의 강성은 실험과 해석 결과와 부합하는 검증된 모델을 따르고, 골조의 강성은 위 (2)에 따라 산정하여야 한다.

4.7 경간

(1) 받침부와 일체로 되어 있지 않은 부재는 순경간에 보나 슬래브의 두께를 더한 값을 경간으로 하여야 한다. 그러나 그 값이 받침부의 중심간 거리를 초과할 필요는 없다.

(2) 골조 또는 연속구조물의 해석에서 휨모멘트를 구할 때 사용하는 경간은 받침부의 중심간 거리로 하여야 한다. 받침부와 일체로 시공된 보의 경우 받침부 전면의 휨모멘트로 설계할 수 있다.

(3) 받침부와 일체로 된 3 m 이하의 순경간을 갖는 슬래브는 그 지지보의 폭을 무시하고 순경간을 경간으로 하는 연속보로 해석할 수 있다.

4.8 기둥

(1) 기둥을 설계할 때 축력은 모든 바닥판 또는 지붕에 작용하는 계수하중에 의해 기둥에 전달되는 힘을 사용하고, 최대 휨모멘트는 그 기둥에 인접한 바닥판 또는 지붕의 한쪽 경간에 작용하는 계수하중에 의한 휨모멘트를 사용한다. 또한 축력에 대한 휨모멘트의 비가 최대가 되는 재하조건도 고려하여야 한다.

(2) 골조 또는 연속구조물을 설계할 때 내·외부 기둥의 불균형 바닥판 하중과 기타 편심하중에 의한 영향을 고려하여야 한다.

(3) 연직하중으로 인한 기둥의 휨모멘트를 계산할 때 구조물과 일체로 된 기둥의 먼 단부는 고정되어 있다고 가정할 수 있다.

(4) 바닥판에서 기둥으로 전달되는 모든 휨모멘트는 그 바닥판 상하측 각 기둥의 상대 강성과 구속조건에 따라 상하측 각 기둥에 분배시켜야 한다.

4.9 활하중의 배치

(1) 활하중은 해당 바닥판에만 재하된 것으로 보아 해석할 수 있으며, 이때 구조물과 일체로 시공된 기둥의 먼 단부는 고정된 것으로 가정할 수 있다.

(2) 고정하중과 활하중의 하중조합은 다음과 같은 두 가지만으로 제한하여 사용할 수 있다.
① 모든 경간에 재하된 계수고정하중과 두 인접 경간에 만재된 계수활하중의 조합하중
② 모든 경간에 재하된 계수고정하중과 한 경간씩 건너서 만재된 계수활하중과의 조합하중

4.10 T형보

(1) 슬래브와 보를 일체로 친 T형보의 유효폭 b는 다음 중 가장 작은 값으로 결정하여야 한다.
① T형보
가. (양쪽으로 각각 내민 플랜지 두께의 8배씩)$+ b_w$
나. 양쪽의 슬래브의 중심 간 거리
다. 보의 경간의 1/4
② 반 T형보
가. (한쪽으로 내민 플랜지 두께의 6배)$+ b_w$
나. (보의 경간의 1/12)$+ b_w$
다. (인접 보와의 내측 거리의 1/2)$+ b_w$

(2) 독립 T형보의 추가 압축면적을 제공하는 플랜지의 두께는 복부폭의 1/2 이상이어야 하며, 플랜지의 유효폭은 복부폭의 4배 이하이어야 한다.

(3) 장선구조를 제외한 T형보의 플랜지로 취급되는 슬래브에서 주철근이 보의 방향과 같을 때는 다음 요구 조건에 따라 보의 직각방향으로 슬래브 상부에 철근을 배치하여야 한다.
① 횡방향 철근은 T형보의 내민 플랜지를 캔틸레버로 보고 그 플랜지에 작용하는 계수하중에 대하여 설계하여야 한다. 이때 독립 T형보의 경우 내민 플랜지 전폭을 유효폭으로 보아야 하며, 그 밖의 T형보의 경우 상기 (1)에 따라 계산된 유효폭만 고려하여야 한다.
② 횡방향 철근의 간격은 슬래브 두께의 5배 이하로 하여야 하고, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

4.11 장선구조

(1) 장선구조로서 역할을 하려면 다음 사항을 만족하여야 한다.

① 장선구조는 일정한 간격의 장선과 그 위의 슬래브가 일체로 되어 있는 구조형태로서, 장선은 1방향 또는 서로 직각을 이루는 2방향으로 구성될 수 있다.

② 장선은 그 폭이 100 mm 이상이어야 하고, 그 깊이는 장선의 최소 폭의 3.5배 이하이어야 한다.

③ 장선 사이의 순간격은 750 mm를 초과하지 않아야 한다.

④ ①에서 ③까지 제한 규정을 만족하지 않는 장선구조는 슬래브와 보로 설계하여야 한다.

(2) 장선구조를 설계할 때 다음 사항을 고려하여야 한다.

① 장선에 사용되는 콘크리트의 압축강도 이상의 압축강도를 갖는 영구적인 소성점토 또는 콘크리트 타일로 이루어진 충전재가 사용되는 경우 다음 사항을 고려하여야 한다.

가. 장선과 접합되어 있는 충전재의 수직부분은 전단과 부모멘트의 강도계산에 포함시킬 수 있다. 그러나 충전재의 다른 부분은 강도계산에 포함시킬 수 없다.

나. 영구용 충전재 위의 슬래브 두께는 장선 간 순간격의 1/12 이상, 또한 40 mm 이상으로 하여야 한다.

다. 1방향 장선구조를 설계할 때는 KDS 14 20 50(4.6)의 요구 조건에 따라 장선의 직각방향으로 수축·온도철근을 슬래브에 배치하여야 한다.

② 위의 ①에 따르지 않은 제거용 거푸집 또는 충전재가 사용된 경우 다음 사항을 고려하여야 한다.

가. 슬래브 두께는 장선 순간격의 1/12 이상, 또한 50 mm 이상으로 하여야 한다.

나. 하중의 집중을 고려하여야 할 경우 휨모멘트에 필요한 철근을 장선의 직각방향으로 슬래브에 배치하여야 하며, 이 철근은 KDS 14 20 50(4.6)에 따라 요구되는 철근량 이상으로 하여야 한다.

③ 책임구조기술자에 의해 슬래브 내에 도관을 묻도록 허가된 경우 슬래브 두께가 어느 위치에서나 도관의 전체 높이보다 25 mm 이상 크게 하여야 한다. 이때 도관이 장선구조의 강도를 현저하게 감소시키지 않아야 한다.

(3) 장선구조에서 콘크리트에 의한 단면의 전단강도 V_c는 KDS 14 20 22에 규정된 전단강도보다 10% 만큼 더 크게 취할 수 있다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	건축구조	최정욱	한국콘크리트학회	책임연구원
	토목구조	이재훈	영남대학교	교수
	건축구조	이영욱	군산대학교	교수
	토목구조	최석환	국민대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 10 : 2016

콘크리트구조 해석과 설계 원칙

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 20 : 2016

콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 20 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 3

2. 조사 및 계획 ····· 3

3. 재료 ····· 3

4. 설계 ····· 3

4.1 설계 일반 ····· 3

4.2 휨부재 설계의 제한 사항 ····· 5

4.3 압축부재 설계의 제한 사항 ····· 7

4.4 압축부재의 장주설계 ····· 8

4.5 2축 휨을 받는 압축부재 ····· 12

4.6 슬래브 구조를 지지하는 압축부재 ····· 12

4.7 지압강도 ····· 13

콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정은 휨모멘트나 축력을 받는 부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 설계에 적용하여야 한다.

(2) 이 기준의 규정은 부재 단면에 작용하는 휨모멘트와 축력의 계산 및 강도 계산에 적용하여야 한다.

(3) 부재 단면의 전단력과 비틀림모멘트의 계산 및 강도 계산은 KDS 14 20 22의 규정에 따라야 한다.

1.2 기호정의

a : 4.1.1(7)①에서 정의된 등가직사각형 응력블록의 깊이

A_{ch} : 나선철근의 바깥선을 지름으로 하여 측정된 나선철근 기둥의 심부 단면적, mm^2

A_g : 전체 단면적, mm^2

A_s : 휨부재의 인장철근량, mm^2

$A_{s,\min}$: 최소 휨철근량, mm^2, 4.2.2 참조

A_{st} : 종방향 철근(철근 또는 구조용 형강)의 전체 단면적, mm^2

A_1 : 재하면적

A_2 : 상부의 재하면적으로부터 수직 1, 수평 2의 비율로 측면 경사를 취하여, 받침부 내부에 완전히 포함된 가장 큰 피라미드, 원뿔 또는 경사진 쐐기모양의 하부 면적, 4.7,(1) 참조

b : 부재의 압축면의 유효폭, mm

b_w : 부재의 복부 폭, mm

c : 압축연단에서 중립축까지 거리, mm

c_c : 피복 두께, mm

C_m : 실제 휨모멘트도를 등가 균일 분포 휨모멘트도로 치환하는데 관련된 계수

d : 유효깊이, mm

$e_{\min}$: 최소 편심, mm. 식 (4.4-11) 참조

E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa

E_s : 철근의 탄성계수, MPa

EI : 압축부재의 휨강성, 식 (4.4-7)과 식 (4.4-8) 참조

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_s : 철근의 응력, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{yt} : 나선철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 전체 두께 또는 깊이, mm

I : 부재 단면의 단면2차모멘트

I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

I_{se} : 부재 단면의 중심축에 대한 철근의 단면2차모멘트

k : 압축부재의 유효좌굴길이 계수

l : 골조에서 절점 중심을 기준으로 측정된 부재의 길이

l_c : 골조에서 절점 중심을 기준으로 측정된 압축부재의 길이

l_n : 순경간, 받침부 내면 사이의 거리

l_u : 압축부재의 비지지 길이

M_c : 횡구속 골조의 압축부재 설계용 확대계수휨모멘트

M_s : 횡변위를 일으키는 하중에 의한 휨모멘트

M_u : 단면의 계수휨모멘트

M_1 : 압축부재의 단부 계수휨모멘트 중 작은 값 : 단일 곡률로 휜 경우에는 양(+), 이중 곡률로 휜 경우에는 음(−)의 부호를 가짐.

M_{1ns} : M_1이 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키지 않는 하중에 대하여 1차 탄성 골조해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트

M_{1s} : M_1이 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키는 하중에 대하여 1차 탄성 골조해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트

M_2 : 압축부재의 단부 계수휨모멘트 중 큰 값 : 항상 양(+)의 부호를 가짐

$M_{2,\min}$: M_2의 최솟값

M_{2ns} : M_2가 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키지 않는 하중에 대하여 1차 탄성 골조해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트

M_{2s} : M_2가 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키는 하중에 대하여 1차 탄성 골조해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트

P_b : 균형변형률 상태에서 공칭축강도, 4.1.2(2) 참조

P_c : 임계하중 또는 좌굴하중, 식 (4.4-6) 참조

P_n : 주어진 편심에 대한 공칭축강도

P_o : 편심이 없는 상태에 대한 공칭축강도

P_u : 주어진 편심에서 계수축력

Q : 1개 층의 안정성 지수, 식 (4.4-3) 참조

r : 압축부재의 단면회전반지름

s : 철근의 중심 간격, mm

V_u : 1개 층의 수평 계수전단력

β_1 : 등가직사각형 응력블록과 관계된 계수, 4.1.1(7)③ 참조

β_{dns} : 횡구속 골조에서 각각의 하중조합으로 계산된 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비

β_{ds} : 비횡구속 골조에서 1개 층 전체의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비

δ_{ns} : 압축부재 양단 사이의 부재 곡률의 영향을 반영하기 위한 계수로서, 횡구속골조에 대한 휨모멘트 확대계수

δ_s : 횡방향 하중과 연직하중에 의한 횡방향 이동을 반영하기 위한 계수로서, 비횡구속골조에 대한 휨모멘트 확대계수

Δ_o : V_u에 의하여 한 층의 상부와 하부 사이에 생기는 상대적인 횡변위로서, 1차 탄성 골조해석과 4.4.2(1)에서 규정된 강성으로 계산된 값

ε_t : 최외단 인장철근 또는 최외단 긴장재의 순인장변형률

κ_{cr} : 철근 간격을 통한 균열 검증에서 철근의 노출 조건을 고려한 계수

ρ_s : 나선철근의 바깥선으로 계산한 나선철근 압축부재 심부의 전체 체적에 대한 나선철근 체적의 비

ϕ : 강도감소계수

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 일반

4.1.1 설계 가정

(1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재의 강도설계는 다음 (2)부터 (7)까지에 규정된 가정에 따라야 하며, 힘의 평형조건과 변형률 적합조건을 만족시켜야 한다.

(2) 철근과 콘크리트의 변형률은 중립축부터 거리에 비례하는 것으로 가정할 수 있다. 그러나 4.2.4에 규정된 깊은보는 비선형 변형률 분포를 고려하여야 한다. 깊은보의 설계에서 비선형 변형률 분포를 고려하는 대신 스트럿-타이 모델을 적용할 수도 있다.(4.2.4, KDS 14 20 22(4.7.1), KDS 14 20 24 참조)

(3) 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 콘크리트 압축연단의 극한변형률은 0.003으로 가정한다.

(4) 철근의 응력이 설계기준항복강도 f_y 이하일 때 철근의 응력은 그 변형률에 E_s를 곱한 값으로 하고, 철근의 변형률이 f_y에 대응하는 변형률보다 큰 경우 철근의 응력은 변형률에 관계없이 f_y로 하여야 한다.

(5) 콘크리트의 인장강도는 KDS 14 20 60(4.2.1)의 규정에 해당하는 경우를 제외하고는 철근콘크리트 부재 단면의 축강도와 휨강도 계산에서 무시할 수 있다.

(6) 콘크리트 압축응력의 분포와 콘크리트변형률 사이의 관계는 직사각형, 사다리꼴, 포물선형 또는 강도의 예측에서 광범위한 실험의 결과와 실질적으로 일치하는 어떤 형상으로도 가정할 수 있다.

(7) 4.1.1(6)의 규정은 다음에 정의되는 등가직사각형 응력블록으로 나타낼 수 있다.

① 단면의 가장자리와 최대 압축변형률이 일어나는 연단부터 $a = \beta_1 c$ 거리에 있고 중립축과 평행한 직선에 의해 이루어지는 등가압축영역에 0.85 f_{ck}인 콘크리트 응력이 등분포하는 것으로 가정한다.

② 최대 변형률이 발생하는 압축연단에서 중립축까지 거리 c는 중립축에 대해 직각방향으로 측정한 것으로 한다.

③ 계수 β_1은 콘크리트 강도가 28 MPa 이하인 경우는 0.85로 한다. 콘크리트 강도가 28 MPa을 초과할 경우, 28 MPa을 초과하는 매 1 MPa의 강도에 대하여 β_1의 값을 0.007씩 감소시킨다. 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 한다.

4.1.2 일반 원칙

(1) 휨모멘트나 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 단면의 설계는 4.1.1의 가정에서 사용된 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건에 기초하여야 한다.

(2) 인장철근이 설계기준항복강도 f_y에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때, 그 단면이 균형변형률 상태에 있다고 본다.

(3) 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 압축지배변형률 한계 이하인 단면을 압축지배단면이라고 한다. 압축지배변형률 한계는 균형변형률 상태에서 인장철근의 순인장변형률과 같다. 프리스트레스트콘크리트의 경우

에는 최외단 긴장재의 순인장변형률을 기준으로 하며 압축지배변형률 한계는 0.002로 한다.

(4) 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 0.005의 인장지배변형률 한계 이상인 단면을 인장지배단면이라고 한다. 다만 철근의 항복강도가 400 MPa을 초과하는 경우에는 인장지배변형률 한계를 철근 항복변형률의 2.5배로 한다. 순인장변형률 ε_t가 압축지배변형률 한계와 인장지배변형률 한계 사이인 단면은 변화구간단면이라고 한다.

(5) 프리스트레스를 가하지 않은 휨부재는 공칭강도 상태에서 순인장변형률 ε_t가 휨부재의 최소 허용변형률 이상이어야 한다. 휨부재의 최소 허용변형률은 철근의 항복강도가 400 MPa 이하인 경우 0.004로 하며, 철근의 항복강도가 400 MPa을 초과하는 경우 철근 항복변형률의 2배로 한다. 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 철근콘크리트 부재로서 계수축력이 $0.10 f_{ck} A_g$보다 작은 경우는 축력의 영향을 무시하고 휨부재로 취급하여 휨강도를 계산할 수 있다.

(6) 휨부재의 강도를 증가시키기 위하여 추가 인장철근과 이에 대응하는 압축철근을 사용할 수 있다.

(7) 압축부재의 설계축강도 ϕP_n은 다음 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

① KDS 14 20 50(4.4.2(2))의 규정에 따른 나선철근을 갖고 있는 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 다음 식 (4.1-1)에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \qquad (4.1\text{-}1)$$

② KDS 14 20 50(4.4.2(3))의 규정에 따른 띠철근을 가진 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 다음 식 (4.1-2)에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \qquad (4.1\text{-}2)$$

③ 프리스트레스트콘크리트 부재의 설계축강도 ϕP_n은 편심이 없는 경우의 설계축강도 ϕP_o에 대해서 나선철근부재는 0.85배, 띠철근부재는 0.80배를 초과하지 않아야 한다.

(8) 압축력을 받는 부재는 그 축력에 의해 수반될 수 있는 최대 휨모멘트에 대해 설계되어야 한다. 주어진 편심에서 계수축력 P_u는 상기 (7)의 값을 초과하지 않아야 한다. 그리고 최대 계수휨모멘트 M_u는 KDS 14 20 25(4.4)의 규정에 따른 장주효과를 고려하여 증대되어야 한다.

4.2 휨부재 설계의 제한 사항

4.2.1 휨부재의 횡지지 간격

(1) 보의 횡지지 간격은 압축 플랜지 또는 압축면의 최소 폭의 50배를 초과하지 않도록 하여야 한다.

(2) 하중의 횡방향 편심의 영향은 횡지지 간격을 결정할 때 고려되어야 한다.

4.2.2 휨부재의 최소 철근량

(1) 해석에 의하여 인장철근 보강이 요구되는 휨부재의 모든 단면에 대하여 다음 (2)부터 (4)에 규정된 내용을 제외하고는 철근의 단면적 A_s는 아래 식 (4.2-1)과 식 (4.2-2)에 의해 계산된 값 중에서 큰 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \qquad (4.2\text{-}1)$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \qquad (4.2\text{-}2)$$

(2) 플랜지가 인장 상태인 정정구조물에 대하여 철근의 단면적 $A_{s,\min}$은 위의 식 (4.2-1)과 식 (4.2-2)에서 b_w에 플랜지의 유효폭 b와 $2b_w$ 중 작은 값을 대입하여 계산되는 철근 단면적 이상으로 하여야 한다.

(3) 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우는 상기 (1)과 (2)의 규정을 적용하지 않을 수 있다.

(4) 두께가 균일한 구조용 슬래브와 기초판에 대하여 경간방향으로 보강되는 휨철근의 단면적은 KDS 14 20 50(4.6)에 규정한 값 이상이어야 한다. 철근의 최대 간격은 슬래브 또는 기초판 두께의 3배와 450 mm 중 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

4.2.3 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치

(1) 보 또는 한 방향으로만 휨응력을 저항하도록 철근이 배치된 1방향 슬래브는 휨균열을 제어하기 위하여 휨철근의 배치에 대한 이 4.2.3의 규정을 따라야 한다.

(2) 2방향 슬래브의 휨철근 배치는 KDS 14 20 70(4.1.5)의 규정을 따라야 한다.

(3) 휨인장철근은 다음 (4)에 규정된 바에 따라 부재 단면의 최대 휨인장영역 내에 배치되어야 한다.

(4) 콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심 간격 s는 식 (4.2-3)과 식 (4.2-4)에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다. KDS 14 20 30(부록)에 따라 균열을 검증하는 경우에는 이 규정을 따르지 않을 수 있다.

$$s = 375\left(\frac{\kappa_{cr}}{f_s}\right) - 2.5c_c \qquad (4.2.3)$$

$$s = 300\left(\frac{\kappa_{cr}}{f_s}\right) \qquad (4.2.4)$$

여기서, κ_{cr}은 KDS 14 20 30(부록)에 정의된 건조환경에 노출되는 경우에는 280이고, 그 외의 환경에 노출되는 경우에는 210이다. c_c는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께이다. 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s로 하며, f_s는 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력이다. 다만, 간단한 방법으로 균열을 검증하고자 할 때는 f_s는 f_y의 2/3를 근사적으로 사용할 수 있다.

(5) T형보의 플랜지가 인장을 받는 경우에는 휨인장철근을 KDS 14 20 10(4.10)에서 정의된 유효플랜지폭이나 경간의 1/10의 폭 중에서 작은 폭에 걸쳐서 분포시켜야 한다. 만일 유효플랜지폭이 경간의 1/10을 넘는 경우에는 종방향 철근을 플랜지 바깥부분에 추가로 배치하여야 한다.

(6) 보나 장선의 깊이 h가 900 mm를 초과하면, 종방향 표피철근을 인장연단부터 $h/2$ 지점까지 부재 양쪽 측면을 따라 균일하게 배치하여야 한다. 이때 표피철근의 간격 s는 상기 (4)에 따라 결정하며, 여기서 c_c는 표피철근의 표면에서 부재 측면까지 최단 거리이다. 개개의 철근이나 철망의 응력을 결정하기 위하여 변형률 적합조건에 따라 해석을 하는 경우, 이러한 철근은 강도계산에 포함될 수 있다.

4.2.4 깊은보의 설계

(1) 깊은보는 한쪽 면이 하중을 받고 반대쪽 면이 지지되어 하중과 받침부 사이에 압축대가 형성되는 구조요소로서, 다음의 ①또는 ②에 해당하는 부재이다. 깊은보는 비선형 변형률 분포를 고려하여 설계하거나 KDS 14 20 24에 따라 설계하여야 하며, 횡좌굴을 고려하여야 한다.(KDS 14 20 22(4.7.1), KDS 14 20 52(4.4.1(5))참조)

① 순경간 l_n이 부재 깊이의 4배 이하인 부재

② 받침부 내면에서 부재 깊이의 2배 이하인 위치에 집중하중이 작용하는 경우는 집중하중과 받침부 사이의 구간

(2) 깊은보의 전단강도는 KDS 14 20 22(4.7)에 따라 계산하여야 한다.

(3) 최소 휨인장철근량은 4.2.2에 따라야 한다.

(4) 깊은보의 양 측면의 수평 및 수직철근은 KDS 14 20 22(4.7.2(1)과 (2))의 요구 조건이나 KDS 14 20 24(4.2.3)의 요구 조건을 만족하도록 하여야 한다.

4.3 압축부재 설계의 제한 사항

4.3.1 압축부재의 설계단면치수

(1) 둘 이상의 맞물린 나선철근을 가진 독립 압축부재의 유효단면의 한계는 나선철근의 최외측에서 KDS 14 20 50(4.3)에서 요구되는 콘크리트 최소 피복 두께에 해당하는 거리를 더하여 취하여야 한다.

(2) 콘크리트 벽체나 교각구조와 일체로 시공되는 나선철근 또는 띠철근 압축부재의 유효단면의 한계는 나선철근이나 띠철근 외측에서 40 mm보다 크지 않게 취하여야 한다.

(3) 정사각형, 8각형 또는 다른 형상의 단면을 가진 압축부재 설계에서 전체 단면적을 사용하는 대신에 실제 형상의 최소 치수에 해당하는 지름을 가진 원형단면을 사용할 수 있다. 이 경우 고려되는 부재의 전체 단면적, 요구되는 철근비 및 설계강도는 위의 원형단면을 기준으로 하여야 한다.

(4) 하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 압축부재의 경우, 감소된 유효단면적을 사용하여 최소 철근량과 설계강도를 결정할 수 있다. 이때 감소된 유효단면적은 전체 단면적의 1/2 이상이어야 한다.

4.3.2 압축부재의 철근량 제한

(1) 비합성 압축부재의 축방향 주철근 단면적은 전체 단면적 A_g의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다. 축방향 주철근이 겹침이음되는 경우의 철근비는 0.04를 초과하지 않도록 하여야 한다.

(2) 압축부재의 축방향 주철근의 최소 개수는 사각형이나 원형 띠철근으로 둘러싸인 경우 4개, 삼각형 띠철근으로 둘러싸인 경우 3개, 상기 (3)에 규정하는 나선철근으로 둘러싸인 철근의 경우 6개로 하여야 한다.

(3) 나선철근비 ρ_s는 다음 값 이상으로 하여야 한다.

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yt}} \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, 나선철근의 설계기준항복강도 f_{yt}는 700 MPa 이하로 하여야 하며, 400 MPa을 초과하는 경우에는 KDS 14 20 50(4.4.2(2))에 따른 겹침이음을 할 수 없다.

4.4 압축부재의 장주설계

4.4.1 압축부재의 장주효과

(1) 다음의 조건을 만족하는 경우에는 압축부재의 장주효과를 무시할 수 있다.

① 비횡구속 골조의 압축부재의 경우,

$$\frac{kl_u}{r} \le 22 \qquad (4.4\text{-}1)$$

② 횡구속 골조의 압축부재의 경우,

$$\frac{kl_u}{r} \le 34 - 12(M_1/M_2) \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, M_1/M_2의 값은 기둥이 단일 곡률일 때 양(+)으로 이중 곡률일 때 음(−)으로 취하며, $[34-12(M_1/M_2)]$는 40을 초과할 수 없다.

(2) 횡변위에 저항하는 구조요소 중 기둥을 제외한 구조요소의 전체 총 강성이 해당 층에 있는 기둥 전체 강성의 12배보다 큰 골조는 횡구속 골조로 간주할 수 있다.

(3) 압축부재의 비지지길이는 다음에 따라 구할 수 있다.

① 압축부재의 비지지길이 l_u는 바닥슬래브, 보, 기타 고려하는 방향으로 횡지지할 수 있는 부재들 사이의 순길이로 취하여야 한다.

② 기둥머리나 헌치가 있는 경우의 비지지길이는 검토하고자 하는 면에 있는 기둥머리나 헌치의 최하단까지 측정된 거리로 하여야 한다.

(4) 회전반지름 r은 직사각형 압축부재의 경우 좌굴안정성이 고려되는 방향의 단면치수의 0.3배, 원형 압축부재의 경우 지름의 0.25배로 사용할 수 있다. 그 이외의 형상에 대한 회전반지름 r은 콘크리트 전체 단면적에 대하여 계산할 수 있다.

4.4.2 확대휨모멘트에 대한 일반 사항

(1) 4.4.1(1)에 따라 장주효과를 무시할 수 없는 경우에는 4.4.3이나 4.4.4 또는 4.4.5에 의한 2차 해석으로 구한 계수축력과 계수휨모멘트에 대하여 압축부재, 구속 보, 기타 지지부재를 설계하여야 한다.

(2) 압축부재, 구속 보, 기타 지지부재는 2차 해석에 의한 총 휨모멘트가 탄성 1차 해석에 의한 휨모멘트의 1.4배를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

(3) 장주효과에 의한 압축부재의 휨모멘트 증대는 압축부재 단부 사이의 모든 위치에서 고려하여야 한다. 이 효과는 4.4.6에 따라 구할 수 있다.

(4) 두 주축에 대해 휨모멘트를 받고 있는 압축부재에 있어서 각 축에 대한 휨모멘트는 해당 축의 구속조건을 기초로 하여 각각 증대시켜야 한다.

4.4.3 비선형 2차 해석

(1) 비선형 2차 해석은 재료의 비선형성, 균열, 부재곡률, 횡방향 변위, 재하기간, 건조수축과 크리프, 지지 기초와의 상호작용 등의 영향을 고려하여야 한다.

(2) 장주효과에 대한 비선형 2차 해석은 부정정 콘크리트 구조물의 기둥에 대한 강도실험 결과와 유사한 결과를 예측하는 해석 방법을 사용하여야 한다.

4.4.4 탄성 2차 해석

(1) 탄성 2차 해석은 축력의 영향, 부재 길이에 걸쳐있는 균열 구역, 하중지속효과 등을 고려하여 계산된 부재의 단면 특성을 사용하여야 한다.

(2) 탄성 2차 해석을 위한 구조물 부재의 단면 특성으로 다음 값을 사용할 수 있다.

① 탄성계수 E_c (KDS 14 20 10(4.3(1) 참조)

② 단면2차모멘트:

기둥	$0.70I_g$
비균열 벽체	$0.70I_g$
균열 벽체	$0.35I_g$
보	$0.35I_g$
플랫 플레이트 및 플랫 슬래브	$0.25I_g$
③ 단면적	$1.0A_g$

(3) 횡방향 지속하중이 작용할 경우에는 4.4.4(2)로 구한 압축부재의 단면2차모멘트를 $(1+\beta_{ds})$로 나누어야 한다. β_{ds}는 1개 층 전체의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비로서 1.0 이하의 값을 사용하여야 한다.

4.4.5 휨모멘트 확대 일반 사항

(1) 구조물의 기둥과 층은 다음 (2) 또는 (3)에 따라 횡구속의 경우와 비횡구속의 경우로 구분되어야 하며, 횡구속 골조나 층의 기둥설계는 4.4.6에 따라야 하고, 비횡구속 골조나 층의 기둥의 설계는 4.4.7에 따라야 한다.

(2) 2차 해석에 의한 기둥 단부 휨모멘트의 증가량이 탄성 1차 해석에 의한 단부 휨모멘트의 5%를 초과하지 않는 경우에 이 구조물의 기둥은 횡구속 구조물로 가정할 수 있다.

(3) 식 (4.4-3)의 층 안정성 지수가 0.05 이하일 경우 해당 구조물 층은 횡구속 구조물로 가정할 수 있다.

$$Q = \frac{\Delta_o \Sigma P_u}{V_u l_c} \qquad (4.4\text{-}3)$$

여기서, ΣP_u와 V_u는 각각 해당 층의 전체 수직 축력과 층전단력이다. 그리고 Δ_o는 V_u로 인한 해당 층의 상단과 하단 사이의 탄성 1차 해석에 의한 상대변위이다.

4.4.6 횡구속 골조 압축부재의 확대휨모멘트

(1) 횡구속 골조의 압축부재는 계수축력 P_u와 부재의 곡률 영향을 고려하여 구한 확대계수휨모멘트 M_c에 대하여 설계하여야 한다.

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \qquad (4.4\text{-}4)$$

여기서,

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \qquad (4.4\text{-}5)$$

(2) 식 (4.4-5)에서 P_c는 식 (4.4-6)에 따라 계산할 수 있다.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \tag{4.4-6}$$

(3) 식 (4.4-6)의 EI는 식 (4.4-7) 또는 식 (4.4-8)에 따라 계산할 수 있다.

$$EI = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}} \tag{4.4-7}$$

$$EI = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}} \tag{4.4-8}$$

(4) 하중지속효과를 고려하는 β_{dns}는 각각의 하중조합에서 축방향 계수지속하중을 최대 축방향 계수하중으로 나눈 값으로, 1.0 이하의 값을 사용하여야 한다.

(5) 유효길이계수 k는 1.0을 사용할 수 있다.

(6) 식 (4.4-5)에서 기둥의 양단 사이에 횡방향 하중이 작용하지 않는 부재에 대한 C_m은 다음 값을 사용하여야 한다.

$$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_1}{M_2} \tag{4.4-9}$$

여기서, M_1/M_2는 기둥이 단일 곡률로 변형될 때는 양(+)의 값을 취하고, 기둥의 양단 사이에 횡하중이 있는 경우에는 C_m을 1.0으로 취하여야 한다.

(7) 식 (4.4-4)의 계수휨모멘트 M_2는 각 주축에 대하여 다음 값 이상으로 하여야 한다.

$$M_{2,\min} = P_u\, e_{\min} \tag{4.4-10}$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03h \tag{4.4-11}$$

여기서, 15와 h는 mm단위이다. 그러나 $M_{2,\min}$이 M_2보다 큰 부재에 대해서 식 (4.4-9)의 C_m 값은 1.0으로 취하거나 계산된 단부 휨모멘트 M_1과 M_2의 비를 이용하여 구하여야 한다.

4.4.7 비횡구속 골조 압축부재의 확대휨모멘트

(1) 비횡구속 골조 압축부재의 양단 휨모멘트 M_1과 M_2는 다음과 같이 계산하는 확대휨모멘트 M_2와 계수축력 P_u에 의해 설계하여야 한다.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \tag{4.4-12}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

여기서, 비횡구속 골조의 모멘트확대계수 δ_s는 다음 (2) 또는 (3)에 따라 계산하여야 한다.

(2) 비횡구속 골조의 모멘트확대계수 δ_s는 식 (4.4-13)에 따라 계산하여야 한다.

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \qquad (4.4\text{-}13)$$

만일 이 방법으로 계산된 δ_s 가 1.5를 초과하면, δ_s는 탄성 2차 해석 또는 다음 (3)에 따라 계산하여야 한다.

(3) δ_s는 다음의 방법으로도 구할 수 있다.

$$\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{0.75\sum P_c}} \geq 1 \qquad (4.4\text{-}14)$$

여기서, $\sum P_u$는 한 층의 모든 연직계수축력의 합이고, $\sum P_c$는 횡방향 변위에 저항하는 모든 기둥의 임계축력 P_c의 합이다. P_c는 4.4.7(4)의 k와 4.4.6(3)의 EI를 사용하여 식 (4.4-6)에 의해 계산하지만, 4.4.6(3)의 EI 계산식에서 계수축력에 의한 β_{dns} 대신 계수전단력에 의한 β_{ds}를 사용하여야 한다.

(4) 비횡구속 골조의 압축부재에 대한 유효길이계수 k는 4.4.4의 E_c와 I 값을 사용하여 결정하며, 이 값은 1.0 이상이어야 한다.

(5) 비횡구속 골조 접합부의 휨부재는 압축부재의 확대된 단부 계수휨모멘트에 대하여 설계되어야 한다.

4.5 2축 휨을 받는 압축부재

(1) 두 축방향의 횡하중, 인접 경간의 하중 불균형 등으로 인하여 압축부재에 2축 휨모멘트가 작용되는 경우에는 2축 휨을 받는 압축부재로 설계하여야 한다.

(2) 압축부재 단면의 편심거리는 소성 중심부터 축력 작용점까지 거리로 취하여야 한다.

(3) 2축 휨을 받는 압축부재의 설계에 있어서, 원칙적으로 계수축력과 두 축에 대한 휨모멘트의 계수합휨모멘트를 구한 후 축력과 휨모멘트의 평형조건과 변형률의 적합조건을 이용하여 압축부재를 설계하되, 광범위한 연구 및 실험에 의해 적용성이 입증된 근사해법에 의하여 설계할 수도 있다.

4.6 슬래브 구조를 지지하는 압축부재

4.6.1 슬래브를 지지하는 압축부재

KDS 14 20 70(1.1)의 규정에 따르는 슬래브 구조를 지지하는 모든 축력을 받는 부재는 이 기준의 규정과 KDS 14 20 70의 요구 사항에 맞도록 설계되어야 한다.

4.6.2 바닥판 구조를 통한 기둥하중의 전달

(1) 기둥 콘크리트의 설계기준압축강도가 바닥판 구조에 사용된 콘크리트 강도의 1.4배를 초과하는 경우, 바닥판 구조를 통한 하중의 전달은 다음의 (2)에서 (4)까지 방법 중 한 가지에 의해 이루어져야 한다. 그러나 1.4배 이하인 경우는 특별한 조치를 취할 필요가 없다.

(2) 기둥 주변의 바닥판은 기둥과 동일한 강도를 가진 콘크리트로 시공하여야 한다. 기둥 콘크리트의 윗면은 기둥면에서 슬래브 내로 600 mm 정도 확대하고, 기둥 콘크리트와 바닥판 콘크리트가 일체화되도록 기둥 콘크리트가 굳지 않은 상태에서 바닥판 콘크리트를 시공하여야 한다.

(3) 바닥판 구조를 통과하는 기둥의 강도는 소요 연직 다웰철근과 나선철근을 가진 콘크리트 강도의 하한값을 기준으로 하여야 한다.

(4) 깊이가 거의 같은 보나 슬래브로 네 면이 횡방향으로 구속된 기둥의 접합부 강도는 기둥 콘크리트 강도의 75%와 바닥판 콘크리트 강도의 35%를 합한 콘크리트의 강도로 가정하여 계산할 수 있다. 여기서, 기둥의 콘크리트 강도는 바닥판 콘크리트 강도의 2.5배를 초과할 수 없다.

4.7 지압강도

(1) 콘크리트의 설계지압강도는 $\phi(0.85 f_{ck} A_1)$을 초과할 수 없다. 그러나 지지표면이 재하면보다 모든 측변에서 큰 경우, 재하면의 설계지압강도는 $\phi\left(0.85 f_{ck} \sqrt{A_2 / A_1}\right) A_1$까지 증가시킬 수 있다. 다만, $\sqrt{A_2 / A_1}$ 값은 2 이하로 하여야 한다.

(2) 4.7의 규정은 포스트텐셔닝 정착부에는 적용할 수 없다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목구조	이도형	배재대학교	교수
	건축구조	최창식	한양대학교	교수
	건축구조	홍건호	호서대학교	교수
	건축구조	엄태성	단국대학교	교수
	토목구조	이재훈	영남대학교	교수
	토목구조	조재열	서울대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 20 : 2016

콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 22 : 2016

콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 22 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

2. 조사 및 계획 ····· 5

3. 재료 ····· 5

4. 설계 ····· 5

4.1 전단설계 원칙 ····· 5

4.2 콘크리트에 의한 전단강도 ····· 6

4.3 전단철근에 의한 전단강도 ····· 8

4.4 비틀림 설계 ····· 11

4.5 비틀림강도 계산 및 철근 상세 ····· 12

4.6 전단마찰 ····· 15

4.7 깊은보에 대한 전단 설계 ····· 17

4.8 브래킷과 내민받침에 대한 전단 설계 ····· 17

4.9 벽체에 대한 전단 설계 ····· 19

4.10 기둥에 전달되는 휨모멘트로 인한 전단 ··· 20

4.11 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계 ····· 20

콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정은 철근콘크리트와 프리스트레스트콘크리트 부재의 전단과 비틀림 설계에 적용하여야 한다.

(2) 비틀림에 대한 평형이 요구되고, 계수비틀림모멘트가 규정된 최소 비틀림모멘트 값을 초과하면, 비틀림모멘트에 저항하도록 부재를 설계하여야 한다.

(3) 4.6의 전단마찰에 관한 규정은 전단전달을 검토하는 것이 필요한 단면에 대하여 적용하여야 한다. 이러한 단면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료 간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 콘크리트 사이의 접촉면 등이다.

1.2 기호정의

a_v : 전단경간, 즉 집중하중과 받침부 내면 사이의 거리

A_c : 전단전달에 기여하는 콘크리트의 단면적, mm^2

A_{cp} : 콘크리트 단면에서 외부 둘레로 둘러싸인 면적, mm^2

A_f : 브래킷 또는 내민받침에서 계수휨모멘트[$V_u a_v + N_{uc}(h-d)$]에 저항하는 철근의 단면적, mm^2

A_g : 전체 단면적, mm^2

A_h : 휨인장철근에 평행한 전단철근의 단면적, mm^2

A_l : 비틀림에 저항하는 종방향 철근의 전체 단면적, mm^2

A_n : 브래킷 또는 내민받침에서 인장력 N_{uc}에 저항하는 철근의 단면적, mm^2

A_o : 전단흐름에 의해 닫혀진 단면적, mm^2

A_{oh} : 가장 바깥의 비틀림 보강철근의 중심으로 닫혀진 단면적, mm^2

A_{ps} : 인장영역에서 긴장재의 단면적, mm^2

A_s : 인장철근의 단면적, mm^2

A_t : 간격 s 내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽 한 가닥의 단면적, mm^2

A_v : 간격 s 내의 전단철근의 단면적 또는 깊은보의 경우 간격 s 내의 휨인장철근에 수직한 전단철근의 전체 단면적, mm^2

A_{vf} : 전단마찰철근의 단면적, mm^2

A_{vh} : 간격 s_h 내의 휨인장철근에 평행한 전단철근의 단면적, mm^2

b : 부재 압축면의 폭, mm

b_o : 슬래브와 기초판에서 2방향 전단에 대한 위험단면의 둘레, mm

b_t : 비틀림모멘트에 저항하는 폐쇄스터럽을 포함하는 단면의 폭, mm

b_w : 복부의 폭, mm

b_1 : 휨모멘트가 결정되는 경간방향으로 4.11.1에서 정의된 위험단면의 폭, mm

b_2 : b_1에 직각방향으로 측정된 위험단면의 폭, mm

c_1 : 휨모멘트가 결정되는 경간방향의 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 치수, mm

c_2 : 휨모멘트가 결정되는 경간의 직각방향의 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 치수, mm

c_{N1}, c_{N2} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면에서 편심전단에 대한 중립축부터 전면과 후면까지 거리

c_u : 압축철근의 영향을 무시하고 계산된 슬래브 위험단면의 압축대 깊이의 평균값

d : 철근콘크리트 부재의 경우에는 종방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우에는 긴장재와 철근 도심에서 연단까지 거리와 $0.8h$ 중 큰 값(원형단면의 경우 압축콘크리트 연단에서 부재의 반대측 절반 부분에 있는 인장철근군의 중심까지 거리보다 큰 값), mm

d_p : 압축콘크리트 연단에서 프리스트레스트 긴장재의 도심까지 거리

e : 슬래브-접합부 기둥면과 슬래브 단부 사이의 거리

f_{cc} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 압축대에 작용하는 평균 압축응력, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_d : 작용하중에 의하여 인장응력이 생긴 단면의 연단에서 하중계수를 곱하지 않은 고정하중으로 인한 응력, MPa

f_{pc} : 작용하중을 저항하는 단면의 중심에서 모든 프리스트레스의 손실을 감안한 콘크리트의 압축응력 또는 단면의 중심이 플랜지 내에 위치할 경우는 복부와 플랜지의 교차점에서 압축응력, MPa

f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스, MPa

f_{pu} : 긴장재의 인장강도, MPa

f_{pcc} : 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 연단에서 모든 프리스트레스 손실을 감안한 유효프리스트레스 힘에 의한 콘크리트의 압축응력, MPa

f_{sp} : 콘크리트의 쪼갬인장강도, MPa

f_{te} : 슬래브-기둥 접합부의 압축대 콘크리트의 인장강도, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{yt} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 전체 두께 또는 깊이, mm

h_v : 전단머리 단면의 전체 깊이, mm

h_w : 벽체의 하단에서 상단까지 전체 높이, mm

I : 단면2차모멘트, mm^4

k_s : 슬래브-기둥 접합부의 두께계수

k_{bo} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 둘레길이의 영향계수

l_n : 받침부 내면 사이의 순경간, mm

l_v : 집중하중이나 반력의 중심에서 전단머리의 팔길이, mm

l_w : 벽체의 수평길이, mm

M_{cre} : 작용하중에 의해 단면에 휨균열을 일으키는 휨모멘트, 식 (4.2-9) 참조

M_F : 슬래브-기둥 접합부 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합

M_{Fb} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 이내에서 후면의 하부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도

M_{Ff} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 이내에서 전면의 상부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도

M_m : 수정 휨모멘트

$M_{\max}$: 작용하중으로 인한 단면의 최대 계수휨모멘트

M_p : 전단머리 단면의 소요 소성휨강도

M_S : 슬래브-기둥 접합부 전면과 후면의 편심전단에 의한 휨강도

M_T : 슬래브-기둥 접합부 측면의 편심전단에 의한 비틀림강도

M_u : 계수휨모멘트

M_v : 전단머리 보강철근에 의한 저항휨모멘트

N_u : V_u와 동시에 발생하는 단면에 수직한 크리프와 건조수축으로 인한 인장의 영향을 포함하는 계수축력으로서 압축은 양(+), 인장은 음(−)의 값

N_{uc} : V_u와 동시에 작용하는 브래킷 또는 내민받침의 상부에 가해진 계수인장력으로서 인장에 대해서 양(+)의 값

p_{cp} : 콘크리트 단면의 외부 둘레길이, mm

p_h : 가장 바깥의 횡방향 폐쇄스터럽 중심선의 둘레, mm

s : 종방향 철근에 평행한 방향으로 전단 또는 비틀림철근의 간격, mm

s_h : 종방향 철근에 수직방향으로 전단 또는 비틀림철근의 간격 또는 벽체에서 수평철근의 간격, mm

s_v : 벽체에서 수직철근의 간격, mm

t : 속빈 단면에서 벽의 두께, mm

T_n : 공칭비틀림강도

T_u : 계수비틀림모멘트

v_c : 2방향 거동에 대한 콘크리트의 공칭전단강도, MPa

v_g : 슬래브-기둥 접합부 위험단면에 작용하는 평균 직접전단응력, MPa

v_n : 공칭전단강도, MPa

v_{nT} : 슬래브-기둥 접합부 측면의 편심전단강도, MPa

v_{nTb} : 슬래브-기둥 접합부 후면에 면한 측면의 양단부에서 편심전단강도, MPa

v_{nTf} : 슬래브-기둥 접합부 전면에 면한 측면의 양단부에서 편심전단강도, MPa

V_c : 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도, 4.9.2(2) 참조

V_{ci} : 사인장균열이 전단력과 휨모멘트의 조합에 기인할 때 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도

V_{cw} : 사인장균열이 복부의 과도한 주인장응력에 기인할 때 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도

V_d : 고정하중의 영향에 의한 단면의 전단력

V_i : $M_{\max}$과 동시에 일어나는 작용하중으로 인한 단면의 계수전단력

V_n : 단면의 공칭전단강도

V_p : 단면에서 유효프리스트레스 힘의 수직 성분

V_s : 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도

V_u : 단면에서 계수전단력

y_t : 철근을 무시한 전체 단면적의 중심축에서 인장측 연단까지 거리, mm

α : 경사스터럽과 부재축 사이의 각도

α_f : 전단마찰철근과 전단면 사이의 각도

α_s : 슬래브 또는 기초판에서 V_c를 계산할 때의 계수

α_v : 전단머리의 부재 주위의 합성 슬래브 단면의 강성에 대한 전단머리 부재 강성의 비

β_c : 집중하중 또는 반력 작용면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

β_p : 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 V_c를 계산할 때의 계수

γ_v : 슬래브와 기둥 접합부에서 전단편심에 의해 전달되는 불균형휨모멘트의 비

η : 전단머리의 부재 수

θ : 비틀림 해석에서 트러스 유사론에 의할 때 압축 경사재의 경사각

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참조)

μ : 전단마찰계수

ρ_h : 수직단면에서 전체 콘크리트 단면적에 대한 수평전단철근 단면적의 비

ρ_n : 수평단면에서 전체 콘크리트 단면적에 대한 수직전단철근 단면적의 비

ρ_w : $A_s/b_w d$

ϕ : 강도감소계수

ϕM_n : 강도감소계수가 고려된 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 설계 불균형휨강도

ψ : 슬래브 휨 압축대의 균열각도

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)을 따른다.

4. 설계

4.1 전단설계 원칙

4.1.1 전단강도

(1) KDS 14 20 24에 따라 설계할 수 있는 부재를 제외하고는 전단력이 작용하는 단면은 다음 식 (4.1-1)을 기본으로 설계하여야 한다.

$$V_u \le \phi V_n \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, V_u는 해당 단면의 계수전단력이며, V_n은 다음 식 (4.1-2)에 의해 계산하는 공칭전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_s \qquad (4.1\text{-}2)$$

여기서, V_c는 4.2 또는 4.11에 따라 계산되는 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도이며, V_s는 4.3, 4.9.2(5) 또는 4.11에 따라 계산되는 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도이다.

(2) 전단강도 V_n을 결정할 때, 부재에 개구부가 있는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.

(3) 전단강도 V_c를 결정할 때, 구속된 부재에서 크리프와 건조수축으로 인한 축방향 인장력의 영향을 고려하여야 하며, 깊이가 일정하지 않은 부재의 경사진 휨압축력의 영향도 고려하여야 한다.

(4) 이 기준에서 사용하는 $\sqrt{f_{ck}}$의 값은 8.4 MPa을 초과하지 않도록 하여야 한다. 그러나 4.3.3(3) 및 (4)의 규정에 따라 최소 전단철근이 배치된 철근콘크리트 또는 프리스트레스트콘크리트 보와 콘크리트 장선구조에 있어서 V_c와 V_{ci} 및 V_{cw}를 계산할 때는 $\sqrt{f_{ck}}$ 값이 8.4 MPa을 초과할 수 있다.

(5) 아래 ①의 조건을 모두 만족한다면, 다음 ② 또는 ③의 규정에 따라 받침부의 최대 계수전단력 V_u를 산정할 수 있다.

① 작용전단력 방향으로 받침부 반력이 부재의 단부를 압축하고 하중은 부재의 윗면 또는 그 근처에 작용하며, 받침부 내면과 아래의 ② 또는 ③에서 정의되는 위험단면 사이에 집중하중이 작용하지 않을 경우

② 철근콘크리트 부재의 경우 받침부 내면에서 거리 d 이내에 위치한 단면을 거리 d에서 구한 계수전단력 V_u의 값

③ 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 받침부 내면에서 $0.5h$거리 이내에 위치한 단면을 $0.5h$ 거리에서 구한 것과 동일한 계수전단력 V_u의 값

(6) 깊은보, 브래킷과 내민받침, 벽체, 슬래브와 기초판의 설계는 4.7부터 4.11까지 규정된 특별 규정도 따라야 한다.

4.2 콘크리트에 의한 전단강도

4.2.1 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도

(1) 다음 (2)의 규정에 따라 상세한 계산을 하지 않는 한, 식 (4.2-1)과 식 (4.2-2)에 따라 전단강도 V_c를 계산하여야 한다.

① 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재의 경우 식 (4.2-1)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d \qquad (4.2\text{-}1)$$

② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우 식 (4.2-2)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, N_u/A_g의 단위는 N/mm^{2}이다.

③ 현저히 큰 축방향 인장력이 작용하는 부재의 경우 다음 (2)의 식 (4.2-6)을 사용하여 상세한 계산을 하지 않는 한 전단철근이 모든 전단력에 저항하도록 설계하여야 한다.

(2) 다음 식 (4.2-3)에서 식 (4.2-6)까지 식을 사용하여 정밀하게 전단강도 V_c를 구할 수 있다.

① 전단력과 휨모멘트를 받는 부재의 경우 식 (4.2-3)에 따라 계산할 수 있다.

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_w\frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d \qquad (4.2\text{-}3)$$

그러나 V_c의 값은 $0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$를 초과할 수 없으며, 식 (4.2-3)에서 $V_u d/M_u$의 값은 1.0을 초과할 수 없다. 여기서, M_u는 전단을 검토하는 단면에서 V_u와 동시에 발생하는 계수 휨모멘트이다.

② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우 식 (4.2-3)의 M_u를 아래와 같이 구한 M_m으로 대체하여 V_c를 계산할 수 있으며, 이때 $V_u d/M_u$의 값은 1.0 이하라는 제한을 받지 않는다.

$$M_m = M_u - N_u\frac{(4h-d)}{8} \qquad (4.2\text{-}4)$$

그러나 V_c는 다음 값 이하이어야 한다.

$$V_c = 0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d\sqrt{1+\frac{N_u}{3.5A_g}} \qquad (4.2\text{-}5)$$

여기서, N_u/A_g의 단위는 N/mm²이다. 식 (4.2-4)에 의해 계산된 M_m이 음(−)일 경우는 V_c를 식 (4.2-5)에 의해 계산하여야 한다.

③ 현저히 큰 축방향 인장력을 받는 부재의 경우 식 (4.2-6)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서, N_u는 인장력일 때 음(−)이며, N_u/A_g의 단위는 N/mm²이다.

(3) 원형단면 부재의 V_c를 계산하기 위한 단면적을 콘크리트 단면의 유효깊이와 지름의 곱으로 구하여야 한다. 이때 단면의 유효깊이는 부재 단면 지름의 0.8배로 할 수 있다.

4.2.2 프리스트레스트콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도

(1) 콘크리트에 의한 전단강도는 다음 (2)와 (3)의 방법 중에서 어느 하나를 선택하여 결정하여야 한다. 다만, 받침부 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐셔닝 긴장재의 전달길이보다 짧거나 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않는 프리텐션 부재는 4.2.2(3)에 따라 콘크리트에 의한 전단강도를 구하여야 한다.

(2) 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 부재의 경우 4.2.2(3)의 계산에 의하지 않는 한 다음 식 (4.2-7)에 따라 V_c를 계산하여야 한다.

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + 4.9\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d \qquad (4.2\text{-}7)$$

그러나 이때 V_c는 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이상이고, $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)b_w d$ 이하이어야 하며, 또한 4.2.2(4)나 4.2.2(5)에서 주어진 값 이하이어야 한다. 이 식에서 $V_u d_p/M_u$는 1.0 이하이어야 하고, M_u는 검토하는 단면에서 V_u와 동시에 발생하는 계수휨모멘트이다. 여기서, d_p는 $0.8h$ 이상이어야 한다.

(3) 다음 식 (4.2-8)과 식 (4.2-10)에 따라 전단강도 V_c를 계산할 수 있다. 여기서, V_c는 V_{ci}와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 하여야 한다.

① 전단강도 V_{ci}를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \qquad (4.2\text{-}8)$$

여기서, d_p는 $0.8h$ 이상이어야 하며, M_{cre}를 다음 식 (4.2-9)에 의해 계산한다.

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)(0.5\lambda\sqrt{f_{ck}} + f_{pcc} - f_d) \qquad (4.2\text{-}9)$$

위 식에서 $M_{\max}$과 V_i의 값을 해당 단면에 최대 휨모멘트가 일어나는 하중조합에 대하여 계산하여야 하며, V_{ci}는 $0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$ 이상이어야 한다.

② 전단강도 V_{cw}를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \qquad (4.2\text{-}10)$$

여기서, d_p를 $0.8h$보다 작게 취할 필요는 없다. 다른 방법으로서, 부재의 도심축에서 또는 도심축이 플랜지 내에 있을 때는 플랜지와 복부의 교차선에서 $\lambda\sqrt{f_{ck}}/3$의 주인장응력을 일으키는 고정하중과 활하중의 합에 해당되는 전단력으로 V_{cw}를 계산할 수 있다. 합성부재에서는 활하중을 저항하는 단면을 사용하여 주인장응력을 계산하여야 한다.

(4) 프리텐션 부재에서 받침부의 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐셔닝 긴장재의 전달길이보다 짧은 경우에는 V_{cw}를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 고려하여야 한다. 또한 이 V_{cw}의 값을 식 (4.2-7)의 상한값으로 취하여야 한다. 프리스트레스 힘을 긴장재 끝에서 영이고, 긴장재 단부부터 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최댓값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.

(5) 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않은 프리텐션 부재의 경우, 4.2.2(2) 또는 (3)에 따라 V_c를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여야 한다. 이와 같이 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여 계산한 V_{cw}의 값을 식 (4.2-7)의 최댓값으로 취하여야 한다. 부재의 단부까지 부착이 연장되어 있지 않은 긴장재의 프리스트레스 힘은 부착이 시작되는 점에서 영이고, 이 점에서 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최댓값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우는 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.

4.3 전단철근에 의한 전단강도

4.3.1 전단철근의 형태

(1) 다음과 같은 형태의 전단철근을 사용하여야 한다.

① 부재축에 직각인 스터럽

② 부재축에 직각으로 배치한 용접철망

③ 나선철근, 원형 띠철근 또는 후프철근

(2) 철근콘크리트 부재의 경우 다음과 같은 형태의 전단철근을 사용할 수 있다.

① 주인장 철근에 45° 이상의 각도로 설치되는 스터럽

② 주인장 철근에 30° 이상의 각도로 구부린 굽힘철근

③ 스터럽과 굽힘철근의 조합

(3) 전단철근의 설계기준항복강도는 500 MPa을 초과할 수 없다. 다만, 용접 이형철망을 사용할 경우 전단철근의 설계기준항복강도는 600 MPa을 초과할 수 없다.

(4) 프리스트레스트콘크리트 부재에 4.3의 규정을 적용하는 경우, 유효깊이는 압축콘크리트 연단부터 긴장재와 철근의 도심까지 거리로 하여야 한다. 이 값은 $0.8h$ 이상이어야 한다.

(5) 전단철근으로 사용하는 스터럽과 기타 철근 또는 철선은 콘크리트 압축연단부터 거리 d만큼 연장하여야 하며, KDS 14 20 52(4.4.4)의 규정에 따라 정착하여야 한다.

4.3.2 전단철근의 간격 제한

(1) 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격은 철근콘크리트 부재일 경우는 $d/2$ 이하, 프리스트레스트콘크리트 부재일 경우는 $0.75h$ 이하이어야 하고, 또 어느 경우이든 600 mm 이하로 하여야 한다.

(2) 경사스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 $0.5d$에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 45°선과 한 번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.

(3) V_s가 $\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$를 초과하는 경우에 위 (1), (2)에서 규정된 최대 간격을 절반으로 감소시켜야 한다.

4.3.3 최소 전단철근

(1) 계수전단력 V_u가 콘크리트에 의한 설계전단강도 ϕV_c의 $1/2$을 초과하는 모든 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 휨부재에는 다음의 경우를 제외하고 최소 전단철근을 배치하여야 한다.

① 슬래브와 기초판

② KDS 14 20 10(4.11)에서 규정한 콘크리트 장선구조

③ 전체 깊이가 250 mm 이하이거나 I형보, T형보에서 그 깊이가 플랜지 두께의 2.5배 또는 복부폭의 $1/2$ 중 큰 값 이하인 보

④ 교대 벽체 및 날개벽, 옹벽의 벽체, 암거 등과 같이 휨이 주거동인 판부재

⑤ 순 단면의 깊이가 315 mm를 초과하지 않는 속빈 부재에 작용하는 계수전단력이 $0.5\phi V_{cw}$를 초과하지 않는 경우

⑥ 보의 깊이가 600 mm를 초과하지 않고 설계기준압축강도가 40 MPa을 초과하지 않는 강섬유콘크리트 보에 작용하는 계수전단력이 $\phi(\sqrt{f_{ck}/6})b_w d$를 초과하지 않는 경우

(2) 전단철근이 없어도 계수휨모멘트와 계수전단력에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있다면 4.3.3,(1)의 최소 전단철근 규정을 적용하지 않을 수 있다.

(3) 4.3.3,(1) 또는 강도 요구 조건에 의해 전단철근이 필요하고, 4.4.1 규정에 의해 비틀림을 고려하지 않아도 되는 곳의 최소 전단철근량은 철근콘크리트 부재나 다음 (4)의 규정에 해당하는 부재를 제외한 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 식 (4.3-1)에 따라 산정하여야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (4.3\text{-}1)$$

그러나 최소 전단철근량은 $0.35 b_w s/f_{yt}$보다 작지 않아야 한다. 여기서, b_w와 s의 단위는 mm이다.

(4) 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스트콘크리트 부재에 대한 최소 전단철근량은 식 (4.3-1)과 식 (4.3-2)에 의해 구한 값 중 작은 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{v,\min} = \frac{A_{ps}}{80}\frac{f_{pu}}{f_{yt}}\frac{s}{d}\sqrt{\frac{d}{b_w}} \qquad (4.3\text{-}2)$$

4.3.4 전단철근의 설계

(1) 계수전단력 V_u가 설계전단강도 ϕV_c를 초과하는 곳에는 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)를 만족시키기 위해 전단철근을 배치하여야 하며, 전단철근에 의한 전단강도 V_s를 다음 (2)부터 (9)까지 규정에 따라 산정하여야 한다.

(2) 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우에 다음 식 (4.3-3)에 따라 전단강도 V_s를 계산하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (4.3\text{-}3)$$

여기서, A_v는 거리 s 내의 전단철근의 전체 단면적이며, f_{yt}는 전단철근의 설계기준항복강도이다.

(3) 원형 띠철근, 후프철근 또는 나선철근을 전단철근으로 사용한 경우, 식 (4.3-3)을 사용하여 V_s를 산정하여야 한다. 이때 d는 원형 단면 부재에 대하여 4.2.1(3)에 규정한 값을 사용하여야 하며, A_v는 종방향 철근과 평행하게 잰 간격 s 내에 배치된 나선철근, 후프철근 또는 원형 띠철근의 두 가닥 면적에 해당한다.

(4) 경사스터럽을 전단철근으로 사용하는 경우는 전단강도 V_s를 식 (4.3-4)에 따라 계산하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}(\sin\alpha + \cos\alpha)d}{s} \qquad (4.3\text{-}4)$$

여기서, α는 경사스터럽과 부재축의 사이각이며 s는 종방향 철근과 평행한 방향의 철근 간격이다.

(5) 전단철근이 1개의 굽힘철근 또는 받침부에서 모두 같은 거리에서 구부린 평행한 1조의 철근으로 구성될 경우의 V_s는 식 (4.3-5)에 따라 계산하여야 한다.

$$V_s = A_v f_{yt} \sin\alpha \qquad (4.3\text{-}5)$$

다만, V_s는 $0.25\sqrt{f_{ck}}b_w d$를 초과할 수 없으며, α는 굽힘철근과 부재축의 사이각이다.

(6) 전단철근이 받침부에서 서로 다른 거리에서 구부린 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 구성될 경우의 V_s는 식 (4.3-4)에 따라 계산하여야 한다.

(7) 종방향 철근을 구부려 전단철근으로 사용할 때는 그 경사길이의 중앙 3/4만이 전단철근으로서 유효하다고 보아야 한다.

(8) 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위해 사용되는 경우의 전단강도 V_s는 각 종류별로 구한 V_s를 합한 값으로 하여야 한다.

(9) 전단강도 V_s는 $(2\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$ 이하로 하여야 한다.

4.4 비틀림 설계

비틀림에 대한 설계는 4.4.1부터 4.4.2까지 그리고 4.5.1부터 4.5.4 또는 4.5.5까지 규정에 따라야 한다.

4.4.1 비틀림을 고려하지 않아도 되는 경우

(1) 아래의 경우 비틀림의 영향을 무시할 수 있다.

① 철근콘크리트 부재

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \qquad (4.4\text{-}1)$$

② 프리스트레스트콘크리트 부재

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}} \qquad (4.4\text{-}2)$$

③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트 부재

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}} \qquad (4.4\text{-}3)$$

속이 빈 단면에서 A_g는 A_{cp}대신에 사용할 수 있으며, 단면의 외부경계선은 규정에 따라야 한다.

(2) 플랜지를 갖는 독립부재 및 슬래브와 일체로 친 부재에서 A_{cp} 및 p_{cp}을 산정할 때 사용한 돌출 플랜지 폭은 KDS 14 20 70(4.1.2.1(4))의 규정을 따라야 한다. 다만, 플랜지를 포함하여 산정한 A_{cp}^2/p_{cp} 값이 플랜지를 포함하지 않은 경우의 값보다 작은 경우는 KDS 14 20 70(4.1.2.1(4))의 규정을 따르지 않아도 좋다.

4.4.2 계수비틀림모멘트의 계산

(1) 계수비틀림모멘트 T_u가 4.4.1에서 정하는 최솟값 이상이고, 평형조건을 유지하기 위하여 요구된다면 4.5에 따라 부재를 설계하여야 한다.

(2) 균열에 의하여 내력의 재분배가 발생하여 비틀림모멘트가 감소할 수 있는 부정정 구조물의 경우, 최대 계수비틀림모멘트 T_u는 다음 값으로 감소시킬 수 있다.

① 철근콘크리트 부재의 경우 다음 (4)에서 설명한 단면 위치에서

$$\phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$$

② 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 다음 (5)에서 설명한 단면 위치에서

$$\phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}$$

③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트 부재

$$\phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}$$

①, ② 및 ③에서 동일하게 재분배된 휨모멘트 및 전단력은 인접부재의 설계에 고려하여야 한다. 속이 빈 단면의 경우 상기 (2)에서는 A_g가 A_{cp} 대신에 사용될 수 없다.

(3) 정밀한 해석을 수행하지 않은 경우, 슬래브에 의해 전달되는 비틀림 하중은 전체 부재에 걸쳐 균등하게 분포하는 것으로 가정할 수 있다.

(4) 철근콘크리트 부재에서, 받침부에서 d 이내에 위치한 단면은 d에서 계산된 T_u보다 작지 않은 비틀림모멘트에 대하여 설계하여야 한다. 만약 d 이내에서 집중된 비틀림모멘트가 작용하면 위험단면은 받침부의 안쪽 면으로 하여야 한다.

(5) 프리스트레스콘크리트 부재에서 받침부에서 $h/2$ 이내에 위치한 단면은 $h/2$에서 계산된 T_u보다 작지 않은 비틀림모멘트에 대하여 설계하여야 한다. 만약 $h/2$ 이내에서 집중된 비틀림모멘트가 작용하면 위험단면은 받침부의 안쪽 면으로 하여야 한다.

4.5 비틀림강도 계산 및 철근 상세

4.5.1 비틀림강도

(1) 비틀림모멘트가 작용하는 부재에 있어서 단면의 치수는 식 (4.5-1)과 식 (4.5-2)를 만족하여야 한다.

① 속찬 단면: 전단에 의한 응력은 단면의 전체 폭에 걸쳐서 발생하지만, 비틀림에 의한 응력은 박벽관에 의하여 저항한다고 가정하여 얻어진 식 (4.5-1)을 만족하여야 한다.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+\frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3}\right) \qquad (4.5\text{-}1)$$

② 속빈 단면: 전단력과 비틀림모멘트에 의하여 발생한 전단응력은 다음과 같은 관계를 만족하여야 한다.

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+\frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3}\right) \qquad (4.5\text{-}2)$$

(2) 만약 속빈 단면의 벽 두께가 변한다면 식 (4.5-2)의 좌변이 최대가 되는 위치에서 계산하여야 한다.

(3) 만약 벽의 두께가 A_{oh}/p_h보다 작다면, 식 (4.5-2)의 좌변 두 번째 항은 $\left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right)$ 이어야 한다. 여기서, t는 응력이 계산되는 위치에서 속빈 단면의 벽 두께이다.

(4) 비틀림철근의 설계기준항복강도는 500 MPa을 초과할 수 없다.

4.5.2 비틀림철근량 산정

(1) 4.4.1에서 정하는 값보다 큰 비틀림모멘트가 작용하는 부재의 설계는 식 (4.5-3)에 의한다.

$$T_u \le \phi T_n \qquad (4.5\text{-}3)$$

여기서, T_n을 계산할 때는 모든 비틀림모멘트가 스터럽 및 종방향 철근에 의하여 저항하고 $T_c=0$이라고 가정한다. 동시에 콘크리트에 의한 전단강도 V_c는 비틀림에 의하여 변하지 않는다고 가정한다.

(2) 비틀림모멘트에 저항하기 위한 수직철근은 다음 식 (4.5-4)를 사용하여 산정하여야 한다.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad (4.5\text{-}4)$$

여기서, A_o를 $0.85A_{oh}$로 취할 수 있고, 압축경사각은 $30° \le \theta \le 60°$로서 프리스트레싱되지 않은 부재나 프리스트레스 힘이 주철근 인장강도의 40% 미만인 경우는 45°로 취할 수 있으며, 프리스트레스 힘이 주철근 인장강도의 40% 이상인 경우는 37.5°로 취할 수 있다.

(3) 비틀림모멘트에 저항하기 위한 추가적인 종방향 철근은 다음 식 (4.5-5)의 값 이상이어야 한다.

$$A_l = \frac{A_t}{s}p_h\left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right)\cot^2\theta \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, θ는 식 (4.5-4)에 사용된 값이며, A_t/s값은 식 (4.5-4)에 의해 계산되는 값으로서 최소비틀림철근량의 규정인 4.5.4(2) 또는 (3)의 규정을 적용하지 않은 값이다.

(4) 비틀림모멘트에 의하여 요구되는 철근은 비틀림모멘트와 조합하여 작용하는 전단력과 휨모멘트 및 축력이 요구하는 철근을 추가하여야 한다. 이때 철근의 간격과 배치는 가장 엄격한 요구 조건을 만족시켜야 한다.

(5) 휨을 받는 부재에서 휨압축 영역에 위치한 종방향 비틀림철근의 소요단면적은 $M_u/(0.9df_y)$ 만큼 줄일 수 있다. 여기서, M_u는 T_u와 함께 단면에 작용하는 계수휨모멘트이다. 그러나 이 경우 사용된 철근량은 4.5.4((3) 또는 (5))의 규정을 만족시켜야 한다.

(6) 프리스트레스트콘크리트 보는 다음 사항을 만족하여야 한다.

①각 단면에서 긴장재를 포함한 전체 종방향 철근은 그 단면의 계수휨모멘트 M_u와 그 단면의 계수비틀림모멘트 T_u에 의한 추가적인 집중 종방향 인장력 A_lf_y를 합친 단면력에 저항할 수 있어야 한다.

②긴장재를 포함한 종방향 철근의 간격은 비틀림철근의 간격에 관한 4.5.4(5)의 규정을 만족하여야 한다.

(7) 프리스트레스트콘크리트 부재에서 휨 압축영역에 위치한 종방향 비틀림 철근의 면적은 앞의 (5)에 따라 (6)에서 요구하는 값 이하로 줄일 수 있다.

4.5.3 비틀림철근의 상세

(1) 비틀림철근은 종방향 철근 또는 종방향 긴장재와 다음의 해당 철근으로 구성하여야 한다.

①부재축에 수직인 폐쇄스터럽 또는 폐쇄띠철근

②부재축에 수직인 횡방향 강선으로 구성된 폐쇄용접철망

③철근콘크리트 보에서 나선철근

(2) 횡방향 비틀림철근은 다음 중에서 하나의 방법으로 정착하여야 한다.

①종방향 철근 주위로 135° 표준갈고리에 의하여 정착

②정착부를 둘러싸는 콘크리트가 플랜지나 슬래브 또는 기타 유사한 부재에 의하여 박리가 일어나지 않도록 된 영역에서는 KDS 14 20 52(4.4.4(2)①, ②와 ③))의 규정 에 따라 정착

(3) 종방향 비틀림철근은 양단에 정착하여야 한다.

(4) 비틀림모멘트를 받는 속빈 단면에서 횡방향 비틀림철근의 중심선부터 내부 벽면까지 거리는 $0.5A_{oh}/p_h$ 이상이 되도록 설계하여야 한다.

4.5.4 최소 비틀림철근량 및 간격

(1) 계수비틀림모멘트 T_u가 4.4.1에 규정된 값을 초과하는 모든 구간에서 최소 비틀림철근을 배치하여야 한다.

(2) 상기 (1)에 따라 비틀림철근이 필요한 경우, 횡방향 폐쇄스터럽의 최소 면적을 다음 식 (4.5-6)에 의하여 계산하여야 한다.

$$(A_v + 2A_t) = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (4.5\text{-}6)$$

다만, $0.35 b_w s / f_{yt}$ 이상이어야 한다.

(3) 상기 (1)에 따라 비틀림철근이 필요한 경우, 종방향 비틀림철근의 최소 전체 면적을 식 (4.5-7)에 의하여 계산하여야 한다.

$$A_{l,\min} = \frac{0.42\sqrt{f_{ck}}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad (4.5\text{-}7)$$

여기서, A_t/s는 $0.175 b_w / f_{yt}$ 이상이어야 한다.

(4) 횡방향 비틀림철근의 간격은 $p_h/8$보다 작아야 하고, 또한 300 mm보다 작아야 한다.

(5) 비틀림에 요구되는 종방향 철근은 폐쇄스터럽의 둘레를 따라 300 mm 이하의 간격으로 분포시켜야 한다. 종방향 철근이나 긴장재는 스터럽의 내부에 배치시켜야 하며, 스터럽의 각 모서리에 최소한 하나의 종방향 철근이나 긴장재가 있어야 한다. 종방향 철근의 지름은 스터럽 간격의 1/24 이상이어야 하며, 또한 D10 이상의 철근이어야 한다.

(6) 비틀림철근은 계산상으로 필요한 위치에서 $(b_t + d)$ 이상의 거리까지 연장시켜 배치하여야 한다.

4.5.5 대체 비틀림 설계법

단면형상비가 $h/b_t \geq 3$이며 이 구조기준의 범위에 포함되는 속이 찬 단면의 비틀림 설계는 해석 및 실험적으로 검증된 다른 방법으로 수행할 수 있다. 다만, 그러한 경우에도 4.5.3 및 4.5.4의 (4), (5), (6)은 적용하여야 한다.

4.6 전단마찰

4.6.1 설계 일반

(1) 이 규정은 해당되는 면에서 전단전달을 고려해야 하는 것이 적절한 경우에 적용된다. 이러한 면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 콘크리트 사이의 접촉면이다.

(2) 전단력 전달 면은 식 (4.1-1)을 기본으로 설계하여야 하며, 이때 V_n은 4.6.1((3)과 (4)) 또는 4.6.2에 따라 계산하여야 한다.

(3) 균열은 해당 전단면에 걸쳐 발생한다고 가정하여야 한다. 소요 전단마찰철근 단면적 A_{vf}는 4.6.2에 따라 계산하여야 한다. 그 밖의 전단전달 설계 방법에 의하여 예측된 강도가 다양한 실험결과와 실질적으로 일치하는 경우 그 설계 방법을 적용하여야 한다.

(4) 전단전달강도를 계산할 때는 4.6.2와 4.6.3의 규정을 적용하여야 한다.

4.6.2 전단마찰 설계 방법

(1) 전단마찰철근이 전단력 전달 면에 수직한 경우 공칭전단강도 V_n은 식 (4.6-1)에 따라 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \qquad (4.6\text{-}1)$$

여기서, μ는 다음 (3)에 규정된 마찰계수이다.

(2) 전단마찰철근이 전단력 전달 면과 경사를 이루어 작용 전단력에 의해 전단마찰철근에 인장력이 일어날 때에 전단강도 V_n은 식 (4.6-2)에 따라 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha_f + \cos\alpha_f) \qquad (4.6\text{-}2)$$

여기서, α_f는 전단마찰철근과 전단면 사이의 각이다.

(3) 식 (4.6-1)과 식 (4.6-2)에서 마찰계수 μ는 다음 값이어야 한다.

① 일체로 친 콘크리트 1.4λ

② 4.6.3,(1)의 규정에 따라 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 1.0λ

③ 일부러 거칠게 하지 않은 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 0.6λ

④ 전단연결재에 의하거나 철근에 의해 구조용 강재에 정착된 콘크리트(4.6.3,(2) 참조) 0.7λ

여기서 λ는 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

(4) 일체로 친 콘크리트나 4.6.3,(1)의 규정에 따라 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 보통콘크리트의 경우 전단강도 V_n은 $0.2 f_{ck} A_c$, 또한 $(3.3 + 0.08 f_{ck}) A_c$ (단위는 N) 이하로 하여야 한다. 그 밖의 경우 전단강도 V_n은 $0.2 f_{ck} A_c$, 또한 $5.5 A_c$ 이하로 하여야 한다. 여기서 A_c는 전단전달에 저항하는 콘크리트 단면의 면적이다. 강도가 서로 다른 콘크리트를 친 경우 낮은 강도 콘크리트의 f_{ck} 값을 사용하여 전단강도 V_n을 산정하여야 한다.

(5) 전단마찰철근의 설계기준항복강도는 500 MPa 이하로 하여야 한다.

(6) 전단면에 순인장력이 작용할 때는 이에 저항하기 위해서 철근을 추가로 두어야 한다. 한편 소요철근량 A_{vf} 를 계산할 때, 전단면에 영구적으로 작용하는 순압축력은 전단마찰철근이 저항하는 힘 $A_{vf} f_y$에 추가되는 힘으로 고려할 수 있다.

(7) 전단마찰철근을 전단면에 걸쳐 적절하게 배치하여야 하며, 철근 양쪽에 정착길이를 확보하거나 갈고리 또는 특수한 장치에 용접하여 철근이 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 양측에 정착시켜야 한다.

4.6.3 접촉면의 처리

(1) 4.6의 규정을 효과적으로 적용하기 위해서 이미 굳은 콘크리트에 새로운 콘크리트를 칠 때는 전단전달을 위한 접촉면은 깨끗하고 레이턴스가 없도록 하여야 한다. μ가 1.0λ와 같다고 가정하는 경우의 접촉면은 그 요철의 크기가 대략 6 mm 정도 되도록 거칠게 만들어야 한다.

(2) 스터드를 사용하거나 철근을 용접하여 구조용 강재와 콘크리트 사이에서 전단력이 전달되는 경우에 강재는 깨끗하고 페인트가 묻어 있지 않아야 한다.

4.7 깊은보에 대한 전단 설계

4.7.1 설계 일반

(1) 4.7의 규정은 l_n이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용하여야 하며, 또한 KDS 14 20 52(4.4.1(5))도 참고하여야 한다.

(2) 깊은보는 KDS 14 20 20(4.2.4)에서 허용된 비선형해석 또는 KDS 14 20 24에 따라 설계하여야 한다.

(3) 깊은보의 V_n은 $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이하이어야 한다.

4.7.2 최소 철근량 산정 및 배치

(1) 휨인장철근과 직각인 수직전단철근의 단면적 A_v를 $0.0025b_w s$ 이상으로 하여야 하며, s를 $d/5$ 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다.

(2) 휨인장철근과 평행한 수평전단철근의 단면적 A_{vh}를 $0.0015b_w s_h$ 이상으로 하여야 하며, s_h를 $d/5$ 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다.

(3) 상기 (1)과 (2)에 의한 최소 철근 대신 KDS 14 20 24를 만족하는 철근을 배치할 수 있다.

4.8 브래킷과 내민받침에 대한 전단 설계

4.8.1 설계 일반

(1) 4.8의 규정은 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d가 1.0 이하이고, V_u보다 크지 않은 계수수평인장력 N_{uc}를 받는 브래킷과 내민받침의 설계에 적용하여야 한다. 이때 유효깊이 d의 크기는 기둥면에서 측정한 값이다.

(2) 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d가 2 이하인 경우는 KDS 14 20 24를 이용하여 설계할 수 있다.

(3) 지압면의 외측단의 깊이를 적어도 $0.5d$ 이상으로 하여야 한다.

4.8.2 설계단면력 및 강도의 계산

(1) 받침부 면의 단면은 계수전단력 V_u와 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 및 계수수평인장력 N_{uc}를 동시에 견디도록 설계하여야 한다.

(2) 4.8에 따른 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수 ϕ를 전단강도에 대한 강도감소계수 0.75로 취하여야 한다.

(3) 전단력 V_u에 저항할 전단마찰철근 A_{vf}의 설계는 4.6에 따라야 한다.

① 보통중량콘크리트에 대한 전단강도 V_n은 $0.2f_{ck}b_w d, (3.3+0.08f_{ck})b_w d$ 및 $11b_w d$ 중 가장 작은 값을 초과할 수 없다.

② 전경량콘크리트 또는 모래경량콘크리트에 대한 전단강도 V_n은 $(0.2-0.07a_v/d)f_{ck}b_w d$와 $(5.6-2.0a_v/d)f_{ck}b_w d$ 중의 작은 값을 초과할 수 없다.

(4) 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$에 저항할 철근 A_f는 KDS 14 20 20(4.1), (4.2)에 따라 구하여야 한다.

(5) 계수인장력 N_{uc}에 저항할 철근 A_n은 $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$에 의해 결정하여야 한다. 브래킷 또는 내민받침 위에 놓이는 부재가 인장력을 피하도록 특별한 장치가 마련되어 있지 않는 한 N_{uc}를 $0.2\,V_u$ 이상으로 하여야 한다. 이때 인장력 N_{uc}는 인장력이 비록 크리프, 건조수축 또는 온도변화에 기인한 경우라도 활하중으로 간주하여야 한다.

4.8.3 철근 상세

(1) A_s와 나란한 폐쇄스터럽이나 띠철근의 전체 단면적 A_h는 $0.5(A_s - A_n)$ 이상이어야 하고, A_s에 인접한 유효깊이의 2/3 내에 균등하게 배치하여야 한다.

(2) 주인장철근의 철근비 A_s/bd를 $0.04(f_{ck}/f_y)$ 이상으로 하여야 한다.

(3) 브래킷 또는 내민받침의 전면에서 주인장철근 A_s를 다음 방법 중 한 방법에 의해 정착시켜야 한다.

① 적어도 같은 크기의 횡방향 철근에 구조적으로 용접되어야 하며, 이 용접은 주인장철근 A_s의 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 설계되어야 한다.

② 주인장철근은 자유단에서 수평으로 구부려 지지부재에 정착되도록 하여야 한다.

③ 그 밖에 확실한 정착 방법을 사용하여야 한다.

(4) 브래킷 또는 내민받침 위에서 하중이 작용하는 지압면은 주인장철근 A_s의 직선 부분보다 나와 있지 않아야 하며, 또 횡방향 정착철근을 사용하는 경우는 이 철근의 내측면보다 나와 있지 않아야 한다.

4.9 벽체에 대한 전단 설계

4.9.1 설계 일반

(1) 벽체 면과 나란한 수평전단력에 대한 설계는 이 4.9의 규정을 따라야 한다. 그러나 벽체 면에 직각 방향의 전단력에 대한 설계는 4.11의 규정을 따라야 한다. 또한 벽체의 높이가 벽체 길이의 2배를 초과하지 않은 경우는 KDS 14 20 24와 4.9.3(2)~(5)의 규정에 따라 설계할 수 있다.

(2) 벽체 면에서 전단력에 대한 수평단면의 설계는 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)에 기초하여야 하며, V_c는 4.9.2(1)과 (2)에 따라야 하고 V_s는 4.9.2(5)에 따라야 한다.

(3) 벽체 평면에서 수평전단력에 대한 설계에서 d는 $0.8l_w$로 취할 수 있다. 그러나 적합조건에 의해 해석할 경우에는 압축연단에서 인장철근의 힘의 중심까지 거리인 d를 사용할 수 있다.

4.9.2 전단강도 계산

(1) 전단강도 V_c는 4.9.2.(2)에 따라 계산하지 않는 한 N_u가 압축인 벽체에 대해서 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)hd$ 이하이어야 한다. 그러나 N_u가 인장인 벽체의 경우 식 (4.2-6)의 값 이하이어야 한다.

(2) 전단강도 V_c는 다음 식 (4.9-1)과 식 (4.9-2)에 의해 계산할 수 있으나, 두 값 중에서 작은 값이어야 한다.

$$V_c = 0.28\lambda\sqrt{f_{ck}}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \qquad (4.9\text{-}1)$$

또는

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w\left(0.10\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd \qquad (4.9\text{-}2)$$

여기서, N_u는 인장력일 때 음(−)이다. 그리고 $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}\right)$의 값이 음(−)일 때 식 (4.9-2)를 적용할 수 없다.

(3) 벽체 평면에서 전단력에 대한 수평단면의 전단강도 V_n은 $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)hd$ 이하이어야 한다.

(4) $l_w/2$와 벽체 높이의 1/2 중 작은 쪽의 거리보다 벽체 바닥에 가까이 위치한 단면은 $l_w/2$ 거리 또는 높이의 1/2에서 구한 V_c에 대하여 설계할 수 있다.

(5) 계수전단력 V_u가 전단강도 ϕV_c를 초과하는 곳은 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)가 충족되도록 수평전단철근을 배치하여야 하며, 전단강도 V_s를 다음 식 (4.9-3)에 의해 구하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_{vh} f_y d}{s_h} \qquad (4.9\text{-}3)$$

여기서, A_{vh}는 s_h 거리 내의 수평전단철근의 단면적이며, d는 4.9.1(3)에 따라야 한다. 그리고 수직 전단철근을 4.9.3(4)에 따라 배치하여야 한다.

4.9.3 최소 철근량 및 배치

(1) 계수전단력 V_u가 $\phi V_c/2$보다 작은 경우에 다음 (2)에서 (5)까지 또는 KDS 14 20 72에 따라 철근을 배치하여야 한다. V_u가 $\phi V_c/2$를 초과하는 경우는 전단력에 저항할 벽체 철근을 다음 (2)에서 (5)까지 규정에 따라 배치하여야 한다.

(2) 콘크리트의 전체 수직단면적에 대한 수평전단철근 단면적의 비 ρ_h를 0.0025 이상으로 하여야 한다.

(3) 수평전단철근의 간격 s_h는 $l_w/5$ 이하, $3h$ 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

(4) 콘크리트의 전체 수평단면적에 대한 수직전단철근 단면적의 비 ρ_l은 식 (4.9-4)의 값 이상, 또한 0.0025 이상으로 하여야 한다.

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0.0025) \qquad (4.9\text{-}4)$$

그러나 ρ_l은 소요 수평전단철근량보다 크게 취할 필요는 없다.

(5) 수직전단철근의 간격 s_v는 $l_w/3$ 이하, $3h$ 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

4.10 기둥에 전달되는 휨모멘트로 인한 전단

(1) 연직하중, 풍하중, 지진 또는 기타 횡하중이 기둥에 연결된 부재의 접합부에서 휨모멘트의 전달을 야기할 때에는 휨모멘트 전달로 인한 전단력을 고려하여 기둥의 횡수평 철근을 설계하여야 한다.

(2) 접합부 내에 배치하여야 할 기둥의 횡수평철근은 식 (4.3-1)에 규정된 값 이상이어야 한다. 다만, 비슷한 깊이의 보 또는 슬래브로 4면이 구속되고 주요 지진하중저항 구조 시스템의 일부가 아닌 경우 횡철근을 배치할 필요는 없다. 여기서, 접합부의 깊이는 기둥에 연결된 부재의 깊이 중에서 가장 큰 값이다.

4.11 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계

4.11.1 전단 설계 단면

(1) 집중하중이나 반력 부근에서 슬래브와 기초판의 전단 설계는 다음 (2)와 (3)에서 정의된 두 경우 중 불리한 경우에 대하여 검토하여야 한다.

(2) 슬래브 또는 기초판이 폭이 넓은 보와 같이 휨거동을 할 때, 설계위험단면은 전체 폭으로 이루어진 단면으로 하고 4.1에서 4.3까지의 규정에 따라 설계하여야 한다.

(3) 슬래브 또는 기초판이 2방향으로 휨거동을 할 때, 슬래브 또는 기초판은 4.11.2에서 4.11.7까지 규정에 따라 설계하여야 한다. 이때 위험단면의 둘레길이 b_o는 최소로 되어야 하나 집중하중, 반력구역, 기둥, 기둥머리 또는 지판 등의 경계로부터 $d/2$보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

(4) (3)의 경우 사각형 형태의 기둥, 집중하중 또는 반력구역에 대한 전단위험단면은 네 변에 나란한 직선으로 정의할 수 있다.

4.11.2 2방향 거동에 대한 전단강도

(1) 2방향으로 거동하는 슬래브 또는 기초판의 설계는 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)에 근거하여야 한다. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c는 4.11.2(2)와 (3)에 따라 구하여야 한다. V_s는 4.11.3에 따라 구하여야 한다. 전단머리 또는 확대머리 전단스터드가 배치된 슬래브의 V_n은 4.11.4 또는 4.11.5에 따라 각각 구하여야 한다. 슬래브-기둥 접합부 또는 기초판-기둥 접합부에 뚫림전단과 휨모멘트가 함께 작용하는 경우에는 4.11.2와 4.11.7의 규정을 모두 만족하도록 설계하여야 한다.

(2) 철근콘크리트 슬래브와 기초판에 대한 공칭전단강도 V_c 는 식 (4.11-1)에 의해 계산한다.

$$V_c = v_c b_o d \qquad (4.11\text{-}1)$$

$$v_c = \lambda k_s k_{bo} f_{te} \cot\psi (c_u/d) \qquad (4.11\text{-}2)$$

여기서, v_c는 콘크리트 재료의 공칭전단응력강도, b_o는 4.11.1(3)에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, λ는 경량콘크리트계수, k_s는 슬래브의 두께계수 그리고 k_{bo}는 위험단면 둘레길이의 영향계수, f_{te}은 압축대 콘크리트의 인장강도, ψ는 슬래브 휨 압축대의 균열각도, c_u는 압축철근의 영향을 무시하고 계산된 슬래브 위험단면 압축대 깊이의 평균값 그리고 f_{cc}는 위험단면의 압축대에 작용하는 평균 압축응력이다.

$$k_s = (300/d)^{0.25} \le 1.0 \qquad (4.11\text{-}3)$$

$$k_{bo} = 4/\sqrt{\alpha_s (b_o/d)} \le 1.25 \qquad (4.11\text{-}4)$$

$$f_{te} = 0.21\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.11\text{-}5)$$

$$\cot\psi = \sqrt{f_{te}(f_{te}+f_{cc})}/f_{te} \qquad (4.11\text{-}6)$$

$$c_u = d[25\sqrt{\rho/f_{ck}} - 300(\rho/f_{ck})] \qquad (4.11\text{-}7)$$

$$f_{cc} = (2/3) f_{ck} \qquad (4.11\text{-}8)$$

식 (4.11-3)에서 d의 단위는 mm이다. α_s는 내부기둥에 대하여 1.0, 외부기둥 (모서리 기둥 제외)에 대하여 1.33, 모서리 기둥에 대하여 2.0이다. 식 (4.11-7)은 $\rho \le 0.03$의 범위에서 사용할 수 있으며 ρ가 0.005 이하인 경우 0.005를 사용할 수 있다.

(3) 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브와 기초판의 기둥 주위의 공칭전단강도 V_c는 식 (4.11-9)로 계산하여야 한다.

$$V_c = v_c b_o d + V_p \qquad (4.11\text{-}9)$$

여기서, b_0는 4.11.1(3)에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, V_p는 위험단면에서 모든 유효프리스트레스 힘의 수직성분이다. v_c는 식 (4.11-2)에서 계산한다. 이때 c_u는 슬래브의 위험단면 압축대 깊이의 평균값으로서, 압축철근의 영향을 무시하고 위험단면에 작용하는 프리스트레스 압축력의 영향을 고려하여 단면해석을 통하여 계산한다.

(4) 다음 ①, ②, ③을 만족하는 경우 전단강도는 식 (4.11-9)에 따라 구할 수 있다. 그렇지 않은 경우는 4.11.2(2)의 규정을 적용하여야 한다.
① 기둥단면의 어느 부분도 불연속단부터 슬래브 두께의 4배 이내에 있지 않아야 하고,
② f_{ck}는 35 MPa 이하로 하여야 하며,
③ 각 방향의 프리스트레스 압축응력 f_{pc}는 0.88 MPa 이상이어야 하고 3.5 MPa 이하이어야 한다.

(5) 공칭전단강도 V_c은 $0.34 f_{ck} b_o c_u$ 이하이어야 한다. 여기서, b_0는 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.

(6) 슬래브-기둥 접합부에서 계수전단력 V_u를 계산할 때에는 각 기둥면에서 $0.5d$ 내에 재하되는 등분포하중의 영향을 무시할 수 있다. 기초판-기둥 접합부의 경우에는 기둥면에서 $0.75d$ 내에 재하되는 등분포 지반력의 영향을 무시할 수 있다.

4.11.3 전단철근

(1) 철근이나 철선으로 구성되는 전단철근과 한 가닥 또는 여러 가닥의 스터럽은 다음의 규정에 따라 d가 150 mm 이상이고 전단철근의 지름의 16배 이상인 슬래브와 기초판에 적용될 수 있다. 전단철근은 4.11.3(2)부터 (5)까지 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 공칭전단강도 V_n은 식 (4.1-2)로 계산하여야 하며, 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c는 식 (4.11-1)과 식 (4.11-9)로 구하며, 전단철근에 의한 공칭전단강도 V_s는 식 (4.11-10)에 따라 구하여야 한다.

$$V_s = \frac{0.5 A_v f_{yt} d}{s} \qquad (4.11\text{-}10)$$

여기서, A_v는 전단위험단면에 따라 배치된 모든 전단철근의 단면적이다. f_{yt}는 400 MPa을 초과할 수 없다.

(3) 공칭전단강도 V_n은 $0.34 f_{ck} b_o c_u$ 이하이어야 한다. 여기서, b_0은 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.

(4) 기둥면과 기둥 주위를 감싸는 첫 번째 열 스터럽 사이의 간격은 $d/2$ 이하이어야 한다. 첫 번째 열에서 기둥면의 평행방향의 스터럽 다리 사이의 간격은 $2d$ 이하이어야 한다. 스터럽 열 사이의 간격은 기둥면에 직각방향으로 $d/2$ 이하이어야 한다.

(5) 슬래브 전단철근은 단면 상, 하에서 충분히 정착되어야 한다. 스터럽은 KDS 14 20 52(4.4)에서 제시하는 정착 요건을 만족시켜야 하며 길이방향 휨철근을 둘러싸야 한다.

4.11.4 전단머리 보강 설계

(1) I형강 또는 ㄷ형강은 전단보강용으로 슬래브에 사용할 수 있다. 연직하중으로 인한 전단이 내부 기둥의 받침부에 전달될 경우 다음 (2)에서 (10)까지 규정을 적용하여야 한다. 휨모멘트가 기둥에 전달되는 경우는 4.11.7을 적용하여야 한다.

(2) 전단머리는 길이가 같고 서로 직각이 되게 확실하게 완전 용입 용접하여 조립된 구조용 강재로 구성하여야 한다. 전단머리 부재는 기둥단면 내에서 중단되지 않도록 하여야 한다.

(3) 전단머리의 높이는 구조용 강재의 복부 두께의 70배 이하로 하여야 한다.

(4) 각 전단머리의 부재 끝은 수평과 30° 이상의 각으로 절단할 수 있으나 이때는 가늘어진 단면에서 소성휨모멘트가 해당 전단머리의 부재에 할당된 전단력을 저항하는 데 충분하여야 한다.

(5) 구조용 강재의 압축플랜지는 모두 슬래브 압축면의 $0.3d$ 이내에 위치시켜야 한다.

(6) 각 전단머리의 부재 강성과 그에 인접한 폭 $(c_2 + d)$의 합성균열슬래브 단면에 대한 강성의 비 α_v를 0.15 이상으로 하여야 한다.

(7) 전단머리의 각 부재에 필요한 소성휨모멘트 M_p는 다음 식 (4.11-11)로 계산하여야 한다.

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi\eta}\left[h_v + \alpha_v\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right)\right] \qquad (4.11\text{-}11)$$

여기서, ϕ는 인장지배단면에 대한 강도감소계수, η는 전단머리의 부재 수, 그리고 l_v는 다음 (8)과 (9)의 요구 조건에 따라야 하는 각 전단머리의 최소 길이이다.

(8) 전단에 대한 슬래브의 위험단면은 슬래브의 평면에 직각이어야 하고, 기둥의 면에서 전단머리의 부재 끝까지 거리 $[l_v - (c_1/2)]$의 3/4 위치에서 각 전단머리와 교차하여야 한다. 위험단면은 그 둘레길이 b_0가 최소가 되도록 위치시켜야 하지만 기둥의 둘레에 $d/2$보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

(9) 전단강도 V_n은 (8)에서 정의된 위험단면에서 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)b_o d$ 이하이어야 한다. 전단머리 보강이 사용된 경우의 V_n은 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면에서 $0.59\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_o d$ 이하이어야 한다.

(10) 전단머리는 다음 식 (4.11-12)로 구하는 휨모멘트 M_v만큼 슬래브의 각 주열대에 기여한다고 가정할 수 있다.

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta}\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad (4.11\text{-}12)$$

여기서, ϕ는 인장지배단면에 대한 강도감소계수, η는 전단머리의 부재 수, l_v는 실제 사용되는 각 전단머리의 부재 길이이다. 그러나 M_v는 다음 값 중에서 작은 값 이하이어야 한다.

① 각 슬래브의 주열대에 필요한 전체 계수휨모멘트의 30%

② 길이 l_v상에서 주열대 휨모멘트의 변화량

③ 식 (4.11-11)로 구한 M_p의 값

(11) 불균형휨모멘트를 고려하는 경우 M_p를 기둥에 전달하기 위해 전단머리를 적절하게 정착시켜야 한다.

4.11.5 확대머리 전단스터드 설계

(1) 확대머리 전단스터드는 슬래브 또는 기초판의 부재 면에 수직으로 배치하여 전단보강용으로 사용할 수 있으며, 다음 (2)에서 (4)의 규정을 만족하여야 한다. 부속철물을 포함하여 전단스터드의 총 높이는 부재 두께에서 상하 콘크리트 피복 두께와 주철근의 직경의 절반을 뺀 값보다 작지 않아야 한다.

(2) 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면에 대하여 공칭전단강도 V_n는 4.11.3(2)와 (3)에 따라 계산하여야 한다. 식 (4.11-10)에서 A_v는 기둥면의 둘레방향을 따라 배치되는 전단스터드의 한 열 내부의 전단스터드 총 단면적이며, s는 기둥면의 둘레방향을 따라 배치되는 전단스터드 각 열간 간격이다.

(3) 전단스터드의 첫 번째 열과 기둥면의 간격은 $d/2$ 이하이어야 한다. 전단스터드 열 사이의 간격은 기둥의 각 면에서 직교방향으로 측정하며, 그 거리가 일정하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트 슬래브와 기초판은 4.11.2(3)과 (4)를 만족하는 경우, 전단스터드 각 열에서 스터드 간의 간격은 $0.75d$를 초과할 수 없다. 그 외 모든 슬래브와 기초판에서는 스터드 간 간격이 $0.5\,d$ 이하이어야 한다.

(4) 위험단면의 각 모서리의 양단에는 최소 1개씩의 전단스터드 요소를 배치하여야 하며 각 모서리에서 전단스터드 요소 사이의 간격은 $2d$를 초과할 수 없다.

4.11.6 슬래브의 개구부

(1) 슬래브의 개구부가 집중하중이나 반력의 작용 면에서 슬래브 두께의 10배 이내의 거리에 위치하거나 플랫 슬래브의 개구부가 KDS 14 20 70에서 정의되는 주열대 내에 위치할 때는 4.11.1(3)과 4.11.4(8)에서 정의되는 전단에 대한 위험단면은 다음 (2)와 (3)과 같이 수정되어야 한다.

(2) 전단머리가 없는 슬래브의 경우, 기둥 또는 집중하중이나 반력이 작용하는 면의 중심과 개구부의 경계점 사이로 그은 직선 내에 있는 단면의 둘레부분은 유효하지 않은 것으로 하여야 한다.

(3) 전단머리가 있는 슬래브의 경우, 유효하지 않은 둘레부분은 상기 (2)에서 정의된 부분의 절반으로 보아야 한다.

4.11.7 휨모멘트 전달을 위한 편심전단 설계

(1) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡하중으로 인하여 슬래브 및 기초판과 기둥 사이에 불균형휨모멘트 M_u가 발생하면, 이 접합부는 불균형휨모멘트가 전달되도록 설계되어야 한다.

$$M_u \le \phi M_n \qquad (4.11\text{-}13)$$

여기서, M_u는 해당 위험단면에 작용하는 계수불균형휨모멘트이며, ϕM_n은 강도감소계수가 고려된 위험단면의 설계불균형휨강도이다. 불균형휨모멘트에 대한 위험단면의 정의는 4.11.1을 따른다.

(2) 설계불균형휨강도 ϕM_n는 식 (4.11-14)와 같이 위험단면을 구성하는 전면, 후면, 측면의 3개 모멘트 성분의 합으로 계산한다.

$$\phi M_n = \phi_f M_F + \phi_v M_S + \phi_v M_T \qquad (4.11\text{-}14)$$

여기서 M_F는 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합, M_S는 전면과 후면의 편심전단에 의한 휨강도, M_T는 측면의 편심전단에 의한 비틀림강도, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$이다. 여기서 기둥 주위 4각형 형태의 위험단면의 4개의 모서리 성분 중에서 전면과 후면은 불균형휨모멘트가 직접 받침부에 전달되는 면으로서, 전면은 연직하중에 의한 직접전단력과 불균형휨모멘트에 의한 전단력의 방향이 일치하는 면이며 후면은 전면의 반대 측에 위치하는 면이다. 측면은 전후면에 직교하는 두 면을 가리킨다.

(3) 전후면의 휨강도 M_F는 다음과 같이 계산하여야 한다.

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \qquad (4.11\text{-}15)$$

여기서, M_{Ff}, M_{Fb}는 위험단면 이내에서 전면의 상부 주철근과 후면의 하부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도로 정의된다. 외부 접합부의 경우에는 불균형휨모멘트의 작용방향에 따라서 전면이나 후면이 외부에 접하는 경우에는 M_{Ff} 또는 M_{Fb}가 존재하지 않을 수 있다.

(4) M_S와 M_T는 위험단면의 각 모서리에 작용하는 전단력과 기둥단면 중심까지 거리의 곱으로 정의되는 각 전단력의 기여도의 합으로 계산된다. 이때 전단응력은 접합부 주위 위험단면의 중립축부터 거리에 비례하여 직선적으로 분포한다고 가정하여야 한다. 여기서 중립축의 위치는 위험단면에서 거리에 비례하는 선형 전단응력 분포의 직접뚫림계수 전단력에 대한 힘의 평형조건을 사용하여 계산한다. 전후면과 측면에서 편심전단강도는 다음과 같이 정의된다.

① 전면 또는 후면의 편심전단강도는 다음 식 (4.11-16)과 같이 계산한다.

$$v_n = v_c + v_p + 0.4 v_s \le 0.34 f_{ck} c_u / d \qquad (4.11\text{-}16)$$

여기서, 콘크리트의 편심전단강도 v_c는 식 (4.11-2)에 의하여 정의되며, v_p는 전면 또는 후면에 작용하는 유효프리스트레스 힘의 수직성분에 의하여 발생하는 해당 위험단면적에 대한 평균 응력이다. v_s는 전면 또는 후면에 배치된 전단보강재에 의한 편심전단강도이다.

식 (4.11-16)에서 v_s를 고려하기 위해서는 접합부 주위 전후면과 측면에 전단보강재를 균등하게 배치하여야 하며 식 (4.11-10)에서 구한 V_s를 이용하여 $v_s = V_s/(b_o d)$로 계산할 수 있다. 다만 v_s를 산정할 때 전단보강재의 설계기준항복강도 f_{yt}는 400 MPa을 초과할 수 없다.

② 측면의 편심전단강도는 다음 식 (4.11-17)과 같이 정의한다.

$$v_{nT} = 0.63\lambda\sqrt{f_{ck}} + v_p + v_s \le 0.34 f_{ck} c_u/d \qquad (4.11\text{-}17)$$

여기서, v_p는 측면에 작용하는 유효프리스트레스 힘의 수직성분에 의하여 발생하는 측면의 위험단면적에 대한 평균 응력이다. v_s는 측면에 배치된 전단보강재에 의한 편심전단강도이다.

식 (4.11-17)에서 v_s를 고려하기 위해서는 접합부 주위 전후면과 측면에 전단보강재를 균등하게 배치하여야 하며 식 (4.11-10)에서 구한 V_s를 이용하여 $v_s = V_s/(b_o d)$로 계산할 수 있다. 다만, v_s를 산정할 때 전단보강재의 설계기준항복강도 f_{yt}는 400 MPa을 초과할 수 없다.

(5) 기초판과 기둥 또는 슬래브와 기둥 사이에 양방향으로 불균형모멘트가 작용하는 경우, 위험단면에서 각 방향 불균형모멘트에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 이때 각 방향의 편심전단강도는 양방향 편심전단의 상호작용을 고려하여 저감하여야 한다. 근사적으로 편심전단강도는 다음과 같은 상호작용식을 만족하도록 설계할 수 있다.

$$\left(\frac{M_{u1} - \phi_f M_{F1}}{\phi_v M_{v1}}\right) + \left(\frac{M_{u2} - \phi_f M_{F2}}{\phi_v M_{v2}}\right) \le 1 \qquad (4.11\text{-}18)$$

여기서 $M_{v1}(= M_{S1} + M_{T1})$, $M_{v2}(= M_{S2} + M_{T2})$ 이며, 아래첨자 1, 2는 두 개의 직교방향을 가리킨다.

(6) I형강 또는 ㄷ형강 단면(전단머리)으로 구성된 단면을 전단보강으로 사용할 경우, 4.11.4(8)에 의해 정의된 위험단면에 작용하는 연직하중으로 인한 전단응력과 4.11.1((3)과 (4))에서 정의된 위험단면의 도심에 대해 전단편심에 의해 전달되는 휨모멘트로 인한 전단응력의 합은 $\phi\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)$를 초과하지 않도록 하여야 한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	건축구조	이정윤	성균관대학교	교수
	토목구조	김대중	전남도립대학교	교수
	건축구조	최경규	숭실대학교	교수
	건축구조	박홍근	서울대학교	교수
	토목구조	이성철	원자력대학원대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 22 : 2016

콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 24 : 2016

콘크리트구조 스트럿-타이모델 기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 24 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 기호정의 ····· 1
1.3 용어정의 ····· 2
2. 조사 및 계획 ····· 2
3. 재료 ····· 2
4. 설계 ····· 3
4.1 스트럿-타이 모델 설계 절차 ····· 3
4.2 스트럿의 축강도 ····· 4
4.3 타이의 인장강도 ····· 5
4.4 절점영역의 강도 ····· 6

콘크리트구조 스트럿-타이모델 기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 응력교란영역에 대한 합리적인 설계를 위한 규정으로서, 모든 계산에서 평형조건과 구성요소의 항복조건을 만족하여야 한다.

1.2 기호정의

a : 전단경간, 즉 구조물에서 하중점과 받침부 사이의 거리, mm

b : 부재의 두께, mm

A_c : 스트럿의 유효단면적, mm^2

A_n : 절점영역 경계면 또는 절점영역을 형성하는 요소의 단면적, mm^2

A_{ps} : 긴장재 타이의 단면적, mm^2

A_{si} : 스트럿과 교차하는 i번째 수직방향 또는 수평방향 철근의 단면적, mm^2

A_{st} : 철근타이의 단면적, mm^2

A'_s : 철근스트럿의 단면적, mm^2

d : 압축연단에서 종방향 인장철근 도심까지 거리, mm

f_{ce} : 스트럿 또는 절점영역의 콘크리트 유효압축강도, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f'_s : 압축철근의 응력, MPa

f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스 응력, MPa

f_s : 사용하중이 작용할 때 철근의 응력, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

F_n : 스트럿, 타이 또는 절점영역의 공칭축강도, N

F_{nn} : 절점영역 경계면의 공칭축강도, N

F_{ns} : 스트럿의 공칭축강도, N

F_{nt} : 타이의 공칭축강도, N

F_u : 스트럿, 타이, 지압부 또는 절점영역에 작용하는 계수축력, N

l_n : 순경간, mm

s_i : 부재의 표면에 인접한 i 번째 수직방향 또는 수평방향 철근의 간격, mm

w_s : 스트럿의 유효폭, mm

w_t : 타이의 유효폭, mm

$w_{t,\max}$: 절점영역의 형상을 결정할 때 사용되는 타이의 최대 유효폭, mm

β_s : 콘크리트 스트럿 압축강도를 계산할 때 균열의 영향과 구속철근의 영향을 고려하기 위한 계수

β_n : 절점영역 압축강도를 계산할 때 타이의 정착 영향을 고려하기 위한 계수

γ_i : 스트럿과 교차하는 i번째 수직방향 또는 수평방향의 철근이 스트럿과 이루는 각도,

Δf_p : 계수축력에 의한 긴장재의 응력 증가분, MPa

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참조)

ϕ : 강도감소계수

ϕ_c : 스트럿의 강도감소계수로 0.75

ϕ_t : 타이의 강도감소계수로 0.85

1.3 용어정의

- B영역(B-region) : 보 이론의 평면유지원리가 적용되는 부분
- D영역(D-region) : 집중하중에 의한 하중 불연속부, 단면이 급변하는 기하학적 불연속부 그리고 보 이론의 평면유지원리가 적용되지 않는 영역
- 스트럿-타이 모델(strut-and-tie model) : 스트럿, 타이 그리고 스트럿과 타이의 단면력을 받침부나 부근의 B영역으로 전달시켜 주는 절점 등으로 구성된 콘크리트 구조 부재 또는 D영역의 설계를 위한 트러스 모델
- 스트럿(strut) : 스트럿-타이 모델의 압축요소로서, 프리즘 모양 또는 부채꼴 모양의 압축응력장을 이상화한 요소
- 타이(tie) : 스트럿-타이 모델의 인장력 전달요소
- 절점(node) : 스트럿-타이 모델의 3개 이상 스트럿과 타이의 연결점 또는 스트럿과 타이 그리고 집중하중의 중심선이 교차하는 점
- 절점영역(nodal zone) : 스트럿과 타이의 힘이 절점을 통해서 전달될 수 있도록 하는 절점의 유한 영역으로 2차원의 삼각형 또는 다각형 형태이거나 3차원에서는 입체의 유한 영역

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)을 따른다.

4. 설계

4.1 스트럿-타이 모델 설계 절차

4.1.1 설계 절차 일반

(1) 콘크리트 구조 부재 또는 D영역은 이상화된 트러스 모델로 설계할 수 있다.

(2) 트러스 모델은 스트럿, 타이 그리고 절점으로 구성한다.

(3) 트러스 모델은 모든 계수하중을 지지판, 압축응력블록, 인장타이 또는 인접한 B영역으로 전달하여야 한다.

4.1.2 설계 절차

(1) 콘크리트 구조 부재 또는 D영역의 스트럿-타이 모델 설계는 다음 (2)부터 (6)까지에 규정된 설계 절차에 따라야 한다.

(2) 설계 대상 영역을 설정하고 설계 대상 영역의 설계를 위한 초기조건을 결정하여야 한다.

(3) 설계 대상 영역의 설계를 위한 스트럿-타이 모델을 구성하여야 한다.

(4) 스트럿과 타이의 단면력을 스트럿-타이 모델의 구조해석을 통해 계산하여야 한다. 구조해석을 할 때 스트럿과 타이의 필요 단면적은 스트럿과 타이의 유효강도 범위 내에서 결정하여야 하고, 스트럿과 타이의 유효강도는 4.2에서 정의된 방법으로 구하여야 한다. 스트럿과 타이의 필요단면적이 설계 대상 영역과 스트럿-타이 모델의 기하학적 형상에 의해 결정되는 이들 요소의 최대 허용단면적을 초과하지 않아야 하며, 이를 위반할 경우 초기의 설계조건을 수정하여 (3)으로 되돌아가야 한다.

(5) 4.4에서 정의된 방법으로 절점영역의 강도를 검토하여야 한다. 절점영역의 강도를 만족하지 않는 경우 철근타이의 정착방법과 지압판의 크기를 변경하여 절점영역의 강도를 재검토하거나 초기의 설계조건을 수정하여 (3)으로 되돌아가야 한다.

(6) 4.3.1에서 정의된 타이의 유효강도를 고려하여 필요철근량을 산정하여야 한다. 이때 철근의 배치와 정착은 4.3.2와 4.3.3의 규정을 만족시켜야 한다.

4.1.3 설계 원칙

스트럿, 타이 그리고 절점영역의 설계는 식 (4.1-1)에 따라야 한다.

$$\phi F_n \geq F_u \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, F_u는 계수하중에 의한 스트럿과 타이의 단면력 또는 절점영역의 한 면에 작용하는 단면력이고, F_n은 스트럿, 타이 그리고 절점영역의 공칭축강도이며, ϕ는 강도감소계수이다. 스트럿의 강도감소계수는 ϕ_c는 0.75, 타이의 강도감소계수 ϕ_t는 0.85를 사용한다.

4.2 스트럿의 축강도

4.2.1 축강도 산정

콘크리트 스트럿의 공칭압축강도는 콘크리트 스트럿 양단부의 강도를 식 (4.2-1)로 결정한 값 중 작은 값이어야 한다.

$$F_{ns} = f_{ce} A_c \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, A_c는 스트럿의 양단부에서 최소 단면적이고, f_{ce}는 4.2.2의 규정에 의해 결정되는 콘크리트 스트럿의 유효압축강도이다.

4.2.2 유효압축강도

(1) 콘크리트 스트럿의 유효압축강도는 식 (4.2-2)로 결정하여야 하나, 유효압축강도에 영향을 미치는 여러 인자를 고려하여 실험과 적절한 해석을 통해 구한 값을 이용할 수 있다.

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f_{ck} \qquad (4.2\text{-}2)$$

(2) 식 (4.2-2)의 β_s는 각 조건에 따라 다음과 같이 구하여야 한다.

① 전 길이에 걸쳐 스트럿의 단면적이 일정할 경우 1.0

② 스트럿 중간길이에서 단면적이 스트럿 양단에서 단면적보다 큰 병모양인 스트럿의 경우 4.2.3의 철근 배치에 관한 규정을 만족할 때 β_s = 0.75이며, 그렇지 못할 때 β_s= 0.60λ이다. 여기서, λ는 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

③ 인장요소 또는 콘크리트 구조 부재의 인장플랜지 콘크리트의 스트럿인 경우 0.40

④ 기타의 모든 경우 0.60

4.2.3 설계 상세

(1) 4.2.2(2)②에서 정의된 β_s를 사용할 경우 콘크리트 스트럿의 중심선은 스트럿 압축응력의 확산으로 인한 스트럿의 횡방향 인장력에 저항하는 철근과 교차하여야 한다. 이때 콘크리트 스트럿의 압축력은 스트럿의 종방향과 횡방향으로 각각 2 : 1로 분산, 전달된다고 가정할 수 있다.

(2) f_{ck}가 40 MPa 이하일 경우, 4.2.3의 규정은 콘크리트 스트럿의 중심선이 식 (4.2-3)의 조건을 만족하도록 배치된 철근과 교차될 때 만족하는 것으로 할 수 있다.

$$\sum \frac{A_{si}}{b s_i} \sin^2 \gamma_i \geq 0.003 \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, A_{si}는 콘크리트 스트럿 중심선과 이루는 각 γ_i와 철근의 간격 s_i로 배치된 철근의 전체 면적이다.

(3) 4.2.3의 구속철근을 콘크리트 스트럿 중심선에 대해 두 직각방향으로 배치하거나 한 방향으로 배치하여야 한다. 구속철근을 한 방향으로 배치한다면 그 각은 40° 이상이어야 한다.

4.2.4 철근 효과

(1) 스트럿의 강도를 증가시키기 위해 압축철근을 사용할 수 있으며, 콘크리트 스트럿의 중심선에 평행하게 배치된 압축철근을 적절하게 정착하고, 압축요소를 위한 횡방향 보강재의 규정을 만족하는 띠철근 또는 나선철근의 내측에 스트럿을 배치하여야 한다.

(2) 종방향으로 보강된 스트럿의 강도는 식 (4.2-4)와 같이 구할 수 있다.

$$F_{ns} = f_{ce}A_c + 1.13A'_s f'_s \qquad (4.2\text{-}4)$$

4.3 타이의 인장강도

4.3.1 강도 산정

타이의 공칭강도는 식 (4.3-1)로 결정하여야 한다.

$$F_{nt} = A_{st}f_y + A_{ps}(f_{pe} + \Delta f_p) \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, $(f_{pe} + \Delta f_p)$는 f_{py}를 초과할 수 없으며, 긴장재가 없는 부재에서 A_{ps}는 영의 값이다. 식 (4.3-1)에서 Δf_p는 부착된 긴장재의 경우 420 MPa, 부착되지 않는 긴장재의 경우 70 MPa 이며, 해석에 의해 증명된 경우 다른 Δf_p 값을 사용할 수 있다.

4.3.2 중심선

철근의 중심선은 스트럿-타이 모델에서 타이의 중심선과 일치시켜야 한다.

4.3.3 정착

(1) 타이가 인장력을 효과적으로 발휘하기 위하여 다음 (2), (3), (4), (5)에 따라 철근타이는 기계적 장치, 포스트 텐션 정착 장치, 표준갈고리 또는 철근의 연장 등에 의해 정착시켜야 한다.

(2) 절점을 기준으로 서로 맞은편에 있는 타이의 단면력 변화량 크기만큼 절점영역에서 정착시켜야 한다.

(3) 하나의 타이가 연결된 절점영역에서, 타이의 단면력을 확장절점영역의 경계면과 철근타이의 도심이 교차하는 곳부터 확장절점영역 내측에서 정착시켜야 한다.

(4) 두 개 이상의 타이가 연결된 절점영역에서, 각 방향의 타이 단면력은 확장절점영역의 경계면과 철근타이의 도심이 교차하는 곳부터 각각 확장절점영역 내측으로 정착시켜야 한다.

(5) 4.2.3에 의해 산정되는 필요한 복부철근은 복부철근의 정착에 관한 규정에 따라 정착시켜야 한다.

4.4 절점영역의 강도

4.4.1 축강도 산정

절점영역의 강도는 4.4.1에 정의된 절점영역의 공칭압축강도를 이용하여 식 (4.1-1) 조건의 만족 여부를 확인하는 방법으로 검토하거나, 절점영역의 비탄성 해석에 의한 절점영역의 안전 여부를 확인할 수 있는 방법을 이용하여 검토할 수 있다.

4.4.2 공칭강도

절점영역의 공칭강도는 식 (4.4-1)에 의해 결정하여야 한다.

$$F_{nn} = f_{ce} A_n \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, f_{ce}는 4.4.1에 주어진 절점영역의 유효압축강도이고, A_n은 F_u의 작용선에 직각인 절점영역 경계면의 면적 또는 합력 작용선에 직각인 절점영역 경계면의 면적이다.

4.4.3 유효압축강도

(1) 절점영역에 배치된 구속철근이 없고 실험 및 해석을 통해 구속철근의 영향을 평가하지 않는 다면, 스트럿과 타이의 단면력에 의한 절점영역 경계면의 유효압축강도는 식 (4.4-2)에 의한 값 이하이어야 한다.

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_{ck} \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, β_n은 다음 (2)에 주어진 값이다.

(2) 식 (4.4-2)의 β_n 값은 각 조건에 따라 다음과 같이 정하여야 한다.

① 지지판, 스트럿 또는 지지판과 스트럿에 의해 형성된 절점영역	1.0
② 하나의 타이가 연결된 절점영역	0.80
③ 두 개 이상의 타이가 연결된 절점영역	0.60

4.4.4 3차원 절점

3차원 스트럿-타이 모델에서 절점영역의 각 경계면의 면적은 4.4.2에 주어진 값보다 작지 않아야 하며, 절점영역 각 경계면의 형상은 절점영역 경계면에 접하는 스트럿 단부의 투영 형상과 유사하여야 한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	건축구조	홍성걸	서울대학교	교수
	토목구조	윤영묵	경북대학교	교수
	건축구조	김길희	공주대학교	교수
	토목구조	변형균	시스트라코리아	부사장

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

콘크리트구조 스트럿-타이모델 기준

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 24 : 2016

콘크리트구조 스트럿-타이모델 기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 26 : 2016

콘크리트구조 피로 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 26 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 기호정의 ····· 1
1.3 용어정의 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 피로에 대한 검토 ····· 1

콘크리트구조 피로 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 하중 중에서 변동 하중이 차지하는 비율이 크거나, 작용빈도가 크기 때문에 피로에 대한 안전성 검토를 필요로 하는 경우에 적용하여야 한다.

(2) 보 및 슬래브의 피로는 휨 및 전단에 대하여 검토하여야 한다.

(3) 기둥의 피로는 검토하지 않아도 좋다. 다만 휨모멘트나 축인장력의 영향이 특히 큰 경우 보에 준하여 검토하여야 한다.

1.2 기호정의

내용 없음.

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 피로에 대한 검토

(1) 피로에 대한 안전성을 검토할 경우, 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근과 긴장재의 응력 범위가 표 4.1-1의 응력 이내에 들면 피로에 대하여 검토할 필요가 없다.

(2) 반복하중에 의한 철근의 응력범위가 표 4.1-1의 값을 초과하여 피로의 검토가 필요할 경우는 합리적 방법으로 피로에 대한 안전을 검토하여야 한다.

(3) 피로의 검토가 필요한 구조 부재는 높은 응력을 받는 부분에서 철근을 구부리지 않도록 하여야 한다.

표 4.1-1 피로를 고려하지 않아도 되는 철근과 긴장재의 응력범위

강재의 종류	설계기준항복강도 혹은 위치	철근 또는 긴장재의 응력범위(MPa)
이형철근	300 MPa 350 MPa 400 MPa 이상	130 140 150
긴장재	연결부 또는 정착부 기타 부위	140 160

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목구조	정철헌	단국대학교	교수
	토목구조	김지상	서경대학교	교수
	토목구조	노병철	상지대학교	교수
	토목구조	고성현	제주국제대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

콘크리트구조 피로 설계기준

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 26 : 2016

콘크리트구조 피로 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 30 : 2016

콘크리트구조 사용성 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 30 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 기호정의 ····· 1
1.3 용어정의 ····· 2
2. 조사 및 계획 ····· 2
3. 재료 ····· 2
4. 설계 ····· 2
4.1 균열 ····· 2
4.2 처짐 ····· 2

부록
1. 일반사항 ····· 7
1.1 적용 범위 ····· 7
1.2 기호정의 ····· 7
1.3 용어의 정의 ····· 8
2. 노출환경 ····· 8
3. 균열의 검증 ····· 9
3.1 균열폭의 검증 ····· 9
3.2 허용균열폭 ····· 9
3.3 균열폭의 계산 ····· 10

콘크리트구조 사용성 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 구조물 또는 부재가 사용기간 중 충분한 기능과 성능을 유지하기 위하여 사용하중을 받을 때 사용성을 검토하여야 한다.

(2) 사용성 검토는 균열, 처짐, 피로의 영향 등을 고려하여 이루어져야 한다.

1.2 기호정의

E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa

h : 부재의 최소 두께, mm

I_{cr} : 균열 단면의 단면2차모멘트

I_e : 유효단면2차모멘트

I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_r : 콘크리트의 파괴계수, MPa

f_y : 인장철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{sp} : 콘크리트의 쪼갬인장강도, MPa

L : 활하중

l : 부재의 길이, mm

l_n : 보 부재의 순경간, 2방향 슬래브의 긴 변의 순경간

M_a : 처짐을 계산할 때 부재의 최대 휨모멘트

M_{cr} : 외력에 의해 단면에서 휨균열을 일으키는 휨모멘트

m_c : 콘크리트의 단위체적질량, kg/m^3

y_t : 철근을 무시한 전체 단면의 중심축에서 인장연단까지 거리

α : 보 양쪽의 슬래브 판의 중앙선에 의하여 구획되는 슬래브의 휨강성에 대한 보 휨강성의 비

α_m : 한 슬래브 주변의 모든 보의 α값의 평균값

β : 2방향 슬래브에서 단변 방향에 대한 장변 방향의 순경간비

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참고)

λ_Δ : 장기 추가처짐에 대한 계수

ξ : 지속하중에 대한 시간경과계수

ρ' : 압축철근비

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 균열

(1) 다음 (2) 및 (3)의 경우를 제외하고는 KDS 14 20 20(4.2.3)을 포함하여 KDS 14 20 00의 다른 모든 규정을 만족하는 경우 균열에 대한 검토가 이루어진 것으로 간주할 수 있다.

(2) 특별히 수밀성이 요구되는 구조는 적절한 방법으로 균열에 대한 검토를 하여야 한다. 이 경우 소요수밀성을 갖도록 하기 위한 허용균열폭을 설정하여 검토할 수 있다.

(3) 미관이 중요한 구조는 미관상의 허용균열폭을 설정하여 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 배치하여야 한다. 그리고 균열 제어를 위한 철근은 필요로 하는 부재 단면의 주변에 분산시켜 배치하여야 하고, 이 경우 철근의 지름과 간격을 가능한 한 작게 하여야 한다.

4.2 처짐

4.2.1 1방향 구조

(1) 큰 처짐에 의하여 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 1방향 구조물의 경우 표 4.2-1에 정한 최소 두께를 적용하여야 한다. 다만 처짐 계산에 의하여 표 4.2-2를 만족하는 경우 표 4.2-1의 최소 두께를 적용할 필요가 없다.

표 4.2-1 처짐을 계산하지 않는 경우의 보 또는 1방향 슬래브의 최소 두께

부재	최소 두께,			
	단순 지지	1단 연속	양단 연속	캔틸레버
	큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지 또는 부착하지 않은 부재			
• 1방향 슬래브	l/20	l/24	l/28	l/10
• 보 • 리브가 있는 1방향 슬래브	l/16	l/18.5	l/21	l/8

이 표의 값은 보통중량콘크리트(m_c=2,300 kg/m^3)와 설계기준항복강도 400 MPa 철근을 사용한 부재에 대한 값이며, 다른 조건에 대해서는 이 값을 다음과 같이 보정하여야 한다.

1) 1,500 ~ 2,000 kg/m^3 범위의 단위질량을 갖는 구조용 경량콘크리트에 대해서는 계산된 h 값에 $(1.65-0.00031m_c)$를 곱하여야 하나, 1.09 이상이어야 한다.

2) f_y가 400 MPa 이외인 경우는 계산된 h 값에 $(0.43+f_y/700)$를 곱하여야 한다.

(2) 처짐을 계산할 때 하중의 작용에 의한 순간처짐은 부재 강성에 대한 균열과 철근의 영향을 고려하여 탄성 처짐 공식을 사용하여 계산하여야 한다.

(3) 부재의 강성도를 엄밀한 해석방법으로 구하지 않는 한, 부재의 순간처짐은 콘크리트 탄성계수 E_c(보통중량콘크리트 및 경량콘크리트)와 식 (4.2-1)의 유효단면2차모멘트를 이용하여 구하여야 하며, 어느 경우라도 I_e는 I_g 이하이어야 한다.

$$I_e=\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서,

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (4.2\text{-}2)$$

$$f_r = 0.63\lambda\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.2\text{-}3)$$

(4) 연속부재인 경우에 정 및 부모멘트에 대한 위험단면의 유효단면2차모멘트를 식 (4.2-1)로 구하고 그 평균값을 사용할 수 있다.

(5) 엄밀한 해석에 의하지 않는 한, 일반 또는 경량콘크리트 휨부재의 크리프와 건조수축에 의한 추가 장기처짐은 해당 지속하중에 의해 생긴 순간처짐에 다음 계수를 곱하여 구할 수 있다.

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (4.2\text{-}4)$$

여기서, ρ'는 단순 및 연속경간인 경우 보 중앙에서, 캔틸레버인 경우 받침부에서 구한 값으로 한다. 지속하중에 대한 시간경과계수 ξ는 다음과 같다.

5년 이상	2.0
12개월	1.4
6개월	1.2
3개월	1.0

(6) 식 (4.2-1)의 I_e 값과 식 (4.2-4)의 장기처짐 효과를 고려하여 계산한 처짐량이 표 4.2-2에 제시된 최대 허용처짐값 이하이어야 한다.

(7) 보행자 및 차량하중 등 동하중을 주로 받는 구조물의 최대 허용처짐은 다음 규정을 만족하여야 한다.

① 단순 또는 연속경간의 부재는 활하중과 충격으로 인한 처짐이 경간의 1/800을 초과하지 않아야 한다. 다만, 부분적으로 보행자에 의해 사용되는 도시 지역의 교량의 경우 처짐은 경간의 1/1,000 이하이어야 한다.

② 활하중과 충격으로 인한 캔틸레버의 처짐은 캔틸레버 길이의 1/300 이하이어야 한다. 다만, 보행자의 이용이 고려된 경우 처짐은 캔틸레버 길이의 1/375까지 허용된다.

표 4.2-2 최대 허용처짐

부재의 형태	고려하여야 할 처짐	처짐 한계
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착하지 않은 평지붕구조	활하중 L에 의한 순간처짐	$\frac{l}{180}$ [1]
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착하지 않은 바닥구조	활하중 L에 의한 순간처짐	$\frac{l}{360}$
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착한 지붕 또는 바닥구조	전체 처짐 중에서 비구조 요소가 부착된 후에 발생하는 처짐부분(모든 지속하중에 의한 장기처짐과 추가적인 활하중에 의한 순간처짐의 합)[3]	$\frac{l}{480}$ [2]
과도한 처짐에 의해 손상될 염려가 없는 비구조 요소를 지지 또는 부착한 지붕 또는 바닥구조		$\frac{l}{240}$ [4]

주 1) 이 제한은 물 고임에 대한 안전성을 고려하지 않았다. 물 고임에 대한 적절한 처짐 계산을 검토하되, 고인 물에 대한 추가 처짐을 포함하여 모든 지속하중의 장기적 영향, 솟음, 시공오차 및 배수설비의 신뢰성을 고려하여야 한다.

2) 지지 또는 부착된 비구조 요소의 피해를 방지할 수 있는 적절한 조치가 취해지는 경우에 이 제한을 초과할 수 있다.

3) 장기처짐은 4.2.1(5) 또는 4.2.3(2)에 따라 정해지나 비구조 요소의 부착 전에 생긴 처짐량을 감소시킬 수 있다. 이 감소량은 해당 부재와 유사한 부재의 시간−처짐 특성에 관한 적절한 기술자료를 기초로 결정하여야 한다.

4) 비구조 요소에 의한 허용오차 이하이어야 한다. 그러나 전체 처짐에서 솟음을 뺀 값이 이 제한값을 초과하지 않도록 하면 된다. 즉 솟음을 했을 경우에 이 제한을 초과할 수 있다.

4.2.2 2방향 구조

(1) 단변경간에 대한 장변경간의 비가 2를 초과하지 않는 슬래브 또는 기타 2방향 구조의 최소 두께는 4.2.2를 따라야 한다.

(2) 테두리보를 제외하고 슬래브 주변에 보가 없거나 보의 강성비 α_m이 0.2 이하일 경우, 슬래브의 최소 두께는 표 4.2-3의 값을 만족하여야 하고, 또한 다음 값 이상으로 하여야 한다.

① 10.3.4에 따른 지판이 없는 슬래브의 경우: 120 mm

② 10.3.4에 따른 지판을 가진 슬래브의 경우: 100 mm

표 4.2-3 내부에 보가 없는 슬래브의 최소 두께

설계기준 항복강도 f_y(MPa)	지판이 없는 경우			지판이 있는 경우		
	외부 슬래브		내부 슬래브	외부 슬래브		내부 슬래브
	테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우		테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우	
300	l_n / 32	l_n/ 35	l_n / 35	l_n/ 35	l_n/ 39	l_n / 39
350	l_n / 31	l_n / 34	l_n / 34	l_n / 34	l_n / 37.5	l_n / 37.5
400	l_n / 30	l_n / 33	l_n/ 33	l_n / 33	l_n / 36	l_n / 36
500	l_n / 28	l_n / 31	l_n/ 31	l_n / 31	l_n / 33	l_n / 33
600	l_n / 26	l_n / 29	l_n / 29	l_n / 29	l_n / 31	l_n / 31

(3) 보의 강성비 α_m이 0.2를 초과하는 보가 슬래브 주변에 있는 경우 슬래브의 최소 두께는 다음 규정을 따라야 한다.

① 강성비 α_m이 0.2 초과 2.0 미만인 경우 다음 식 (4.2-5)의 값 이상으로 하여야 하며, 또한 120 mm 이상으로 하여야 한다.

$$h = \frac{l_n\left(800 + \frac{f_y}{1.4}\right)}{36{,}000 + 5{,}000\beta(\alpha_m - 0.2)} \qquad (4.2\text{-}5)$$

② 강성비 α_m이 2.0 이상인 경우 다음 식 (4.2-6) 이상으로 하여야 하며, 또한 90 mm 이상으로 하여야 한다.

$$h = \frac{l_n\left(800 + \frac{f_y}{1.4}\right)}{36{,}000 + 9{,}000\beta} \qquad (4.2\text{-}6)$$

③ 불연속단을 갖는 슬래브에 대해서는 강성비 α의 값이 0.8 이상을 갖는 테두리보를 설치하거나, 식 (4.2-5)와 식 (4.2-6)에서 구한 최소 소요두께를 적어도 10% 이상 증대시켜야 한다.

(4) 처짐이 4.2.1(6)의 규정에 의해 표 4.2-2에서 규정한 값 또는 4.2.1(7)의 제한값 이하라는 것이 계산에 의해 확인된 경우, 상기 (1)에서 (3)까지에 규정한 최소 두께보다 작은 두께의 슬래브를 사용할 수 있다. 이때 처짐은 패널의 크기, 모양, 지지조건, 패널 단부의 구속 상태 등을 고려하여 계산하여야 한다.

4.2.3 프리스트레스트콘크리트 구조

(1) KDS 14 20 60의 규정에 의해 설계된 휨부재에 대하여, 순간처짐은 일반적인 처짐 해석 방법이나 탄성처짐 공식으로 계산하여야 한다. 이때 KDS 14 20 60(4.1.2(3))에 규정된 비균열등급 부재는 콘크리트 전체 단면의 단면2차모멘트 I_g를 사용할 수 있다.

(2) KDS 14 20 60(4.1.2(3))에 규정된 완전균열등급과 부분균열등급 부재의 처짐은 균열환산단면 해석에 기초하여 2개의 직선으로 구성되는 모멘트-처짐 관계나 식 (4.2-1)에 따른 유효단면2차모멘트 I_e를 적용하여 계산하여야 한다.

(3) 프리스트레스트콘크리트 부재의 추가 장기처짐은 지속하중이 작용할 때 콘크리트와 철근의 응력을 고려하고, 콘크리트의 크리프 및 건조수축과 긴장재의 릴랙세이션의 영향을 고려하여 계산하여야 한다.

(4) 상기 (1)과 (2)에 의해 계산된 처짐은 표 4.2-2와 4.2.1(7)에 규정된 제한값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

4.2.4 합성 구조

(1) 합성 휨부재가 시공 중 가설 지주로 지지되어 고정하중이 작용하기 전에 일체가 된 경우에 대한 처짐을 계산할 때, 합성부재는 일체로 제작된 부재와 동등하다고 볼 수 있다. 프리스트레스되지 않은 부재의 경우 부재의 압축을 받는 부분의 콘크리트에 의해 표 4.2-1의 보통중량콘크리트 또는 경량콘크리트 중 어느 것에 대해 적용할 것인지를 결정하여야 한다. 처짐을 계산할 경우에 프리캐스트 부분과 현장치기 부분의 건조수축 차이에 의한 곡률과 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 축방향 크리프 영향을 고려하여야 한다.

(2) 가설 지주가 설치되지 않은 구조물의 경우, 프리스트레스되지 않은 프리캐스트 휨부재의 두께가 표 4.2-1에 규정된 값 이상인 경우는 처짐을 계산할 필요가 없다. 프리스트레스되지 않은 합성부재의 두께가 표 4.2-1의 규정을 만족하는 경우, 부재가 합성된 후에 생기는 처짐은 계산할 필요가 없으나, 합성작용의 효과를 나타내기 이전 하중의 크기와 지속 시간에 대하여 프리캐스트 부재의 장기처짐은 검토하여야 한다.

(3) 상기 (1)과 (2)에 따라 계산한 처짐은 표 4.2-2와 4.2.1(7)에서 규정한 제한값 이하이어야 한다.

부록. 균열의 검증

1. 일반사항

1.1 적용 범위

(1) 이 기준의 부록은 철근콘크리트 구조물의 내구성, 사용성 및 미관 등에 대한 균열폭 검증이 필요한 경우에 적용한다.

(2) 수밀성이 요구되는 구조물은 이 부록의 규정에 따라 검토하여야 한다.

(3) 미관이 중요한 구조물은 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 없는 경우 내구성에 대한 허용 균열폭으로 검토할 수 있다.

1.2 기호정의

A_{cte} : 콘크리트의 유효인장면적, 일반적으로 철근이나 긴장재 주위의 콘크리트 유효인장깊이 d_{cte}와 단면의 폭으로 결정되는 콘크리트 면적, mm^2

A_s : 휨부재의 인장철근량, mm^2

d : 유효깊이, mm

d_b : 철근의 지름이나 다발 철근의 등가지름, mm

d_{beq} : 크기가 각기 다른 철근을 사용하는 경우의 평균 철근지름, mm

d_{cte} : 콘크리트 유효인장깊이, mm

c_c : 최외단 주철근의 표면과 콘크리트 표면 사이의 콘크리트 최소 피복 두께, mm

E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa

E_{ci} : 재령 28일에서 콘크리트의 초기접선탄성계수($E_c = 0.85E_{ci}$), MPa

E_s : 철근의 탄성계수, MPa

f_{so} : 균열단면의 철근응력, MPa

f_{sr} : 균열이 발생한 직후 균열면에서 계산한 철근응력, MPa

h : 단면의 전체 깊이, mm

k_1 : 부착강도에 따른 계수

k_2 : 부재의 하중작용에 따른 계수

l_s : 평균 균열간격, mm

m_1 : 철근의 지름이 d_{b1}인 철근의 개수

m_2 : 철근의 지름이 d_{b2}인 철근의 개수

N : 철근에 작용하는 인장력
n_i : 콘크리트의 초기접선 탄성계수에 대한 철근의 탄성계수비, E_s/E_{ci}
t : 시간
w_a : 내구성, 사용성(누수)에 관련하여 허용되는 균열폭, mm
w_d : 설계 균열폭, mm
w_m : 평균 균열폭, mm
x : 균열단면에서 콘크리트 압축연단부터 중립축까지 거리, mm
β_1 : 평균 변형률을 계산할 때 하중조건에 따라 적용하는 계수
β_2 : 평균 변형률을 계산할 때 부착특성에 따라 적용하는 계수
ε_c : 콘크리트의 변형률
ε_{cm} : 균열간격 내의 평균 콘크리트변형률
ε_s : 철근의 변형률
ε_{sm} : 균열간격 내의 평균 철근변형률
ε_1 : 편심을 가진 직접인장력을 받는 부재의 단면 표면 인장변형률 중 큰 값
ε_2 : 편심을 가진 직접인장력을 받는 부재의 단면 표면 인장변형률 중 작은 값
κ_{st} : 균열폭 변동성을 고려한 균열폭 평가계수
θ : x축 방향의 철근과 주인장 응력 방향 사이의 각도, °
ρ_e : 유효철근비

1.3 용어의 정의

- 휨인장균열(flexural cracking) : 휨모멘트에 의해 발생되는 균열로서 단면의 한쪽 부분에만 발생되는 균열
- 전 단면 인장균열(hoop/direct tension cracking) : 주로 축 인장력에 의해 단면 전체에 인장응력이 발생되어 단면 전체에 걸쳐 발생되는 균열
- 강제변형(imposed deformation) : 구조물이 외부 구속이 되어 있을 때 크리프, 건조수축, 온도변화 등에 의해 발생한 변형

2. 노출환경

(1) 구성에 관한 균열폭을 검토할 경우 구조물이 놓이는 환경조건을 고려하여야 한다.

(2) 강재의 부식에 대한 환경조건으로서 표 2-1과 같이 건조 환경, 습윤 환경, 부식성 환경, 고부식성 환경 등 4종류로 구분한다.

표 2-1 강재의 부식에 대한 환경조건의 구분

건조 환경	일반 옥내 부재, 부식의 우려가 없을 정도로 보호한 경우의 보통 주거 및 사무실 건물 내부
습윤 환경	일반 옥외의 경우, 흙 속의 경우, 옥내의 경우에 있어서 습기가 찬 곳
부식성 환경	1. 습윤환경과 비교하여 건습의 반복작용이 많은 경우, 특히 유해한 물질을 함유한 지하수위 이하의 흙 속에 있어서 강재의 부식에 해로운 영향을 주는 경우, 동결작용이 있는 경우, 동상방지제를 사용하는 경우 2. 해양콘크리트 구조물 중 해수 중에 있거나 극심하지 않은 해양환경에 있는 경우 (가스, 액체, 고체)
고부식성 환경	1. 강재의 부식에 현저하게 해로운 영향을 주는 경우 2. 해양콘크리트 구조물 중 간만조위의 영향을 받거나 비말대에 있는 경우, 극심한 해풍의 영향을 받는 경우

3. 균열의 검증

3.1 균열폭의 검증

(1) 해석에 의해 균열을 검증할 때에는 식 (3.1-1)에 따라 균열폭을 검증하여야 한다.

$$w_d \le w_a \qquad (3.1\text{-}1)$$

여기서, w_d는 설계 균열폭으로서 지속하중이 작용할 때 계산된 균열폭이다. w_a는 내구성, 사용성(누수) 및 미관에 관련하여 허용되는 균열폭이다.

(2) 균열 검증에 적용하는 지속하중은 설계수명 동안 항상 작용하는 고정하중과 설계수명의 절반 이상의 기간 동안 지속해서 작용하는 하중들의 합으로서, 구조물의 특성을 고려하여 발주자 또는 건축주가 결정할 수 있다.

3.2 허용균열폭

(1) 철근콘크리트 구조물의 내구성 확보를 위한 허용균열폭은 표 3.2-1에 따라야 한다.

표 3.2-1 철근콘크리트 구조물의 허용균열폭 w_a(mm)

강재의 종류	강재의 부식에 대한 환경조건			
	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성 환경
철근	0.4 mm와 $0.006c_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.005\ c_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.004\ c_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.0035\ c_c$ 중 큰 값
긴장재	0.2 mm와 $0.005c_c$ 중 큰 값	0.2 mm와 $0.004\ c_c$ 중 큰 값	–	–

여기서, c_c는 최외단 주철근의 표면과 콘크리트 표면 사이의 콘크리트 최소 피복 두께 (mm)

(2) 수처리 구조물의 내구성과 누수방지를 위한 허용균열폭은 표 3.2-2에 따라야 한다.

3.2-1 수처리 구조물의 허용균열폭 w_a(mm)

	휨인장균열	전 단면 인장균열
오염되지 않은 물 [1]	0.25	0.20
오염된 액체 [2]	0.20	0.15

주 1) 음용수(상수도) 시설물
2) 오염이 매우 심한 경우 발주자와 협의하여 결정

3.3 균열폭의 계산

(1) 설계 균열폭은 식 (3.3-1)에 따라 계산한다.

$$w_d = \kappa_{st}\, w_m = \kappa_{st}\, l_s\,(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (3.3\text{-}1)$$

여기서, w_d는 설계 균열폭이고, w_m은 평균 균열폭이며, l_s는 평균 균열간격으로 식 (3.3-2) 또는 식 (3.3-3)에 따라 계산한다. κ_{st}는 균열폭 평가계수로서 다음 (4)에 따른다. ε_{sm}는 균열간격 내의 평균 철근변형률이며, ε_{cm}는 균열간격 내의 평균 콘크리트변형률이다.

(2) 평균 균열간격 l_s는 부착된 철근의 중심 간격이 $5\,(c_c + d_b/2)$ 이하인 경우는 식 (3.3-2)으로 계산하고, 부착된 철근의 중심 간격이 $5\,(c_c + d_b/2)$를 초과하는 경우는 식 (3.3-3)로 계산한다.

$$l_s = 2\,c_c + \frac{0.25\,k_1\,k_2\,d_b}{\rho_e} \qquad (3.3\text{-}2)$$

$$l_s = 0.75\,(h - x) \qquad (3.3\text{-}3)$$

여기서, c_c는 최외단 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 피복 두께이고, k_1은 부착강도에 따른 계수로 이형철근은 0.8, 원형철근이나 긴장재는 1.6을 사용한다. k_2는 부재의 하중작용에 따른 계수로 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장력을 받는 부재는 1.0을 사용한다. 편심을 가진 직접인장력을 받는 부재나 부재의 국부적인 부분의 균열을 검증할 때에는 $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\,\varepsilon_1)$로 한다. 여기서 ε_1과 ε_2는 단면 표면의 인장변형률로서 둘 중의 큰 값을 ε_1으로 한다. d_b는 철근의 지름이나 다발철근의 등가지름으로, 크기가 각기 다른 철근이 조합된 경우에는 $d_{beq} = \left(m_1 d_{b1}^2 + m_2 d_{b2}^2\right)/\left(m_1 d_{b1} + m_2 d_{b2}\right)$로 계산되는 평균 철근지름 d_{beq}를 사용한다. 여기서 m_1은 철근의 지름이 d_{b1}인 철근의 개수이고, m_2는 철근의 지름이 d_{b2}인 철근의 개수이다. ρ_e는 콘크리트의 유효인장면적을 기준으로 한 철근비로 식 (3.3-4)에 의해 계산한다. 콘크리트의 유효인장면적 A_{cte}는 식 (3.3-5)에 의해 계산한다. 여기서, d_{cte}는 콘크리트 유효인장깊이로서 휨모멘트를 받는 부재는 $2.5\,(h-d)$와 $(h-x)/3$ 중 작은 값으로 하고, 직접인장력을 받는 부재는 $2.5\,(h-d)$와 $h/2$ 중 작은 값으로 한다.

$$\rho_e = \frac{A_s}{A_{cte}} \qquad (3.3\text{-}4)$$

$$A_{cte} = b\,d_{cte} \qquad (3.3\text{-}5)$$

(3) 평균 변형률은 식 (3.3-6)에 의해 계산한다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s}\left[1 - \beta_1\beta_2(1 + n_i\rho_e)\left(\frac{f_{sr}}{f_{so}}\right)^2\right] \geq 0.6\frac{f_{so}}{E_s} \qquad (3.3\text{-}6)$$

여기서, f_{so}는 균열단면의 철근응력이다. f_{sr}은 균열이 발생한 직후 균열 면에서 계산한 철근응력으로, 휨모멘트가 작용하는 경우에는 식 (4.2-2)로 계산한 균열휨모멘트 M_{cr}과 균열단면의 단면2차모멘트를 적용하여 계산한다. β_1은 부착특성에 따른 계수로서 이형철근은 1.0을 적용하고, 원형철근이나 강연선은 0.5를 적용한다. β_2는 하중조건에 따른 계수로서 반복하중에 대해서는 0.5를 적용하고 그 외의 경우에는 1.0을 적용한다. n_i는 콘크리트의 초기접선탄성계수에 대한 철근의 탄성계수비이다.

(4) 균열폭 평가계수 κ_{st}의 값은 구조물의 특성을 고려하여 발주자 또는 건축주가 결정할 수 있다. κ_{st}의 값은 평균 균열폭을 계산할 때에는 1.0을 적용하며, 최대 균열폭을 계산할 때에는 1.7을 적용한다.

(5) 부과된 변형에 의해서도 균열이 발생되는 곳에서는 균열 위치의 철근변형률인 식 (3.3-6)의 $(1 + n_i\rho_e)(f_{sr}/f_{so})^2$을 부과된 변형에 의한 변형률 값만큼 증가시켜야 한다.

(6) 철근이 직교 2방향으로 보강된 부재에서 주응력 축과 철근방향 사이의 각이 15°보다 클 때는 식 (3.3-7)에 의해 최대 균열간격 l_s를 산정할 수 있다.

$$l_s = \left(\frac{\cos\theta}{l_{sx}} + \frac{\sin\theta}{l_{sy}}\right)^{-1} \qquad (3.3\text{-}7)$$

여기서, θ는 x방향 철근과 인장 주응력 방향 사이각이고, l_{sx}와 l_{sy}는 x와 y방향으로 각각 계산한 균열 간격이다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목구조	조재열	서울대학교	교수
	토목구조	이재훈	영남대학교	교수
	건축구조	서수연	한국교통대학교	교수
	건축구조	이영학	경희대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 30 : 2016

콘크리트구조 사용성 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 40 : 2016

콘크리트구조 내구성 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 40 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 2

2. 조사 및 계획 ····· 2

3. 재료 ····· 2

4. 설계 ····· 2

4.1 내구성 설계 ····· 2

4.2 보수·보강 및 유지관리 ····· 6

부록

1. 일반사항 ····· 7

1.1 적용범위 ····· 7

1.2 일반사항 ····· 7

1.3 관련 기준 ····· 7

1.4 참조 표준 ····· 8

1.5 용어의 정의 ····· 8

1.6 제출물 ····· 11

2. 내구성 평가 원칙 ····· 11

2.1 일반사항 ····· 11

2.2 콘크리트 구조물의 내구성 평가 원칙 ····· 11

2.3 배합 콘크리트의 내구성 평가 원칙 ····· 12

2.4 환경계수와 내구성 감소계수 ····· 12

3. 콘크리트 구조물의 내구성 평가 ····· 12

3.1 일반사항 ····· 12

3.2 염해에 관한 내구성 평가 ····· 13

3.3 탄산화에 관한 내구성 평가 ····· 14

3.4 동해에 관한 내구성 평가 ····· 15
3.5 화학적 침식에 관한 내구성 평가 ····· 16
3.6 알칼리 골재반응에 관한 내구성 평가 ····· 17
4. 배합단계에서 콘크리트 내구성 평가 ····· 17
4.1 일반사항 ····· 17
4.2 염소이온 확산계수의 평가 ····· 18
4.3 탄산화 속도계수의 평가 ····· 19
4.4 상대동탄성계수의 평가 ····· 19
4.5 화학적 침식성의 평가 ····· 21
4.6 알칼리 골재반응성의 평가 ····· 21

콘크리트구조 내구성 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 구조물 또는 부재가 사용기간 중 충분한 기능과 성능을 유지하기 위하여 사용하중을 받을 때 내구성을 검토하여야 한다.

1.2 기호정의

E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa

h : 부재의 최소 두께, mm

I_{cr} : 균열 단면의 단면2차모멘트

I_e : 유효단면2차모멘트

I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_r : 콘크리트의 파괴계수, MPa

f_y : 인장철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{sp} : 콘크리트의 쪼갬인장강도, MPa

L : 활하중

l : 부재의 길이, mm

l_n : 보 부재의 순경간, 2방향 슬래브의 긴 변의 순경간

M_a : 처짐을 계산할 때 부재의 최대 휨모멘트

M_{cr} : 외력에 의해 단면에서 휨균열을 일으키는 휨모멘트

m_c : 콘크리트의 단위체적질량, kg/m^3

y_t : 철근을 무시한 전체 단면의 중심축에서 인장연단까지 거리

α : 보 양쪽의 슬래브 판의 중앙선에 의하여 구획되는 슬래브의 휨강성에 대한 보 휨강성의 비

α_m : 한 슬래브 주변의 모든 보의 α값의 평균값

β : 2방향 슬래브에서 단변 방향에 대한 장변 방향의 순경간비

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참고)

λ_Δ : 장기 추가처짐에 대한 계수

ξ : 지속하중에 대한 시간경과계수

ρ' : 압축철근비

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 내구성 설계

4.1.1 설계 일반

(1) 콘크리트 구조는 주어진 주변 환경조건에서 설계 공용기간 동안에 안전성, 사용성, 내구성, 미관을 갖도록 설계, 시공, 유지관리하여야 한다.

(2) 설계 착수 전에 구조물 발주자와 설계자는 구조물의 중요도, 환경조건, 구조거동, 유지관리 방법 등을 고려하여야 한다.

4.1.2 내구성 설계기준

(1) 해풍, 해수, 황산염 및 기타 유해물질에 노출된 콘크리트는 4.1.4의 조건을 만족하는 콘크리트를 사용하여야 한다.

(2) 설계자는 구조물의 내구성을 확보할 수 있는 적절한 설계기법을 결정하여야 한다.

(3) 설계 초기단계에서 구조적으로 환경에 민감한 구조 배치를 피하고, 유지관리 및 점검을 위하여 접근이 용이한 구조 형상을 선정하여야 한다.

(4) 구조물이나 부재의 외측 표면에 있는 콘크리트의 품질이 보장될 수 있도록 하여야 한다. 다지기와 양생이 적절하여 밀도가 크고, 강도가 높고, 투수성이 낮은 콘크리트를 시공하고 피복두께를 확보하여야 한다.

(5) 구조물의 모서리나 부재 연결부 등의 건전성 확보를 위한 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트 구조요소의 구조 상세가 적절하여야 한다.

(6) 고부식성 환경조건에 있는 구조는 표면을 보호하여 내구성을 증진시켜야 한다.

(7) 설계자는 내구성에 관련된 콘크리트 재료, 피복 두께, 철근과 긴장재, 처짐, 균열, 피로 및 기타 사항에 대한 제반 규정을 모두 검토하여야 한다.

4.1.3 노출 범주 및 등급

(1) 책임구조기술자는 구조용 콘크리트 부재에 대해 예측되는 노출 정도를 고려하여 표 4.1-1에 따라 노출등급을 정하여야 한다.

표 4.1-1 노출 범주 및 등급

범주	등급		조건	
F (동결 융해)	무시	F0	동결융해의 반복작용에 노출되지 않는 콘크리트	
	보통	F1	간혹 수분과 접촉하고 동결융해의 반복작용에 노출되는 콘크리트	
	심함	F2	지속적으로 수분과 접촉하고 동결융해의 반복작용에 노출되는 콘크리트	
	매우심함	F3	제빙화학제에 노출되며 지속적으로 수분과 접촉하고 동결융해의 반복작용에 노출되는 콘크리트	
S (황산염)			토양 내의 수용성 황산염(SO_4)의 질량비(%)	물속에 용해된 황산염(SO_4) (ppm)
	무시	S0	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$
	보통	S1	$0.10 \le SO_4 < 0.20$	$150 \le SO_4 < 1{,}500$, 해수
	심함	S2	$0.20 \le SO_4 < 2.00$	$1{,}500 \le SO_4 \le 10{,}000$
	매우심함	S3	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10{,}000$
P (낮은 투수성 요구)	무시	P0	낮은 투수성이 요구되지 않고 수분과 접촉되는 경우	
	적용	P1	낮은 투수성이 요구되고 수분과 접촉되는 경우	
C (철근 방식)	무시	C0	건조하거나 또는 수분으로부터 보호되는 콘크리트	
	보통	C1	수분에 노출되지만 외부의 염화물에 노출되지 않는 콘크리트	
	심함	C2	제빙화학제, 소금, 염수, 해수 또는 해수 물보라 등과 같은 염화물에 직접적으로 노출되는 콘크리트	

4.1.4 내구성 허용기준

(1) 표 4.1-1에 따라 노출등급이 결정된 경우의 콘크리트 배합은 표 4.1-2에 규정된 가장 엄격한 요구 조건을 따라야 한다.

표 4.1-2 노출등급에 따른 내구성 허용기준

노출 등급	최대 물-결합재비	최소 설계기준 압축강도 f_{ck}(MPa)	추가적인 최소 요구 사항	
			공기량	결합재 사용제한
F0	-	21	없음	없음
F1	0.45	30	표 4.1-3	없음
F2	0.45	30	표 4.1-3	없음
F3	0.45	30	표 4.1-3	표 4.1-4
			시멘트의 종류	염화칼슘 혼화제 사용 유무
S0	-	21	제한 없음	제한 없음
S1	0.5	27	보통포틀랜드시멘트(1종)+포졸란 혹은 슬래그[1)] 플라이애쉬시멘트(KS L 5211) 포틀랜드시멘트(2종)(KS L 5201) 고로슬래그시멘트(KS L 5210)	제한 없음
S2	0.45	30	내황산염포틀랜드시멘트(5종) (KS L 5201) 고로슬래그시멘트(KS L 5210)+플라이애쉬	허용 안 됨
S3	0.45	30	내황산염포틀랜드시멘트(5종) (KS L 5201)+포졸란 혹은 슬래그[2)]	허용 안 됨
P0	-	21	해당사항 없음	
P1	0.50	27	해당사항 없음	
			콘크리트 내 최대 수용성 염소 이온(Cl^-)량 (시멘트 질량에 대한 %)	관련 규정
			철근 콘크리트	프리스트레스트 콘크리트
C0	-	21	1.00	0.06
C1	-	21	0.30	0.06
C2	0.40	35	0.15	0.06

주 1) 1종시멘트가 포함된 콘크리트에 사용될 때, 황산염에 대한 저항을 개선시킨 실적이 있거나 또는 실험에 의해 증명된 포졸란 또는 슬래그
2) 5종시멘트가 포함된 콘크리트에 사용될 때, 황산염에 대한 저항을 개선시킨 실적이 있거나 또는 실험에 의해 증명된 포졸란 또는 슬래그

(2) 노출등급 F1, F2, F3에 해당하는 보통중량 콘크리트나 경량콘크리트는 표 4.1-3에 제시된 공기량을 확보하여야 한다. 이때 연행 공기량의 허용편차는 ±1.5%이다. 설계기준압축강도가 35 MPa을 초과하는 콘크리트는 표 4.1-3에 제시된 공기량에서 1%를 감소시킬 수 있다.

표 4.1-3 동해 저항 콘크리트에 대한 전체 공기량

굵은골재의 최대 치수(mm)	공기량(%)	
	노출등급 F1	노출등급 F2, F3
10.0	6.0	7.5
15.0	5.5	7.0
20.0	5.0	6.0
25.0	4.5	6.0
40.0	4.5	5.5

(3) 철근의 부식 방지를 위해서 굳지 않은 콘크리트의 전체 염소이온량은 원칙적으로 0.30 kg/m^3 이하로 하여야 한다. 다만 책임구조기술자의 승인을 받는 경우 0.60 kg/m^{3}까지 허용될 수 있다. 그러나 이미 굳은 콘크리트의 전체 염소이온량에 대한 검토가 염소이온 농도에 의해 이루어질 경우, 재령 28일 이후의 콘크리트에서 최대 수용성 염소이온농도 시험은 KS F 2713 또는 KS F 2715에 따라 시행하고 표 4.1-2의 값으로 검토할 수 있다.

(4) 노출등급 C2의 경우 표 4.1-2의 최대 물-결합재비 및 콘크리트의 최소 설계기준압축강도 조건과 KDS 14 20 50(4.3)의 최소 콘크리트 피복조건을 만족하여야 한다.

(5) 노출등급 F3의 경우 콘크리트 배합에 사용되는 플라이 애쉬, 실리카 퓸, 슬래그, 포졸란의 결합재의 전 질량에 대한 비율이 표 4.1-4의 요건에 적합하도록 하여야 한다.

표 4.1-4 노출등급 F3의 콘크리트에 대한 최대 혼화재 비율

결합재	결합재 전 질량에 대한 백분율(%)
KS L 5405에 따르는 플라이애쉬 또는 기타 포졸란	25
KS F 2563에 따르는 고로슬래그 미분말	50
실리카퓸	10
플라이 애쉬 또는 기타 포졸란, 고로슬래그 미분말 및 실리카퓸의 합	50[1)]
플라이 애쉬 또는 기타 포졸란과 실리카 퓸의 합	35[1)]

주 1) 플라이애쉬 또는 기타 포졸란의 합은 25 % 이하, 실리카퓸은 10% 이하이어야 한다.

4.2 보수・보강 및 유지관리

4.2.1 설계 일반

(1) 콘크리트 구조물은 주어진 주변 환경조건에서 목표 수명기간 동안에 안전성, 사용성, 내구성, 미관을 갖도록 유지관리하여야 한다. 완공된 콘크리트 구조물은 정기적인 점검과 필요할 때 보수·보강을 통하여 본래의 기능을 유지하고 사용자의 편의와 안전을 도모할 수 있도록 관리하여야 한다.

(2) 균열이 발생한 구조물에 대하여 균열 발생의 원인 및 그 유해성에 관한 검토가 필요할 때에는 KDS 14 20 30(부록)에서 제시하고 있는 방법에 따라 검토하여 제반 조치를 강구하여야 한다.

(3) 기존 구조물의 안전성 평가는 KDS 14 20 90에 따라 수행하여야 한다.

(4) 구조물의 안전을 점검하기 위한 안전진단과 보수·보강 설계는 책임구조기술자에 의해 수행되어야 한다.

4.2.2 보수・보강 설계

(1) 손상된 콘크리트 구조물에서 안전성, 사용성, 내구성, 미관 등의 기능을 회복시키기 위한 보수는 타당한 보수설계에 근거하여야 한다.

(2) 기존 구조물에서 내하력을 회복 또는 증가시키기 위한 보강은 타당한 보강설계에 근거하여야 한다.

(3) 보수·보강 설계를 할 때는 구조체를 조사하여 손상 원인, 손상 정도, 저항내력 정도를 파악하고 구조물이 처한 환경조건, 하중조건, 필요한 내력, 보수·보강의 범위와 규모를 정하며, 보수·보강재료를 선정하여 단면 및 부재를 설계하고 적절한 보수·보강시공법을 검토하여야 한다.

(4) 보강설계를 할 때에는 보강 후의 구조내하력 증가 외에 사용성과 내구성 등의 성능 향상을 고려하여야 한다.

(5) 책임구조기술자는 보수·보강 공사에서 품질을 확보하기 위하여 공정별로 품질관리검사를 시행하여야 한다.

부록. 콘크리트의 내구성 평가

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 부록은 시공에 착수할 콘크리트 구조물이 목표내구수명 동안에 내구성을 확보하도록 시공 착수 전 시공계획단계에서 내구성을 평가하는 데 적용한다. 그러나 내구성이 특별히 요구되지 않는 구조물, 또는 성능저하환경에 따른 내구성에 대해 검증된 공법 및 재료를 사용하여 시공될 구조물은 이 기준의 부록을 따르지 않을 수 있다.

(2) 내구성 평가에는 염해, 탄산화, 동결융해, 화학적 침식, 알칼리 골재반응 등을 주된 성능저하 원인으로 고려하며, 시공할 구조물이 갖게 될 성능저하환경을 조사하여 이에 따라 성능저하 원인별 내구성 평가 항목을 선정하여야 한다.

(3) 콘크리트 구조물이 복합성능저하가 지배적인 특수한 환경에 시공되는 경우는 각각의 성능저하인자에 대하여 내구성 평가를 수행하여 가장 지배적인 성능저하인자에 대한 내구성 평가결과를 적용하여야 한다.

1.2 일반사항

(1) 이 부록은 콘크리트 구조물의 공사 착공단계에서 내구성을 평가하기 위한 것으로서 내구성 평가 원칙, 설계에 따라 시공될 콘크리트 구조물에 대한 내구성 평가 방법, 시공에 사용되기 위해 배합 설계된 콘크리트의 재료자체에 대한 내구성 평가 방법에 대한 일반적이고 기본적인 표준을 규정하고 있다.

(2) 콘크리트 구조물의 목표내구수명은 구조물을 특별한 유지관리 없이 일상적으로 유지관리할 때 내구적 한계상태에 도달하기까지의 기간으로 정하여야 한다. 시공될 콘크리트 구조물의 내구등급 결정은 구조물을 설계할 때 설정된 콘크리트 구조물의 목표 내구수명에 따라 정하여야 한다.

1.3 관련 기준

- KCS 14 20 10 일반콘크리트
- KCS 14 20 42 매스콘크리트
- KCS 14 20 44 해양콘크리트
- 염해 및 탄산화에 대한 철근콘크리트 구조물의 내구성 지침, 건설교통부, 2003
- 콘크리트 내구성 평가절차수립, 건설교통부, 1999

1.4 참조 표준

KS F 2409 굳지 않은 콘크리트의 단위 용적 질량 및 공기량 시험 방법-질량 방법
KS F 2421 압력법에 의한 굳지 않은 콘크리트의 공기량 시험 방법
KS F 2423 콘크리트의 쪼갬인장강도 시험 방법
KS F 2424 모르타르 및 콘크리트의 길이변화 시험방법
KS F 2437 공명 진동에 의한 콘크리트의 동 탄성 계수, 동 전단 탄성계수 및 동 푸아송비 시험 방법
KS F 2449 굳지 않은 콘크리트의 용적에 의한 공기량 시험 방법
KS F 2545 골재의 알칼리 잠재 반응 시험 방법(화학적 방법)
KS F 2546 골재의 알칼리 잠재 반응 시험 방법(모르타르봉 방법)
KS F 2585 콘크리트의 알칼리 실리카 반응성 판정 시험방법
KS F 2456 급속 동결 융해에 대한 콘크리트의 저항 시험 방법
KS F 2563 콘크리트용 고로 슬래그 미분말
KS F 2567 콘크리트용 실리카 퓸
KS L 5201 포틀랜드 시멘트
KS L 5210 고로 슬래그 시멘트
KS L 5405 플라이 애쉬
KS L 5411 플라이 애쉬 시멘트

1.5 용어의 정의

- 강도설계법(strength design method): 하중과 부재강도의 불확실성, 예기치 않은 초과하중 등의 변동성을 고려하기 위하여 하중 및 강도에 안전계수를 적용하여 구조물의 안전성에 대해서 설계하는 방법으로 현재 국토해양부 콘크리트 구조설계기준에서 채택하고 있는 설계 방법
- 공기량(air content): 굳지 않은 콘크리트에 포함되어 있는 공기량을 용적백분율로 표시한 것
- 급식성(rapid disintegration): 콘크리트의 화학적 침식정도가 빠르게 일어나는 성질
- 내구성(durability): 콘크리트가 설계조건에서 시간경과에 따른 내구적 성능저하로부터 요구되는 성능의 수준을 지속시킬 수 있는 성질
- 내구성 설계(durability design): 구조물 또는 부재의 목표내구수명에 따라 소요의 내구성능이 얻어지도록 내구성을 고려하여 실시하는 설계
- 내구성 감소계수(durability reduction factor): 내구성을 평가할 때 콘크리트 및 콘크리트 구조물이 보유하고 있는 내구성능에 대한 불확실성을 고려하기 위하여 내구성능 특성값에 곱해 주는 계수
- 내구성능(durability performance): 구조물의 성능을 사용기간 내에 요구수준 이상으로 유지하는 성능

- 내구성능 예측값(prediction value of durability): 콘크리트 및 콘크리트 구조물의 내구성능에 대한 예측값
- 내구성능 특성값(characteristic value of durability): 콘크리트 및 콘크리트 구조물이 보유해야 하는 내구성능의 요구특성값
- 내구성 평가(durability evaluation): 구조물의 목표내구수명기간 동안에 내구성능을 확보하는가를 판단하기 위하여 수행하는 평가
- 노후도(decrepit degree): 콘크리트 구조물의 사용기간이 증가함에 따라 성능저하로 인해 성능이 저하된 정도
- 동결방지제(freezing resistant admixture): 콘크리트의 동결을 방지하기 위한 혼화재료; 대표적인 것은 염화칼슘이 있음
- 동결융해(freeze-thaw): 외부의 기온의 변화에 의해 수분이 얼었다가 녹는 과정 ; 콘크리트는 내부에 수분을 갖고 있는데 외부기온의 변화에 의해 내부 수분이 얼었다가 녹는 과정을 반복하게 되는 현상
- 동결융해시험(test of freezing and thawing): 콘크리트의 내동해성을 평가하기 위하여 단기간에 동결과 융해를 반복해서 성능저하 정도를 평가하는 시험 ; 이는 KS F 2456에 시험방법이 규정되어 있음
- 동결융해 저항성(freeze-thaw resistance): 동결융해의 되풀이 작용에 대하여 본래의 성능을 유지하기 위한 저항성을 말함
- 동해(frost damage): 외부 기온의 변화에 의하여 재료 내부에 함유된 수분의 동결융해가 반복되면서 피해를 입게 되는 현상
- 목표내구수명(intended service life): 해당 콘크리트 구조물의 중요도, 규모, 종류, 사용기간, 유지관리수준 및 경제성 등을 고려하여 설정된 구조물이 내구성능을 유지해야 하는 기간
- 방식조치(protective treatment): 콘크리트의 침식을 방지하기 위하여 콘크리트 피복에 코팅(coating)재료를 씌우는 행위
- 비말대(splash belt): 주기적으로 혹은 간헐적으로 해수 또는 여러 다른 입경의 해수 방울에 의하여 영향을 받는 부위
- 상대동탄성계수(relative dynamic modulus of elasticity): 내동해성을 판정하는 기준으로 동결융해를 받기 전의 동탄성계수에 대한 동결융해를 받은 후의 동탄성계수의 비를 백분율로 나타낸 것
- 서식성(slow disintegration): 콘크리트의 화학적 침식 정도가 천천히 일어나는 성질
- 설계내구수명(designed service life): 콘크리트 구조물이 한계성능저하상태에 이르기까지의 기간

- 설계 내구성값(design durability value): 내구성능 특성값에 내구성 감소계수를 곱한 값
- 소요 내구성값(required durability value): 내구성능 예측값에 환경 불확실성을 고려한 환경계수를 곱한 값
- 스케일링(scaling): 동결융해작용에 의하여 표면 모르타르나 페이스트가 작은 조각상으로 떨어져 나가는 현상
- 신뢰성지수(reliability index): 내구성 평가에 일반적으로 파괴확률 대신에 사용되는 내구성 감소계수와 환경계수의 신뢰도 척도
- 안전율(factor of safety): 구조물의 안전성을 보장하는 계수로서, 내구성감소계수에 대한 환경계수의 비
- 성능저하(deterioration): 구조물의 재료적 성질 또는 물리, 화학, 기후적 혹은 환경적인 요인에 의하여 주로 시공 이후에 장기적으로 발생하는 내구성능 저하 현상
- 염해(chloride attack): 콘크리트 혹은 콘크리트 구조물에 있어 염소이온의 침투로 인해 철근이 부식되는 현상
- 유지관리(maintenance): 철근콘크리트 구조물의 성능을 적정한 상태로 유지할 목적으로 실시하는 제반 활동
- 임계염소이온 농도(steel corrosion generating limit concentration): 염소이온의 침투로 인해 콘크리트 내부의 철근에서 부식이 발생하기 시작하는 염소이온 농도
- 침식(erosion): 콘크리트가 빗물, 유수, 바람 등의 외력에 의하여 물리적으로 깍이는 작용 및 빗물이나 지하수로 인해 화학적으로 용해되는 현상
- 탄산화(carbonation): 이산화탄소에 의하여 시멘트 경화체 내의 수산화칼슘이 탄산칼슘으로 변화되어 콘크리트의 알칼리성이 저하되는 현상
- 탄산화 속도계수(carbonation rate coefficient): 이산화탄소에 의하여 콘크리트의 알칼리성이 저하되는 속도 보통 mm/$\sqrt{\text{y}}$으로 표시함
- 팝아웃(pop-out): 내동해성이 작은 골재를 콘크리트에 사용하는 경우 동결융해 작용에 의해 골재가 팽창하여 파괴되어 떨어져 나가거나 그 위치의 콘크리트 표면이 떨어져 나가는 현상
- 한계깊이(limit depth): 콘크리트가 성능저하될 때, 구조물의 내구성능 저하를 일으키기 시작하는 콘크리트 표면으로부터 성능저하침투깊이
- 한계성능저하 상태(limit deterioration state): 구조물이 여러 성능저하요인에 대해서 성능저하가 발생하는 기준점에 도달한 상태
- 화학적 침식(chemical corrosion): 침식성 물질과 콘크리트의 용식이나 성능저하 또는 콘크리트에 침입한 침식성 물질이 시멘트 조성물질이나 강재와 반응하여, 체적팽창에 의한 콘크리트의 균열이나 표면의 박리 등을 일으키는 성능저하현상

- 확산계수(diffusion coefficient): 임의의 물질이 위치에 따른 농도차이로 인해 콘크리트 내부로 침투하는 속도를 나타내는 계수
- 환경계수(environmental factor): 내구성을 평가할 때 콘크리트 및 콘크리트 구조물의 내구성에 영향을 미치는 외부 환경작용의 불확실성을 고려하기 위하여 내구성능의 예측값에 곱해주는 안전계수

1.6 제출물

(1) 재료 시험 자료

(2) 환경 노출 조사 자료

(3) 그 밖의 사항은 KCS 14 20 10(1.6)의 해당요건에 따른다.

2. 내구성 평가 원칙

2.1 일반사항

(1) 내구성 평가는 내구성에 영향을 미치는 각종 성능저하원인에 대해서 시공될 콘크리트 구조물과 시공에 사용될 콘크리트에 대하여 수행하여야 한다.

(2) 시공될 콘크리트 구조물 및 콘크리트가 내구성 평가를 통과한 경우에는 결정된 시공방법 및 배합 설계된 콘크리트를 사용하여 시공될 구조물에 대해 시공 직후 초기재령 상태의 콘크리트에 균열이 발생하는지를 평가하여야 한다. 이 때 시공될 구조물의 균열발생이 제어되지 않는 균열저항성 평가 결과를 얻는 경우에는 균열 제어시공이 되도록 시공방법을 수정하여야 하고, 시공방법의 수정만으로 균열제어가 되지 않는 경우에는 평가에 통과하는 결과를 얻도록 콘크리트 배합을 수정하여야 한다.

2.2 콘크리트 구조물의 내구성 평가 원칙

(1) 시공될 콘크리트 구조물에 사용될 콘크리트에 대한 내구성 평가는 내구성능 예측값에 환경계수를 적용한 소요 내구성값을 내구성능 특성값에 내구성 감소계수를 적용한 설계 내구성값과 비교함으로써 식 (2.2-1)에 따라 수행한다.

$$\gamma_P A_P \leqq \phi_K A_K \qquad (2.2\text{-}1)$$

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

2.3 배합 콘크리트의 내구성 평가 원칙

(1) 배합콘크리트의 내구성 평가는 식 (2.3-1)과 같이 콘크리트의 내구성능 예측값에 환경계수를 적용한 소요 내구성값을 내구성능 특성값에 내구성 감소계수를 적용한 설계 내구성값과 비교함으로써 수행한다.

$$\gamma_p \ B_p \leqq \phi_k \ B_k \qquad (2.3\text{-}1)$$

여기서, γ_p : 콘크리트에 관한 환경계수
ϕ_k : 콘크리트에 관한 내구성 감소계수
B_p : 콘크리트의 내구성능 예측값
B_k : 콘크리트의 내구성능 특성값

2.4 환경계수와 내구성 감소계수

(1) 환경계수는 시공될 콘크리트 구조물과 콘크리트 재료의 성능저하 환경조건에 대한 안전율로서 적용한다.

(2) 내구성 감소계수는 내구성능 특성값 및 내구성능 예측값의 정밀도에 대한 안전율로서 적용한다.

(3) 각 성능저하요인에 대하여 내구성을 평가할 때 사용되는 환경계수와 내구성 감소계수는 각 성능저하요인에 대해 독립적으로 적용하여야 한다.

3. 콘크리트 구조물의 내구성 평가

3.1 일반사항

(1) 이 부록은 내구성이 특별히 요구되지 않는 콘크리트 구조물이나, 특수한 공법 및 재료를 사용한 콘크리트 구조물을 제외한 일반적인 콘크리트 구조물에 대해 성능저하요인별 시공 전 콘크리트 구조물의 내구성을 평가하고 이에 따른 내구성의 확보를 위해 적용한다.

(2) 성능저하환경에 놓여있는 콘크리트 구조물의 주된 성능저하인자인 염해, 탄산화, 동결융해, 화학적 침식, 알칼리 골재반응에 대하여 검토하여야 한다.

(3) 콘크리트 구조물이 목표내구수명 동안에 지배적인 성능저하인자에 따라 요구되는 내구성능을 평가하여야 한다.

(4) 콘크리트 구조물에 여러 성능저하인자가 복합적으로 작용하는 경우에는 각각의 성능저하인자가 독립적으로 작용한다고 가정하여 콘크리트 구조물의 내구성을 평가하며, 가장 지배적인 성능저하인자에 대한 내구성 평가 결과를 적용할 수 있다.

3.2 염해에 관한 내구성 평가

3.2.1 해당구조물의 염해 환경 설정

(1) 염해를 받을 수 있는 환경에 놓인 콘크리트 구조물의 환경조건은 국내 해안선으로부터의 거리에 따라 계측한 콘크리트 표면의 염소이온 농도 C_S (kg/m^3)를 설정하여야 한다.

3.2.2 철근부식 임계염소이온 농도 설정

(1) 철근부식을 일으키는 임계 염소이온농도 $C_{\lim}$는 식 (3.2-1)을 사용하여 구할 수 있다.

$$C_{\lim} = 0.004\, C_{bind} \qquad (3.2\text{-}1)$$

여기서, C_{bind} : 단위결합재량(kg/m^3)

3.2.3 콘크리트 구조물의 염해 내구성 평가

(1) 염소이온 침투에 의한 콘크리트 구조물의 내구성은 식 (3.2-2)에 의해 평가한다.

$$\gamma_P\, C_d \leqq \phi_K\, C_{\lim} \qquad (3.2\text{-}2)$$

여기서, γ_P: 염해에 대한 환경계수 로서 일반적으로 1.11

ϕ_K: 염해에 대한 내구성 감소계수로서 일반적으로 0.86

$C_{\lim}$: 철근부식이 시작될 때의 임계염소이온 농도

C_d : 철근 위치에서 염소이온 농도의 예측값

(2) 염해에 대한 콘크리트 구조물의 내구성 평가를 위한 염소이온 농도는 콘크리트 중의 염소이온의 확산에 관한 기초방정식인 피크(Fick)의 제2법칙을 유한요소법 또는 유한차분법을 사용하여 구하거나, 식 (3.2-3)을 사용하여 구할 수 있다.

$$C_d - C_i = (C_S - C_i)\left(1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_d\, t}}\right)\right) \qquad (3.2\text{-}3)$$

여기서, C_d : 위치 x(cm), 시간 t(년(y), 또는 초(s))에서 염소이온 농도의 설계값 (kg/m^3)

C_i : 초기 염소이온 농도로서 최댓값으로 0.3 kg/m^3

C_S : 표면 염소이온 농도

erf : 오차함수,

$$erf(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\lambda^2} d\lambda$$

D_d : 염소이온의 유효확산계수(m^2/y, 또는 m^2/s)

$$D_d = \gamma_c D_k$$

γ_c : 콘크리트의 재료계수로서 일반적으로 1.0이 사용되며, 구조물의 최상부에는 1.3

D_k : 콘크리트 염소이온 확산계수의 특성값(m^2/y, 또는 m^2/s)

(다만, 1.0×10-12 m^2/s = 0.31536×10-4 m^2/y)

3.3 탄산화에 관한 내구성 평가

3.3.1 탄산화 내구성능

(1) 콘크리트 구조물의 시공계획단계에서 탄산화에 대한 내구성 평가는 구조물 설계 당시의 내구성 조건과 콘크리트의 재료, 배합, 시공방법 등에 따라 대상구조물의 탄산화에 관한 환경조건을 고려한 내구성 평가를 통하여 대상 구조물의 목표내구수명 내에서 탄산화에 대한 요구내구성능을 확보하고 있는지 여부를 수행하여야 한다.

(2) 탄산화에 대한 허용 성능저하 한도는 탄산화 침투깊이가 철근의 깊이까지 도달한 상태를 탄산화에 대한 허용 성능저하 한계상태로 정하도록 한다.

3.3.2 콘크리트 구조물의 탄산화 내구성 평가

(1) 콘크리트 구조물의 탄산화에 대한 내구성 평가는 목표내구수명에 도달하였을 때의 철근부식이 발생하는 탄산화 한계깊이 와 구조물의 성능저하에 따른 예측 탄산화 깊이 에 각각 내구성 감소계수와 환경계수를 곱하여 비교함으로써, 즉 다음 평가 기본식 식 (3.3-1)에 따라 계산할 수 있다.

$$\gamma_P \;\; y_p \le \phi_K \;\; y_{\lim} \qquad (3.3\text{-}1)$$

여기서, γ_P: 탄산화에 대한 환경계수로서 일반적으로 1.1

ϕ_K: 탄산화에 대한 내구성 감소계수로서 일반적으로 0.92

$y_{\lim}$: 철근부식이 발생할 수 있는 탄산화 한계깊이(mm)

$y_{\lim} = c - c_k$

c : 설계피복두께(mm)

c_k : 한계 탄산화 깊이 여유값으로서, 자연환경에서는 10 mm, 심한 염해환경에서는 25 mm

y_p : 탄산화 깊이의 예측값 (mm)

(2) 예측 탄산화 깊이는 식 (3.3-2)에 따라 계산할 수 있다.

$$y_p = \gamma_{cb} \;\; \alpha_d \;\; \sqrt{t} \qquad (3.3\text{-}2)$$

여기서, γ_{cb} : 탄산화 깊이 예측식의 변동성을 고려한 안전계수로서 일반적으로 1.15, 그러나, 고유동화 콘크리트의 경우는 1.1

α_d : 설계 탄산화 속도계수(mm/$\sqrt{\text{y}}$)

$\alpha_d = \alpha_k \;\; \beta_e \;\; \gamma_c$

α_k : 특성 탄산화 속도계수(mm/$\sqrt{\text{y}}$)

β_e : 환경작용의 정도를 나타내는 방향계수로서 건조되기 어려운 환경인 북향한 면에서는 1.0, 건조되기 쉬운 환경, 남향면에서는 1.6

γ_c : 콘크리트의 재료계수로서 일반적으로 1.0이고, 구조물의 상면 부위에서는 1.3으로 하나, 구조물의 콘크리트와 표준양생공시체 간에 품질의 차이가 생기지 않는 경우에는 1.0

t : 재령(y)

3.4 동해에 관한 내구성 평가

3.4.1 동해의 내구성능

(1) 콘크리트 구조물의 시공계획단계에서 동결융해에 대한 내구성 평가는 구조물 설계 당시의 내구성 조건과 콘크리트의 재료, 배합, 시공방법 등에 따라 대상구조물의 동결융해에 관한 환경조건을 고려한 내구성 평가를 통하여 대상 구조물의 목표내구수명내에서 동결융해에 대한 요구내구성능을 확보하고 있는지 여부를 수행하여야 한다.

3.4.2 동해의 내구성 평가

(1) 동결융해 저항성 시험을 통하여 얻어지는 상대동탄성계수와 콘크리트의 질량감소율을 지표로 동해에 관한 내구성을 평가한다. 이 때 동해에 대한 콘크리트 구조물의 내구성 평가는 식 (3.4-1)에 의해 수행할 수 있다.

$$\gamma_P \ F_d \leqq \phi_K \ F_{\lim} \qquad (3.4\text{-}1)$$

여기서, γ_P : 동해에 대한 환경계수로서 일반적으로 1.0

ϕ_K : 동해에 대한 내구성 감소계수, 구조물의 종류와 위치에 따라 아래 표 3.4-1의 값을 사용

표 3.4-1 구조물의 종류와 위치에 따른 동해에 관한 내구성 감소계수

구분	보통부위	구조물의 상부
일반 구조물	1.0	0.8
중요 구조물	0.9	0.7

$$F_d = \frac{1}{E_d}$$

F_d : 상대동탄성계수의 예측값의 역수

E_d : 상대동탄성계수의 예측값(%)

$$F_{\lim} = \frac{1}{E_{\min}}$$

$F_{\lim}$: 상대동탄성계수의 최솟값의 역수

$E_{\min}$: 동결융해작용에 대하여 소요 성능을 만족하기 위한 상대동탄성계수의 최소 한계값(%)로서 일반적으로 표 4.4-2에 따름.

표 3.4-2 동결융해작용에 대하여 구조물의 성능을 만족하기 위한 상대동탄성계수의 최소한계값 (%)

기상조건		기상작용이 심하고 동결융해가 자주 반복될 때		기상작용이 심하지 않고 온도가 동결점 이하로 지는 경우가 드물 때	
단면		얇은 경우[2]	보통의 경우	얇은 경우	보통의 경우
구조물의 노출상태	(1) 연속해서 또는 반복해서 물에 포화되는 경우[1]	85	70	85	60
	(2) 일반적인 노출상태로 (1)에 속하지 않는 경우	70	60	70	60

주 1) 수로, 물탱크, 교각의 받침대, 교각, 옹벽, 터널 복공등과 같이 수면 가까이에서 포화된 부분 및 이 구조물들 외에 보, 슬래브 등에 수면에서 떨어져 있지만 융설, 유수, 물방울 때문에 물에 포화된 부분 등

2) 단면의 두께가 0.2 m 이하인 구조물

3.5 화학적 침식에 관한 내구성 평가

3.5.1 화학적 침식의 내구성능

(1) 콘크리트의 화학적 침식에서 다음과 같은 여러 요인에 대해 평가하여야 한다.

① 산에 의한 침식
② 황산염에 의한 침식
③ 염류에 의한 침식
④ 강알칼리에 의한 침식
⑤ 동·식물성 기름에 의한 침식
⑥ 당류에 의한 침식
⑦ 부식성 가스에 의한 침식

3.5.2 화학적 침식의 내구성 평가

(1) 화학적 침식에 의한 콘크리트 구조물의 내구성은 식 (3.5-1)에 의해 평가할 수 있다.

$$\gamma_P \ Z_p \leq \Phi_K \ Z_{\lim} \qquad (3.5\text{-}1)$$

여기서, γ_P: 화학적 침식에 대한 환경계수로서 일반적으로 1.1

ϕ_K: 화학적 침식에 대한 내구성감소계수로서 일반적으로 0.92

$Z_{\lim}$: 화학적 침식의 침투 한계깊이(mm)

$$Z_{\lim} = c - c_k$$

c : 설계피복두께(mm)

c_k : 한계 화학적 침식 깊이 여유값으로서, 일반적으로 철근의 직경을 사용함

Z_p : 화학적 침식 깊이의 예측값(mm)

3.6 알칼리 골재반응에 관한 내구성 평가

3.6.1 알칼리 골재반응의 내구성능

(1) 구조물의 요구성능이 콘크리트의 알칼리 골재반응에 의해 손상 받지 않아야 한다.

(2) 콘크리트 표면을 피복함으로써 알칼리 골재반응에 관한 구조물의 성능을 확보할 수 있으며, 이런 경우에는 유지관리계획을 고려하여 표면피복에 의한 방수 효과를 적절한 방법으로 평가하여야 한다.

(3) 알칼리 골재반응에 의한 피해를 방지하기 위해서는 외부로부터 알칼리금속이온 및 염소이온 등이 침투되지 않도록 시공하여야 한다.

(4) 알칼리 골재반응에 의한 피해를 감소시키기 위하여 콘크리트 구조물의 외부를 방수처리하거나 배수를 용이하게 하여야 한다.

3.6.2 알칼리 골재반응의 내구성 평가

(1) 알칼리 골재반응에 대한 콘크리트 구조물의 내구성은 식 (3.6-1)에 의해 평가할 수 있다.

$$\gamma_P \ R_p \le \phi_K \ R_{\lim} \qquad (3.6\text{-}1)$$

여기서, γ_P: 알칼리 골재반응에 대한 환경계수로서 일반적으로 1.1

ϕ_K: 알칼리 골재반응에 대한 내구성감소계수로서 일반적으로 0.92

$R_{\lim}$: 알칼리 골재반응의 화학적 한계 안정성

R_p : 알칼리 골재반응의 화학적 안정성 예측값

4. 배합단계에서 콘크리트 내구성 평가

4.1 일반사항

(1) 이 기준에서는 배합계획 단계에서 콘크리트의 배합설계에 따라 제조될 콘크리트가 지배적인 성능저하인자에 대해 요구되는 내구성을 만족하는지를 평가하는 절차를 규정하고 있다.

(2) 이 기준은 내구성이 특별히 요구되지 않는 콘크리트나, 특수한 공법 및 재료를 사용한 콘크리트를 제외한 일반적인 콘크리트에 대해 시공 전 성능저하 요인에 따른 배합 단계의 콘크리트 내구성을 평가하고 이에 따른 내구성의 확보를 위해 적용한다.

(3) 설정된 콘크리트의 성능이 평가조건을 만약 만족하지 못한다면, 콘크리트에 대한 내구성능의 확보를 위해 배합 또는 재료를 변경하여 콘크리트의 내구성을 재평가하여야 한다.

(4) 성능저하환경에 놓여있는 콘크리트의 주된 성능저하인자는 염해, 탄산화, 동결융해, 화학적 침식, 알칼리 골재반응으로 하여 평가하여야 한다.

(5) 콘크리트 구조물이 복합성능저하가 지배적인 특수한 환경에 시공되는 경우에는 각각의 성능저하인자에 대하여 배합 설계된 콘크리트에 대해 내구성 평가를 수행하여 가장 지배적인 성능저하인자에 대한 내구성 평가결과를 적용할 수 있다.

4.2 염소이온 확산계수의 평가

4.2.1 염소이온의 확산계수에 대한 평가

(1) 콘크리트의 염해에 대한 내구성을 평가하기 위해 식 (4.2-1)과 같이 염소이온의 확산계수를 평가한다.

$$\gamma_p \ \ D_p \leqq \phi_k \ \ D_k \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, γ_p : 염해에 대한 환경계수로서 일반적으로 1.11

ϕ_k : 염해에 대한 내구성감소계수로서 일반적으로 0.86

D_k : 콘크리트의 염소이온 확산계수의 특성값(m^2/y, 또는 m^2/s)

D_p : 콘크리트의 염소이온 확산계수의 예측값(m^2/y, 또는 m^2/s)

(다만, 1.0×10-12 m^2/s=0.31536×10-4 m^2/y)

4.2.2 염소이온의 확산계수 예측식

(1) 콘크리트의 염소이온 확산계수의 예측값 D_p 는 평가 대상 콘크리트에 대해 실제 실험이나 실측된 자료를 통해 구한 확산계수 D_R 에 물-결합재비 또는 PS 강재비에 따른 보정을 한 식 (4.2-2), (4.2-3)에 따라 계산할 수 있다.

① $t < t_c$=30년에 대하여,

$$D_p = \frac{D_R}{1-m}\left(\frac{t_R}{t}\right)^m \qquad (4.2\text{-}2)$$

② $t \geq t_c$=30년에 대하여,

$$D_p = \frac{D_R}{1-m}\left[(1-m)+m\frac{t_c}{t}\right]\left(\frac{t_R}{t_c}\right)^m \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, D_R : 기준 시간(t_R)에서 염소이온 확산계수

t_R : 기준 시간(일반적으로 28일≒0.077년)

t_c : 확산계수 감소한계(일반적으로 30년)

m : 재령계수로서, 재령에 대한 영향을 나타내는 상수

(2) 콘크리트의 염소이온 확산계수 예측식에서 재령계수 m은 평가대상 콘크리트에 대해 실제 실험이나 실측 재료들을 통해 구하여야 한다.

(3) 기준 조건에서 측정된 확산계수 D_R 은 구조물에 사용될 콘크리트에 대해 실제 실험이나 실측된 자료를 통해 구할 수 있으며, 실험을 통해 확산계수를 도출하는 경우에는 물-결합재비에 따른 확산계수 예측값을 다음의 식 (4.2-4)로 나타낼 수 있다.

$$\log D_R = a + b(W/B) \qquad (4.2\text{-}4)$$

여기서, a, b : 실험으로부터 정해지는 상수
W/B : 물-결합재비

4.3 탄산화 속도계수의 평가

4.3.1 탄산화 속도계수의 평가

(1) 콘크리트의 탄산화에 대한 내구성을 평가하기 위해 식 (4.3-1)과 같이 탄산화 속도계수를 평가한다.

$$\gamma_p \ \ \alpha_p \leq \phi_k \ \ \alpha_k \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, γ_p : 탄산화를 고려한 환경계수로서 일반적으로 1.1
ϕ_k : 탄산화를 고려한 내구성감소계수로서 일반적으로 0.92
α_p : 콘크리트 탄산화 속도계수의 예측값(mm/$\sqrt{\text{y}}$) ; 식 (I .4.6)에 의한 값
α_k : 콘크리트의 특성 탄산화 속도계수(mm/$\sqrt{\text{y}}$) ; 식 (I .4.7)에서 사용한 값

4.3.2 탄산화 속도계수의 예측식

(1) 탄산화 속도계수의 예측값 α_p는 평가대상 콘크리트에 대해 실제 실험이나 실측자료를 통해 구하며, 실험을 통해 탄산화 속도계수를 도출하는 경우에는 유효 PS 강재비에 따른 탄산화 속도계수는 다음 식 (4.3-2)로 구할 수 있다.

$$\alpha_p = a + b\ (W/B) \qquad (4.3\text{-}2)$$

여기서, W/B : 유효 물-결합재비
a, b : 시멘트(결합재)의 종류에 따라 정해지는 상수

(2) 콘크리트의 탄산화 속도계수 예측식에서 계수 α, β는 평가대상 콘크리트에 대해 실제 실험이나 실측 자료들을 통해 구하여야 한다.

4.4 상대동탄성계수의 평가

4.4.1 상대동탄성계수의 평가

(1) 콘크리트의 동해에 대한 내구성을 평가하기 위해 식 (4.4-1)과 같이 콘크리트의 상대동탄성계수를 평가한다.

$$\gamma_p \ \ F_d \leqq \phi_k \ \ F_{\lim} \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, γ_p : 동해에 대한 환경계수로서 일반적으로 1.0
ϕ_k : 동해에 대한 내구성 감소계수로서 일반적으로 0.8 ~ 1.0을 사용하고, KS F 2456(A법)에 따라서 콘크리트의 상대동탄성계수를 구하는 경우에는 일반적으로 1.0
F_d : 상대동탄성계수의 예측값의 역수

$$F_d = \frac{1}{E_d}$$

E_d : 콘크리트의 상대동탄성계수의 예측값 혹은 설계값(%) ; 일반적으로 콘크리트의 동결융해시험(수중 동결융해 시험법) KS F 2456(A법)으로 구함. 다만 실제의 동결융해 작용조건이 KS F 2456(A법)에 따라 설정된 조건보다도 엄격한 경우나 설계수명기간을 특히 길게 설정하는 경우에는 동결융해 반복 사이클, 동결융해온도 및 1사이클의 소요시간을 실제의 조건에 맞추어 엄격하게 정할 수 있음.

$F_{\lim}$: 동탄성계수의 최소한계값의 역수

$$F_{\lim} = \frac{1}{E_{\min}}$$

$E_{\min}$: 동결융해 작용에 대하여 구조물 소요 성능을 만족하기 위한 상대동탄성 계수의 최소한계값(%)으로서 일반적으로 표 4.4-1에 따름

표 4.4-1 동결융해작용에 대하여 구조물의 성능을 만족하기 위한 상대동탄성계수의 최소 한계값(%)

기상조건		기상작용이 심하고 동결융해가 자주 반복될 때		기상작용이 심하지 않고 온도가 동결점 이하로 떨어지는 경우가 드물 때	
단면		얇은 경우[2]	보통의 경우	얇은 경우	보통의 경우
구조물의 노출상태	(1) 연속해서 또는 반복해서 물에 포화되는 경우[1]	85	70	85	60
	(2) 일반적인 노출상태로 (1)에 속하지 않는 경우	70	60	70	60

주 : 1) 수로, 물탱크, 교각의 받침대, 교각, 옹벽, 터널 복공등과 같이 수면 가까이에서 포화된 부분 및 이 구조물들 외에 보, 슬래브 등에 수면에서 떨어져 있지만 융설, 유수, 물방울 때문에 물에 포화된 부분 등
2) 단면의 두께가 0.2 m 이하인 구조물

4.4.2 동해에 따른 물-결합재비

(1) 콘크리트의 상대동탄성계수는 양생상태 또는 골재의 표면수율의 변동, 재료의 계량오차 등에 의하여 크게 영향을 받기 때문에 콘크리트의 배합설계를 하는 경우의 물-결합재비는 표 4.4-2의 값보다 작아야 한다.

표 4.4-2 콘크리트의 소요 상대동탄성계수를 만족하기 위한 최대 물-결합재비 (%)

기상조건		기상작용이 심하고 동결융해가 자주 반복될 때		기상작용이 심하지 않고 온도가 동결점 이하로 떨어지는 경우가 드물 때	
단면		얇은 경우[2]	보통의 경우	얇은 경우	보통의 경우
구조물의 노출상태	(1) 연속해서 또는 반복해서 물에 포화되는 경우[1]	45 (85)	50 (70)	50 (85)	55 (60)
	(2) 일반적인 노출상태로 (1)에 속하지 않는 경우	50 (70)	55 (60)	55 (70)	60 (60)

주 1) 수로, 물탱크, 교각의 받침대, 교각, 옹벽, 터널 복공등과 같이 수면 가까이에서 포화된 부분 및 이 구조물들 외에 보, 슬래브 등 수면에서 떨어져 있지만 융설, 유수, 물방울 때문에 물에 포화된 부분 등
2) 단면의 두께가 0.2 m 이하인 부위
3) ( )는 표 4.4-1에서 제시한 콘크리트의 소요 상대동탄성계수 (%)

(2) 동결융해 작용 조건이 KS F 2456(A법)에 의하여 설정된 조건과 같은 정도의 범위 내에 있으며 표준 콘크리트 재료를 선정한 경우에는 콘크리트의 물-결합재비가 표 4.4-2의 값 이하이고, 공기량이 4~7%인 것을 확인함으로써 상대동탄성계수의 평가를 대신할 수 있다.

(3) 동결방지제나 해수 등의 염화물의 영향을 받는 콘크리트에 있어서는 구조물에 스케일링이 발생할 염려가 있으므로 예상 환경을 고려하여 미리 그 영향을 파악한 후 콘크리트의 배합을 결정하여야 한다.

4.5 화학적 침식성의 평가

(1) 콘크리트의 화학적 침식에 대한 내구성을 평가하기 위해 식 (4.5-1)과 같이 침식속도계수를 평가할 수 있다.

$$\gamma_p \;\; S_p \leq \phi_k \;\; S_k \qquad (4.5\text{-}1)$$

여기서, γ_p : 화학적 침식을 고려한 환경계수로서 일반적으로 1.1

ϕ_k : 화학적 침식을 고려한 내구성 감소 계수로서 일반적으로 0.92

S_p : 콘크리트 침식 속도계수의 예측값

S_k : 콘크리트의 특성 침식속도계수

(2) 화학적 침식에 의한 콘크리트 침식속도계수의 예측값 S_p에 대한 신뢰할 만한 자료가 없을 때에는 촉진 침식시험에 따른 시험결과 및 검증된 실험결과로부터 제시된 예측식으로부터 추정할 수 있다. 이 때 화학적 침식에 대한 환경계수는 1.0으로 한다.

(3) 내화학적 침식성의 평가는 대상이 되는 콘크리트의 침식 작용과 정도를 고려한다. 콘크리트 공시체의 촉진 시험 및 폭로시험 또는 그 밖의 적절한 시험을 통해 콘크리트의 성능저하 발생 여부나 이러한 성능저하로 인해 구조물의 요구성능에 어느 정도 영향을 미치는지 파악하여야 한다.

(4) 내화학적 침식으로 인한 콘크리트의 성능저하가 구조물의 요구성능에 영향을 미치지 않도록 하기 위해서 이 시방서에서 규정한 콘크리트 재료를 선정하고 이에 적합한 물-결합재비를 사용하여야 한다.

4.6 알칼리 골재반응성의 평가

(1) 알칼리 골재반응성에 관한 평가는 식 (4.6-1)과 같이 알칼리 골재반응에 따른 콘크리트의 팽창량으로 평가한다.

$$\gamma_p \;\; L_p \leqq \phi_k \;\; L_{\max} \qquad (4.6\text{-}1)$$

여기서, γ_p : 알칼리 골재반응에 대한 환경계수로서 일반적으로 1.1

ϕ_k : 알칼리 골재반응에 대한 내구성 감소계수로서 일반적으로 0.92

L_p : 알칼리 골재반응에 의한 콘크리트 팽창량 예측값 (%)

L_{max} : 콘크리트가 소요의 내알칼리 골재반응성을 만족하기 위한 팽창량 최대 한계값 (%)으로서 일반적으로 0.05%

(2) 알칼리 골재반응에 의한 콘크리트 팽창률의 예측값 L_p 에 대한 신뢰할 만한 자료가 없을 때에는 KS F 2585의 6개월 재령에서 길이 변화로부터 구할 수 있다. 이 때 알칼리 골재반응에 대한 환경계수는 1.0으로 한다.

(3) 아래에 나타내는 조건 중 하나를 만족하는 경우에는 내알칼리 골재반응성 평가를 생략할 수 있다.

① KS F 2545, KS F 2546 중에서 해당실험을 통해 '무해' 혹은 '반응성이 없음'으로 판명된 골재만을 사용하는 경우

② 알칼리 금속 이온이 혼입할 염려가 없는 환경으로 위의 ①의 기준을 만족하지 않거나 또는 이 시험을 하지 않은 골재를 사용하지만, 다음과 같은 알칼리 골재반응 억제 대책 중 하나를 행하는 경우

가. 시멘트의 등가알칼리량이 0.6% 이하의 저알칼리형 포틀랜드 시멘트를 사용

나. 알칼리 골재반응 억제 효과를 가진 혼합시멘트를 사용

다. 콘크리트 중의 알칼리 이온 총량을 3 kg/m^3 이하로 규제

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	토목재료	이광명	성균관대학교	교수
	토목재료	김성수	대진대학교	교수
	토목재료	차수원	울산대학교	교수
	건축재료	이한승	한양대학교	교수
	건축재료	윤상천	가천대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 40 : 2016

콘크리트구조 내구성 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.or.kr

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

KCS 14 20 50 : 2016

콘크리트구조 철근상세 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 50 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 1

2. 조사 및 계획 ····· 1

3. 재료 ····· 1

4. 설계 ····· 2

4.1 철근 가공 ····· 2

4.2 철근 배치 ····· 3

4.3 최소 피복 두께 ····· 5

4.4 부재의 횡철근 ····· 8

4.5 기둥 및 접합부 철근의 특별 배치 상세 ····· 10

4.6 수축·온도철근 ····· 11

4.7 구조 일체성 요구 조건 ····· 12

콘크리트구조 철근상세 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 철근콘크리트와 프리스트레스트콘크리트 부재의 철근과 용접철망의 가공 및 배치 상세, 그리고 긴장재와 덕트의 배치에 적용하여야 한다.

(2) 철근의 피복 두께, 수축 및 온도 변화에 대한 보강도 이 기준을 적용하여야 한다.

1.2 기호정의

d : 보의 유효깊이, mm

d_b : 철근, 철선 또는 프리스트레싱 강연선의 공칭지름, mm

f_y : 인장철근의 설계기준항복강도, MPa

l_d : 철근의 정착길이, KDS 14 20 52 참조

ρ_s : 나선철근비, 나선철근으로 보강된 압축부재에서 나선철근 바깥으로 측정한 지름으로 계산한 심부의 체적에 대한 나선철근 체적의 비

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 철근 가공

4.1.1 표준갈고리

(1) 주철근의 표준갈고리는 다음과 같이 180°표준갈고리와 90°표준갈고리로 분류되며, 각 표준갈고리는 다음 규정을 만족하여야 한다.

①180°표준갈고리는 구부린 반원 끝에서 4 d_b 이상, 또한 60 mm 이상 더 연장되어야 한다.

②90°표준갈고리는 구부린 끝에서 12 d_b 이상 더 연장되어야 한다.

(2) 스터럽과 띠철근의 표준갈고리는 90°표준갈고리와 135°표준갈고리로 분류되며, 다음과 같이 제작하여야 한다.

①90°표준갈고리

가. D16 이하의 철근은 구부린 끝에서 6 d_b 이상 더 연장하여야 한다.

나. D19, D22 및 D25 철근은 구부린 끝에서 12 d_b 이상 더 연장하여야 한다.

②135°표준갈고리

D25 이하의 철근은 구부린 끝에서 6 d_b 이상 더 연장하여야 한다.

4.1.2 구부림의 최소 내면 반지름

(1) 주철근의 180°표준갈고리와 90°표준갈고리의 구부림 최소 내면 반지름은 표 4.1-1의 값 이상으로 하여야 한다.

표 4.1-1 구부림의 최소 내면 반지름

철근 크기	최소 내면 반지름
D10 ~ D25	$3d_b$
D29 ~ D35	$4d_b$
D38 이상	$5d_b$

(2) 스터럽과 띠철근용 표준갈고리의 내면 반지름은 다음 규정을 따라야 한다.

①D16 이하의 철근을 스터럽과 띠철근으로 사용할 때, 표준갈고리의 구부림 내면 반지름은 2 d_b 이상으로 하여야 한다.

②D19 이상의 철근을 스터럽과 띠철근으로 사용할 때, 표준갈고리 구부림 내면 반지름은 표 4.1.1에 따라야 한다.

(3) 스터럽 또는 띠철근으로 사용되는 용접철망(원형 또는 이형)에 대한 표준갈고리의 구부림 내면 반지름은 지름이 7 mm 이상인 이형철선은 2 d_b, 그 밖의 철선은 d_b 이상으로 하여야 한다. 또한 4 d_b보다 작은 내면 반지름으로 구부리는 경우에는 가장 가까이 위치한 용접 교차점부터 4 d_b 이상 떨어져서 철망을 구부려야 한다.

(4) 표준갈고리 외의 모든 철근의 구부림 내면 반지름은 표 4.1-1의 값 이상이어야 한다.

4.1.3 철근 구부리기

(1) 책임구조기술자가 승인한 경우를 제외하고 모든 철근은 상온에서 구부려야 한다.

(2) 콘크리트 속에 일부가 묻혀 있는 철근은 현장에서 구부리지 않도록 하여야 한다. 다만, 설계도면에 도시되어 있거나 책임구조기술자가 승인한 경우에는 콘크리트 속에 묻혀 있는 철근을 구부릴 수 있다.

4.1.4 철근의 표면 상태

(1) 콘크리트를 칠 때 철근의 표면에는 부착을 저해하는 흙, 기름 또는 비금속 도막이 없어야 한다. KDS 14 20 01(3.2.1(5))에 규정한 에폭시 도막철근은 사용할 수 있다.

(2) 긴장재를 제외하고 철근의 녹이나 가공 부스러기 또는 그 조합은 KS D 3504에서 요구하고 있는 마디의 높이를 포함하는 철근의 최소 치수와 중량에 미달하지 않는 한 특별히 제거할 필요는 없다.

(3) 긴장재의 표면은 청결하게 유지하여야 하며 기름, 먼지, 가공 부스러기, 흠집 및 과도한 녹이 없어야 한다. 다만, 강도에 영향을 주지 않는 경미한 녹은 허용할 수 있다.

4.2 철근 배치

4.2.1 원칙

(1) 철근, 긴장재 및 덕트는 콘크리트를 치기 전에 정확하게 배치되고 움직이지 않도록 적절하게 지지되어야 하며, 시공이 편리하도록 배치되어야 한다.

(2) 철근, 긴장재 및 덕트는 4.2.1의 허용오차 이내에서 규정된 위치에 배치하여야 한다. 다만, 책임구조기술자가 특별히 승인한 경우에는 허용오차를 벗어날 수 있다.

① 휨부재, 벽체, 압축부재에서의 유효깊이 d에 대한 허용오차와 콘크리트의 최소 피복 두께에 대한 허용오차는 표 4.2-1에 따라야 한다.

표 4.2-1 허용오차

유효깊이(d)	허용범위	콘크리트 최소 피복 두께[1)]
$d \leq 200$ mm	±10 mm	−10 mm
$d > 200$ mm	±13 mm	−13 mm

주 1) 다만, 하단 거푸집까지의 순거리에 대한 허용오차는 −7 mm이다. 또한 모든 경우의 피복 두께 허용오차는 도면 또는 구조기준에서 요구하는 최소 피복 두께의 −1/3을 초과하지 않아야 한다.

② 종방향으로 철근을 구부리거나 철근이 끝나는 단부의 허용오차는 ±50 mm이다. 다만, 브래킷과 내민받침의 불연속단에서 허용오차는 ±13 mm이며 그 밖의 부재의 불연속단에서

허용오차는 ±25 mm이다. 또한 부재의 불연속단에서도 상기 ①의 최소 피복 두께 규정을 적용하여야 한다.

③ 철근이 설계된 도면상의 배치 위치에서 d_b 이상 벗어나야 할 경우에는 책임구조기술자의 승인을 받아야 한다.

(3) 경간이 3.0 m 이하인 슬래브에 사용되는 지름이 6.4 mm 이하인 용접철망이 받침부를 지나 연속되어 있거나 받침부에 확실하게 정착되어 있는 경우, 이 용접철망은 받침부 위의 슬래브 상단 부근의 한 점부터 경간 중앙의 슬래브 바닥 부근의 한 점까지 구부릴 수 있다.

(4) 철근조립을 위해 교차되는 철근은 용접할 수 없다. 다만, 책임구조기술자가 승인한 경우에는 용접할 수 있다.

4.2.2 간격 제한

(1) 동일 평면에서 평행한 철근 사이의 수평 순간격은 25 mm 이상, 철근의 공칭지름 이상으로 하여야 하며, 또한 KDS 14 20 01(3.1.1(2)④)의 규정도 만족하여야 한다.

(2) 상단과 하단에 2단 이상으로 배치된 경우 상하 철근은 동일 연직면 내에 배치되어야 하고, 이때 상하 철근의 순간격은 25 mm 이상으로 하여야 한다.

(3) 나선철근 또는 띠철근이 배근된 압축부재에서 축방향 철근의 순간격은 40 mm 이상, 또한 철근 공칭 지름의 1.5배 이상으로 하여야 하며, KDS 14 20 01(3.1.1(2)④)의 규정도 만족하여야 한다.

(4) 철근의 순간격에 대한 규정은 서로 접촉된 겹침이음 철근과 인접된 이음철근 또는 연속철근 사이의 순간격에도 적용하여야 한다.

(5) 벽체 또는 슬래브에서 휨 주철근의 간격은 벽체나 슬래브 두께의 3 배 이하로 하여야 하고, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다. 다만, 콘크리트 장선구조의 경우 이 규정이 적용되지 않는다.

(6) 다발철근은 다음의 규정에 따라야 한다.

①2개 이상의 철근을 묶어서 사용하는 다발철근은 이형철근으로, 그 개수는 4개 이하이어야 하며, 이들은 스터럽이나 띠철근으로 둘러싸여져야 한다.

② 휨부재의 경간 내에서 끝나는 한 다발철근 내의 개개 철근은 40 d_b 이상 서로 엇갈리게 끝나야 한다.

③ 다발철근의 간격과 최소 피복 두께를 철근지름으로 나타낼 경우, 다발철근의 지름은 등가 단면적으로 환산된 한 개의 철근지름으로 보아야 한다.

④ 보에서 D35를 초과하는 철근은 다발로 사용할 수 없다.

(7) 긴장재와 덕트는 다음 규정에 따라야 한다.

① 부재단에서 프리텐셔닝 긴장재의 중심 간격은 강선의 경우 5 d_b, 강연선의 경우 4 d_b 이상이어야 한다. 다만 프리스트레스를 도입할 때 콘크리트의 설계기준압축강도가 27 MPa보다 크면 공칭지름이 13 mm 이하인 강연선에 대하여 최소 중심 간격 45 mm를, 공칭지름이 15 mm 이상인 강연선에 대하여 최소 중심 간격 50 mm를 확보하여야 하고, 또한 KDS 14 20 01(3.1.1(2)④)의 규정도 만족하여야 한다. 경간 중앙부의 경우 긴장재간의 수직 간격을 부재단의 경우보다 좁게 하거나 다발로 사용할 수 있다.

② 포스트텐셔닝 부재의 경우 콘크리트를 치는 데 지장이 없고 긴장할 때 긴장재가 덕트를 파손하지 않도록 조치한 경우, 덕트를 다발로 사용할 수 있다.

4.3 최소 피복 두께

4.3.1 프리스트레스하지 않는 부재의 현장치기콘크리트

프리스트레스하지 않는 부재의 현장치기콘크리트의 최소 피복 두께는 다음 규정을 따라야 하며, 또한 4.3.6의 규정을 만족하여야 한다.

(1) 수중에서 치는 콘크리트 — 100 mm

(2) 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀 있는 콘크리트 — 80 mm

(3) 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트

① D29 이상의 철근 — 60 mm

② D25 이하의 철근 — 50 mm

③ D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 — 40 mm

(4) 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트

① 슬래브, 벽체, 장선

가. D35 초과하는 철근 — 40 mm

나. D35 이하인 철근 — 20 mm

② 보, 기둥 — 40 mm

콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}가 40 MPa 이상인 경우 규정된 값에서 10 mm 저감시킬 수 있다.

③ 쉘, 절판부재 — 20 mm

4.3.2 프리스트레스하는 부재의 현장치기콘크리트

프리스트레스하는 부재의 현장치기콘크리트의 최소 피복 두께는 다음 규정을 따라야 하며, 또한 4.3.6의 규정을 만족하여야 한다.

(1) 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀 있는 콘크리트 — 80 mm

(2) 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트

① 벽체, 슬래브, 장선구조 30 mm

② 기타 부재 40 mm

(3) 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트

① 슬래브, 벽체, 장선 20 mm

② 보, 기둥

가. 주철근 40 mm

나. 띠철근, 스터럽, 나선철근 30 mm

③ 쉘, 절판부재

가. D19 이상의 철근 d_b

나. D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 10 mm

(4) 흙 및 옥외의 공기에 노출되거나 부식환경에 노출된 프리스트레스트콘크리트 부재로서 KDS 14 20 60(4.1.2(3))에 정의된 부분균열등급 또는 완전균열등급의 경우에는 최소 피복두께를 50% 이상 증가시켜야 한다. 다만, 설계하중에 대한 프리스트레스트 인장영역이 지속하중을 받을 때 압축응력 상태인 경우에는 최소 피복 두께를 증가시키지 않아도 된다.

(5) 공장제품 생산조건과 동일한 조건으로 제작된 프리스트레스하는 콘크리트 부재에서 프리스트레스되지 않은 철근의 최소 피복 두께는 4.3.3에 따라야 한다.

4.3.3 프리캐스트콘크리트

프리캐스트콘크리트의 최소 피복 두께는 다음 규정을 따라야 하며, 또한 4.3.6의 규정을 만족하여야 한다.

(1) 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출된 콘크리트

① 벽체

가. D35를 초과하는 철근 및 지름 40 mm를 초과하는 긴장재 40 mm

나. D35 이하의 철근, 지름 40 mm 이하인 긴장재 및 지름 16 mm 이하의 철선 20 mm

② 기타 부재

가. D35를 초과하는 철근 및 지름 40 mm를 초과하는 긴장재 50 mm

나. D19 이상, D35 이하의 철근 및 지름 16 mm를 초과하고 지름 40 mm 이하인 긴장재 40 mm

다. D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 및 지름 16 mm 이하인 긴장재 30 mm

(2) 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트

① 슬래브, 벽체, 장선구조

가. D35를 초과하는 철근 및 지름 40 mm를 초과하는 긴장재 30 mm

나. D35 이하의 철근 및 지름 40 mm 이하인 긴장재 20 mm

다. 지름 16 mm 이하의 철선 15 mm

② 보, 기둥

가. 주철근 d_b

다만, 15 mm 이상이어야 하고, 40 mm 이상일 필요는 없다.

나. 띠철근, 스터럽, 나선철근 10 mm

③ 쉘, 절판부재

가. 긴장재 20 mm

나. D19 이상의 철근 15 mm

다. D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 10 mm

4.3.4 다발철근

다발철근의 피복 두께는 다발의 등가지름 이상으로 하여야 한다. 그러나 60 mm보다 크게 할 필요는 없다. 다만, 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀있는 경우는 피복 두께를 80 mm 이상, 수중에서 콘크리트를 친 경우는 100 mm 이상으로 하여야 한다.

4.3.5 확대머리 전단 스터드

확대머리 전단 스터드의 피복 두께는 확대머리 전단 스터드가 설치되는 부재의 철근에 요구되는 피복 두께 이상이 되어야 한다.

4.3.6 특수 환경에 노출되는 콘크리트

(1) 콘크리트가 다음과 같은 조건에 있는 경우에는 피복 두께를 4.3.6(2)에 따라 증가시켜야 한다.

① 고내구성이 요구되는 구조체의 경우

② 해안에서 250 m 이내에 위치하는 구조체로서 추가의 표면처리 공사를 수행하지 않고 직접 외부에 노출되어 염해를 받는 경우

③ 유수 등에 의한 심한 침식 또는 화학작용을 받는 경우

(2) 4.3.6(1)에서 규정한 경우에는 다음 값 이상의 피복 두께를 확보하여야 한다.

① 현장치기콘크리트

가. D16 이하의 철근을 사용한 벽체, 슬래브 50 mm

나. 가 외의 모든 부재 80 mm

② 프리캐스트콘크리트

가. 벽체, 슬래브 40 mm

나. 기타 부재 50 mm

③ KDS 14 20 60(4.1.2(3))에 정의된 부분균열등급 또는 완전균열등급의 프리스트레스트콘크리트 부재는 최소 피복 두께를 4.3.2에서 규정된 최소 피복 두께의 50% 이상 증가시켜야 한다. 다만, 프리스트레스된 인장영역이 지속하중을 받을 때 압축응력을 유지하고 있는 경우에는 최소 피복 두께를 증가시키지 않아도 된다.

(3) 내화를 필요로 하는 구조물의 피복 두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재의 성질 등을 고려하여 정하여야 하며, 4.3에 규정된 최소 피복 두께보다 더 큰 값이 요구될 때에는 동등한 내화성능의 재료나 피복 재료를 사용하거나 피복 두께의 값을 증가시켜야 한다.

(4) 증축 또는 확장을 위해 노출된 철근 또는 매입 철물은 부식이 되지 않도록 조치하여야 한다.

4.4 부재의 횡철근

4.4.1 휨부재의 횡철근

(1) 보의 압축철근은 띠철근이나 스터럽 또는 등가의 단면적을 갖는 용접철망으로 둘러싸여져야 한다. 이때 띠철근이나 스터럽의 크기와 간격은 4.4.2(3)의 규정을 만족하여야 한다. 또한 이러한 띠철근이나 스터럽은 압축철근이 배치되는 전 구간에 배치되어야 한다.

(2) 받침부에서 응력의 반전 또는 비틀림을 받는 휨 골조부재의 횡철근은 휨보강철근 주위까지 연장시킨 폐쇄띠철근, 폐쇄스터럽 또는 나선철근으로 하여야 한다.

(3) 폐쇄띠철근 또는 폐쇄스터럽은 종방향 철근 주위를 한 가닥의 스터럽 또는 띠철근으로 한 바퀴 돌려서 종방향 철근 위치에서 교차시키면서 표준갈고리로 중첩시켜 만들거나, 한 가닥 또는 두 가닥의 철근을 KDS 14 20 52(4.5.2(1))의 B급 이음(1.3 l_d 이음)으로 겹침이음한 형태로 만들거나 또는 KDS 14 20 52(4.4.4)에 따라 정착시켜 만들어야 한다.

4.4.2 압축부재의 횡철근

(1) 압축부재에서 각 부재별 횡철근은 다음 규정을 따라야 한다.

① 압축부재에 대한 횡철근은 다음 (2)와 (3)의 규정을 따라야 하며, 전단이나 비틀림 보강철근이 요구되는 경우에는 KDS 14 20 22의 규정에도 따라야 한다.

② 합성압축부재에 대한 횡철근은 KDS 14 20 66(4.3)을 따라야 한다.

③ 긴장재에 대한 횡철근은 KDS 14 20 60(4.6)을 따라야 한다.

④ 실험 또는 구조해석에 의해 압축부재가 횡철근이 없어도 충분한 강도를 확보한 것을 확인한 경우에는 횡철근에 대한 4.4.2, KDS 14 20 60(4.6), KDS 14 20 66(4.3)의 규정을 적용하지 않을 수 있다.

(2) 압축부재에 사용되는 나선철근은 다음 규정을 따라야 한다.

① 나선철근은 균등한 간격을 갖는 연속된 철근이나 철선으로 이루어지며, 설계된 치수로부터 벗어남이 없이 제작, 설치할 수 있도록 그 크기가 확보되어야 한다.

② 나선철근비 ρ_s는 KDS 14 20 20(4.3.2(3))에 따라야 한다.

③ 현장치기콘크리트 공사에서 나선철근 지름은 10 mm 이상으로 하여야 한다.

④ 나선철근의 순간격은 25 mm 이상, 75 mm 이하이어야 한다.

⑤ 나선철근의 정착은 나선철근의 끝에서 추가로 1.5 회전만큼 더 확보하여야 한다.

⑥ 나선철근의 이음은 다음 두 가지 방법 중에 하나를 따라야 한다.

가. 가.~마. 중에 정의된 길이 이상이며 최소 300 mm 길이 이상인 겹침이음

가. 이형철근 또는 이형철선 $48d_b$

나. 원형철근 또는 원형철선 $72d_b$

다. 에폭시 도막 이형철근 또는 철선 $72d_b$

라. 4.1.1(2)를 만족하는 표준갈고리를 가지는 비도막 원형 철근 또는 철선 $48d_b$.
다만, 갈고리는 나선철근으로 형성되는 심부콘크리트에 정착되어야 함.

마. 4.1.1(2)를 만족하는 표준갈고리를 가지는 에폭시 도막 이형 철근 또는 철선 $48d_b$.
다만, 갈고리는 나선철근으로 형성되는 심부콘크리트에 정착되어야 함.

나. KDS 14 20 52(4.5.1(3))을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음

⑦ 나선철근은 확대기초판 또는 기초 슬래브의 윗면에서 그 위에 지지된 부재의 최하단 수평철근까지 연장되어야 한다.

⑧ 보 또는 브래킷이 기둥의 모든 면에 연결되어 있지 않을 때에는 나선철근이 끝나는 점부터 슬래브 또는 지판, 기둥전단머리 밑면까지 추가 띠철근을 배치하여야 한다.

⑨ 기둥머리가 있는 기둥의 나선철근은 기둥머리의 지름이나 폭이 기둥의 지름이나 폭의 2배가 되는 곳까지 연장되어야 한다.

⑩ 나선철근은 수직간격재에 의해 제 위치에 단단하고 곧게 조립되어야 한다.

(3) 압축부재에 사용되는 띠철근은 다음 규정을 따라야 한다.

① D32 이하의 축방향 철근은 D10 이상의 띠철근으로, D35 이상의 축방향 철근과 다발철근은 D13 이상의 띠철근으로 둘러싸야 하며, 띠철근 대신 등가단면적의 이형철선 또는 용접철망을 사용할 수 있다.

② 띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16배 이하, 띠철근이나 철선지름의 48배 이하, 또한 기둥단면의 최소 치수 이하로 하여야 한다.

③ 모든 모서리 축방향 철근과 하나 건너 위치하고 있는 축방향 철근들은 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의해 횡지지되어야 한다. 다만, 띠철근을 따라 횡지지된 인접한 축방향 철근의 순간격이 150 mm 이상 떨어진 경우에는 추가 띠철근을 배치하여 축방향 철근을 횡지지하여야 한다. 또한 축방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형 띠철근을 사용할 수 있다. 이때 원형 띠철근을 150 mm 이상 겹쳐서 표준갈고리로 기둥주근을 감싸야 한다.

④ 기초판 또는 슬래브의 윗면에 연결되는 압축부재의 첫 번째 띠철근 간격은 다른 띠철근 간격의 1/2 이하로 하여야 하고, 슬래브나 지판, 기둥전단머리에 배치된 최하단 수평철근 아래에 배치되는 첫 번째 띠철근도 다른 띠철근 간격의 1/2 이하로 하여야 한다.

⑤ 보 또는 브래킷이 기둥의 4면에 연결되어 있는 경우에 가장 낮은 보 또는 브래킷의 최하단 수평철근 아래에서 75 mm 이내에서 띠철근 배치를 끝낼 수 있다. 단, 이때 보의 폭은 해당 기둥면 폭의 1/2 이상이어야 한다.

⑥ 앵커볼트가 기둥 상단이나 주각 상단에 위치한 경우에 앵커볼트는 기둥이나 주각의 적어도 4개 이상의 수직철근을 감싸고 있는 횡방향 철근에 의해 둘러싸여져야 한다. 횡방향 철근은 기둥 상단이나 주각 상단에서 125 mm 이내에 배치하고 적어도 2개 이상의 D13 철근이나 3개 이상의 D10 철근으로 구성되어야 한다.

4.5 기둥 및 접합부 철근의 특별 배치 상세

4.5.1 옵셋굽힘철근

(1) 기둥 연결부에서 단면 치수가 변하는 경우 다음 규정에 따라 옵셋굽힘철근을 배치하여야 한다.

(2) 옵셋굽힘철근의 굽힘부에서 기울기는 1/6을 초과할 수 없다.

(3) 옵셋굽힘철근의 굽힘부를 벗어난 상·하부철근은 기둥 축에 평행하여야 한다.

(4) 옵셋굽힘철근의 굽힘부에는 띠철근, 나선철근 또는 바닥구조에 의해 수평지지가 이루어져야 한다. 이때 수평지지는 옵셋굽힘철근의 굽힘부에서 계산된 수평분력의 1.5 배를 지지할 수 있도록 설계되어야 하며, 수평지지로 띠철근이나 나선철근을 사용하는 경우에는 이들 철근을 굽힘점으로부터 150 mm 이내에 배치하여야 한다.

(5) 옵셋굽힘철근은 거푸집 내에 배치하기 전에 굽혀 두어야 한다.

(6) 기둥 연결부에서 상·하부의 기둥면이 75 mm 이상 차이가 나는 경우는 축방향 철근을 구부려서 옵셋굽힘철근으로 사용할 수 없다. 이러한 경우에 별도의 연결철근을 옵셋되는 기둥의 축방향 철근과 겹침이음하여 사용하며, 겹침이음은 KDS 14 20 52(4.7)의 규정을 따라야 한다.

4.5.2 강재 심부

(1) 합성 압축부재의 강재 심부의 단부는 단부 지압이음에서 힘을 받을 수 있도록 강재 심부의 중심이 일치되게 접촉시켜 정확하게 일직선상으로 마무리되어야 한다.

(2) 단부 지압이음에서는 강재 심부에 발생한 전체 압축력의 50% 이하가 지압에 의해 유효하게 전달되는 것으로 보아야 한다.

(3) 기둥 밑면과 확대기초판 사이는 KDS 14 20 70(4.2.3)의 규정에 따라 응력 전달이 이루어지도록 설계되어야 한다.

(4) 강재 심부의 밑면은 전체 합성부재로부터 기초판에 모든 하중이 전달될 수 있도록 설계되어야 한다. 그러나 철근콘크리트 단면이 충분히 커서 전체 하중의 일부가 철근콘크리트 단면의 콘크리트와 철근에 의해 기초판에 전달될 수 있는 경우에는 강재 심부에 대한 하중만을 전달하는 것으로 설계할 수 있다.

4.5.3 접합부

(1) 보, 기둥과 같은 주요 골조부재의 접합부에서 연속철근의 이음과 접합부에서 끝나는 철근의 정착을 위해 둘레 보강이 마련되어야 한다.

(2) 둘레 보강은 외부 콘크리트나 내부 폐쇄띠철근, 나선철근 또는 스터럽으로 구성되어야 한다.

4.6 수축·온도철근

4.6.1 설계 일반

(1) 슬래브에서 휨철근이 1방향으로만 배치되는 경우, 이 휨철근에 직각방향으로 수축·온도철근을 배치하여야 한다.

(2) 수축·온도철근은 4.6.2 또는 4.6.3의 규정에 따라야 한다.

(3) 4.6.2에 규정된 수축·온도철근량은 수축 및 온도 변화에 대한 변형이 심하게 구속되지 않은 휨부재에 적용되는 최소 철근량이므로, 심하게 구속된 부재에 대해서는 다른 기준 규정의 하중조합을 고려하여 최소 철근량을 증가시켜야 한다.

4.6.2 1방향 철근콘크리트 슬래브

(1) 수축·온도철근으로 배치되는 이형철근 및 용접철망은 다음의 철근비 이상으로 하여야 하나, 어떤 경우에도 0.0014 이상이어야 한다. 여기서, 수축·온도철근비는 콘크리트 전체 단면적에 대한 수축·온도철근 단면적의 비로 한다.

① 설계기준항복강도가 400 MPa 이하인 이형철근을 사용한 슬래브 0.0020

② 설계기준항복강도가 400 MPa을 초과하는 이형철근 또는 용접철망을 사용한 슬래브

$$0.0020 \times \frac{400}{f_y}$$

(2) 다만, 상기 (1)에서 요구되는 수축·온도철근비에 전체 콘크리트 단면적을 곱하여 계산한 수축·온도철근 단면적을 단위 폭 m당 1,800 mm^2보다 크게 취할 필요는 없다.

(3) 수축·온도철근의 간격은 슬래브 두께의 5배 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

(4) 수축·온도철근은 설계기준항복강도 f_y를 발휘할 수 있도록 정착되어야 한다.

4.6.3 1방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브

(1) 수축・온도 보강용으로 긴장재를 배치하는 경우 다음 (2)와 (3)의 규정을 따라야 한다.

(2) 유효프리스트레스에 의해 콘크리트 전체 단면적에 생기는 평균 압축응력이 0.7 MPa 이상이 되도록 긴장재를 배치하여야 하며, 긴장재 간격은 1.8 m 이하로 하여야 한다.

(3) 긴장재 간격이 1.3 m를 초과하는 경우 4.6.2의 규정에 따라 수축・온도철근을 추가로 배치하여야 한다. 이때 추가 보강철근은 긴장재 사이에 배치하되 슬래브 단부부터 슬래브 내측으로 긴장재 간격과 같은 길이만큼 연장 배치하여야 한다.

4.7 구조 일체성 요구 조건

4.7.1 현장치기콘크리트 구조

(1) 장선구조에서 적어도 하나의 하부철근은 연속되거나 받침부를 지나 B급 인장겹침이음 또는 KDS 14 20 52(4.5.1(3))을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음으로 이어져야 하고, 불연속받침부에서 항복강도를 발휘할 수 있도록 KDS 14 20 52(4.1.5)를 만족하는 표준갈고리나 KDS 14 20 52(4.1.6)을 만족하는 확대머리 이형철근으로 정착되어야 한다.

(2) 구조물의 테두리보에는 다음으로 구성되는 연속철근을 기둥의 축방향 철근으로 둘러싸인 부분을 지나서 전 경간에 걸쳐 배치하여야 한다. 그리고 불연속받침부에서는 ①, ②의 철근이 받침부 면에서 항복강도를 발휘할 수 있도록 KDS 14 20 52(4.1.5)를 만족하는 표준갈고리나 KDS 14 20 52(4.1.6)을 만족하는 확대머리 이형철근으로 정착되어야 한다.
① 적어도 받침부에서 요구되는 부모멘트 철근의 1/6 이상이며 두 개 이상인 인장철근
② 적어도 경간 중앙부에서 요구되는 정모멘트 철근의 1/4 이상이며 두 개 이상인 인장철근

(3) 4.7.1(2)에서 요구되는 연속철근은 KDS 14 20 22(4.5.3)에서 제시된 형태의 횡방향 철근에 의하여 둘러싸여야 하며, 횡방향 철근은 KDS 14 20 22(4.5.3(2))에 따라 정착되어야 한다. 이때 횡방향 철근을 접합부내까지 연속시켜 배치할 필요는 없다.

(4) 연속성을 확보하기 위해서 이음이 필요할 때 상부철근의 이음은 경간 중앙 또는 그 부근에서, 하부철근은 받침부 또는 그 부근에서 B급 인장겹침이음 또는 KDS 14 20 52(4.5.1(3))을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음으로 이어져야 한다.

(5) 테두리보 이외의 부재로서 4.7.1(3)에서 규정된 횡방향 철근이 배치되지 않은 경우에는 다음 규정을 따라야 한다.
① 경간 중앙부에서 요구되는 정모멘트 철근의 1/4 이상이며 두 개 이상의 인장철근이 기둥의 축방향 철근으로 둘러싸인 부분을 지나야 한다.
② ①의 철근은 연속되거나 받침부 주변에서 B급 인장겹침이음 또는 KDS 14 20 52(4.5.1(3))을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음으로 이어져야 한다.

③①의 철근은 불연속받침부 면에서 항복강도를 발휘할 수 있도록 KDS 14 20 52(4.1.5)를 만족하는 표준갈고리나 KDS 14 20 52(4.1.6)을 만족하는 확대머리 이형철근으로 정착되어야 한다.

(6) 2방향 슬래브 구조의 경우는 KDS 14 20 70(4.1.5.4(5))의 규정을 따라야 한다. 다만, 프리스트레스트콘크리트 2방향 슬래브 구조의 경우는 KDS 14 20 60(4.7.2(6))과 KDS 14 20 60(4.7.2(7))의 규정을 따라야 한다.

4.7.2 프리캐스트콘크리트 구조

(1) 프리캐스트콘크리트 구조의 경우 부재 요소를 효과적으로 결속시키기 위하여 인장연결재가 횡방향, 종방향, 수직방향 및 구조물 둘레에 배치되어야 한다. 또한 KDS 14 20 62(4.2.1)의 규정을 만족하여야 한다.

(2) 리프트 슬래브 구조의 경우는 KDS 14 20 70(4.1.5.4(6))의 규정을 따라야 한다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	건축구조	이수권	동양공업대	교수
	건축구조	김재요	광운대학교	교수
	토목구조	박찬민	코비코리아	대표이사
	토목구조	양은익	강릉원주대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 50 : 2016

콘크리트구조 철근상세 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.or.kr

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

KCS 14 20 52 : 2016

콘크리트구조 정착 및 이음 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 52 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 2

2. 조사 및 계획 ····· 2

3. 재료 ····· 2

4. 설계 ····· 3

4.1 철근의 정착 ····· 3

4.2 용접철망의 정착 ····· 7

4.3 프리스트레싱 강연선의 정착 ····· 8

4.4 정착철근 상세 ····· 8

4.5 철근의 이음 ····· 11

4.6 용접철망의 이음 ····· 13

4.7 기둥 철근이음에 관한 특별 규정 ····· 14

콘크리트구조 정착 및 이음 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정은 철근과 용접철망 및 프리스트레싱 강연선의 정착에 적용하여야 한다.

(2) 철근 및 용접철망의 이음에 대해서도 이 기준의 규정을 적용하여야 한다.

(3) 이 기준에서 사용하는 $\sqrt{f_{ck}}$ 값은 8.4 MPa을 초과할 수 없다.

(4) 이 기준의 철근 상세 관련 요구 조건과 더불어 KDS 14 20 50(4.7)의 구조 일체성 요구 조건을 만족하여야 한다.

1.2 기호정의

A_b : 철근 1개의 단면적, mm^2

A_{brg} : 확대머리 이형철근의 순지압면적으로 확대머리 전체 면적에서 철근 단면적을 제외한 면적, mm^2

A_s : 인장철근의 단면적, mm^2

A_{tr} : 정착된 철근을 따라 쪼개질 가능성이 있는 면을 가로질러 배치된 간격 s 이내에 있는 횡방향 철근의 전체 단면적, mm^2

A_v : 간격 s 이내에 있는 전단철근의 단면적, mm^2

A_w : 정착되거나 이어지는 철선 1개의 단면적, mm^2

b_w : 복부의 폭, mm

c : 철근 간격 또는 피복 두께에 관련된 치수, mm. 4.1.2(3)② 참조

d : 부재의 유효깊이, mm

d_b : 철근, 철선 또는 프리스트레싱 강연선의 공칭지름, mm

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_{ps} : 공칭강도를 발휘할 때 긴장재의 인장응력, MPa

f_{se} : 프리스트레싱 강재의 유효응력(모든 프리스트레스 손실이 발생된 후), MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{yt} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 전체 두께, mm

jd : 모멘트 팔길이, mm

K_{tr} : 횡방향 철근지수, mm

l_a : 받침부에서 그 중심선을 지난 묻힘길이 또는 변곡점을 지난 묻힘길이, mm

l_d : 정착길이, mm

l_{db} : 기본정착길이, mm

l_{dh} : 위험단면부터 갈고리 외측 단부까지 거리로 나타낸 인장을 받는 표준갈고의 정착길이 (위험단면과 갈고리 시작점 사이의 직선 묻힘길이 + 구부림 내면반지름 + 철근지름), mm = l_{hb} × 보정계수

l_{dt} : 인장을 받는 확대머리 이형철근의 정착길이, mm

l_{hb} : 인장을 받는 표준갈고리의 기본정착길이, mm

M_n : 단면의 공칭휨강도, N・mm

n : 쪼개질 가능성이 있는 평면을 따라 정착되거나 이어지는 철근 또는 철선의 수

s : 정착길이 l_d 구간 내에 있는 횡방향 철근의 최대 중심간 간격, mm

s_u : 정착되거나 이어지는 철선의 간격, mm

V_n : 단면의 공칭전단강도, N

V_u : 단면의 계수전단력, N

V_s : 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도, N

α : 철근 배치 위치계수, 4.1.2(2) 참조

β : 철근 도막계수, 4.1.2(2), 4.1.6(1) 참조

β_b : 전체 인장철근량에 대한 절단된 철근량의 비

γ : 철근 크기에 따른 계수, 4.1.2(3) 참조

λ : 경량콘크리트계수, KDS 14 20 10(4.4) 참조

ϕ : 강도감소계수

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 철근의 정착

4.1.1 정착 일반

(1) 철근콘크리트 부재 각 단면의 철근에 작용하는 인장력 또는 압축력이 단면의 양 측에서 발휘될 수 있도록 묻힘길이, 갈고리, 기계적 정착 또는 이들의 조합에 의하여 철근을 정착하여야 한다. 이때 갈고리는 압축철근의 정착에 유효하지 않은 것으로 본다.

4.1.2 인장 이형철근 및 이형철선의 정착

(1) 인장 이형철근 및 이형철선의 정착길이 l_d는 다음 (2)와 같이 기본정착길이 l_{db}에 보정계수를 고려하는 방법 또는 다음 (3)에 의한 방법 중에서 어느 하나를 선택하여 적용할 수 있다. 다만, 이렇게 구한 정착길이 l_d는 항상 300 mm 이상이어야 한다.

(2) 인장 이형철근 및 이형철선의 기본정착길이 l_{db}는 다음 식 (4.1-1)에 의해 구하여야 한다. 그리고 배근 위치, 철근표면 도막 혹은 도금 여부 및 콘크리트의 종류에 따른 보정계수는 표 4.1-1에 의해 구하여야 한다.

$$l_{db} = \frac{0.6 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \qquad (4.1\text{-}1)$$

표 4.1-1 보정계수

조건 \ 철근지름	D19 이하의 철근과 이형철선	D22 이상의 철근
정착되거나 이어지는 철근의 순간격이 d_b 이상이고, 피복 두께도 d_b 이상이면서 l_d 전 구간에 이 기준에서 규정된 최소 철근량 이상의 스터럽 또는 띠철근을 배치한 경우, 또는 정착되거나 이어지는 철근의 순간격이 2 d_b 이상이고 피복 두께가 d_b 이상인 경우	$0.8\alpha\beta$	$\alpha\beta$
기타	$1.2\alpha\beta$	$1.5\alpha\beta$

그리고 표 4.1-1에 수록된 α, β, λ는 다음과 같이 구할 수 있다.

① α = 철근배치 위치계수

가. 상부철근(정착길이 또는 겹침이음부 아래 300 mm를 초과되게 굳지 않은 콘크리트를 친 수평철근) 1.3

나. 기타 철근 1.0

② β = 철근 도막계수

가. 피복 두께가 3 d_b 미만 또는 순간격이 6 d_b 미만인 에폭시 도막철근 또는 철선 1.5

나. 기타 에폭시 도막철근 또는 철선 1.2

다. 아연도금 철근 1.0

라. 도막되지 않은 철근 1.0

③ 에폭시 도막철근이 상부철근인 경우에 상부철근의 위치계수 α와 철근 도막계수 β의 곱, $\alpha\beta$가 1.7보다 클 필요는 없다.

④ λ는 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

(3) 인장 이형철근 및 이형철선의 정착길이 l_d는 다음 식 (4.1-2)에 따라 구할 수 있다.

$$l_d = \frac{0.90 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha\beta\gamma}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad (4.1\text{-}2)$$

식 (4.1-2)에서 $(c + K_{tr})/d_b$은 2.5 이하이어야 한다. 그리고 식 (4.1-2)의 계수 γ, c와 K_{tr}은 다음과 같다.

① γ = 철근 또는 철선의 크기계수

가. D19 이하의 철근과 이형철선 0.8

나. D22 이상의 철근 1.0

② c = 철근 간격 또는 피복 두께에 관련된 치수

철근 또는 철선의 중심부터 콘크리트 표면까지 최단거리 또는 정착되는 철근 또는 철선의 중심간 거리의 1/2 중 작은 값을 사용하여 mm 단위로 나타낸다.

③ K_{tr} = 횡방향 철근지수 = $\frac{40 A_{tr}}{sn}$

횡방향 철근이 배치되어 있더라도 설계를 간편하게 하기 위해 $K_{tr} = 0$으로 사용할 수 있다.

(4) 휨부재에 배치된 철근량이 해석에 의해 요구되는 소요철근량을 초과하는 경우는 계산된 정착길이에 $\left(\frac{\text{소요}A_s}{\text{배근}A_s}\right)$를 곱하여 정착길이 l_d를 감소시킬 수 있다. 다만, 이때 감소시킨 정착길이 l_d는 300 mm 이상이어야 한다. 또한 f_y를 발휘하도록 정착을 특별히 요구하는 경우에는 이를 적용하지 않는다.

(5) 설계기준항복강도가 550 MPa을 초과하는 철근에 대해서는 다음을 만족하여야 한다.

① 횡방향 철근을 배치하지 않는 경우에는 c/d_b이 2.5 이상이어야 한다.

② 횡방향 철근을 배치하는 경우에는 $K_{tr}/d_b \geq 0.25$와 $(c + K_{tr})/d_b \geq 2.25$을 만족하여야 한다.

4.1.3 압축 이형철근의 정착

(1) 압축 이형철근의 정착길이 l_d는 다음 (2)의 기본정착길이 l_{db}에 다음 (3)에 있는 적용 가능한 모든 보정계수를 곱하여 구하여야 한다. 다만, 이때 구한 l_d는 항상 200 mm 이상이어야 한다.

(2) 압축 이형철근의 기본정착길이 l_{db}는 다음 식 (4.1-3)에 따라 구하여야 한다.

$$l_{db} = \frac{0.25 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \qquad (4.1\text{-}3)$$

다만, 이 값은 $0.043 d_b f_y$ 이상이어야 한다. 여기서, λ는 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

(3) 압축 이형철근의 기본정착길이 l_{db}에 대한 보정계수는 다음과 같다.

① 해석 결과 요구되는 철근량을 초과하여 배치한 경우 $\left(\frac{\text{소요}A_s}{\text{배근}A_s}\right)$

② 지름이 6 mm 이상이고 나선 간격이 100 mm 이하인 나선철근 또는 중심 간격 100 mm 이하로 KDS 14 20 50(4.4.2(3))의 요구 조건에 따라 배치된 D13 띠철근으로 둘러싸인 압축 이형철근 0.75

4.1.4 다발철근의 정착

(1) 인장 또는 압축을 받는 하나의 다발철근 내에 있는 개개 철근의 정착길이 l_d는 다발철근이 아닌 경우의 각 철근의 정착길이보다 3개의 철근으로 구성된 다발철근에 대해서는 20%, 4개의 철근으로 구성된 다발철근에 대해서는 33%를 증가시켜야 한다.

(2) 다발철근의 정착길이 l_d를 계산할 때 4.1.2(2)의 순간격, 피복 두께 및 도막계수, 그리고 4.1.2(3)의 구속효과 관련 항을 계산할 경우에는 다발철근 전체와 동등한 단면적과 도심을 가지는 하나의 철근으로 취급하여야 한다.

4.1.5 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 정착

(1) 단부에 표준갈고리가 있는 인장 이형철근의 정착길이 l_{dh}는 다음 (2)의 기본정착길이 l_{hb}에 다음 (3)의 적용 가능한 모든 보정계수를 곱하여 구하여야 한다. 다만, 이렇게 구한 정착길이 l_{dh}는 항상 8 d_b 이상, 또한 150 mm 이상이어야 한다.

(2) 기본정착길이 l_{hb}는 다음 식 (4.1-4)에 의해 구할 수 있다. β와 λ는 4.1.2(2)에 따라 구한다.

$$l_{hb} = \frac{0.24 \beta d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \qquad (4.1\text{-}4)$$

(3) 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 기본정착길이 l_{hb}에 대한 보정계수는 다음과 같다.

① D35 이하 철근에서 갈고리 평면에 수직방향인 측면 피복 두께가 70 mm 이상이며, 90°갈고리에 대해서는 갈고리를 넘어선 부분의 철근 피복 두께가 50 mm 이상인 경우 0.7

② D35 이하 90°갈고리 철근에서 정착길이 l_{dh} 구간을 3d_b 이하 간격으로 띠철근 또는 스터럽이 정착되는 철근을 수직으로 둘러싼 경우 또는 갈고리 끝 연장부와 구부림부의 전 구간을 3d_b이하 간격으로 띠철근 또는 스터럽이 정착되는 철근을 평행하게 둘러싼 경우 0.8

③ D35 이하 180°갈고리 철근에서 정착길이 l_{dh} 구간을 3d_b 이하 간격으로 띠철근 또는 스터럽이 정착되는 철근을 수직으로 둘러싼 경우 0.8

④ 전체 f_y를 발휘하도록 정착을 특별히 요구하지 않는 단면에서 휨철근이 소요철근량 이상 배치된 경우 $\left(\frac{\text{소요}A_s}{\text{배근}A_s}\right)$

다만, 상기 ②와 ③에서 첫 번째 띠철근 또는 스터럽은 갈고리의 구부러진 부분 바깥면부터 $2d_b$ 이내에서 갈고리의 구부러진 부분을 둘러싸야 한다.

(4) 갈고리는 압축을 받는 경우 철근정착에 유효하지 않은 것으로 보아야 한다.

(5) 부재의 불연속단에서 갈고리 철근의 양 측면과 상부 또는 하부의 피복 두께가 70 mm 미만으로 표준갈고리에 의해 정착되는 경우에 전 정착길이 l_{dh} 구간에 $3d_b$ 이하 간격으로 띠철근이나 스터럽으로 갈고리 철근을 둘러싸야 한다. 이때 첫 번째 띠철근 또는 스터럽은 갈고리의 구부러진 부분 바깥 면부터 $2d_b$ 이내에서 갈고리의 구부러진 부분을 둘러싸야 한다. 이때 상기 (3)의 ②와 ③의 보정계수 0.8을 적용할 수 없다.

(6) 설계기준항복강도가 550 MPa을 초과하는 철근을 사용하는 경우에는 상기 (3)의 ②와 ③의 보정계수 0.8을 적용할 수 없다.

4.1.6 확대머리 이형철근 및 기계적 인장 정착

(1) 확대머리 이형철근의 인장에 대한 정착길이는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$l_{dt} = 0.19\frac{\beta f_y d_b}{\sqrt{f_{ck}}} \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, β는 에폭시 도막철근은 1.2, 다른 경우는 1.0이며, 정착길이는 $8d_b$, 또한 150 mm 이상이어야 한다. 식 (4.1-5)를 적용하기 위해서는 다음의 ①부터 ⑦까지 조건을 만족하여야 한다.

① 철근의 설계기준항복강도는 400 MPa 이하이어야 한다.

② 콘크리트의 설계기준압축강도는 40 MPa 이하이어야 한다.

③ 철근의 지름은 35 mm 이하이어야 한다.

④ 경량콘크리트에는 적용할 수 없으며, 보통중량콘크리트를 사용한다.

⑤ 확대머리의 순지압면적(A_{brg})은 $4A_b$ 이상이어야 한다.

⑥ 순피복 두께는 $2d_b$ 이상이어야 한다.

⑦ 철근 순간격은 $4d_b$ 이상이어야 한다. 다만, 상하 기둥이 있는 보-기둥 접합부의 보 주철근으로 사용되는 경우, 접합부의 횡보강철근이 0.3% 이상이고 확대머리의 뒷면이 횡보강철근 바깥 면부터 50 mm 이내에 위치하면 철근 순간격은 $2.5d_b$ 이상으로 할 수 있다.

(2) 확대머리 이형철근은 압축을 받는 경우에 유효하지 않다.

(3) 철근의 설계기준항복강도가 발휘될 수 있는 어떠한 기계적 정착장치도 정착 방법으로 사용할 수 있다. 이 경우, 기계적 정착장치가 적합함을 보증하는 시험결과를 책임구조기술자에게 제시하여야 한다. 철근의 정착은 기계적 정착장치와 철근의 최대 응력점과 기계적 정착장치 사이의 묻힘길이의 조합으로 이루어질 수 있다.

4.2 용접철망의 정착

4.2.1 인장 용접이형철망의 정착

(1) 위험단면에서 철선 단부까지 거리로 나타내는 용접이형철망의 정착길이 l_d는 다음 (2) 또는 (3)에서 구한 정착길이에 다음 (5)와 (6)에 기술된 철망계수를 곱하여 구하여야 한다.

(2) 휨부재에 배치된 철근량이 해석에 의해 요구되는 소요철근량을 초과하는 경우는 (1)에서 구한 정착길이에 $\left(\frac{\text{소요}A_s}{\text{배근}A_s}\right)$를 곱하여 정착길이 l_d를 감소시킬 수 있다. 다만, 4.6.1의 규정에 따라 겹침이음길이를 계산하는 경우를 제외하고 감소시킨 정착길이 l_d는 200 mm 이상이어야 한다.

(3) 다음 (5)와 (6)의 철망계수를 사용하여 에폭시 도막된 용접이형철망의 정착길이 l_d를 구할 때, 상기 (2),②의 에폭시 도막에 따른 계수 β는 1.0을 사용할 수 있다.

(4) 원형철선이 정착길이 방향으로 용접이형철망 내에 배치된 경우 철망은 4.2.2에 따라 정착되어야 한다.

(5) 정착길이 내에 1개 이상의 교차철선이 있고 이 교차철선이 위험단면에서 50 mm 이상 떨어져 있는 용접이형철망의 철망계수는 다음 중 큰 값을 택하여야 한다.

$$\left(\frac{f_y - 245}{f_y}\right) \text{ 또는 } \left(\frac{5d_b}{s_w}\right)$$

그러나 이 계수는 1.0 이하이어야 한다.

(6) 정착길이 내에 교차철선이 없거나 위험단면에서 50 mm 이내에 1개의 교차철선이 있는 용접이형철망의 철망계수는 1.0으로 하고, 정착길이 l_d는 이형철선의 정착길이 산정 방법에 따라 구하여야 한다.

4.2.2 인장 용접원형철망의 정착

(1) 위험단면에서 50 mm 이상 떨어진 곳에 2개 이상의 교차철선이 정착길이 내에 묻혀 있을 때, 용접원형철망의 설계기준항복강도가 발휘되는 것으로 볼 수 있다. 그러나 위험단면부터 가장 바깥에 위치한 교차철선까지의 거리로 나타내는 정착길이 l_d는 식 (4.2-1)의 값 이상이어야 한다.

(2) 4.6.2의 인장 용접원형철망의 겹침이음길이를 계산하는 경우를 제외하고, 정착길이 l_d는 150 mm 이상이어야 한다.

(3) 인장 용접원형철망의 정착길이 l_d는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$l_d = 3.23\frac{A_w}{s_w}\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}}\right)\times\left(\frac{\text{소요}A_s}{\text{배근}A_s}\right) \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, λ는 4.1.2(2)의 규정에 따라 구하여야 한다.

4.3 프리스트레싱 강연선의 정착

(1) 다음 (2)를 제외하고 7가닥의 강연선은 위험단면을 지나 다음 값 이상으로 부착되게 설계하여야 한다.

$$l_d = 0.145\left(\frac{f_{se}}{3}\right)d_b + 0.145\,(f_{ps} - f_{se})\,d_b \qquad (4.3\text{-}1)$$

괄호 안의 값은 단위가 없는 상수로 간주한다.

(2) 임의 단면에서 강연선의 설계응력이 식 (4.3-1)에 의해 정착길이 l_d를 구할 때의 응력 f_{ps}를 초과하지 않는다면 l_d보다 짧은 묻힘길이를 허용할 수 있다.

(3) 강연선의 부착이 부재 단부까지 연속되어 있지 않고 사용하중이 작용할 때, 미리 압축력을 가한 인장구역에 KDS 14 20 60(4.2.1(2))의 허용인장응력을 설계에 고려하는 경우에는 (1)에서 계산된 정착길이를 2배로 증가시켜야 한다.

(4) 정착에 대한 검토는 계수하중을 받을 때 전체 설계강도를 발휘하여야 하는 부재 양 단부에서 가장 가까이 위치한 단면에 국한하여 실시하여야 한다. 다만, 적어도 하나의 강연선이 부재의 단부까지 연장되어 부착되어 있지 않거나, 강연선의 정착길이 내에 집중하중이 작용하는 경우는 이 검토를 제외할 수 있다.

4.4 정착철근 상세

4.4.1 휨철근의 정착 일반

(1) 휨부재에서 최대 응력점과 경간 내에서 인장철근이 끝나거나 굽혀진 위험단면에서 철근의 정착에 대한 안전을 검토하여야 한다. 이때 4.4.2((3) 및 (4))의 규정도 만족하여야 한다.

(2) 휨철근은 휨모멘트를 저항하는 데 더 이상 철근을 요구하지 않는 점에서 부재의 유효깊이 d 또는 12 d_b 중 큰 값 이상으로 더 연장하여야 한다. 다만, 단순경간의 받침부와 캔틸레버의 자유단에서 이 규정은 적용되지 않는다.

(3) 연속철근은 구부러지거나 절단된 인장철근이 휨을 저항하는 데 더 이상 필요하지 않은 점에서 정착길이 l_d 이상의 묻힘길이를 확보하여야 한다.

(4) 인장철근은 구부려서 복부를 지나 정착하거나 부재의 반대 측에 있는 철근 쪽으로 연속하여 정착시켜야 한다.

(5) 철근응력이 직접적으로 휨모멘트에 비례하지 않는 휨부재의 인장철근은 적절한 정착을 마련하여야 한다. 이와 같은 부재는 경사형, 계단형 또는 변단면 기초판, 브래킷, 깊은보 또는 인장철근이 압축면에 평행하지 않는 부재들이다. 깊은보에 대해서는 4.4.2(5)와 4.4.3(4)에 따라야 한다.

(6) 휨철근은 다음 조건 중 하나를 만족하지 않는 한 인장구역에서 절단할 수 없으며, 원칙적으로 전체 철근량의 50%를 초과하여 한 단면에서 절단할 수 없다.

① 절단점에서 V_u가 $(2/3)\phi V_n$을 초과하지 않는 경우

② 절단점에서 $(3/4)d$ 이상의 구간까지 절단된 철근 또는 철선을 따라 전단과 비틀림에 대해 필요한 양을 초과하는 스터럽이 배치되어 있는 경우. 이때 초과되는 스터럽의 단면적 A_v는 $0.42 b_w s/f_y$ 이상이어야 하고 간격 s는 $d/(8\beta_b)$ 이내이어야 한다.

③ D35 이하의 철근이며, 연속철근이 절단점에서 휨모멘트에 필요한 철근량의 2배 이상 배치되어 있고, V_u가 $(3/4)\phi V_n$을 초과하지 않는 경우

4.4.2 정모멘트 철근의 정착

(1) 단순부재에서 정모멘트 철근의 1/3 이상, 연속부재에서 정모멘트 철근의 1/4 이상을 부재의 같은 면을 따라 받침부까지 연장하여야 한다. 보의 경우는 이러한 철근을 받침부 내로 150 mm 이상 연장하여야 한다.

(2) 휨부재가 횡하중을 지지하는 주 구조물의 일부일 때, (1)에 따라 받침부 내로 연장되어야 할 정모멘트 철근은 받침부의 안쪽 면에서 설계기준항복강도 f_y를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다.

(3) 단순받침부와 변곡점의 정모멘트 철근은 4.1.2에 따라 f_y에 대하여 계산된 정착길이 l_d가 식 (4.4-1)을 만족하도록 철근지름을 제한하여야 한다.

$$l_d \le \frac{M_n}{V_u} \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, M_n / V_u의 값은 철근의 끝부분이 압축 반력으로 눌려서 구속을 받는 경우 30% 증가시킬 수 있다.

(4) 단순받침부의 중심선을 지나 절단되는 철근에서 표준갈고리 또는 적어도 표준갈고리와 동등한 성능을 갖는 기계적 정착에 의해 정착되는 경우 식 (4.4-1)을 만족하지 않아도 되며, 직선철근으로 정착하는 경우 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\frac{V_u - 0.5\phi V_s}{M_n} \le \frac{l_a}{l_d j d} \qquad (4.4\text{-}2)$$

(5) 깊은보의 단순 받침부에서 정모멘트 철근은 받침부 전면에서 f_y를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다. KDS 14 20 24에 따라 설계하는 경우 정모멘트 철근은 KDS 14 20 24(4.3.3)에 따라 정착하여야 한다. 또한, 깊은보의 내부 받침부에서 정모멘트 철근은 연속되거나 인접 경간의 정모멘트 철근과 겹침이음이 되도록 설계하여야 한다.

4.4.3 부모멘트 철근의 정착

(1) 연속되거나 구속된 부재, 캔틸레버 부재 또는 강결된 골조의 어느 부재에서나 부모멘트 철근은 묻힘길이, 갈고리 또는 기계적 정착에 의하여 받침부 내에 정착되거나 받침부를 지나서 정착하여야 한다.

(2) 부모멘트 철근은 4.1.1과 4.4.1(2)에 의한 소요묻힘길이를 경간 내에 확보하여야 한다.

(3) 받침부에서 부모멘트에 대해 배치된 전체 인장철근량의 1/3 이상은 변곡점을 지나 부재의 유효깊이 d, $12d_b$ 또는 순경간의 1/16 중 제일 큰 값 이상의 묻힘길이를 확보하여야 한다.

(4) 깊은보의 내부 받침부에서 부모멘트 철근은 인접경간의 부모멘트 철근과 연속되도록 설계하여야 한다.

4.4.4 복부철근의 정착

(1) 복부철근은 피복 두께 요구 조건과 다른 철근과 간격이 허용하는 한 부재의 압축면과 인장면 가까이까지 연장하여야 한다.

(2) 단일 U형 또는 다중 U형 스터럽의 단부는 다음 중 한 가지 방법으로 정착시켜야 한다.

①D16 이하 철근 또는 지름 16 mm 이하 철선으로 종방향 철근을 둘러싸는 표준갈고리로 정착하여야 한다.

② f_y가 300 MPa 이상인 D19, D22 및 D25 스터럽은 종방향 철근을 둘러싸는 표준갈고리 외에 추가로 부재의 중간 깊이에서 갈고리 단부의 바깥까지 $0.17d_b f_y/\sqrt{f_{ck}}$ 이상의 묻힘길이를 확보하여 정착하여야 한다.

③U형 스터럽을 구성하는 용접원형철망의 각 가닥은 다음 가. 또는 나.의 방법으로 정착하여야 한다.

가. U형 스터럽의 가닥 상부에 50 mm 간격으로 2개의 종방향 철선을 배치하여야 한다.

나. 종방향 철선 하나는 압축면에서 $d/4$ 이하에 배치하고 두 번째 종방향 철선은 첫 번째 철선부터 50 mm 이상의 간격으로 압축면에 가까이 배치하여야 한다. 이때 두 번째 종방향 철선은 굴곡부 밖에 두거나 또는 굴곡부 내면지름이 $8d_b$ 이상일 경우는 굴곡부에 둘 수 있다.

④용접원형 또는 이형철망 한 가닥 스터럽에서 각 단부의 정착은 2개의 종방향 철선을 50 mm 이상 떨어지도록 배치하되, 안쪽의 철선은 부재의 중간 깊이 $d/2$에서 $d/4$ 또는 50 mm 중 큰 값 이상 떨어지도록 배치하여야 한다. 이때 인장면에 가장 가까이 배치된 종방향 철선은 인장면에 가장 가까이 배치된 휨 주철근보다 인장면에서 더 멀리 배치하지 않아야 한다.

⑤KDS 14 20 10(4.11)에서 정의된 장선구조에서 D13 이하 철근 또는 지름 13 mm 이하의 철선 스터럽의 경우 표준갈고리를 두어야 한다.

(3) 단일 U형 또는 다중 U형 스터럽의 양 정착단 사이의 연속구간 내의 굽혀진 부분은 종방향 철근을 둘러싸야 한다.

(4) 전단철근으로 사용하기 위해 굽혀진 종방향 주철근이 인장 구역으로 연장되는 경우에 종방향 주철근과 연속되어야 하고, 압축 구역으로 연장되는 경우는 KDS 14 20 22의 식 (4.3-5)를 만족시키는 응력 f_{yt}를 사용하여 부재의 중간 깊이 $d/2$를 지나서 4.1.2의 규정에 따라 계산된 정착길이 만큼을 확보하여야 한다.

(5) 폐쇄형으로 배치된 한 쌍의 U형 스터럽 또는 띠철근은 겹침이음길이가 1.3 l_d 이상일 때 적절하게 이어진 것으로 볼 수 있다. 깊이가 450 mm 이상인 부재에서 스터럽의 가닥들이 부재의 전 깊이까지 연장된다면 폐쇄스터럽의 이음이 적절한 것으로 볼 수 있다. 이때 한 가닥의 이음부에서 발휘할 수 있는 인장력, $A_b f_{yt}$는 40 kN 이하이어야 한다.

4.5 철근의 이음

4.5.1 이음 일반

(1) 철근은 설계도 또는 시방서에서 요구하거나 허용한 경우 또는 책임구조기술자가 승인하는 경우에만 이음을 할 수 있다.

(2) 겹침이음은 다음 규정에 따라야 한다.

① D35를 초과하는 철근은 겹침이음을 할 수 없다. 다만, 4.5.3(2)와 KDS 14 20 70 (4.2.3.2(4))는 이 규정을 적용하지 않는다.

② 다발철근의 겹침이음은 다발 내의 개개 철근에 대한 겹침이음길이를 기본으로 하여 결정하여야 하며, 각 철근은 4.1.4에 따라 겹침이음길이를 증가시켜야 한다. 그러나 한 다발 내에서 각 철근의 이음은 한 군데에서 중복하지 않아야 한다. 또한 두 다발철근을 개개 철근처럼 겹침이음을 할 수 없다.

③ 휨부재에서 서로 직접 접촉되지 않게 겹침이음된 철근은 횡방향으로 소요 겹침이음길이의 1/5 또는 150 mm 중 작은 값 이상 떨어지지 않아야 한다.

(3) 용접이음과 기계적이음은 다음 규정에 따라야 한다.

① 용접이음은 용접용 철근을 사용해야 하며 철근의 설계기준항복강도 f_y의 125% 이상을 발휘할 수 있는 완전용접이어야 한다.

② 기계적이음은 철근의 설계기준항복강도 f_y의 125% 이상을 발휘할 수 있는 완전 기계적이음이어야 한다.

③ 상기 ① 또는 ②의 요구 조건을 만족하지 않는 용접이음이나 기계적이음은 4.5.2(5)를 만족하여야 하며, D16 이하의 철근에만 허용된다.

4.5.2 인장 이형철근 및 이형철선의 이음

(1) 인장력을 받는 이형철근 및 이형철선의 겹침이음길이는 A급과 B급으로 분류하며 다음 값 이상, 또한 300 mm 이상이어야 한다.

①A급 이음: 1.0 l_d

②B급 이음: 1.3 l_d

여기서, 인장 이형철근의 정착길이 l_d는 4.1.2에 따라 계산하며, 이때 4.1.2(1)에서 규정한 300 mm 최솟값은 적용하지 않으며, 또한 4.1.2(4)의 보정계수도 적용하지 않는다.

(2) 겹침이음에서 A급 이음과 B급 이음은 다음과 같이 분류한다.

①A급 이음: 배치된 철근량이 이음부 전체 구간에서 해석 결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고 소요겹침이음길이 내 겹침이음된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우

②B급 이음: ①에 해당되지 않는 경우

(3) 서로 다른 크기의 철근을 인장 겹침이음하는 경우, 이음길이는 크기가 큰 철근의 정착길이와 크기가 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값 이상이어야 한다.

(4) 이음부에 배치된 철근량이 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 미만인 경우에 용접이음 또는 기계적이음은 4.5.1(3)① 또는 4.5.1(3)②의 요구 조건을 만족시켜야 한다.

(5) 4.5.1(3)① 또는 4.5.1(3)②를 만족하지 않더라도 이음부에 배치된 철근량이 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고, 다음의 ①과 ②의 요구 조건을 따르는 경우 D16 이하의 철근에 대해서 용접이음 또는 기계적이음을 할 수 있다.

①각 철근의 이음부는 서로 600 mm 이상 엇갈려야 하고, 이음부에서 계산된 인장응력의 2배 이상을 발휘할 수 있도록 이어야 한다. 또한 배치된 전체 철근이 140 MPa 이상의 응력을 발휘할 수 있어야 한다.

②각 단면에서 발휘하는 인장력을 계산할 때 이어진 철근은 규정된 이음강도를 발휘하는 것으로 보아야 하나 f_y보다 크지 않아야 한다. 이어지지 않은 연속철근의 인장응력은 설계기준항복강도 f_y를 발휘할 수 있도록 계산된 정착길이 l_d에 대한 짧게 배치된 정착길이의 비에 f_y를 곱하여 사용하여야 하나 f_y보다 크지 않아야 한다.

(6) 인장연결재의 철근이음은 4.5.1(3)① 또는 4.5.1(3)②에 따라 완전용접이나 기계적이음으로 이루어져야 한다. 이때 인접철근의 이음은 750 mm 이상 떨어져서 서로 엇갈리게 하여야 한다.

4.5.3 압축 이형철근의 이음

(1) 압축철근의 겹침이음길이는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$l_s = \left(\frac{1.4 f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} - 52 \right) d_b \qquad (4.5\text{-}1)$$

여기서, 식 (4.5-1)로 산정된 이음길이는 f_y가 400 MPa 이하인 경우 0.072 $f_y d_b$보다 길 필요가 없고, f_y가 400 MPa을 초과하는 경우에는 (0.13 f_y −24) d_b보다 길 필요가 없다. 이때 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 하며 콘크리트의 설계기준압축강도가 21 MPa 미만인 경우는 겹침이음길이를 1/3 증가시켜야 한다. 압축철근의 겹침이음길이는 4.5.2에서 구한 인장철근의 겹침이음길이보다 길 필요는 없다.

(2) 서로 다른 크기의 철근을 압축부에서 겹침이음하는 경우, 이음길이는 크기가 큰 철근의 정착길이와 크기가 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값 이상이어야 한다. 이때 D41과 D51 철근은 D35 이하 철근과의 겹침이음을 할 수 있다.

(3) 압축부에서 사용하는 용접이음 또는 기계적이음은 4.5.1(3)① 또는 4.5.1(3)②의 요구 조건을 만족하여야 한다.

(4) 철근이 압축력만을 받을 경우는 철근과 직각으로 절단된 철근의 양끝을 적절한 장치에 의해 중심이 잘 맞도록 접촉시킴으로써 압축응력을 직접 지압에 의해 전달할 수 있다. 이때 철근의 양 단부는 철근 축의 직각면에 1.5° 내의 오차를 갖는 평탄한 면이 되어야 하고 조립 후 지압면의 오차는 3° 이내이어야 한다.

(5) 단부 지압이음은 폐쇄띠철근, 폐쇄스터럽 또는 나선철근을 배치한 압축부재에서만 사용하여야 한다.

4.6 용접철망의 이음

4.6.1 인장 용접이형철망의 이음

(1) 용접이형철망을 겹침이음하는 최소 길이는 두 장의 철망이 겹쳐진 길이가 1.3 l_d 이상, 또한 200 mm 이상이어야 한다. 이때 겹침이음길이 내에서 각 철망의 가장 바깥에 있는 교차철선 사이의 간격은 50 mm 이상이어야 한다. 여기서, l_d 는 4.2.1의 규정에 따라 f_y에 대하여 계산된 정착길이이다.

(2) 겹침이음길이 사이에 교차철선이 없는 용접이형철망의 겹침이음은 이형철선의 겹침이음 규정에 따라야 한다.

(3) 원형철선이 겹침이음 방향으로 이형철망 내에 있는 경우 또는 이형철망이 원형철망과 겹침이음되는 경우, 철망은 4.6.2에 따라 겹침이음하여야 한다.

4.6.2 인장 용접원형철망의 이음

(1) 이음 위치에서 배치된 철근량이 해석 결과 요구되는 소요철근량의 2배 미만인 경우, 각 철망의 가장 바깥 교차철선 사이를 잰 겹침길이는 교차철선 한 마디 간격에 50 mm를 더한 길이, 1.5 l_d 또는 150 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다. 여기서, l_d는 4.2.2의 규정에 따라 철선의 설계기준항복강도 f_y에 대하여 계산된 정착길이이다.

(2) 이음 위치에서 배치된 철근량이 해석 결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상인 경우, 각 철망의 가장 바깥 교차철선 사이를 잰 겹침길이는 1.5 l_d 또는 50 mm 중 큰 값 이상이어야 한다. 여기서, l_d는 4.2.2의 규정에 따라 철선의 설계기준항복강도 f_y에 대하여 계산된 정착길이이다.

4.7 기둥 철근이음에 관한 특별 규정

(1) 겹침이음, 맞댐용접이음, 기계적이음 또는 단부 지압이음은 다음 (2)에서 (6)까지 규정의 제한조건에 따라 사용하여야 한다. 이와 같은 철근의 이음은 기둥의 모든 하중 조합에 대한 요구 조건을 만족하여야 한다.

(2) 계수하중에 의해 철근이 압축응력을 받는 경우 겹침이음은 4.5.3(1)과 (2)에 따라야 하며, 해당되는 경우에는 다음 ①과 ②에도 따라야 한다.

① 띠철근 압축부재의 경우 겹침이음길이 전체에 걸쳐서 띠철근의 유효단면적이 각 방향 모두 $0.0015hs$ 이상이면 겹침이음길이에 계수 0.83을 곱할 수 있다. 그러나 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 한다. 여기서, 유효단면적은 부재의 치수 h에 수직한 띠철근 가닥의 전체 단면적이다.

② 나선철근 압축부재의 경우 나선철근으로 둘러싸인 축방향 철근의 겹침이음길이에 계수 0.75를 곱할 수 있다. 그러나 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 한다.

(3) 계수하중이 작용할 때 철근이 0.5 f_y 이하의 인장응력을 받고 어느 한 단면에서 전체 철근의 1/2을 초과하는 철근이 겹침이음되면 B급 이음으로, 전체 철근의 1/2 이하가 겹침이음되고 그 겹침이음이 교대로 l_d 이상 서로 엇갈려 있으면 A급 이음으로 하여야 한다.

(4) 계수하중이 작용할 때 철근이 0.5 f_y보다 큰 인장응력을 받는 경우 겹침이음은 B급 이음으로 하여야 한다.

(5) 기둥 철근의 용접이음 또는 기계적이음은 4.5.1(3)①또는 4.5.1(3)②의 요구 조건을 만족하여야 한다.

(6) 4.5.3(4)와 (5)에 따른 단부 지압이음은 이음이 서로 엇갈려 있거나 이음 위치에서 추가철근이 배치된 경우, 압축을 받는 기둥 철근에 적용할 수 있다. 기둥 각 면에 배치된 연속철근은 그 면에 배치된 수직철근량에 설계기준항복강도 f_y의 25%를 곱한 값 이상의 인장강도를 가져야 한다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	건축구조	천성철	인천대학교	교수
	토목구조	최석환	국민대학교	교수
	토목구조	문도영	경성대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 52 : 2016

콘크리트구조 정착 및 이음 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 54 : 2016

콘크리트용 앵커 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 54 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어의 정의 ····· 3

2. 조사 및 계획 ····· 5

3. 재료 ····· 5

4. 설계 ····· 5

4.1 설계 일반 ····· 5

4.2 앵커 강도에 관한 일반 규정 ····· 6

4.3 인장하중에 대한 설계 조건 ····· 8

4.4 전단하중에 대한 설계 조건 ····· 11

4.5 인장력과 전단력의 동시 작용 ····· 15

4.6 쪼갬파괴를 방지하기 위한 연단거리, 앵커 간격, 두께 ····· 15

4.7 앵커 설치 ····· 16

콘크리트용 앵커 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 연결된 구조 요소 간 또는 안전에 관련된 부속물과 구조 요소 간에 인장, 전단 및 인장과 전단의 조합에 의해 구조 하중을 전달하는 데 사용되는 콘크리트용 앵커에 관한 설계 조건을 제시하고 있다. 여기서, 규정된 안전율은 단기간 취급할 때 또는 시공할 때보다는 사용할 때 조건을 고려한 값이다.

(2) 이 기준은 선설치앵커와 후설치앵커에 모두 적용된다. 특수 삽입물, 관통 볼트, 다수 앵커의 묻힌 단부 쪽에 한 개의 강판에 연결된 앵커, 부착식 또는 주입식 앵커 그리고 화약이나 압축공기에 의하여 직접 앵커링되는 못 또는 볼트 등은 포함하지 않는다. 매설물의 일부로 사용되는 철근도 별도 규정에 따라 설계하여야 한다.

(3) 비균열 콘크리트에서 $1.4N_p$ 이상의 뽑힘강도를 발휘할 수 있는 형태의 헤드스터드와 헤드볼트가 포함된다. 여기서, N_p는 식 (4.3-13)에 의한 값이다.

(4) 비균열 콘크리트에서 마찰을 제외하고 $1.4N_p$ 이상의 뽑힘강도를 발휘할 수 있는 형태의 갈고리볼트도 포함된다. 여기서, N_p는 식 (4.3-14)에 의한 값이다.

(5) 콘크리트에 대한 후설치앵커 사용의 적절성은 사전에 입증되어야 한다.

(6) 고주파 피로하중 또는 충격하중에 대한 앵커 설계는 이 기준의 내용을 적용할 수 없다.

1.2 기호정의

A_{brg} : 스터드 또는 앵커볼트의 헤드 지압 면적, mm^2

A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우, 인장강도 산정을 위한 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2

$A_{se,N}$: 인장력을 받는 앵커의 유효단면적, mm^2

$A_{se,V}$: 전단력을 받는 앵커의 유효단면적, mm^2

A_{Vc} : 전단강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2

A_{Vco} : 모서리의 영향, 간격 또는 부재 두께에 제한을 받지 않는 경우, 전단강도 산정을 위한 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2

c_{ac} : 콘크리트의 쪼개짐을 방지하기 위한 보조철근이 없는 경우의 비균열 콘크리트에 설치

된 후설치앵커가 기본 콘크리트 파괴강도를 발현할 수 있기 위해 요구되는 위험 연단거리, mm

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

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

c_{a1} : 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지의 거리, mm : 다만 앵커에 전단력이 작용하는 경우 c_{a1}은 전단력 방향의 거리이며, 앵커에 인장력이 작용하는 경우 c_{a1}은 최소 연단거리임.

c_{a2} : 앵커 샤프트 중심부터 c_{a1}과 직각방향에 있는 콘크리트 단부까지 거리, mm

d_a : 앵커의 외경, 혹은 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리형 볼트의 샤프트 지름, mm

d'_a : 대 구경 앵커를 사용하는 경우의 d_a 대체 값, mm

e_h : J 또는 L볼트 샤프트의 안쪽면부터 J 또는 L볼트의 바깥쪽 끝까지 거리, mm

e'_N : 앵커 그룹에 작용하는 축력의 편심. 인장하중을 받는 앵커 그룹에 작용하는 인장력의 합력과 앵커 그룹 도심 사이 거리, mm : 다만 e'_N은 항상 양(+)의 값임.

e'_V : 앵커 그룹에 작용하는 전단력의 편심. 전단력의 작용 위치부터 전단력에 저항하는 앵커 그룹 도심까지 거리, mm : 다만 e'_V은 항상 양(+) 값임.

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_{uta} : 앵커 강재의 설계기준인장강도, MPa

f_{ya} : 앵커 강재의 설계기준항복강도, MPa

h_a : 앵커가 정착되는 부재 두께(앵커 축과 평행한 방향), mm

h_{ef} : 앵커의 유효묻힘깊이, mm

k_c : 인장에 의한 기본 콘크리트 파괴강도 계수

k_{cp} : 프라이아웃강도 계수

l_e : 앵커의 전단력에 대한 지압 저항 길이, mm

n : 한 그룹의 앵커 수

N_b : 균열 콘크리트에서 인장을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

N_{cb} : 인장을 받는 단일 앵커의 공칭콘크리트 파괴강도, N

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커 그룹의 공칭콘크리트 파괴강도, N

N_n : 공칭인장강도, N

N_p : 균열 콘크리트에서 인장을 받는 단일 앵커의 뽑힘강도, N

N_{pn} : 인장을 받는 단일 앵커의 공칭뽑힘강도, N

N_{sa} : 인장을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹에서 강재강도가 지배하는 경우의 공칭강도, N

N_{sb} : 단일 앵커의 공칭측면파열강도, N

N_{sbg} : 앵커 그룹의 공칭측면파열강도, N

N_{ua} : 앵커 또는 앵커 그룹에 작용하는 계수 인장하중, N

s : 앵커 중심 간격, mm

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

V_{cb} : 전단을 받는 단일 앵커의 공칭콘크리트 파괴강도, N

V_{cbg} : 전단을 받는 앵커 그룹의 공칭콘크리트 파괴강도, N

V_{cp} : 단일 앵커의 공칭콘크리트 프라이아웃 강도, N

V_{cpg} : 앵커 그룹의 공칭콘크리트 프라이아웃 강도, N

V_n : 공칭전단강도, N

V_{sa} : 전단을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹에서 강재강도가 지배하는 경우의 공칭전단강도, N

V_{ua} : 단일 앵커 또는 앵커 그룹에 작용하는 계수전단하중, N

λ : 경량콘크리트계수

ϕ : 강도감소계수

$\psi_{c,N}$: 균열 유무에 따른 인장강도에 대한 수정계수

$\psi_{c,P}$: 균열 유무에 따른 앵커뽑힘강도에 대한 수정계수

$\psi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근의 유무에 따른 전단강도에 대한 수정계수

$\psi_{cp,N}$: 후설치앵커를 보조철근 없이 비균열 콘크리트에 사용하기 위한 인장강도에 대한 수정계수

$\psi_{ec,N}$: 앵커 그룹이 편심하중을 받는 경우의 인장강도에 대한 수정계수

$\psi_{ec,V}$: 앵커 그룹이 편심하중을 받는 경우의 전단강도에 대한 수정계수

$\psi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 따른 인장강도에 대한 수정계수

$\psi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 따른 전단강도에 대한 수정계수

$\psi_{h,V}$: $h_a < 1.5\,c_{a1}$인 콘크리트 부재에 설치된 앵커의 전단강도에 대한 수정계수

1.3 용어의 정의

- 간격슬리브(distance sleeve): 언더컷앵커, 비틀림제어 확장앵커 및 변위제어 확장앵커의 중심부를 둘러싸는 확장되지 않는 슬리브
- 갈고리볼트(hooked bolt): 앵커 하단에 위치하고 e_h가 최소한 $3d_a$인 90°갈고리(L볼트) 또는 180°갈고리(J볼트)의 지압에 의하여 정착되는 선설치앵커
- 보조철근(supplementary reinforcement): 잠재적인 콘크리트의 파괴 프리즘을 구조 부재에 연결시키기 위하여 설계 및 설치되는 철근으로 모든 설계하중을 앵커에서 구조 부재에 전달하도록 설계되지는 않은 철근
- 부속물(attachment): 콘크리트 면의 외부에서 앵커에 하중을 전달하거나 또는 앵커에서 하중을 전달받는 구조 부재
- 선설치앵커(cast-in-place anchor): 콘크리트 치기 이전에 설치되는 헤드볼트, 헤드스터드 또는 갈고리볼트

- 앵커(anchor): 헤드볼트, J 또는 L형의 갈고리볼트, 헤드스터드, 확장앵커 및 언더컷앵커를 포함하는 강재요소로서 콘크리트 치기 전 설치되거나 혹은 굳은 콘크리트 부재에 후 설치되어 작용 하중을 전달하는데 사용됨.
- 앵커 그룹(anchor group): 대체로 동등한 유효묻힘깊이를 갖고, 인접 앵커 간 간격이 인장을 받는 경우 $3h_{ef}$ 이하, 전단을 받는 경우 $3c_{a1}$ 이하인 다수의 앵커
- 앵커철근(anchor reinforcement): 앵커에서 구조 부재로 전체 설계하중을 전달하는데 사용되는 철근. 4.3.2(9)와 4.4.2(9) 참조
- 앵커뽑힘강도(anchor pullout strength): 앵커 자체 또는 앵커의 주요부가 주변 콘크리트를 심각하게 파괴시키지 않은 상태로 미끄러져 뽑히는 경우의 강도
- 언더컷앵커(undercut anchor): 앵커의 묻힌 단부 부위 콘크리트를 도려내고(언더커팅) 기계적 맞물림으로 인장강도를 얻는 후설치앵커 : 언더커팅은 앵커 설치 이전에 특수 드릴을 사용할 수도 있고, 앵커 설치 중 앵커에 의하여 자체적으로 수행될 수도 있음.
- 연단거리(edge distance): 콘크리트 면의 가장자리부터 가장 가까운 앵커 중심까지 거리
- 연성강재요소(ductile steel element): 인장시험 결과 연신율이 14% 이상이고 단면적 감소가 30% 이상인 요소
- 유효묻힘깊이(effective embedment depth): 앵커가 힘을 주변 콘크리트에 전달하거나 또는 전달 받는 전체 깊이 : 인장력을 받을 때의 유효묻힘깊이는 보통콘크리트 파괴면의 깊이이며 선설치 헤드볼트 또는 헤드스터드의 경우 유효묻힘깊이는 헤드의 지압 접촉면부터 측정함.
- 취성강재요소(brittle steel element): 인장시험 결과 연신율이 14% 미만이거나 단면적 감소가 30% 미만인 경우 또는 두 가지에 모두 해당되는 요소
- 측면파열강도(side-face blowout strength): 앵커의 묻힘깊이가 크고 측면 피복 두께가 작은 경우 콘크리트 상부면에서는 파괴가 거의 발생하지 않으면서 묻힌 헤드 주변 콘크리트의 측면 파괴가 발생하는 강도
- 콘크리트 파괴강도(concrete breakout strength): 앵커 또는 앵커 그룹 주변 콘크리트 일부가 모재로부터 분리되는 경우의 강도
- 콘크리트프라이아웃강도(concrete pryout strength): 짧고 강성이 큰 앵커가 작용하는 전단력의 반대방향으로 변위하면서 앵커의 후면 콘크리트를 탈락시키는 경우의 강도
- 투영면적(projected area): 사각뿔로 가정한 파괴면의 밑면을 대표하기 위해 사용되는 콘크리트 부재면 상의 면적
- 특수 삽입물(special insert): 부속물의 볼팅 및 슬롯 연결을 위해 미리 설계되고 제작된 선설치 앵커: 특수 삽입물은 취급, 운반 및 시공 목적으로 자주 사용되고, 또한 구조 요소의 정착에도 사용됨. 특수 삽입물은 이 부록의 범위에 포함되지 않음.

- 헤드스터드(headed stud): 콘크리트를 치기 전에 아크 용접 과정에 의하여 스터드에 판 또는 유사한 강재 부속물을 고정시킨 강재 앵커
- 확장슬리브(expansion sleeve): 가해진 비틀림 또는 충격으로 중심부에 의하여 바깥쪽으로 밀려나는 확장앵커의 바깥부분 : 미리 천공된 구멍 측면에 지압을 가함.
- 확장앵커(expansion anchor): 굳은 콘크리트에 삽입되어 직접적인 지압 또는 마찰, 혹은 지압과 마찰에 의하여 콘크리트에 힘을 전달하거나 전달받는 후설치앵커 : 확장앵커의 나사 또는 볼트에 비틀림을 가하여 확장시키는 경우 비틀림제어 확장앵커임. 확장앵커의 슬리브 또는 플러그에 충격하중을 가하여 확장시키고 슬리브 또는 플러그의 이동 길이에 의하여 확장을 제어하는 경우 변위제어 확장앵커임.
- 후설치앵커(post-installed anchor): 굳은 콘크리트에 설치하는 앵커. 확장앵커 및 언더컷앵커가 후설치앵커의 종류임.
- 하위 5 %(five percent): 실제 강도가 공칭강도를 초과할 확률 95%에 대한 90%의 신뢰도를 의미하는 통계 용어

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 일반

(1) 앵커와 앵커 그룹은 탄성해석에 의해서 계수하중에 대해 설계되어야 한다. 소성해석은 변형적합 조건이 고려되고 공칭강도가 연성강재요소에 의해 결정될 때 허용된다.

(2) 앵커의 강도는 KDS 14 20 10(3.2)의 적용 가능한 하중조합에 의해 결정되는 최대 소요강도 이상이 되도록 설계하여야 한다.

(3) 앵커를 설계할 때 지진하중이 포함되는 경우는 다음 ①에서 ⑥까지 추가 요구 사항을 적용시켜야 한다.

① 이 기준은 지진하중을 받는 콘크리트 구조물의 소성힌지 구간의 설계에 적용할 수 없다.

② 후설치앵커는 균열 콘크리트에 사용하기 위한 검증이 필요하며, 모의 지진 실험을 통과하여야 한다. 뽑힘강도 N_p와 전단을 받는 앵커의 강재강도 V_{sa}는 모의 지진 실험에 근거하여 평가되어야 한다.

③ 콘크리트 파괴와 관련된 앵커의 설계강도는 $0.75\phi N_n$과 $0.75\phi V_n$을 사용한다. 여기서, ϕ는 4.2(6)에 따라, N_n과 V_n은 4.3.2, 4.3.3, 4.3.4, 4.4.2, 4.4.3에 따라 결정되며, 비균열 콘크리트로 확인되지 않은 경우에는 균열 콘크리트 상태로 가정한다.

④ ⑤와 ⑥을 적용하지 않는 경우 앵커는 4.3.1과 4.4.1에 따른 연성강재요소의 강재강도로 설계되어야 한다.

⑤ ④의 조건을 대신하여, 앵커에 의해 구조물과 연결된 부속물은 ③에서 규정하는 앵커의 설계강도 이하의 하중에서 연성 항복을 하도록 설계하여야 한다.

⑥ ④와 ⑤의 조건을 대신하여, ③의 방법으로 산정된 강도에 0.4를 곱한 값을 설계강도로 사용할 수 있다. 다수의 스터드가 사용되는 경우에는 ③의 방법으로 산정된 강도에 0.5를 곱한 값을 설계강도로 사용할 수 있다.

(4) 경량콘크리트에 관한 계수 λ는 특별히 규정된 경우가 아니면 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

(5) 이 기준에서 계산 용도로 사용하는 콘크리트 설계기준압축강도 f_{ck}는 선설치앵커의 경우 70 MPa, 후설치앵커의 경우 55 MPa을 초과할 수 없다. 후설치앵커를 사용할 때 콘크리트 설계기준압축강도가 55 MPa을 초과하는 경우 시험으로 검증하여야 한다.

4.2 앵커 강도에 관한 일반 규정

(1) 앵커의 강도 설계는 (4)의 조건을 만족하는 설계 모델을 이용한 계산 또는 아래 실험 결과의 하위 5%를 사용한 실험 평가에 따라 정하여야 한다. 이와 더불어 쪼갬파괴를 방지하기 위해 4.6에서 규정된 연단거리, 간격, 두께를 만족시켜야 한다.

① 인장을 받는 앵커의 강재강도(4.3.1)
② 전단을 받는 앵커의 강재강도(4.4.1)
③ 인장을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도(4.3.2)
④ 전단을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도(4.4.2)
⑤ 인장을 받는 앵커의 뽑힘강도(4.3.3)
⑥ 인장을 받는 앵커의 콘크리트측면파열강도(4.3.4)
⑦ 전단을 받는 앵커의 콘크리트프라이아웃강도(4.4.3)

(2) 4.1(3)에서 규정된 이외의 경우 앵커 설계는 다음 식 (4.2-1)과 식 (4.2-2)에 의하여야 한다.

$$\phi N_n \geq N_{ua} \qquad (4.2\text{-}1)$$

$$\phi V_n \geq V_{ua} \qquad (4.2\text{-}2)$$

식 (4.2-1)과 식 (4.2-2)에서 ϕN_n과 ϕV_n은 모든 파괴 모드에서 산정된 가장 작은 설계강도이어야 한

다. ϕN_n은 ϕN_{sa}, ϕnN_{pn}, ϕN_{sb} 또는 ϕN_{sbg}, 그리고 ϕN_{cb} 또는 ϕN_{cbg}를 고려하여 결정되는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 설계강도 중 가장 작은 값이다. ϕV_n은 ϕV_{sa}, ϕV_{cb} 또는 ϕV_{cbg}, 그리고 ϕV_{cp} 또는 ϕV_{cpg}를 고려하여 결정되는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 설계강도 중 가장 작은 값이다.

(3) N_{ua}와 V_{ua}가 동시에 작용하는 경우 4.2(5)에 따라 상관 작용 효과가 고려되어야 한다.

(4) 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 공칭강도는 포괄적 실험 결과를 실질적으로 예측할 수 있는 설계 모델에 의하여야 하며, 실험에서 사용되는 재료는 구조물의 재료와 일치하여야 한다. 공칭강도는 개별 기본 앵커 강도의 하위 5%에 의한다. 이때 콘크리트와 관련한 공칭강도는 크기 효과 보정, 앵커의 수, 인접 앵커의 영향, 연단거리, 콘크리트 부재의 깊이, 앵커 그룹의 편심 하중 그리고 균열의 존재 여부 등이 고려되어야 하며, 설계 모델의 연단거리 및 앵커 간격의 제한 사항은 모델을 입증하는 실험과 일치하여야 한다.

① 콘크리트 파괴를 구속하는 보조철근의 효과는 이 (4)의 설계 모델에 포함될 수 있다. 앵커 철근이 4.3.2(9)와 4.4.2(9)에 따라 배근된 경우에는 4.3.2와 4.4.2에 따른 콘크리트 파괴강도를 산정할 필요가 없다.

② 지름이 50 mm를 초과하지 않고 인장 묻힘깊이가 635 mm를 초과하지 않는 앵커의 콘크리트 파괴강도에 관한 요구 사항은 4.3.2와 4.4.2의 설계 방법에 의해 만족하는 것으로 간주한다.

(5) 실험과 실질적으로 일치하는 강도를 산정할 수 있는 상관 작용이 반영된 설계의 경우 인장과 전단의 조합하중에 대한 저항이 고려되어야 한다. 이 요구 사항은 4.5를 만족하는 것으로 간주한다.

(6) KDS 14 20 10(3.2)의 하중조합을 적용할 때 앵커의 강도감소계수 ϕ는 다음과 같다.

① 연성강재요소의 강도에 의해 지배되는 앵커

가. 인장력	0.75
나. 전단력	0.65

② 취성강재요소의 강도에 의해 지배되는 앵커

가. 인장력	0.65
나. 전단력	0.60

③ 콘크리트 파괴, 측면파열, 뽑힘 또는 프라이아웃강도에 의해 지배되는 앵커

	조건 A	조건 B
가. 전단력	0.75	0.70
나. 인장력		
(가) 선설치 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트	0.75	0.70
(나) 후설치앵커 범주 1	0.75	0.65
(낮은 설치 민감도와 높은 신뢰도)		
(다) 후설치앵커 범주 2	0.65	0.55
(중간 설치 민감도와 중간 신뢰도)		

(라) 후설치앵커 범주 3 0.55 0.45
(높은 설치 민감도와 낮은 신뢰도)

조건 A는 구조 부재 내에서 콘크리트의 잠재적인 프리즘 형태의 파괴를 구속하기 위하여 설치한 보조철근이 잠재적인 파괴면과 구조 부재를 연결하도록 설계되었을 때 적용한다. 조건 B는 이와 같은 보조철근이 없거나 뽑힘강도 또는 프라이아웃강도가 지배적일 때 적용한다.

4.3 인장하중에 대한 설계 조건

4.3.1 인장력을 받는 앵커의 강재강도

(1) 강재의 파괴에 의해 결정되는 앵커의 공칭인장강도 N_{sa}는 앵커의 재질과 앵커의 치수를 근거로 계산하여야 한다.

(2) 인장을 받는 단일 앵커나 앵커 그룹의 공칭강도 N_{sa}는 식 (4.3-1) 값 이하이어야 한다.

$$N_{sa} = nA_{se,N}f_{uta} \tag{4.3-1}$$

여기서, n은 앵커 그룹에서 앵커의 수이며, $A_{se,N}$는 인장에 대한 단일 앵커의 유효단면적이며, f_{uta}는 $1.9f_{ya}$ 또는 860 MPa 중 작은 값이다.

4.3.2 인장력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도

(1) 인장력을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 공칭콘크리트 파괴강도 N_{cb} 또는 N_{cbg}는 다음 값 이하이어야 한다.

① 단일 앵커

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}\psi_{ed,N}\psi_{c,N}\psi_{cp,N}N_b \tag{4.3-2}$$

② 앵커 그룹

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}\psi_{ec,N}\psi_{ed,N}\psi_{c,N}\psi_{cp,N}N_b \tag{4.3-3}$$

여기서, 계수 $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$ 및 $\psi_{cp,N}$은 (4), (5), (6), (7)에 각각 정의되어 있다. 앵커의 중심(앵커 그룹에서는 인접 앵커 열의 중심선)으로부터 $1.5h_{ef}$ 밖으로 투영하여 만들어진 파괴 단면인 사각형상을 기초로 하여 계산된 단일 앵커 또는 앵커 그룹 파괴면의 투영면적을 A_{Nc}라고 하며, A_{Nc}는 nA_{Nco} 이하이어야 한다. 그리고 n은 그룹에서 인장을 받는 앵커의 수이며, A_{Nco}는 연단거리가 $1.5h_{ef}$ 이상인 단일 앵커에 대한 콘크리트 파괴면의 투영면적으로서 식 (4.3-4)와 같다.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \tag{4.3-4}$$

(2) 균열 콘크리트에서 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도 N_b는 식 (4.3-5) 값을 초과할 수 없다.

$$N_b = k_c \lambda \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \qquad (4.3\text{-}5)$$

여기서, 선설치앵커에 대해서 $k_c = 10$이며, 후설치앵커에 대한 $k_c = 7$이다. 후설치앵커의 k_c 값은 별도의 제품 시험에 근거하여 7 이상의 값을 사용할 수 있으나, 10을 초과할 수 없다. 또한 묻힘깊이가 280 mm $\leq h_{ef} \leq$ 635 mm인 선설치 헤드스터드와 헤드볼트에서 N_b는 식 (4.3-6) 값 이하이어야 한다.

$$N_b = 3.9 \lambda \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \qquad (4.3\text{-}6)$$

(3) 앵커가 세 개 또는 네 개의 가장자리부터 $1.5h_{ef}$보다 짧은 거리에 위치한 경우 식 (4.3-2)부터 식 (4.3-9)에서 h_{ef}의 값은 $c_{a,\max}/1.5$와 앵커 그룹의 경우 최대 앵커 간격의 1/3 중 큰 값으로 하여야 한다.

(4) 인장력의 편심이 작용하는 앵커 그룹에 대한 수정계수는 식 (4.3-7)과 같이 구하여야 한다.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \qquad (4.3\text{-}7)$$

여기서, $\psi_{ec,N}$은 1보다 클 수 없다. 앵커 그룹에서 일부의 앵커에만 인장력이 가해질 경우 식 (4.3-7)에 사용되는 e'_N의 결정과 식 (4.3-3)에서 N_{cbg}의 계산은 인장을 받는 앵커에 대해서만 고려하며, 두 축에 대하여 편심 하중이 존재하는 경우 수정계수 $\psi_{ec,N}$은 각 축에 대하여 독립적으로 계산하고, 이 계수의 곱을 식 (4.3-3)에서 $\psi_{ec,N}$으로 사용하여야 한다.

(5) 인장력을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리 영향에 관한 수정계수는 식 (4.3-8)과 식 (4.3-9)에 의해 구하여야 한다.

① $c_{a,\min} \geq 1.5h_{ef}$인 경우, $\psi_{ed,N} = 1$ (4.3-8)

② $c_{a,\min} < 1.5h_{ef}$인 경우, $\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\left(\frac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}}\right)$ (4.3-9)

(6) 부재가 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는다고 해석된 위치에 설치된 앵커는 다음 수정계수를 사용할 수 있다.

① 선설치앵커

$\psi_{c,N} = 1.25$

② 식 (4.3.5)의 k_c로 7을 사용한 후설치앵커

$\psi_{c,N} = 1.40$

여기서, 식 (4.3-5)에 사용되는 후설치앵커의 k_c 값은 비균열 콘크리트와 균열 콘크리트에 대하여 별도의 제품 평가 보고서에 의해 산정할 수 있으며, 이때 $\psi_{c,N}$는 1.0을 적용하여야 한다.

사용하중을 받을 때 균열이 발생하는 경우에는 $\psi_{c,N}$은 선설치앵커와 후설치앵커 모두 1.0을 적용하여야 하고, 후설치앵커를 균열 콘크리트에 사용하려면 사전에 그 성능이 입증되어야 한다. 콘크리트에서 균열은 KDS 14 20 20(4.2.3)에 따라 배치된 휨보강철근 또는 구속철근에 의해 제어되어야 한다.

(7) 위 (6)의 규정에 따라서 쪼개짐을 제어하기 위한 보조철근을 사용하지 않는 비균열 콘크리트에 사용되는 후설치앵커의 수정계수는 다음과 같다.

① $c_{a,\min} \geq c_{ac}$인 경우,

$$\psi_{cp,N} = 1.0 \qquad (4.3\text{-}10)$$

② $c_{a,\min} < c_{ac}$인 경우,

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \qquad (4.3\text{-}11)$$

여기서, 식 (4.3-11)로 산정된 $\psi_{cp,N}$은 $1.5h_{ef}/c_{ac}$ 이상이어야 하며, 위험 연단거리 c_{ac}는 4.6(7)에 정의되어 있다. 선설치앵커를 포함한 다른 모든 경우에 $\psi_{cp,N}$은 1.0을 적용하여야 한다.

(8) 플레이트나 와셔가 앵커의 헤드에 부착되어 있는 경우 파괴면의 투영면적은 그 플레이트나 와셔의 유효경계부터 $1.5h_{ef}$ 밖으로 투영된 파괴면에 대해 계산할 수 있다. 이때 유효경계는 그 앵커 헤드의 바깥쪽 가장자리부터 와셔나 플레이트의 두께를 더한 값을 초과할 수 없다.

(9) 앵커철근이 콘크리트 파괴면을 기준으로 양쪽으로 KDS 14 20 52에 따라 정착되어 있으면, 앵커철근의 설계강도는 콘크리트 파괴강도를 대신하여 ϕN_n 계산에 사용될 수 있다. 앵커철근 설계에 강도감소계수는 0.75를 사용한다.

4.3.3 인장력을 받는 앵커의 뽑힘강도

(1) 인장력을 받는 단일 앵커의 공칭뽑힘강도 N_{pn}은 식 (4.3-12)의 값 이하이어야 한다.

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \qquad (4.3\text{-}12)$$

여기서, $\psi_{c,P}$는 다음 (6)에서 정의된다.

(2) 후설치 확장앵커, 언더컷앵커의 경우 N_p의 값은 별도의 실험과 평가를 통해 하위 5 %를 기초로 하여야 한다. 이러한 앵커들의 인장에 대한 뽑힘강도는 계산값이 허용되지 않는다.

(3) 선설치 헤드스터드와 헤드볼트는 (4)를 사용하여 인장에 대한 단일 앵커의 뽑힘강도를 계산하여야 한다. 단일 J, L볼트에 대한 것은 (5)를 사용하여 인장에 대한 뽑힘강도를 계산하여야 한다. 또는 별도의 실험과 평가를 통해 하위 5%를 기초로 N_p의 값을 사용할 수도 있으나 이 경우 마찰의 영향을 제외하여야 한다.

(4) 식 (4.3-12)에서 인장을 받는 단일 헤드스터드 또는 헤드볼트의 뽑힘강도 N_p는 식 (4.3-13)의 값 이하이어야 한다.

$$N_p = 8A_{brg}f_{ck} \tag{4.3-13}$$

(5) 식 (4.3-12)에서 단일 갈고리볼트가 인장력을 받는 경우 뽑힘강도 N_p는 식 (4.3-14)의 값 이하이어야 한다.

$$N_p = 0.9f_{ck}e_h d_a \tag{4.3-14}$$

여기서, $3d_a \le e_h \le 4.5d_a$

(6) 부재가 사용하중을 받을 때 균열이 없는 것으로 해석된 위치의 단일 앵커에 대하여 식 (4.3-15)의 수정계수를 사용할 수 있다.

$$\psi_{c,P} = 1.4 \tag{4.3-15}$$

여기서, 해석결과 사용하중을 받을 때 균열이 발생될 경우 $\psi_{c,P}$는 1.0이다.

4.3.4 인장력을 받는 앵커의 콘크리트측면파열강도

(1) 묻힘깊이가 깊고 가장자리에 인접해 $h_{ef} \ge 2.5c_{a1}$로 설치된 단일 헤드앵커에 대한 공칭측면파열강도 N_{sb}는 식 (4.3-16)의 값 이하이어야 한다.

$$N_{sb} = \left(13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}} \tag{4.3-16}$$

여기서, 만약 해당 단일 앵커의 c_{a2}가 $3c_{a1}$보다 작은 경우 N_{sb}에 $(1+c_{a2}/c_{a1})/4$의 값을 곱하여야 한다. 그리고 $1.0 \le c_{a2}/c_{a1} \le 3.0$이다.

(2) 묻힘깊이가 크고 $h_{ef} \ge 2.5c_{a1}$로 가장자리에 인접해 있으면서 앵커 간격이 $6c_{a1}$ 보다 작은 값을 가지는 앵커 그룹의 공칭측면파열강도 N_{sbg}는 식 (4.3-17)의 값 이하이어야 한다.

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right)N_{sb} \tag{4.3-17}$$

여기서, s는 앵커 그룹에서 가장자리를 따라 외곽에 설치된 양 끝에 있는 앵커들 사이의 간격이고, N_{sb}는 식 (4.3-16)에 의해 구하며, 직각방향의 연단거리에 대한 수정계수는 적용하지 않는다.

4.4 전단하중에 대한 설계 조건

4.4.1 전단력을 받는 앵커의 강재강도

(1) 강재에 의해 지배될 때, 전단력을 받는 앵커의 공칭강도 V_{sa}는 앵커의 재료적 특성과 치수에 근거하여 계산하여야 한다.

(2) 전단력을 받는 단일 앵커나 앵커 그룹의 공칭강도 V_{sa}는 ①에서 ③까지 규정된 값 이하이어야 한다.

① 선설치 헤드스터드

$$V_{sa} = n\, A_{se,V} f_{uta} \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, n은 앵커 그룹에서 앵커의 수이고, $A_{se,V}$는 전단에 대한 단일 앵커의 유효단면적이며, f_{uta}는 $1.9 f_{ya}$와 860 MPa 중 작은 값을 취하여야 한다.

② 선설치 헤드볼트와 갈고리볼트 그리고 슬리브가 전단 파괴면까지 연장되어 있지 않은 후설치앵커

$$V_{sa} = n\, 0.6\, A_{se,V} f_{uta} \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, n은 앵커 그룹에서 앵커의 수이며, f_{uta}는 $1.9 f_{ya}$와 860 MPa 중 작은 값을 취하여야 한다.

③ 슬리브가 전단 파괴면까지 연장되어 있는 후설치앵커의 V_{sa}는 별도의 실험결과에 기초하여 산정하여야 한다. 또는 식 (4.4-2)를 사용할 수도 있다.

(3) 그라우트로 채워 높인 부위에 사용되는 앵커에 대하여 (2)의 공칭강도에 계수 0.80을 곱하여야 한다.

4.4.2 전단력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도

(1) 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 전단력에 대한 공칭콘크리트 파괴강도 V_{cb} 또는 V_{cbg}는 다음 값 이하이어야 한다.

① 단일 앵커에서 가장자리에 직각방향으로 작용하는 전단력

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V}\, \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (4.4\text{-}3)$$

② 앵커 그룹에서 가장자리에 직각방향으로 작용하는 전단력

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (4.4\text{-}4)$$

③ 가장자리에 평행한 방향으로 작용하는 전단력에 대한 V_{cb} 또는 V_{cbg}는 각각 식 (4.4-3)과 식 (4.4-4)로부터 정해지는 값의 2배로 할 수 있다. 이때 전단력은 가장자리에 직각 방향으로 작용한다고 가정하고 $\psi_{ed,V}$는 1.0을 적용한다.

④ 모서리에 위치한 앵커에 대한 공칭콘크리트 파괴강도는 각 가장자리에 대해 구해지는 값 중 최솟값을 사용하도록 제한되어야 한다.

수정계수 $\psi_{ec,V}$, $\psi_{ed,V}$, $\psi_{c,V}$ 및 $\psi_{h,V}$는 (5), (6), (7), (8)에서 각각 정의되며, V_b는 단일 앵커에 대한 기본 콘크리트 파괴강도이다. A_{Vc}는 단일 앵커나 앵커 그룹에 대해 콘크리트 가장자리의 측면에 생기는 파괴면의 투영면적으로서, 이 면적은 콘크리트 부재의 측면에 투영되는 꼭대기가 잘린 상태에서 반으로 절단된 피라미드의 밑면으로 평가할 수 있다. 이때 가장 위험한

앵커 열의 축이 반으로 절단된 피라미드의 윗면이 된다. c_{a1}은 이 축에서 가장자리까지 거리이며, A_{Vc}는 $n A_{Vco}$를 초과할 수 없고, n은 앵커 그룹에서 앵커의 수가 된다. A_{Vco}는 부재가 두꺼우며 전단력에 대한 직각방향 연단거리가 $1.5c_{a1}$보다 큰 단일 앵커에 대한 투영면적이다. A_{Vco}는 가장자리와 평행한 측면의 길이를 $3c_{a1}$, 깊이를 $1.5c_{a1}$으로 하는, 반으로 절단된 피라미드의 밑면 면적과 같으며, 다음 식 (4.4-5)로 계산한다.

$$A_{Vco} = 4.5\,(c_{a1})^2 \qquad (4.4\text{-}5)$$

앵커들이 가장자리부터 다양한 거리에 위치하고 앵커가 부속물에 용접되어 모든 앵커에 힘을 분산시킬 수 있을 때, 가장자리부터 가장 멀리 있는 앵커 열까지의 거리에 근거해서 강도를 계산할 수 있다. 이 경우 가장 위험한 부위는 가장자리에서 가장 멀리 떨어진 앵커 열이고 c_{a1} 값은 이 거리가 되며, 모든 전단력은 이 앵커 열을 따라 전달된다고 볼 수 있다.

(2) 균열 콘크리트에 있는 단일 앵커가 전단력을 받을 때의 기본 콘크리트 파괴강도 V_b는 식 (4.4-6)의 값 이하이어야 한다.

$$V_b = \left(0.6\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}}\,(c_{a1})^{1.5} \qquad (4.4\text{-}6)$$

여기서, l_e는 전단력에 대해 앵커가 지압을 받는 길이이고, 묻힌 단면의 전체 길이에 걸쳐 일정한 강성을 갖는 앵커로서 헤드스터드 및 전체 묻힘깊이에 걸쳐 단일 관을 가지는 후설치앵커인 경우는 $l_e = h_{ef}$이고, 간격슬리브가 확장슬리브와 분리된 비틀림제어 확장앵커인 경우는 $l_e = 2\,d_a$이며, 어떠한 경우도 l_e가 $8\,d_a$ 이하이어야 한다.

(3) 10 mm 이상 그리고 앵커 지름의 1/2에 해당하는 최소 두께를 갖는 강재 부속물에 연속 용접된 선설치 헤드스터드, 헤드볼트 또는 갈고리볼트에서, 균열 콘크리트에 있는 단일 앵커의 전단력에 대한 기본 콘크리트 파괴강도 V_b는 식 (4.4-7)의 값 이하이어야 한다.

$$V_b = \left(0.7\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}}\,(c_{a1})^{1.5} \qquad (4.4\text{-}7)$$

여기서, l_e는 (2)에 정의되어 있다.

또한 위의 식은 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 앵커 그룹에서 강도는 가장자리부터 가장 멀리 있는 앵커 열의 강도에 근거하여 결정한다.

② 앵커의 중심 간격 s는 65 mm 이상이다.

③ $c_{a2} \le 1.5\,h_{ef}$이면 모서리에 보조철근을 사용하여 추가로 보강한다.

(4) 세 개 이상의 가장자리에 의해 영향을 받는 앵커에 대해 식 (4.4-5)부터 식 (4.4-11)까지 사용되는 c_{a1}은, 적용 가능한 모든 방향에 대하여 $c_{a2}/1.5$, $h_a/1.5$ 및 앵커 그룹에서 앵커 최대 간격의 1/3 중 큰 값 이하이어야 한다.

(5) 전단력에 대한 편심을 받는 앵커 그룹에 대한 수정계수는 다음과 같다.

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{(1 + \frac{2\,e'_V}{3\,c_{a1}})} \quad (4.4\text{-}8)$$

다만, $\psi_{ec,V}$은 1 이하이어야 하고, 앵커 그룹에서 일부 앵커만이 같은 방향으로 전단력을 받는 경우, 식 (4.4-8)의 e'_V와 식 (4.4-4)의 V_{cbg}를 계산할 때는 같은 방향으로 전단력을 받는 앵커만을 고려하여야 한다.

(6) 전단을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리 효과에 대한 수정계수는 다음과 같다.

① $c_{a2} \geq 1.5\,c_{a1}$인 경우

$$\psi_{ed,V} = 1.0 \quad (4.4\text{-}9)$$

② $c_{a2} < 1.5\,c_{a1}$인 경우

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\,\frac{c_{a2}}{1.5\,c_{a1}} \quad (4.4\text{-}10)$$

(7) 부재가 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는다고 해석된 위치에 설치된 앵커를 설계할 때는 수정계수 $\psi_{c,V} = 1.4$를 사용할 수 있다. 그러나 사용하중을 받을 때 해석상 균열이 발생하는 부분에 위치한 앵커는 다음 수정계수를 적용하여야 한다.

① $\psi_{c,V} = 1.0$: 보조철근이 없거나 D13 미만의 가장자리 보강근이 배치된 균열 콘크리트에 설치된 앵커

② $\psi_{c,V} = 1.2$: 앵커와 가장자리 사이에 D13 이상의 보조철근이 있는 균열 콘크리트에 설치된 앵커

③ $\psi_{c,V} = 1.4$: 앵커와 가장자리 사이에 D13 이상의 보조철근이 있고, 이 보조철근이 100 mm 이하 간격의 스터럽으로 둘러싸인 균열 콘크리트에 설치된 앵커

(8) $h_a < 1.5\,c_{a1}$인 부재에 사용되는 앵커에는 다음의 수정계수를 사용하여야 한다.

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \quad (4.4\text{-}11)$$

다만, $\psi_{h,V}$는 1 이상이어야 한다.

(9) 앵커철근이 콘크리트 파괴면을 기준으로 양쪽으로 KDS 14 20 52에 따라 정착되어 있거나 혹은 앵커를 감싸고 파괴면을 지나서 KDS 14 20 52에 따라 정착되어 있으면, 앵커철근의 설계강도는 콘크리트 파괴강도를 대신하여 ϕV_n 계산에 사용될 수 있다. 앵커철근 설계에 강도감소계수는 0.75를 사용하여야 한다.

4.4.3 전단력을 받는 앵커의 콘크리트프라이아웃강도

(1) 공칭콘크리트프라이아웃강도 V_{cp}와 V_{cpg}는 식 (4.4-12)와 식 (4.4-13)의 값 이하이어야 한다.

① 단일 앵커

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} \quad (4.4\text{-}12)$$

② 앵커 그룹

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} \quad (4.4\text{-}13)$$

여기서, $h_{ef} < 65$mm인 경우 $k_{cp} = 1.0$, $h_{ef} \geq 65$ mm인 경우 $k_{cp} = 2.0$이며, N_{cb}와 N_{cbg}는 식 (4.3-2)와 식 (4.3-3)을 사용하여 구하여야 한다.

4.5 인장력과 전단력의 동시 작용

(1) 4.2(3)에 의하지 않는 경우, 전단력과 인장력을 동시에 받는 단일 앵커나 앵커 그룹은 (2)부터 (4)까지 조건을 만족하도록 설계하여야 한다. ϕN_n과 ϕV_n 값은 4.2(2)에 정의된 것과 같다.

(2) $V_{ua} \leq 0.2\phi V_n$인 경우, 전체 인장강도를 사용할 수 있고 $\phi N_n \geq N_{ua}$를 적용하여야 한다.

(3) $N_{ua} \leq 0.2\,\phi N_n$인 경우, 전체 전단강도를 사용할 수 있고 $\phi V_n \geq V_{ua}$를 적용하여야 한다.

(4) $V_{ua} > 0.2\,\phi V_n$이고 $N_{ua} > 0.2\,\phi N_n$인 경우, 다음 식 (4.5-1)을 적용하여야 한다.

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (4.5\text{-}1)$$

4.6 쪼갬파괴를 방지하기 위한 연단거리, 앵커 간격, 두께

(1) 쪼개짐을 제어하기 위한 보조철근이 배치되어 있지 않으면, 앵커의 최소 간격과 연단거리 및 부재의 최소 두께는 (2)부터 (7)까지 규정에 따라야 한다. 혹은 별도의 제품 시험을 통해 더 작은 값을 사용할 수 있다.

(2) (5)에 의해 결정되지 않는 경우, 앵커의 최소 중심 간격은 비틀림이 가해지지 않는 선설치앵커에서 $4d_a$, 비틀림이 가해지는 선설치앵커 및 후설치앵커에서 $6d_a$이어야 한다.

(3) (5)에 의해 결정되지 않는 경우, 비틀림이 가해지지 않는 선설치 헤드앵커에 대한 최소 연단거리는 KDS 14 20 50(4.3)의 철근의 피복 두께 요구 조건에 근거하여야 한다. 비틀림이 가해지는 선설치 헤드앵커에 대한 최소 연단거리는 $6\ d_a$ 이상이어야 한다.

(4) (5)에 의해 결정되지 않는 경우, 후설치 헤드앵커에 대한 최소 연단거리는 KDS 14 20 50(4.3)의 철근의 피복 두께 요구 조건 이상이거나 별도의 시험에 따른 제품의 최소 연단거리 요구 조건에 근거하여야 하되, 최대 골재 크기의 두 배 이상이어야 한다. 별도의 시험을 거치지 않은 경우 최소 연단거리는 다음 값 이상이어야 한다.

① 언더컷앵커 $6\ d_a$

② 비틀림제어 앵커 $8\ d_a$

③ 변위제어 앵커 $10\ d_a$

(5) 비틀림이 가해지지 않거나 설치할 때 쪼개짐을 발생시키지 않는 앵커에 대해, 연단거리나 앵커 간격이 (2)에서 (4)까지 규정된 값보다 작으면 d_a를 (2)에서 (4)까지 요구 조건을 만족시키는 더 작은 값 d'_a로 대체하여 계산할 수 있다. 앵커에 가해지는 힘은 지름 d'_a를 갖는 앵커에 상응하는 값으로 제한된다.

(6) 확장 또는 언더컷 후설치앵커에 대한 h_{ef} 값은 부재치수의 2/3와 (부재치수 - 100 mm) 중 큰 값 이하이어야 한다.

(7) 별도의 인장 실험에 의해 결정되지 않는 경우, 위험 연단거리 c_{ac}는 다음 값 이상이어야 한다.

① 언더컷앵커	$2.5h_{ef}$
② 비틀림제어 앵커	$4h_{ef}$
③ 변위제어 앵커	$4h_{ef}$

(8) 시공 도면과 시방서에 설계에서 가정된 최소 연단거리를 갖는 앵커를 사용할 것을 명기하여야 한다.

4.7 앵커 설치

앵커는 시공 도면과 시방서에 따라 설치되어야 한다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	토목구조	김익현	울산대학교	교수
	토목구조	이성태	인하공업전문대	교수
	건축구조	최동욱	한경대학교	교수
	건축구조	김승훈	한밭대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 54 : 2016

콘크리트용 앵커 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 60 : 2016

프리스트레스트 콘크리트구조 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 60 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용 범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 2

2. 조사 및 계획 ····· 2

3. 재료 ····· 2

4. 설계 ····· 2

4.1 설계 일반 ····· 2

4.2 휨부재의 사용성 ····· 4

4.3 프리스트레스의 손실 ····· 5

4.4 휨부재 설계 ····· 6

4.5 부정정구조물 ····· 8

4.6 압축부재 설계 ····· 8

4.7 슬래브 설계 ····· 9

4.8 프리스트레스 정착구역 ····· 10

프리스트레스트 콘크리트구조 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용 범위

(1) 이 기준은 KDS 14 20 01(3.2.1(6))에 규정된 강선, 강봉, 강연선 등과 같은 긴장재를 사용하여 프리스트레스를 도입한 부재에 적용하여야 한다.

(2) 이 기준에서 특별히 예외 규정을 두었거나 이 기준의 규정과 일치하지 않은 경우를 제외하고는 이 설계기준의 규정을 프리스트레스트콘크리트의 설계에 적용하여야 한다.

(3) KDS 14 20 10(4.10(1), (2)), 4.11), KDS 14 20 20(4.1.2(2),(3)), 4.2.2, 4.2.3 및 4.3.2((1), (2)), KDS 14 20 50(4.2.2(5)), KDS 14 20 70(1방향 슬래브 제외), KDS 14 20 72(4.2, 4.3.2 및 4.4(1))은 특별히 규정된 경우를 제외하고는 프리스트레스트콘크리트의 설계에 적용할 수 없다.

1.2 기호정의

A_{cf} : 2방향 슬래브의 기둥 위치에서 2개의 직교하는 등가골조 슬래브-보 설계대의 단면적 중 큰 값, mm^2

A_{ct} : 콘크리트 전체 단면의 도심축과 인장연단 사이의 단면적, mm^2

A_{ps} : 긴장재의 단면적, mm^2

b : 부재의 압축면의 폭, mm

d : 부재의 유효깊이, mm

d' : 압축연단에서 압축철근 도심까지 거리, mm

d_p : 압축연단에서 긴장재 도심까지 거리, mm

f_{ci} : 프리스트레스를 도입할 때 콘크리트 압축강도, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_{dc} : 긴장재 도심의 위치에서 콘크리트의 응력이 영이 될 때의 긴장재 응력, MPa

f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스, MPa

f_{ps} : 공칭강도를 발휘할 때 긴장재의 인장응력, MPa

f_{pu} : 긴장재의 설계기준인장강도, MPa

f_{py} : 긴장재의 설계기준항복강도, MPa

f_r : 콘크리트의 파괴계수, MPa

f_t : 사용하중이 작용할 때, 미리 압축을 가한 단면의 인장연단응력으로 전체 단면적을 기준으로 계산되는 인장응력, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
h : 부재의 깊이, mm
K : 긴장재의 단위길이 1 m당 파상마찰계수
l_{px} : 정착단부터 임의의 지점 x까지 긴장재의 길이, m, 식 (4.3-1)과 식 (4.3-2) 참조
N_c : 고정하중과 활하중($D+L$)에 의한 콘크리트의 인장력, N
P_{pj} : 긴장단에서 긴장재의 긴장력, N
P_{px} : 임의점 x에서 긴장재의 긴장력, N
α_{px} : 긴장단부터 임의점 x까지 긴장재의 전체 회전각 변화량, 라디안
γ_p : 긴장재의 종류에 따른 계수
μ_p : 곡선부의 곡률마찰계수
ρ_p : 긴장재 비
ω : 인장철근의 강재지수
ω' : 압축철근의 강재지수
ω_p : 긴장재의 강재지수

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 일반

4.1.1 설계 원칙

(1) 프리스트레스트콘크리트 부재는 이 설계기준의 강도요구 조건을 만족하여야 한다.

(2) 프리스트레스트콘크리트 부재의 설계는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명기간 동안에 모든 재하단계의 강도 및 사용조건에 따른 거동에 근거하여야 한다.

(3) 설계에서는 프리스트레스에 의하여 발생되는 응력집중을 고려하여야 한다.

(4) 프리스트레스에 의해 발생되는 부재의 탄·소성변형, 처짐, 길이변화 및 회전 등에 의해 인접한 구조물에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 이때 온도와 건조수축의 영향도 고려하여야 한다.

(5) 덕트의 치수가 과대하여 긴장재와 덕트가 부분적으로 접촉하는 경우, 접촉하는 위치 사이에 있어서 부재 좌굴과 얇은 복부 및 플랜지의 좌굴이 발생할 가능성을 검토하여야 한다.

(6) 긴장재가 부착되기 전의 단면 특성을 계산할 경우 덕트로 인한 단면적의 손실을 고려하여야 한다.

4.1.2 설계 가정

(1) 휨모멘트와 축력을 받는 프리스트레스트콘크리트 부재의 강도설계는 KDS 14 20 20(4.1.1)의 가정에 따라야 한다. 다만, KDS 14 20 20(4.1.1,(4))의 규정은 긴장되지 않은 보강철근에만 적용하여야 한다.

(2) 프리스트레스를 도입할 때, 사용하중이 작용할 때, 그리고 균열하중이 작용할 때의 응력계산은 다음과 같은 가정에 근거한 선형탄성이론에 따라야 한다.
① 변형률은 중립축에서 떨어진 거리에 비례한다.
② 균열단면에서 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없다.

(3) 프리스트레스트콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t 에 따라 다음과 같이 비균열등급, 부분균열등급, 완전균열등급으로 구분된다.
① 비균열등급 : $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$
② 부분균열등급 : $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$
③ 완전균열등급 : $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$
그리고 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브는 $f_t \le 0.5\sqrt{f_{ck}}$ 를 만족하는 비균열등급 부재로 설계되어야 한다.

(4) 비균열등급과 부분균열등급 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 비균열단면을 사용하여 계산하여야 한다. 완전균열단면 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 KDS 14 20 30(4.2.3(2))에 따라 균열 환산단면을 사용하여 계산하여야 한다.

(5) 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 처짐은 KDS 14 20 30(4.2.3)에 따라 계산하여야 한다.

4.2 휨부재의 사용성

4.2.1 콘크리트의 허용응력

(1) 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력은 다음 값 이하로 하여야 한다.

① 휨압축응력(다음 ②의 경우 제외) $0.60f_{ci}$

② 단순지지 부재 단부의 휨압축응력 $0.70f_{ci}$

③ 휨인장응력(다음 ④의 경우 제외) $0.25\sqrt{f_{ci}}$

④ 단순지지 부재 단부의 휨인장응력 $0.50\sqrt{f_{ci}}$

계산된 인장응력이 위의 ③ 또는 ④의 값을 초과하는 구역에는 비균열단면으로 가정하여 계산된 전체 인장력에 저항할 수 있는 추가 부착강재(긴장되지 않은 강재 또는 프리스트레싱 강재)를 인장구역에 배치하여야 한다.

(2) 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력은 다음 값 이하로 하여야 한다. 이때 단면 특성은 비균열단면으로 가정하여 구한다.

① 압축연단응력(유효프리스트레스+지속하중) $0.45\,f_{ck}$

② 압축연단응력(유효프리스트레스+전체하중) $0.60\,f_{ck}$

(3) 시험 또는 정밀한 해석에 의하여 안전성이 확인된 경우에는 위 (1)과 (2)에 규정된 허용응력을 초과할 수 있다.

(4) 피로 또는 부식성 환경에 노출되어 있지 않은 완전균열등급의 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 인장연단에 배치된 부착철근의 간격은 KDS 14 20 20(4.2.3(4))에서 규정한 간격을 초과하지 않아야 한다. 그러나 피로 상태나 또는 부식성 환경에 노출되어 있는 부재에 대해서는 특별한 조사와 다음 ①, ②, ③, ④의 조치를 강구하여야 한다.

① 간격은 비긴장 보강재와 부착긴장재의 간격 요구 조건을 만족하여야 한다. 부착긴장재의 간격은 비긴장 보강재에 대해 허용되는 최대 간격의 2/3를 초과하지 않아야 한다. 간격 요구 조건을 만족시키기 위해 철근과 긴장재 사이의 간격은 KDS 14 20 20(4.2.3(4))에서 허용한 간격의 5/6를 초과하지 않아야 한다.

② 긴장재에 KDS 14 20 20(식 (4.2-3)), KDS 14 20 20(식 (4.2-4))을 적용할 때에는 f_s를 Δf_{ps}로 대체하여야 한다. 여기서 Δf_{ps}는 사용하중을 받을 때 균열단면해석으로 계산한 긴장재의 응력에서 감압응력 f_{dc}를 뺀 값이다. 이때 f_{dc}를 긴장재의 유효프리스트레스 f_{pe}와 같게 취할 수 있다.

③ KDS 14 20 20(식 (4.2-3), 식 (4.2-4))를 적용할 때, Δf_{ps}는 250 MPa을 초과할 수 없다. Δf_{ps}가 140 MPa 이하일 때는 위 ①과 ②에서 정한 간격 요구 조건을 적용하지 않는다.

④ 깊이가 900 mm를 초과하는 보에는 KDS 14 20 20(4.2.3(6))에서 정한 표피철근을 배치하여야 한다.

4.2.2 긴장재의 허용응력

(1) 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력은 $0.80f_{pu}$ 또는 $0.94f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다. 또한 긴장재나 정착장치 제조자가 제시하는 최댓값도 초과하지 않아야 한다.

(2) 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력은 $0.74\,f_{pu}$와 $0.82\,f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다.

(3) 정착구와 커플러의 위치에서 프리스트레스 도입 직후 포스트텐션 긴장재의 응력은 $0.70\,f_{pu}$ 이하로 하여야 한다.

4.3 프리스트레스의 손실

4.3.1 손실 원인

유효프리스트레스 f_{pe}를 결정하기 위하여 다음과 같은 프리스트레스 손실 원인을 고려하여야 한다.

(1) 정착장치의 활동

(2) 콘크리트의 탄성수축

(3) 포스트텐션 긴장재와 덕트 사이의 마찰

(4) 콘크리트의 크리프

(5) 콘크리트의 건조수축

(6) 긴장재 응력의 릴랙세이션

4.3.2 포스트텐션 긴장재의 마찰손실

(1) 포스트텐션 긴장재의 마찰손실은 식 (4.3-1)로 계산하여야 한다.

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \qquad (4.3\text{-}1)$$

이때 $(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ 값이 0.3 이하인 경우 식 (4.3-1) 대신에 다음과 같은 근사식을 사용할 수 있다.

$$P_{px} = P_{pj} / (1 + Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px}) \qquad (4.3\text{-}2)$$

(2) 마찰손실을 계산할 때 파상마찰계수 K와 곡률마찰계수 μ_p는 시험에 근거하여 결정하여야 하며, 긴장 작업을 할 때 이를 검증하여야 한다.

(3) 설계할 때 사용한 파상마찰계수와 곡률마찰계수의 값은 설계도면에 제시하여야 한다.

(4) 인접 구조와의 연결로 인하여 부재에서 프리스트레스 손실이 발생될 때에는 그 손실량을 설계에 고려하여야 한다.

4.4 휨부재 설계

4.4.1 휨강도

(1) 휨부재의 설계휨강도 계산은 이 구조기준의 강도설계법에 따라야 한다. 이때 긴장재의 응력은 f_y 대신 f_{ps}를 사용하여야 한다.

(2) f_{ps}는 변형률 적합조건을 기초로 하여 계산하여야 한다. 다만, 더 정확하게 f_{ps}를 계산하지 않는 경우에 f_{pe}의 값이 $0.5f_{pu}$ 이상이면 아래 (3) 또는 (4)에 따라 근사식으로 f_{ps}를 구할 수 있다.

(3) 부착긴장재를 가진 부재에 대한 f_{ps}는 식 (4.4-1)에 의해 구할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left\{\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right\}\right] \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, $\rho_p = A_{ps}/bd_p$, $\omega = \rho f_y/f_{ck}$, $\omega' = \rho' f_y/f_{ck}$이고, γ_p는 $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$일 때 0.55, $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$일 때 0.40, $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$일 때 0.28이다. 그리고 식 (4.4-1)의 f_{ps} 계산에 압축철근을 고려한다면 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$의 값을 0.17 이상으로 하여야 하고, d'은 0.15 d_p 이하로 하여야 한다.

(4) 비부착긴장재를 가진 부재에 대한 f_{ps}는 다음 식 (4.4-2), 식 (4.4-3)에 따라 구할 수 있다.

① 깊이에 대한 경간의 비가 35 이하인 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, f_{ps}는 f_{py}와 $(f_{pe} + 420)$ MPa 이하로 하여야 한다.

② 깊이에 대한 경간의 비가 35보다 큰 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \qquad (4.4\text{-}3)$$

여기서, f_{ps}는 f_{py}와 $(f_{pe} + 210)$ MPa 이하로 하여야 한다.

(5) 긴장재와 함께 사용되는 철근도 휨강도를 계산할 때 인장력을 발휘하는 것으로 볼 수 있다. 이때 인장력은 변형률 적합조건을 적용한 해석에 의해 구한 철근의 응력에 근거하여야 한다.

4.4.2 휨부재의 보강에 대한 제한 사항

(1) 프리스트레스트콘크리트 단면은 KDS 14 20 20(4.1.2(3)과 (4))에 정의된 바와 같이 인장지배단면, 변화구간단면, 압축지배단면으로 분류하여야 한다. 강도감소계수 ϕ는 KDS 14 20 10(3.3)에 따라야 한다.

(2) 부착긴장재를 가진 부재의 철근과 긴장재 전체량은 KDS 14 20 30(식 (4.2-3))에 규정된 콘크리트의 파괴계수 f_r을 기초로 하여 계산된 균열하중의 1.2배 이상의 계수하중을 받는 데 충분하여야 한다. 다만, 전단강도와 휨강도가 KDS 14 20 10(3.2)에 제시된 계수하중으로 계산된 값의 2배 이상이 되는 휨부재는 이 조건을 따르지 않을 수 있다.

(3) 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서는 철근이나 긴장재를 포함한 부착보강재의 일부 혹은 전부를 가능하면 인장연단에 가깝게 배치하여야 한다. 비부착긴장재를 갖는 경우에는 4.4.3에 규정되어 있는 최소 부착보강량(철근이나 긴장재)을 만족시켜야 한다.

4.4.3 최소 부착철근량

(1) 비부착긴장재가 배치된 모든 휨부재에는 다음 (2)와 (3)의 규정에 따라 최소 부착철근이 배치되어야 한다.

(2) 4.4.3,(3)에 해당하는 경우를 제외하고 최소 부착철근량은 식 (4.4-4)에 따라 구하여야 한다.

$$A_s = 0.004A_{ct} \qquad (4.4\text{-}4)$$

① 식 (4.4-4)에서 계산된 최소 부착철근량은 가능한 한 인장연단에 가깝게 프리스트레스 압축 인장력에 균등하게 배치하여야 한다.

② 사용하중에 의한 응력 상태에 관계없이 최소 부착철근을 배치하여야 한다.

(3) 두께가 일정한 2방향 플랫 슬래브에 대한 최소 부착철근량과 그 배치에 관해서는 다음 규정을 따라야 한다.

① 모든 프리스트레스 손실을 고려한 후 사용하중에 의한 콘크리트의 인장응력이 $0.17\sqrt{f_{ck}}$를 초과하는 경우 정모멘트 구역에 배치할 최소 부착철근량은 다음 식 (4.4-5)와 같다.

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \qquad (4.4\text{-}5)$$

여기서, f_y는 400 MPa을 초과하지 않아야 하며, 식 (4.4-5)에서 계산된 최소 부착철근량은 가능한 한 인장연단에 가깝게 미리 압축을 가한 인장구역에 균등하게 배치하여야 한다.

② 기둥받침부의 부모멘트 구역에는 식 (4.4-6)으로 계산된 최소 부착철근량을 각 방향으로 배치하여야 한다.

$$A_s = 0.00075A_{cf} \qquad (4.4\text{-}6)$$

식 (4.4-6)에서 계산된 최소 부착철근은 기둥받침부 전면에서 각각 1.5 h 떨어진 슬래브폭 내에 4개 이상의 철근 또는 철선을 각 방향으로 300 mm 이하의 간격으로 배치하여야 한다.

(4) 위의 (2)와 (3)에서 산정된 부착철근의 최소 길이는 다음 규정에 따라야 한다.

① 정모멘트 구역에서는 그 구역 중간점의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다.

② 부모멘트 구역에서는 받침부의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다.

③4.4.1(5)에 따른 설계휨강도에 대해 또는 4.4.3(3)①의 인장응력 상태에 대해 배치하는 부착철근의 최소 길이는 KDS 14 20 52 등 관련 규정을 따라야 한다.

4.5 부정정구조물

4.5.1 설계 원칙

(1) 프리스트레스트콘크리트 골조와 연속구조는 사용하중이 작용할 때 만족스러운 성능을 나타내고 동시에 충분한 강도를 발휘하도록 설계하여야 한다.

(2) 사용하중이 작용할 때 구조물의 성능은 프리스트레스, 콘크리트의 크리프와 건조수축, 온도변화, 축방향 변형, 연결된 부재 요소에 의한 구속과 지반 침하의 영향으로 발생되는 반력, 휨모멘트, 전단력 및 축력을 고려한 탄성해석으로 규명하여야 한다.

(3) 소요강도를 구하기 위해 사용되는 휨모멘트는 하중계수 1.0인 프리스트레스에 의해 발생되는 반력으로 인한 휨모멘트와 계수하중에 의한 휨모멘트의 합으로 계산하여야 한다. 계수하중으로 계산된 휨모멘트는 4.5.2의 부모멘트 재분배를 고려하여 수정할 수 있다.

4.5.2 연속 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 부모멘트 재분배

(1) 4.4.3의 최소 부착철근량 이상이 받침부에 배치된 경우, 가정된 하중배치에 따라 탄성이론으로 계산된 부 및 정모멘트는 KDS 14 20 10(4.2)에 따라 감소시킬 수 있다.

(2) 경간 내 다른 단면의 재분배 휨모멘트를 계산할 때는 감소시킨 휨모멘트를 사용하여야 한다. 각 하중 배치별로 휨모멘트 재분배를 한 상태에서 정적 평형이 만족되어야 한다.

4.6 압축부재 설계

4.6.1 설계 원칙

(1) 철근의 배치 유무에 관계없이 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 프리스트레스트콘크리트 부재는 철근콘크리트 부재에 적용하는 이 설계기준의 강도설계법에 따라 설계하여야 한다.

(2) 압축부재를 설계할 때 프리스트레스, 크리프, 건조수축과 온도변화에 대한 영향을 고려하여야 한다.

4.6.2 철근 배치

(1) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 미만인 부재에 대해서, 기둥의 경우 KDS 14 20 20(4.3.2(1)과 (2)), KDS 14 20 50(4.2), 에 따라 그리고 벽체의 경우 KDS 14 20 72(4.2)에 따라 최소 철근을 배치하여야 한다.

(2) 벽체를 제외하고 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 이상인 부재에 대해서는 다음 규정에 따라 나선철근 또는 띠철근으로 모든 긴장재를 둘러싸야 한다.
① 나선철근은 KDS 14 20 50(4.4.2(2))에 따라야 한다.
② 띠철근은 D10 이상이거나 등가면적의 용접철망이어야 하며, 띠철근의 수직간격은 띠철근 또는 철선직경의 48배 이하, 압축부재 단면의 최소 치수 이하로 하여야 한다.
③ 확대기초판 윗면 또는 임의의 각 층 바닥슬래브 윗면의 기둥 하단에 배치하는 띠철근의 간격은 위의 ②에서 규정한 간격의 1/2 이하로 하여야 하고, 또한 기둥 상부에 배치되는 최하단 수평철근 아래에 위치하는 띠철근도 위의 ②에서 규정한 간격의 1/2 이하로 하여야 한다.
④ 보 또는 브래킷이 기둥의 4변에 강결되어 골조를 이루는 경우, 이러한 보 또는 브래킷의 최하단 수평철근 아래 75 mm 이하에서 띠철근 배치를 끝낼 수 있다.

(3) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 이상인 벽체에서 구조해석 결과 충분한 강도와 안정성을 보여주는 경우 KDS 14 20 72(4.2)에서 요구하는 최소 철근 규정을 따르지 않을 수 있다.

4.7 슬래브 설계

4.7.1 소요강도와 사용성

(1) 2방향 이상 휨모멘트에 대해 보강된 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 계수휨모멘트와 계수전단력은 KDS 14 20 70(4.1.4.7(4)와 (5))를 제외한 KDS 14 20 70(4.1.4)의 규정에 따라 계산하거나 또는 상세한 해석 방법에 의해 계산하여야 한다.

(2) 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 각 단면에서 휨강도는 4.5.1(3), 4.5.2와 KDS 14 20 10((3.2)과 (3.3))에 따라 계산된 설계단면력 이상이어야 한다.

(3) 기둥에서 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 전단강도는 KDS 14 20 10(3.2), KDS 14 20 22(4.1.1, 4.11.2, 4.11.7)에 따라 계산된 설계단면력 이상이어야 한다.

(4) 사용하중이 작용할 때 처짐을 포함한 모든 사용성 조건은 4.5.1(2)에 기술된 요인을 만족하여야 한다.

4.7.2 긴장재와 철근의 배치

(1) 등분포하중에 대하여 배치하는 긴장재의 간격은 최소한 1방향으로는 슬래브 두께의 8배 또는 1.5 m 이하로 하여야 한다.

(2) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 0.9 MPa 이상 되도록 긴장재의 간격을 정하여야 한다.

(3) 경간 내에서 단면 두께가 변하는 경우에는 단면 변화 방향이 긴장재 방향과 평행이거나 직각이거나에 관계없이 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 모든 단면에서 0.9 MPa 이상 되도록 설계하여야 한다.

(4) 긴장재 간격을 결정할 때 슬래브에 작용하는 집중하중이나 개구부를 고려하여야 한다.

(5) 비부착긴장재가 배치된 슬래브에서는 4.4.3((3)과 (4))의 관련 규정에 따라 최소 부착철근을 배치하여야 한다.

(6) 다음 (7)의 경우를 제외하고 비부착긴장재가 배치되는 슬래브에는 기둥 위치에서 직경 12.7 mm 이상의 7연선을 최소 2개 이상 각 방향으로 배치하여야 한다. 이들 긴장재는 기둥의 축방향 주철근으로 둘러싸인 구역을 지나든가 그 구역에 정착되어야 한다. 기둥이나 기둥전단머리 면을 벗어나서 이들 긴장재는 인접 경간의 직교하는 긴장재 하부에 배치되어야 한다. 이들 긴장재는 기둥의 도심을 지나는 위치까지 연장되어 정착되어야 한다.

(7) 상기 (6)을 만족하지 않는 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 경우 기둥의 축방향 주철근으로 둘러싸인 구역을 양 방향으로 지나는 하부철근을 배근하고 KDS 14 20 70(4.1.5.4(5))의 규정에 따라 외부 받침부에 정착하여야 한다. 이러한 철근의 양은 KDS 14 20 20(4.2.2(1))에 따른 최소 철근량의 1.5배, 또한 $2.1 b_w d/f_y$ 이상이어야 한다. 여기서 b_w는 철근이 지나는 기둥면의 폭이다. 이러한 철근은 기둥이나 기둥전단머리 면을 지나 KDS 14 20 52(4.1.2(1))에서 규정한 정착길이 이상을 확보하여야 한다.

(8) 리프트 슬래브의 경우에는 하부 부착철근을 KDS 14 20 70(4.1.5.4(6))에 따라 배치하여야 한다.

4.8 프리스트레스 정착구역

4.8.1 포스트텐션 긴장재 정착구역

(1) 정착구역은 다음의 두 구역으로 나누어 고려하여야 한다.

① 국소구역은 정착장치 및 이와 일체가 되는 구속철근과 이들을 둘러싸고 있는 콘크리트 사각기둥으로 정의한다. 이때 원형 또는 타원형의 정착구의 경우에는 등가의 사각기둥으로 한다.

② 일반구역은 국소구역을 포함하는 정착구역으로 정의한다.

(2) 국소구역은 다음의 규정에 따라 설계하여야 한다.

① 국소구역은 하중계수에 의한 계수긴장력 P_{pu}와 KDS 14 20 10(3.3(2)⑤)의 강도감수계수에 의한 설계강도로 설계하여야 한다.

② 정착장치의 적절한 기능수행을 위하여 필요한 위치에 국소구역 보강을 하여야 한다.

③ 상기 ②의 국소구역의 요구 조건은 4.8.2(1) 또는 4.8.3((1) 및 (2))의 규정을 만족하여야 한다.

(3) 일반구역은 다음의 규정에 따라 설계하여야 한다.

① 일반구역에 대한 설계는 하중계수에 의한 계수긴장력 P_{pu}와 KDS 14 20 10(3.3(2)⑤)의 강도감소계수에 의한 설계강도로 설계하여야 한다.

② 일반구역은 정착장치에 의해 유발되는 파열력, 할렬력 및 종방향 단부인장력에 저항할 수 있도록 보강하여야 한다. 또한 단면의 급격한 변화의 영향을 고려하여야 한다.

③ 일반구역의 설계는 다음 (4), (5) 및 (6)의 규정을 만족하여야 하며, 4.8.2((2), (3) 또는 (3)) 중의 어느 하나를 만족하여야 한다.

(4) 재료의 공칭강도는 다음의 규정에 따른다.

① 부착철근의 공칭인장강도는 f_y 이하이어야 하며, 부착긴장재의 공칭인장강도는 f_{py} 이하이어야 한다. 비부착긴장재의 공칭인장강도는 $f_{ps} = f_{pe} + 70$ (MPa) 이하이어야 한다.

② KDS 14 20 20(식 (4.3-1))에 부합하는 나선철근 또는 띠철근으로 구속되는 콘크리트를 제외한 일반구역의 콘크리트 공칭압축강도는 $0.7\lambda f_{ci}$ 이하이어야 한다.

③ 포스트텐션을 도입할 때의 콘크리트 압축강도는 설계도서에 명시하여야 한다. 낮은 압축강도를 보상하기 위해 특별히 큰 정착장치를 사용하거나, 최종 프리스트레스 힘의 50%를 초과하지 않는 힘으로 긴장재를 긴장하는 경우를 제외하고는 콘크리트의 압축강도가 적어도 다발강연선에 대하여 28 MPa, 단일강연선이나 강봉에 대하여 17 MPa이 되기 전에는 콘크리트에 프리스트레스를 도입할 수 없다.

(5) 정착구역은 다음의 설계 방법을 따른다.

① 일반구역의 설계에는 다음의 방법을 적용할 수 있다.

가. 평형조건에 근거한 소성 모델(스트럿-타이 모델)

나. 선형응력 해석(유한요소 해석 또는 유사 해석)

다. 적용 가능한 간이 계산법

② 다음과 같은 경우에는 간이 계산법을 사용할 수 없다.

가. 부재의 단면이 직사각형이 아닌 경우

나. 일반구역 내부 또는 인접한 부위의 불연속으로 인하여 힘의 흐름 경로에 변화를 유발하는 경우

다. 최소 단부거리가 단부방향의 정착장치 치수의 1.5배 미만인 경우

라. 여러 개의 정착장치가 서로 근접되지 않아 한 개의 정착그룹으로 볼 수 없는 경우

③ 긴장력 도입순서를 고려하여 설계하여야 하며 긴장력 도입순서를 설계도면에 명시하여야 한다.

④ 3차원 해석절차를 이용하거나 두 직교평면의 효과의 합을 근사적으로 고려함으로써 3차원의 효과를 설계에서 고려하여야 한다.

⑤ 정착장치가 부재의 끝단에서 많이 떨어진 경우에는 정착 후면으로 적어도 $0.35P_{pu}$의 힘을 전달하도록 부착철근을 배치하여야 한다. 이러한 철근은 정착장치 주변에 대칭으로 위치시켜야 하며 정착장치 전, 후면에 완전히 정착되어야 한다.

⑥ 슬래브의 단일강연선의 경우나 해석에 의해 보강이 필요하지 않은 것으로 나타난 경우를 제외하고, 일반구역에서 긴장재가 곡률을 갖는 경우에는 경사방향의 힘과 쪼갬 힘에 의한 분력과 절리력에 대해 적절하게 저항할 수 있도록 보강철근을 배치하여야 한다.

⑦ 슬래브의 단일강연선의 경우나 해석에 의해 보강이 필요하지 않은 것으로 나타난 경우를 제외하고, 할렬력을 제한하기 위하여 모든 정착구역의 배면에 평행하고 인장력에 직교하는 방향으로 각 계수긴장력의 2%와 동일한 공칭인장강도에 상당하는 최소 철근을 배치하여야 한다.

⑧ 철근량을 계산할 때 콘크리트의 인장강도는 무시하여야 한다.

(6) 정착구역에서 철근의 굽힘 및 조립, 배치에 대한 오차, 골재 크기, 콘크리트의 타설 및 다짐 등을 고려하여 철근의 크기, 간격, 피복 및 기타 상세를 결정하여야 한다.

4.8.2 단일강연선 또는 16 mm 직경의 강봉 정착구역의 설계

(1) 단일강연선, 직경 16 mm 이하의 단일강봉 정착장치와 국소구역 철근은 4.8.3(2)의 정착장치 조건을 만족하여야 한다.

(2) 슬래브 긴장재의 일반구역은 다음에 따라 설계하여야 한다.

① 보통중량콘크리트 슬래브의 직경 12.7 mm 이하의 강연선의 정착장치에 대하여 4.8.1(5)에 의한 상세 해석에 의해 강재가 불필요하다는 것을 보이지 않는 한, 다음의 ②와 ③에 따르는 최소 철근을 배치하여야 한다.

② 최소한 두 개의 D13 철근을 슬래브 끝단에 평행하게 배치하여야 한다. 이 철근은 정착장치 전면에 배치될 수 있으며, 각 정착장치 앞쪽 $h/2$의 거리 내에 위치하여야 한다. 이러한 철근은 각 장치의 외측 면의 어느 한쪽 편으로 150 mm 이상 연장하여야 한다.

③ 정착장치의 중심 간격이 300 mm 이하이면 정착장치는 그룹으로 간주된다. 6개 이상의 정착장치 각 그룹에 대해서 $n+1$개의 헤어핀 철근 또는 폐쇄스터럽이 D10 이상으로 배치되어야 한다. 여기서, n은 정착장치의 개수이다. 하나의 헤어핀 철근 또는 스터럽은 각 정착장치의 사이 그리고 각 정착그룹 측면에 위치한다. 헤어핀 철근 또는 스터럽은 단부에 수직으로 슬래브에 연장된 다리를 가지고 배치하여야 한다. 헤어핀 철근 또는 스터럽의 중앙부분은 정착장치 앞부분의 $3h/8$에서 $h/2$까지 슬래브 면에 직교하여 배치하여야 한다.

④ ①에 부합하지 않는 정착장치에 대해서는 4.8.1(5)를 만족시키는 상세 해석에 근거하여 최소 철근을 배치하여야 한다.

(3) 보 또는 거더의 단일강연선 그룹에 대한 일반구역의 설계는 4.8.1의 (3)에서 (5)까지 규정을 만족시켜야 한다.

4.8.3 다발강연선 긴장재 정착구역 설계

(1) 다발강연선 긴장재의 정착장치와 국소구역 철근의 설계는 4.8.1(2)에 따라야 한다.

(2) 특별한 정착장치가 사용된 경우에는 정착장치에 명시되어 있는 구속철근과는 별도로 표피철근을 정착구역에 배치하여야 한다. 이 추가 철근은 정착장치의 품질인증시험에서 사용된 표피철근량에 상응하는 철근비 이상이어야 하며, 배치형태도 유사하게 하여야 한다.

(3) 다발강연선 긴장재에 대한 일반구역의 설계는 4.8.1의 (3)에서 (5)까지 규정을 만족시켜야 한다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	토목구조	전세진	아주대학교	교수
	건축구조	이차돈	중앙대학교	교수
	건축구조	정광량	동양구조	대표이사
	토목구조	이형준	한밭대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 60 : 2016

프리스트레스트 콘크리트구조 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 62 : 2016

프리캐스트 콘크리트구조 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 62 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 기호정의 ····· 1
1.3 용어의 정의 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 설계 일반 ····· 1
4.2 프리캐스트콘크리트 벽판을 사용한 구조물 ·· 2
4.3 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량 ····· 5
4.4 프리캐스트콘크리트 제품의 관리 ····· 6

프리캐스트 콘크리트구조 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정은 프리캐스트콘크리트 부재의 설계에 적용하여야 한다.

(2) 프리캐스트콘크리트 건물의 설계는 프리캐스트콘크리트 조립식 건축구조 설계기준에 따를 수 있다.

(3) 프리캐스트콘크리트 교량의 설계는 KDS 24 00 00에 따를 수 있다.

1.2 기호정의

A_g : 기둥의 경간, mm

l_n : 부재의 순경간, mm

1.3 용어의 정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 일반

4.1.1 설계 원칙

(1) 프리캐스트콘크리트 부재를 설계할 때에는 거푸집 제거, 저장, 운반, 조립 등을 포함한 초기 제조에서 구조물의 완성에 이르기까지 일어날 수 있는 모든 하중과 충격하중 및 구속조건을 고려하여야 한다.

(2) 프리캐스트콘크리트 부재는 인접 부재와 하나의 구조 시스템으로서 역할을 하기 위하여 모든 접합부와 그 주위에서 발생할 수 있는 단면력과 변형을 고려하여 설계하여야 한다.

(3) 상호 연결된 구조 부재에 관한 영향을 포함하여 초기 및 장기처짐의 영향을 설계에 고려하여야 한다.

(4) 프리캐스트콘크리트 부재 및 이와 상호 연결된 부재, 접합부에 대하여 허용오차가 규정되어야 하며, 프리캐스트콘크리트 부재 및 접합부를 설계할 때 이들 오차의 영향을 반영하여야 한다.

(5) 연결부와 지압부를 설계할 때에는 건조수축, 크리프, 온도, 탄성변형, 부동침하, 풍하중, 지진하중 등을 포함하여 부재에 전달되는 모든 힘의 영향을 고려하여야 한다.

(6) 설계할 때 사용된 제작과 조립에 대한 허용오차는 관련 도서에 표시하여야 하며, 부재를 설계할 때 일시적 조립 응력도 고려하여야 한다.

(7) 프리캐스트콘크리트 부재 및 구조는 설계하중 조합에 의하여 계산된 소요강도 이상의 설계강도를 가져야 한다.

(8) 프리캐스트콘크리트 벽판이 기둥이나 독립기초판의 수평연결 부재로 설계되는 경우 깊은보 작용이나 횡좌굴과 처짐에 대한 영향을 설계에 고려하여야 한다.

(9) 프리캐스트콘크리트 부재의 설계기준압축강도는 21 MPa 이상으로 하여야 한다.

4.1.2 접합부에서 힘의 전달과 분포

(1) 부재 평면에 수직으로 작용하는 힘의 분포는 실험 또는 구조해석에 의해 계산하여야 한다.

(2) 면내력을 프리캐스트콘크리트 부재의 접합부 사이에서 전달하기 위해서는 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 면내력의 전달경로는 접합부와 부재에 대하여 연속되도록 하여야 한다.

② 인장력이 작용될 경우 강재 또는 철근을 연속적으로 배치하여야 한다.

4.2 프리캐스트콘크리트 벽판을 사용한 구조물

4.2.1 일체성 확보 요건

(1) 4.2.2의 규정이 적용되는 경우를 제외하고는 프리캐스트콘크리트 벽판 구조물에서 구조 일체성을 확보하기 위하여 다음 (2)에서 (7)까지 규정된 최소 요구 조건을 따라야 한다.

(2) 프리캐스트콘크리트 구조물의 횡방향, 종방향, 수직방향 및 구조물 둘레는 부재의 효과적인 결속을 위하여 인장연결철근으로 일체화시켜야 한다. 특히 종방향과 횡방향 연결철근을 횡하중 저항구조에 연결되도록 설치하여야 한다.

(3) 프리캐스트콘크리트 부재가 바닥 또는 지붕층 격막구조일 때, 격막구조와 횡력을 부담하는 구조를 연결하는 접합부는 최소한 4,400 N/m의 공칭인장강도를 가져야 한다.

(4) 수직연결철근에 관한 KDS 14 20 50(4.7.2)의 규정은 비내력벽을 제외한 모든 수직 구조 부재에 적용하여야 하며, 다음과 같이 수평접합부에서 연결되어야 한다.

① 프리캐스트콘크리트 기둥은 $1.5A_g$(단위는 N) 이상의 공칭인장강도를 가져야 한다. 하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 기둥의 경우, 감소된 유효단면적을 사용하여 최소 철근량과 설계강도를 결정할 수 있다. 이때 감소된 유효단면적은 전체 단면적의 1/2 이상이어야 한다.

② 프리캐스트콘크리트 벽판은 최소한 두 개의 연결철근을 서로 연결하여야 하며, 연결철근 하나가 받을 수 있는 인장력은 45,000 N 이상이어야 한다.

③ 해석결과 기초바닥 밑면에 인장력이 발생되지 않을 경우 ②에 규정된 연결철근은 흙에 직접 지지되는 콘크리트 바닥슬래브에 정착시킬 수 있다.

(5) 단순히 연직하중에 의한 마찰력만으로 저항하는 접합부 상세는 사용할 수 없다.

(6) 일체성 접합부는 균열 발생 가능성을 최소화시킬 수 있도록 설치 위치를 설정하여야 한다.

(7) 일체성 확보를 위한 접합부는 콘크리트의 파괴에 앞서 강재의 항복이 먼저 이루어지도록 설계하여야 한다.

4.2.2 3층 이상의 내력벽 구조

(1) 3층 이상의 프리캐스트콘크리트 내력벽 구조의 경우에는 다음 (2)에서 (6)까지 최소 규정을 만족시켜야 한다.

(2) 종방향 또는 횡방향 연결철근은 바닥과 지붕에 22,000 N/m의 공칭강도를 가지도록 설계하여야 한다. 연결철근은 내부 벽체 지지점에 설치하여야 하며, 또한 부재와 외벽 사이에도 배치하여야 한다. 이때 연결철근은 바닥슬래브와 지붕구조 평면에서 600 mm 이내에 위치시켜야 한다.

(3) 종방향 연결철근은 바닥슬래브 또는 지붕바닥과 평행되며 중심 간격이 3.0 m 이내이어야 한다. 개구부가 있을 때는 그 주위에 응력이 적절히 전달되도록 연결철근을 개구부 주위에 추가로 배치하여야 한다.

(4) 바닥슬래브 또는 지붕바닥의 경간방향에 직각인 횡방향 연결철근은 내력벽의 간격 이하로 배치하여야 한다.

(5) 각 층 바닥 또는 지붕층 바닥 주위의 둘레 연결철근은 모서리에서 1.2 m 이내에 있어야 하며 71,000 N 이상의 공칭인장강도를 가져야 한다.

(6) 수직연결철근은 모든 벽체에 배치하여야 하며 건물 전체 높이에 연속되도록 하여야 한다. 인장강도는 벽체의 수평방향으로 44,000 N/m 이상이어야 한다. 또한 수직연결철근은 각 프리캐스트콘크리트 벽 패널당 2개 이상 설치하여야 하며, 그 중심 간격은 3.6 m 이하로 하여야 한다.

4.2.3 접합부의 설계

(1) 프리캐스트콘크리트 접합부에서 그라우트 연결, 전단키, 기계적이음장치, 철근, 보강채움 또는 이들의 조합 등을 통해 힘이 전달되도록 하여야 한다.

(2) 접합부에 의한 힘 전달에 대한 적합성은 해석이나 실험에 의해 결정하여야 한다.

(3) 외력에 의한 단면력으로서 전단력이 주로 발생할 경우 KDS 14 20 22(4.6)의 규정을 적용할 수 있다.

(4) 여러 가지 구조재료를 사용하는 접합부를 설계할 경우 상대 강성과 강도 및 연성 등을 고려하여야 한다.

(5) 접합부는 구조 일체성이 확보되도록 설계하여야 한다.

4.2.4 지압부

(1) 지붕 또는 바닥부재가 단순지지되어 있을 때 다음 (2)와 (3)의 규정을 만족시켜야 한다.

(2) 어떤 형태의 받침부재와 지지되는 부재 사이의 접합면의 허용지압응력은 받침부재나 지지면의 지압강도를 초과하지 않아야 하며 콘크리트의 지압강도는 KDS 14 20 20(4.7)의 규정을 따른다.

(3) 해석이나 실험을 통해 성능이 규명되지 않을 경우 다음의 최소 규정 사항을 만족하여야 한다.

① 허용오차를 고려한 후, 각 부재나 받침부재는 다음 사항을 만족하는 부재치수를 가져야 한다. 받침부재의 모서리 면부터 경간방향 프리캐스트 부재 끝까지 거리는 경간의 $l_n/180$ 이상이어야 하며, 또한 다음 사항도 만족하여야 한다.

가. 속찬 또는 속빈슬래브	50 mm
나. 보 또는 복부를 가진 부재	75 mm

② 보강되지 않은 단부에서 지지패드는 지지 단부부터 최소 15 mm를 후퇴시켜 설치하거나, 모를 딴 경사 모서리를 둔 지지점의 경우에는 적어도 경사 모서리 면 뒤에 설치하여야 한다.

(4) KDS 14 20 52(4.4.2)의 규정은 정정구조물의 프리캐스트콘크리트 부재의 경우 정모멘트에 대한 배근 기준으로 적용될 필요는 없다. 그러나 이 경우 정착되는 철근의 1/3 이상을 4.1.1(5)와 KDS 14 20 50(4.2.1(2)②)에 규정된 허용오차를 고려하여 지압길이 중심까지 연장시켜야 한다.

4.3 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량

4.3.1 프리캐스트콘크리트 세그멘트 이음부의 설계

(1) 프리캐스트콘크리트 세그멘트 부재의 이음부 설계는 이 기준의 관련 규정을 적용하여야 한다.

(2) 프리캐스트콘크리트 세그멘트의 이음부는 사용하중이 작용할 때와 계수하중이 작용할 때의 응력에 대하여 검토하여야 한다. 이때 사용하중에 의한 인장응력을 검토할 때 허용휨인장응력은 2.5 MPa로 하여야 한다.

(3) 프리캐스트콘크리트 세그멘트 이음부의 구조상세는 다음에 따라야 한다.

① 프리캐스트콘크리트 세그멘트의 이음부에는 세그멘트 접합면의 전단저항강도를 증진시키기 위한 전단키를 설치하여야 한다. 이때 전단키는 전단력에 대하여 설계되어야 한다.

② 프리캐스트콘크리트 세그멘트 단부와 전단키의 주변부는 보강철근 또는 연직방향 긴장재 등으로 보강하여야 한다.

4.3.2 설계 고려 사항

(1) 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량이 균형 캔틸레버 공법, 가설 트러스 공법, 전진 가설 공법 등에 의해 건설될 때, 시공처짐량이 설계계산 값과 일치하도록 제어하기 위하여 가설할 때 콘크리트의 재령은 최소한 14일 이상이어야 한다.

(2) 세그멘트의 제작 장소에서 하부 거푸집을 둔 상태에서 내·외부 거푸집을 제거하기 전의 콘크리트 압축강도는 강도는 18 MPa 이상이어야 하고, 세그멘트를 제작 장소에서 저장소로 이동하려면 21 MPa 이상의 압축강도를 가져야 한다. 프리스트레싱 전에 종횡방향의 이음부 콘크리트의 강도는 18 MPa 이상이어야 하고, 최종 영구 긴장할 때 세그멘트콘크리트의 강도는 최소한 콘크리트의 설계기준압축강도 이상이어야 한다.

(3) 에폭시가 경화 전에 최소한 0.3 MPa의 압축응력이 에폭시 줄눈에 가해져야 한다.

(4) 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량의 복부에 두는 전단키는 복부 두께만큼의 구간에 두어야 한다. 전단키를 상, 하부 슬래브에 두는 경우에는 큰 전단키 한 개씩만 둘 수 있다.

(5) 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량에서 세그멘트 사이에는 에폭시 줄눈과 건식 줄눈을 사용할 수 있다. 여기서 에폭시 줄눈은 내적 긴장재를 사용하는 교량, 동결융해작용을 받거나 결빙방지제의 영향을 받는 교량에 사용하며, 건식줄눈은 동결융해나 결빙의 영향을 받지 않는 지역의 외적 포스트텐셔닝 긴장재와 관련된 교량에 사용하여야 한다.

(6) 외적 포스트텐셔닝 긴장재는 부식되지 않도록 부식방지 대책을 강구하여야 한다.

4.4 프리캐스트콘크리트 제품의 관리

4.4.1 매입물

(1) 콘크리트에서 돌출되거나 노출되는 매입물은 콘크리트가 굳지 않은 상태에 있을 때 다음 (2)에서 (4)까지 규정에 따라 콘크리트 속에 묻을 수 있다.

(2) 매입물은 굳지 않은 상태의 콘크리트 내에 배치된 철근에 갈고리로 정착하거나 결속근으로 묶을 수 없다.

(3) 매입물은 콘크리트가 굳지 않은 상태에서 제자리에 정확히 위치하도록 하여야 한다.

(4) 매입물 주변의 콘크리트는 적절히 다짐하여야 한다.

4.4.2 제품의 구분과 표시

(1) 철근 배치, 연결부, 지지대, 매입부, 정착장치, 콘크리트 피복 두께, 개구부, 양중장치, 제조 및 조립 허용범위 등에 관한 모든 상세는 제작도면상에 표시되어야 한다.

(2) 모든 프리캐스트콘크리트 부재나 구조요소에는 설치될 위치와 제작날짜를 표시하여야 한다.

4.4.3 운반과 저장 및 설치

(1) 프리캐스트콘크리트 부재의 양생, 거푸집 제거, 저장, 운반 및 설치 과정 중에 프리캐스트콘크리트 부재가 초과 응력을 받거나 뒤틀리거나 손상을 입지 않도록 하여야 하며, 구조물에 나쁜 영향을 줄 수 있는 솟음을 일으키지 않도록 하여야 한다.

(2) 프리캐스트콘크리트 부재는 영구적인 접합이 완료될 때까지 적절한 배치와 구조적 건전성을 보장하기 위하여 설치하는 동안에 적절한 버팀대와 받침대를 설치하여야 한다.

4.4.4 제품의 강도 평가

(1) 프리캐스트콘크리트 부재가 현장치기콘크리트와 합성구조가 될 때는 다음 (2)와 (3)의 규정에 따라 프리캐스트콘크리트 부재만으로 휨모멘트에 대한 시험을 수행할 수 있다.

(2) 각각의 프리캐스트콘크리트 부재에 대한 구조계산 결과 압축이나 좌굴에 위험하지 않을 때 시험하중을 작용시켜야 한다.

(3) 프리캐스트콘크리트 부재만으로 시험할 경우 프리캐스트콘크리트 부재의 인장철근에 발생하는 총 인장력은 KDS 14 20 90(4.2.5)에 규정된 하중조합에 의한 시험하중으로 합성부재를 가력할 때, 인장철근에 발생하는 총 인장력의 크기와 같게 되도록 시험하중을 작용시켜야 한다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	토목구조	정철헌	단국대학교	교수
	건축구조	박선규	성균관대학교	교수
	건축구조	안종문	안산대학교	교수
	건축구조	노영숙	서울과기대학교	쇼구

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 62 : 2016

프리캐스트 콘크리트구조 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 64 : 2016

구조용 무근콘크리트 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 64 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어의 정의 ····· 2

2. 조사 및 계획 ····· 2

3. 재료 ····· 2

4. 설계 ····· 2

4.1 설계 일반 ····· 2

4.2 강도 ····· 3

4.3 벽체 ····· 5

4.4 기초판 ····· 6

4.5 주각 ····· 7

4.6 프리캐스트콘크리트 부재 ····· 7

4.7 내진설계와 무근콘크리트 ····· 7

구조용 무근콘크리트 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 현장치기콘크리트 또는 프리캐스트콘크리트 부재 등과 같은 구조용 무근콘크리트 부재의 설계와 시공은 이 기준의 규정을 따라야 한다.

(2) 보도와 지표면 슬래브 등과 같이 지면에 바로 지지되는 슬래브의 설계와 시공은 이 기준을 적용하지 않는다. 다만, 이러한 부재가 다른 구조 부재에 의해 수직하중 또는 수평하중을 지면으로 전달하는 경우는 이 기준을 적용한다.

(3) 아치, 지하 설비 구조물, 중력벽, 차폐벽과 같은 특수한 구조물에 대해서도 이 기준의 해당 규정들을 적용할 수 있다.

1.2 기호정의

A_g : 단면의 전체 면적, mm^2

A_1 : 재하면적, mm^2

A_2 : 윗면이 재하되고 측면 기울기가 수직 1에 대하여 수평 2인 지점 내부에 완전한 형태로 구성되는 피라미드, 원추 또는 쐐기의 가장 큰 절단체 밑면의 면적, mm^2

b : 부재폭, mm

b_0 : 기초판에서 전단에 대한 위험단면의 둘레길이, mm

B_n : 재하면적 A_1의 공칭지압강도

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

h : 부재의 전체 두께, mm

l_c : 받침점 사이의 수직거리, mm

M_n : 단면의 공칭휨강도

M_u : 단면의 계수휨모멘트

P_n : 단면의 공칭축강도

P_{nw} : 4.3에 의해 설계된 벽체의 공칭축강도

P_u : 주어진 편심에 대한 계수축력

S_m : 단면계수, mm^3

V_n : 단면의 공칭전단강도

V_u : 단면의 계수전단력

β_c : 집중 또는 반력의 작용면에서 짧은 변에 대한 긴 변의 비

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참조)

1.3 용어의 정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 일반

4.1.1 제한 사항

(1) 이 기준의 규정은 무근콘크리트 부재의 설계에 적용하여야 한다.

(2) 구조용 무근콘크리트는 다음의 ①, ②및 ③의 경우에만 사용할 수 있으며, 기둥에는 무근콘크리트를 사용할 수 없다.

① 지반 또는 다른 구조용 부재에 의해 연속적으로 수직 지지되는 부재

② 모든 하중조건에서 아치작용에 의해 압축력이 유발되는 부재

③ 벽체와 주각(4.3, 4.5 참조)

(3) 이 기준의 규정은 현장치기콘크리트 말뚝 및 지반에 묻힌 교각의 설계에 적용할 수 없다.

(4) 구조용 무근콘크리트의 설계기준압축강도는 18 MPa 이상, 동시에 KDS 14 20 40의 내구성 제한 사항에서 요구하는 값 이상으로 하여야 한다.

4.1.2 줄눈

(1) 구조용 무근콘크리트 부재를 휨 불연속요소로 나누기 위하여 수축줄눈과 분리줄눈을 사용하여야 한다. 각 요소의 크기는 크리프, 건조수축, 온도의 영향에 의한 과다한 내부 응력의 발생을 억제할 수 있도록 결정하여야 한다.

(2) 수축줄눈 또는 분리줄눈의 개수와 위치를 결정할 때 기후조건의 영향, 재료의 선택과 배합비, 콘크리트의 배합, 치기, 양생, 변형에 대한 구속의 정도, 부재가 받고 있는 하중에 의한 응력 그리고 시공기술 등을 고려하여야 한다.

4.1.3 설계 방법

(1) 구조용 무근콘크리트 부재는 하중계수와 강도감소계수를 사용하여 이 설계기준의 규정에 따른 적절한 강도를 발휘할 수 있도록 설계하여야 한다.

(2) 계수하중과 단면력은 KDS 14 20 10(3.2)의 규정에 따라 결정하여야 한다.

(3) 소요강도가 설계강도를 초과하는 경우에는 철근으로 보강하여야 하며, 철근을 사용한 부재는 이 설계기준의 철근콘크리트 구조물 설계에 대한 모든 규정을 적용하여 설계하여야 한다.

(4) 휨모멘트와 축력을 받는 구조용 무근콘크리트 부재의 강도설계는 압축과 인장 모두 선형 응력-변형률 관계에 근거하여야 한다.

(5) 4.1.2의 규정을 따르면 무근콘크리트 부재를 설계할 때 콘크리트의 인장강도를 고려할 수 있다.

(6) 철근이 배치되어 있을 경우에도 철근의 강도는 고려하지 않는다.

(7) 인장력은 각 무근콘크리트 요소의 외부 단부, 시공줄눈, 수축줄눈, 분리줄눈을 통해 전달되지 않아야 한다. 인접한 구조용 무근콘크리트 요소 사이의 인장에 의한 휨 연속성은 없다고 가정하여야 한다.

(8) 휨모멘트, 휨모멘트와 축력의 조합, 전단력에 대한 강도를 계산할 때 부재의 전체 단면을 설계에 고려한다. 다만, 지반에 콘크리트를 치는 경우에 전체 두께 h는 실제 두께보다 50 mm 작은 값을 사용하여야 한다.

4.2 강도

(1) 휨모멘트를 받는 단면의 설계는 식 (4.2-1)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi M_n \geq M_u \tag{4.2-1}$$

여기서, 인장이 지배적일 경우에 M_n은 식 (4.2-2)에 의하여 계산되며, 압축이 지배적일 경우에는 식 (4.2-3)에 의해 계산한다.

$$M_n = 0.42\lambda \sqrt{f_{ck}} S_m \tag{4.2-2}$$

$$M_n = 0.85 f_{ck} S_m \tag{4.2-3}$$

여기서, S_m은 단면계수이다.

(2) 압축력을 받는 단면의 설계는 식 (4.2-4)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi P_n \geq P_u \tag{4.2-4}$$

여기서, P_n은 식 (4.2-5)에 의하여 계산되는 공칭축강도이다.

$$P_n = 0.60 f_{ck}\left[1-\left(\frac{l_c}{32h}\right)^2\right]A_1 \tag{4.2-5}$$

여기서, A_1은 재하면적이다.

(3) 휨모멘트와 축력을 동시에 받고 있는 부재는 압축면에서 식 (4.2-6)을 만족하도록 설계하여야 한다.

$$P_u/\phi P_n + M_u/\phi M_n \leqq 1 \tag{4.2-6}$$

그리고 인장면에서 식 (4.2-7)을 만족하여야 한다.

$$M_u/S_m - P_u/A_g \leqq 0.42\phi\lambda\sqrt{f_{ck}} \tag{4.2-7}$$

(4) 전단력에 대한 직사각형 단면의 설계는 식 (4.2-8)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi V_n \geqq V_u \tag{4.2-8}$$

여기서, V_n은 식 (4.2-9), 식 (4.2-10)에 따라 계산하여야 한다.

① 보작용에 대해서 :

$$V_n = 0.11\lambda\sqrt{f_{ck}}bh \tag{4.2-9}$$

②2방향 작용에 대해서 :

$$V_n = 0.11\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}}b_0h \leqq 0.22\lambda\sqrt{f_{ck}}b_oh \tag{4.2-10}$$

여기서, β_c는 집중하중 또는 반력부의 단변 길이에 대한 장변 길이의 비이다.

(5) 압축력을 받는 지압부의 설계는 식 (4.2-11)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi B_n \geqq P_u \tag{4.2-11}$$

여기서, P_u는 계수지압력이고, B_n은 식 (4.2-12)에 따라 계산되는 재하면적 A_1의 공칭지압강도이다.

$$B_n = 0.85 f_{ck}A_1 \tag{4.2-12}$$

모든 면에서 받침부의 면적이 재하면적보다 넓은 경우를 제외하고, 재하면적의 공칭지압강도 B_n에 2를 초과하지 않는 범위 내에서 $\sqrt{A_2/A_1}$를 곱하여 구할 수 있다.

(6) 이 기준에서 경량콘크리트에 대한 수정계수 λ는 특별히 언급되지 않는 한 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

4.3 벽체

4.3.1 설계 일반

(1) 구조용 무근콘크리트 벽체는 지반, 기초판, 기초벽, 지중보 또는 수직연속지지 부재로 거동할 수 있는 다른 구조 부재에 의해 연속으로 지지되어야 한다.

(2) 구조용 무근콘크리트 벽체는 벽체가 받고 있는 연직하중, 횡하중 그리고 다른 모든 하중을 고려하여 설계하여야 한다.

(3) 구조용 무근콘크리트 벽체는 축하중에 의해 발생되는 최대 계수휨모멘트에 대응하는 편심에 대하여 설계하여야 한다. 이때 편심은 $0.10h$ 이상이다. 만약 모든 계수축력의 합력이 벽체 전체 두께의 중앙 1/3 이내에 위치하는 경우 4.2(2) 또는 4.3.2에 따라 설계할 수 있다. 그렇지 않은 경우 벽체의 설계는 4.2(3)에 따라야 한다.

(4) 전단에 대한 설계는 4.2(4)에 따라야 한다.

4.3.2 실용 설계법

(1) 직사각형 단면을 가진 구조용 무근콘크리트 벽체는 모든 계수축력의 합력이 벽체 전체 두께의 중앙 3분 구간 내에 위치하는 경우에 식 (4.3-1)에 따라 설계할 수 있다.

(2) 축력이 작용하는 벽체의 설계는 식 (4.3-1)에 따라야 한다.

$$\phi P_{nw} \geq P_u \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, P_u는 계수축력이고, P_{nw}는 식 (4.3-2)에 의하여 계산되는 공칭축강도이다.

$$P_{nw} = 0.45 f_{ck} A_g \left[1 - \left(\frac{l_c}{32h}\right)^2\right] \qquad (4.3\text{-}2)$$

4.3.3 제한 사항

(1) 정밀한 구조해석에 의해 입증되지 않는 한, 각각의 수직으로 작용하는 집중하중에 대한 벽체의 수평방향 유효폭은 하중들의 중심간 거리를 초과할 수 없으며, 또한 하중지압부의 폭에 벽체 두께의 4배를 더한 길이를 초과할 수 없다.

(2) 다음 (3)을 제외한 내력벽의 두께는 벽체의 비지지 높이 또는 길이 중 작은 값의 1/24배 이상으로 하여야 하고, 또한 최소 150 mm 이상으로 하여야 한다.

(3) 지하층 외측 벽체와 기초 벽체판의 두께는 200 mm 이상으로 하여야 한다.

(4) 벽체는 횡방향 상대 변위가 일어나지 않도록 지지되어야 한다.

(5) 모든 창이나 출입구 등의 개구부 주위에 2개 이상의 지름 D16 이상의 철근을 배치하여야 한다. 이러한 철근은 개구부의 모서리에서 600 mm 이상 연장하여 정착시켜야 한다.

4.4 기초판

4.4.1 설계 일반

(1) 구조용 무근콘크리트 기초판은 계수하중과 지반반력에 대하여 이 설계기준의 해당 설계조건과 다음 (2)에서 (5)까지 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 기초판 밑면의 면적은 기초에 의해 지반으로 전달되는 사용하중에 의한 외력과 휨모멘트 그리고 토질역학의 원리에 의거하여 정해진 허용지지력으로 결정되어야 한다.

(3) 말뚝 위의 기초판에는 무근콘크리트를 사용할 수 없다.

(4) 구조용 무근콘크리트 기초판의 두께는 200 mm 이상으로 하여야 한다.

(5) 최대 계수휨모멘트는 다음과 같은 위험단면에 대해 계산되어야 한다.
① 콘크리트 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판의 경우 기둥, 주각 또는 벽체의 전면
② 조적조 벽체를 지지하는 기초판의 경우 벽체의 중심선과 전면과의 중간
③ 강재 밑판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판의 경우 강재 밑판 단부와 기둥 전면의 중간

4.4.2 무근콘크리트 기초판의 전단

(1) 최대 계수전단력 V_u는 다음 (2)의 규정에 따라 계산하여야 하며, 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판에서 전단력에 대한 위험단면의 위치는 기둥, 주각 또는 벽체의 전면으로 하여야 한다. 강재 밑판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판의 위험단면은 KDS 19 20 64(4.4.1(5)③)에서 정의되는 위치이다.

(2) 집중하중 또는 반력이 작용하는 부근에서 구조용 무근콘크리트 기초판의 전단강도는 다음 두 가지 조건 중 불리한 것으로 결정하여야 한다.
① 집중하중 또는 반력면의 전면부터 h 거리의 위치에서 전체 폭에 걸친 단면을 위험단면으로 하는 보 작용의 경우에는 식 (4.2-9)에 따라 설계하여야 한다.
② 집중하중 또는 반력을 받는 면적의 주위에 걸쳐 기초면에 수직한 위험단면을 갖는 2방향 작용의 경우에는 식 (4.2-10)에 따라 설계하여야 한다. 이때 둘레길이 b_o는 최소로 되어야 하나 집중하중이나 반력면의 둘레에서 $h/2$보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

(3) 원형단면 또는 정다각형 단면의 콘크리트 기둥이나 주각은 휨모멘트와 전단력에 대한 위험단면의 위치를 결정할 때 면적이 같은 정사각형 부재로 취급할 수 있다.

(4) 받침부재와 지지된 부재 사이의 접촉면에서 콘크리트의 계수지압력 P_u는 4.2(5)에 따른 양쪽 부재 지압면의 설계지압강도 ϕB_n을 초과할 수 없다.

4.5 주각

(1) 무근콘크리트 주각은 연직하중, 횡하중, 그리고 작용하고 있는 모든 하중을 고려하여 설계하여야 한다.

(2) 무근콘크리트 주각의 평균 최소 횡방향 두께에 대한 비지지 높이의 비는 3을 초과할 수 없다.

(3) 무근콘크리트 주각에 작용하는 최대 계수축력 P_u는 KDS 20 64(4.2(5))의 설계지압강도 ϕB_n을 초과하지 않아야 한다.

4.6 프리캐스트콘크리트 부재

(1) 프리캐스트 무근콘크리트 부재의 설계는 거푸집의 해체, 보관, 운반, 가설을 포함하는 초기 제작부터 구조물의 완성에 이르기까지 모든 하중 조건을 고려하여 설계하여야 한다.

(2) 4.1.1의 제한 사항은 프리캐스트 무근콘크리트 부재의 완성 상태뿐만 아니라 제작, 운반, 가설 동안에도 적용시켜야 한다.

(3) 프리캐스트콘크리트 부재는 횡력에 저항할 수 있는 구조 시스템으로 모든 횡력이 전달될 수 있도록 확실하게 연결되어야 한다.

(4) 프리캐스트콘크리트 부재는 연결이 완전해질 때까지 적절한 시공 위치와 구조적 일체성을 확보하기 위하여 적절히 지지하여 가설하여야 한다.

4.7 내진설계와 무근콘크리트

(1) 강진지역에 속하거나 또는 높은 지진위험도가 요구되는 지역에 해당하는 구조물은 다음을 제외하고 구조용 무근콘크리트를 사용한 기초요소를 가질 수 없다.

① 높이는 3층 이하이며 전단연결재로 연결된 벽체로 건설된 단세대 또는 두 세대형 독립가옥의 경우에는 벽체를 지지하는 기초 또는 독립기둥 및 주각을 지지하는 독립기초에 길이방향 철근이 없는 무근콘크리트 기초를 사용할 수 있다.

②① 이외의 모든 구조물에 대하여 현장치기 철근콘크리트 벽체 또는 보강 조적조 벽체를 지지하는 기초에 무근콘크리트 기초를 사용할 수 있다. 다만, 이러한 경우에는 최소한 2개의 철근이 길이방향으로 연속적으로 배치되어야 한다. 철근은 D13 이상을 사용하여야 하며 철근의 단면적은 기초단면적의 0.2% 이상이어야 한다.

③ 높이는 3층 이하이며 전단연결재로 연결된 벽체로 건설된 단 세대 또는 두 세대형 독립가옥의 경우에서 벽체의 두께가 200 mm 이상이고 1.2 m 이하의 한쪽 토사하중이 작용하는 경우에는 기초 및 지하 벽체에 무근콘크리트를 사용할 수 있다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	건축구조	양근혁	경기대학교	교수
	건축구조	이현호	동양대학교	교수
	건축구조	양주경	청운대학교	교수
	토목구조	김성민	경희대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 64 : 2016

구조용 무근콘크리트 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 66 : 2016

합성콘크리트 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 66 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 기호정의 ····· 1
1.3 용어의 정의 ····· 2
2. 조사 및 계획 ····· 2
3. 재료 ····· 2
4. 설계 ····· 2
4.1 설계 일반 ····· 2
4.2 합성콘크리트 휨부재의 설계 ····· 3
4.3 합성콘크리트 압축부재의 설계 ····· 4

합성콘크리트 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 별도로 시공된 강재, 강관 또는 프리캐스트콘크리트 부재와 현장치기콘크리트가 일체로 된 합성콘크리트 부재의 설계 방법을 규정한 것이다.

(2) 이 기준에서 특별히 규정된 내용을 제외하고는 이 구조기준의 모든 규정은 합성콘크리트 휨부재와 압축부재의 설계에 적용하여야 한다.

(3) 합성콘크리트 건물 부재의 설계는 철골 철근콘크리트 구조 계산기준에 따를 수 있다.

1.2 기호정의

A_c : 수평전단에 대하여 검토되는 접촉 면적, mm^2

A_g : 전체 단면적, mm^2

A_{sx} : 합성단면에서 구조용 형강 또는 강관의 단면적, mm^2

A_v : 거리 s 이내의 전단 연결재의 단면적, mm^2

b_s : 각형강의 폭, mm

b_v : 수평전단에 대하여 검토되는 접촉 면적의 단면 폭, mm

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 합성부재의 전체 깊이, mm

h_s : 강관 단면의 지름, mm

I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

I_{sx} : 합성부재 단면의 중심축에 대한 구조용 형강 또는 강관의 단면2차모멘트

r : 압축부재의 단면 회전반지름

s : 부재 길이방향의 전단연결재 간격

V_{nh} : 공칭 수평전단강도, N

V_u : 설계할 때 고려하는 단면의 계수전단력

β_d : 횡구속 골조에서는 $\beta_d < \beta_{dns}$를, 비횡구속 골조에서는 $\beta_d < \beta_{ds}$를 사용한다.

β_{dns} : 횡구속 골조에서 각각의 하중조합으로 계산된 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비

β_{ds} : 비횡구속 골조에서 1개 층 전체의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참조)

ρ_v : 접촉 면적에 대한 전단연결재 면적의 비

1.3 용어의 정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 일반

(1) 전체 합성부재 또는 그 일부를 압축력, 전단력과 휨모멘트에 저항하도록 사용할 수 있다.

(2) 각각의 부재요소는 각 재하단계에서 시공과정부터 발생 가능한 모든 위험한 하중조건에 대해 검토하여야 한다.

(3) 여러 요소의 기준강도, 단위질량 또는 그 밖의 특성 등이 서로 다를 경우에는 설계할 때 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여야 한다.

(4) 합성부재의 강도계산은 동바리를 받쳐 시공한 부재와 동바리 없이 시공한 부재 간의 구분을 하지 않는다.

(5) 합성부재의 모든 요소는 합성부재로서 설계기준강도를 완전히 발휘하기 전에 작용하는 모든 외력을 지지할 수 있도록 설계하여야 한다.

(6) 하중을 저항하기 위한 목적 외에 균열을 제어하고 합성부재의 각 요소들 사이의 상호 분리를 방지하기 위하여 철근을 추가로 배치하여야 한다.

(7) 합성휨부재는 KDS 14 20 30(4.2.4)의 처짐 제한 규정을 만족하여야 한다.

(8) 동바리를 사용하여 합성부재를 시공하였을 경우에, 동바리를 제거하였을 때 모든 하중을 지지할 수 있을 뿐 아니라 요구되는 처짐과 균열 한계 등을 충분히 만족할 수 있다고 판단될 때까지 동바리를 제거하지 말아야 한다.

4.2 합성콘크리트 휨부재의 설계

4.2.1 수직전단강도

(1) 합성콘크리트 휨부재의 전체 단면이 수직전단력을 저항한다고 가정하는 경우에는 동일한 단면 형상의 일체로 시공된 부재에 관한 KDS 14 20 22의 요구 조건들을 만족하도록 설계하여야 한다.

(2) 전단철근은 상호 연결된 부재 속으로 충분히 정착하여야 한다.

(3) 연장되거나 정착된 전단철근을 수평전단에 대한 전단철근으로 취급할 수 있다.

4.2.2 수평전단강도

(1) 합성콘크리트 휨부재에서 수평전단력이 상호 연결된 요소들의 접촉면에서 충분히 전달되는지 여부를 확인하여야 한다.

(2) 계산 결과가 4.4.2((3)과 (4))의 규정에 부합되도록 계산된 경우를 제외하고, 수평전단에 대한 단면설계는 다음 식 (4.2-1)에 따라야 한다.

$$V_u \le \phi V_{nh} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, V_{nh}는 공칭수평전단강도로서 다음과 같이 규정한다.

① 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh}는 $0.56b_vd$ 이하로 한다.

② 4.2.3에서 규정한 최소 전단연결재가 있으며 접촉면이 청결하고 부유물은 없으나 표면이 거칠게 만들어지지 않은 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh}는 $0.56b_vd$ 이하로 한다.

③ 4.2.3에서 규정한 최소 전단연결재가 있고 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 약 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh}는 $(1.8+0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d$ 로 하며, $3.5b_vd$보다 크게 취할 수는 없다. λ는 KDS 14 20 10(4.4)에 따르며, ρ_v는 $A_v/(b_v s)$이다.

④ 고려하는 단면에서 계수전단력 V_u가 $\phi(3.5b_vd)$를 초과하는 경우, 수평전단력에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.6.2)의 전단마찰 규정에 부합되도록 하여야 한다.

⑤ 4.2.2에서 d는 긴장재와 종방향 인장철근의 중심에서 압축측 연단까지의 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 $0.8h$ 이상이어야 한다.

(3) 수평전단력은 합성부재의 임의 요소에서 압축력이나 인장력의 실제 변화량을 계산하여 구하며, 이러한 힘은 이를 지지하는 요소에 수평전단력으로 전달할 수 있도록 조치하여야 한다. 계수수평전단력은 (2)에 규정된 수평전단강도 ϕV_{nh} 이하이어야 한다. 이때 b_vd 대신에 접촉면적 A_c를 사용하여야 한다.

(4) 수평전단력에 저항하는 전단연결재를 상기 (3)에 만족되도록 설계할 때, 부재축을 따라 전단연결재의 간격과 단면적은 부재 내의 전단력 분포를 반영하여 결정하여야 한다.

(5) 상호 연결된 요소 사이에 접촉면을 가로질러 인장력이 존재할 경우에, 최소의 전단연결재가 4.2.3의 규정에 따라 배치된 경우에만 접촉에 의한 전단전달을 허용할 수 있다.

4.2.3 수평전단에 대한 연결재

(1) 수평전단력을 전달시키기 위해 전단연결재를 사용할 경우, 연결재의 단면적은 KDS 14 20 22(4.3.3(3))의 규정에서 요구하는 면적 이상으로 한다. 또한 연결재의 간격은 지지 요소의 최소 치수의 4배, 또한 600 mm 이하이어야 한다.

(2) 수평전단력에 대한 전단연결재로는 단일철근이나 철선, 다중 스터럽 또는 용접철망의 수직철근 등이 사용될 수 있다.

(3) 모든 전단연결재는 상호 연결된 요소들에 충분히 정착되어야 한다.

4.2.4 구조용 강재를 철근콘크리트로 보강한 합성휨부재

(1) I형보를 포함한 구조용 강재를 철근콘크리트로 보강한 합성휨부재는 다음 (2)에서 (5)까지 규정을 만족하여야 한다.

(2) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 27 MPa 이상이어야 한다.

(3) 콘크리트의 건조수축과 크리프는 KDS 14 20 01(3.1.2((5)와 (6))의 규정에 따르며, 실험에 의한 자료를 사용할 수 있다.

(4) 휨부재 설계의 제한 사항은 KDS 14 20 20(4.2)의 규정에 따라야 한다.

(5) 교량 구조물의 전단연결재의 설계는 4.2.3의 규정과 KDS 24 00 00의 해당 규정에 따라야 한다.

4.3 합성콘크리트 압축부재의 설계

4.3.1 일반 사항

(1) 합성콘크리트 압축부재는 구조용 강재, 강관 또는 튜브를 축방향으로 보강한 압축부재를 말하며, 축방향 철근을 사용할 수도 있고 사용하지 않을 수도 있다.

(2) 합성콘크리트 압축부재의 강도는 보통철근콘크리트 부재에 적용하는 동일한 제한 조건을 사용하여 구하여야 한다.

(3) 합성부재의 콘크리트가 부담하는 축강도는 콘크리트에 지압을 주는 부재나 브래킷에 의하여 콘크리트에 전달되도록 하여야 한다.

(4) 합성부재의 콘크리트가 부담하지 않은 모든 축강도는 구조용 강재, 강관 또는 튜브 등에 직접 연결하여 발현되도록 하여야 한다.

(5) 장주효과의 계산에 있어서 합성단면의 회전반지름은 식 (4.3-1)의 값 이하로 하여야 한다.

$$r = \sqrt{\frac{0.2E_cI_g + E_sI_{sx}}{0.2E_cA_g + E_sA_{sx}}} \qquad (4.3\text{-}1)$$

정밀한 계산 대신에 KDS 14 20 20의 식 (4.4-6), 식 (4.4-14)의 EI는 KDS 14 20 20의 식 (4.4-7)이나 다음 식 (4.3-2) 중에서 하나를 사용하여야 한다.

$$EI = \frac{0.2E_cI_g}{1+\beta_d} + E_sI_{sx} \qquad (4.3\text{-}2)$$

여기서, KDS 14 20 20(4.4.6)의 횡구속 골조인 경우에는 $\beta_d = \beta_{dns}$를 사용하며, KDS 14 20 20(4.4.7)의 비횡구속 골조인 경우에는 $\beta_d = \beta_{ds}$를 사용한다.

4.3.2 콘크리트 심부를 둘러싸는 구조용 강재

(1) 콘크리트 심부를 구조용 강재로 둘러싸는 합성부재에서 구조용 강재의 두께는 다음 값 이상이어야 한다.

① 폭 b_s인 각형 강관 단면의 경우 : $b_s\sqrt{\frac{f_y}{3E_s}}$

② 지름이 h_s인 원형 강관 단면의 경우 : $h_s\sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}$

(2) 콘크리트 심부 내에 배치되는 축방향 철근은 A_{sx}와 I_{sx}의 계산에 포함시킬 수 있다.

4.3.3 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성부재

(1) 구조용 강재 심부를 나선철근과 콘크리트로 보강한 합성부재는 다음 (2)에서 (6)까지 규정을 만족하여야 한다.

(2) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 21 MPa 이상이어야 한다.

(3) 심부로 사용된 구조용 강재의 설계기준항복강도는 사용할 구조용 강재의 최소 항복강도이어야 하지만, 450 MPa을 초과할 수는 없다. 다만, KDS 14 20 20(4.1.1)의 가정에서 사용된 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건에 기초한 상세 해석과 실험을 통해 정당성이 증명될 경우, 항복강도 450 MPa을 초과하는 고강도강을 사용할 수 있다.

(4) 나선철근은 KDS 14 20 20(4.3.2(3))의 규정에 따라야 한다.

(5) 나선철근 내측에 배치되는 축방향 철근량은 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다.

(6) 나선철근의 내측에 배치되는 축방향 철근량은 A_{sx} 와 I_{sx}의 계산에 포함시킬 수 있다.

4.3.4 구조용 강재 심부 주위를 띠철근으로 보강한 합성부재

(1) 구조용 강재 심부를 띠철근과 콘크리트로 보강한 합성부재는 다음 (2)에서 (9)까지 규정을 만족하여야 한다.

(2) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 21 MPa 이상이어야 한다.

(3) 심부로 사용된 구조용 강재의 설계기준항복강도는 사용할 구조용 강재의 최소 항복강도이어야 하지만, 450 MPa을 초과할 수는 없다. 다만, KDS 14 20 20(4.1.1)의 가정에서 사용된 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건에 기초한 상세 해석과 실험을 통해 정당성이 증명될 경우, 항복강도 450 MPa을 초과하는 고강도강을 사용할 수 있다.

(4) 횡방향 띠철근은 구조용 강재 심부의 둘레를 완전히 둘러싸야 한다.

(5) 띠철근의 지름은 합성부재 단면의 가장 긴 변의 1/50배 이상이어야 하지만, D10 철근 이상이고 D16 철근 이하로 하여야 한다. 또한 띠철근 대신 등가단면적을 가진 용접철망을 사용할 수 있다.

(6) 횡방향 띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16배, 띠철근 지름의 48배, 합성부재 단면의 최소 치수의 1/2배 중에서 가장 작은 값 이하로 하여야 한다.

(7) 띠철근 내측에 배치되는 축방향 철근량은 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다.

(8) 축방향 철근은 직사각 단면의 모서리마다 배치하여야 하며, 축방향 철근의 중심 간격은 합성부재 단면의 최소 치수의 1/2 이하가 되도록 하여야 한다.

(9) 띠철근 내측에 배치되는 축방향 철근은 강도를 계산할 때 A_{sx}에 포함시킬 수 있지만, 장주효과를 고려하기 위해 I_{sx}를 계산할 때는 고려할 수 없다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	토목구조	윤석구	서울과기대학교	교수
	건축구조	윤현도	충남대학교	교수
	토목구조	심창수	중앙대학교	교수
	건축구조	엄태성	단국대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 66 : 2016

합성콘크리트 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 70 : 2016

콘크리트 슬래브와 기초판 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 70 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 기호정의 ····· 1
1.3 용어정의 ····· 2
2. 조사 및 계획 ····· 3
3. 재료 ····· 3
4. 설계 ····· 3
4.1 슬래브설계 ····· 3
4.2 기초판설계 ····· 15

부록
1. 일반사항 ····· 20
1.1 적용 범위 ····· 20
1.2 기호 ····· 20
2. 설계방법 ····· 20
2.1 제한 사항 ····· 20
2.2 휨모멘트 ····· 21
2.3 전단력 ····· 21
2.4 지지보 ····· 21

콘크리트 슬래브와 기초판 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정 중에서 4.1.1의 규정은 1방향 슬래브에 적용하여야 하고, 그 외의 4.1 규정은 받침부 사이에 보의 유무에 관계없이 2방향 이상으로 휨 보강되는 슬래브 시스템 설계에 적용하여야 한다.

(2) 장방형 2방향 슬래브는 부록에 따라 설계할 수 있다.

(3) 속찬 슬래브와 장선 또는 리브 사이에 영구적이거나 제거할 수 있는 채움재에 의하여 움푹 파인 곳이나 구멍이 있는 슬래브도 이 기준의 규정을 따라야 한다.

(4) 이 기준의 규정에 따라 설계된 슬래브의 최소 두께는 KDS 14 20 30(4.2) 규정에 따라야 한다.

(5) 독립기초의 기초판 설계는 이 기준의 규정을 따르는 것을 원칙으로 하며, 벽기초, 복합기초와 전면기초의 기초판 설계에도 적용할 수 있다.

(6) 벽기초, 복합기초와 전면기초의 기초판을 설계할 경우에는 4.2.4.2의 규정도 따라야 한다.

1.2 기호정의

b_1 : KDS 14 20 22(4.11.1)에서 정의한 위험단면 b_0에서 휨모멘트를 산정하는 경간방향으로 측정한 폭, mm

b_2 : KDS 14 20 22(4.11.1)에서 정의한 위험단면 b_0에서 b_1에 수직한 방향으로 측정한 폭, mm

c_1 : 휨모멘트를 산정하는 경간방향으로 측정한 직사각형 또는 등가직사각형의 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 폭, mm

c_2 : 휨모멘트를 산정하는 경간방향과 수직한 방향으로 측정한 직사각형 또는 등가직사각형의 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 폭, mm

C : 비틀림 특성을 정의하는 단면상수

$$=\Sigma\left(1-0.63\frac{x}{y}\right)\frac{x^3y}{3}$$

T형 또는 L형 단면은 여러 개의 직사각형으로 나누어 각 부분의 C 값을 더하여 산정한다.

E_{cb} : 보의 콘크리트 탄성계수

E_{cc} : 기둥의 콘크리트 탄성계수

E_{cs} : 슬래브의 콘크리트 탄성계수

h : 부재의 전체 두께, mm

I_b : 4.1.2.1(4)에 정의한 비틀림 보 단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트

I_s : 슬래브 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트(α와 β_t에서 정의되는 슬래브 폭의 $h^3/12$배)

K_t : 비틀림 부재의 비틀림 강성. 단위회전각에 대한 비틀림모멘트, 4.1.4.5 참조

l_n : 휨모멘트를 산정하는 방향의 받침부 사이의 순경간

l_1 : 휨모멘트를 산정하는 방향의 받침부 중심 사이의 경간

l_2 : l_1에 수직한 방향의 받침부 중심 사이의 경간. 4.1.3.2(3)과 4.1.3.2(4) 참조

M : 상하 기둥이 저항하여야 할 계수휨모멘트, 4.1.3.9(2) 참조

M_F : 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합

M_o : 전체 정적 계수휨모멘트

M_u : 단면의 계수휨모멘트

V_c : 콘크리트에 의한 공칭전단강도, KDS 14 20 22(4.9.2(2)) 참조

V_u : 단면의 계수전단력

w_d : 단위면적당 계수고정하중

w_l : 단위면적당 계수활하중

w_u : 단위면적당 계수하중

x : 단면의 직사각형 부분 중 단변의 치수

y : 단면의 직사각형 부분 중 장변의 치수

a : 보의 양측 또는 한 측에 인접하여 있는 슬래브 판의 중심선에 의해 구획된 폭으로 이루어진 슬래브의 휨강성에 대한 보의 휨강성의 비 $=E_{cb}I_b/E_{cs}I_s$

α_1 : l_1 방향의 α

α_2 : l_2 방향의 α

β_t : 슬래브의 휨강성에 대한 테두리보의 비틀림강성 비, 이때 슬래브의 폭은 테두리보의 받침부 중심간 경간과 동일함. $=E_{cb}C/2E_{cs}I_s$

ρ : 인장철근비

ρ_b : 균형철근비

ϕ : 강도감소계수

d_{pile} : 기초판 밑면에 연결된 말뚝의 지름

β : 기초판의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 슬래브설계

4.1.1 1방향 슬래브

4.1.1.1 설계 원칙

(1) 마주보는 두 변에만 지지되는 1방향 슬래브는 KDS 14 20 20의 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 4변에 의해 지지되는 2방향 슬래브 중에서 단변에 대한 장변의 비가 2배를 넘으면 1방향 슬래브로 해석하며, 이 경우 일반적으로 슬래브의 단변방향의 경간을 사용하여 KDS 14 20 20의 규정에 따라 설계하여야 한다. 그리고 이때 사용하는 경간은 KDS 14 20 10(4.7)의 규정에 따라야 한다.

4.1.1.2 철근콘크리트 보와 일체로 된 연속 슬래브

(1) 철근콘크리트 보와 일체로 만든 연속 슬래브의 휨모멘트 및 전단력을 구하기 위하여, 단순받침부 위에 놓인 연속보로 가정하여 탄성해석 또는 KDS 14 20 10(4.1)에 따른 근사적인 계산방법을 사용할 수 있다. 이때 경간은 KDS 14 20 10(4.7)의 규정에 따라야 하고, 산정되는 휨모멘트는 다음과 같이 수정하여 설계하여야 한다.

① 활하중에 의한 경간 중앙의 부모멘트는 산정된 값의 1/2만 취할 수 있다.

② 경간 중앙의 정모멘트는 양단 고정으로 보고 계산한 값 이상이어야 한다.

③ 순경간이 3.0 m를 초과할 때 순경간 내면의 휨모멘트를 사용할 수 있다. 그러나 이 값들이 순경간을 경간으로 하여 계산한 고정단 휨모멘트 이상으로 하여야 한다.

(2) 슬래브 양단부의 보의 처짐이 서로 다를 때는 그 영향을 고려하여야 한다.

4.1.1.3 구조 상세

(1) 1방향 슬래브의 두께는 KDS 14 20 30(4.2.1)에 따라야 하며, 최소 100 mm 이상으로 하여야 한다.

(2) 슬래브의 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근의 중심 간격은 위험단면에서는 슬래브 두께의 2배 이하이어야 하고, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다. 기타의 단면에서는 슬래브 두께의 3배 이하이어야 하고, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

(3) 1방향 슬래브에서는 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근에 직각방향으로 수축·온도철근을 KDS 14 20 50(4.6.2)에 따라 배치하여야 한다.

(4) 슬래브 끝의 단순받침부에서도 내민슬래브에 의하여 부모멘트가 일어나는 경우에는 이에 상응하는 철근을 배치하여야 한다.

(5) 슬래브의 단변방향 보의 상부에 부모멘트로 인해 발생하는 균열을 방지하기 위하여 슬래브의 장변방향으로 슬래브 상부에 철근을 배치하여야 한다. 배치 방법은 KDS 14 20 10(4.10(3))에 따라야 한다.

4.1.2 2방향 슬래브의 설계 절차

4.1.2.1 정의

(1) 기둥 또는 벽체가 지지하는 슬래브의 c_1과 c_2 그리고 순경간 l_n은 슬래브 하부의 접촉면에 의해 정의된 유효지지단면에 근거하여야 한다. 유효지지단면은 슬래브의 바닥 표면 또는 지판이 있는 경우는 이의 바닥 표면이 기둥축을 중심으로 45° 내로 펼쳐진 기둥과 기둥머리 또는 브래킷 내에 위치한 가장 큰 정원추, 정사면추 또는 쐐기 형태의 표면과 이루는 절단면으로 정의된다.

(2) 주열대는 기둥 중심선 양쪽으로 $0.25l_2$와 $0.25l_1$ 중 작은 값을 한쪽의 폭으로 하는 슬래브의 영역을 가리킨다. 받침부 사이의 보는 주열대에 포함한다.

(3) 중간대는 두 주열대 사이의 슬래브 영역을 가리킨다.

(4) 보가 슬래브와 일체로 되거나 완전한 합성구조로 되어 있을 때, 보의 단면은 보가 슬래브의 위 또는 아래로 내민 깊이 중 큰 깊이만큼을 보의 양측으로 연장한 슬래브 부분을 포함한 것으로서, 보의 한 측으로 연장되는 거리는 슬래브 두께의 4배 이하로 하여야 한다.

(5) 슬래브와 기둥의 접합부에서 전단에 대한 위험단면을 확장시킬 때는 전단머리를 슬래브 아래로 돌출시켜야 하고, 돌출된 두께만큼 기둥 표면부터 최소 위험단면을 넓혀야 한다.

4.1.2.2 해석 및 설계 방법

(1) 슬래브 시스템은 평형조건과 기하학적 적합조건을 만족한다면 어떠한 방법으로도 설계할 수 있다. 다만, 모든 단면의 설계강도가 KDS 14 20 10(3) 적용한 소요강도 이상이어야 하고 처짐의 제한 등 사용성을 만족하여야 한다.

(2) 슬래브와 보가 있을 경우 받침부 사이의 보 및 이들과 직교하여 골조를 이루는 기둥 또는 벽체를 포함하는 슬래브 시스템은 연직하중에 대하여 4.1.3에서 규정하고 있는 직접설계법이나 4.1.4에서 규정하고 있는 등가골조법으로 설계할 수 있다.

(3) 횡방향 변위가 발생하는 골조의 횡력해석을 위한 부재의 강성은 철근과 균열의 영향을 고려하여야 한다.

(4) 슬래브 시스템이 횡하중을 받는 경우 횡력해석과 연직하중의 해석 결과는 조합하여야 한다.

(5) 슬래브와 보가 있을 경우 받침부 사이의 보는 모든 단면에서 발생하는 계수휨모멘트에 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

4.1.2.3 불균형휨모멘트의 전달

(1) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡방향 하중으로 인하여 슬래브와 기둥 사이에 휨모멘트가 전달될 때, 이 불균형휨모멘트는 KDS 14 20 22(4.11.7)에 따라 설계되어야 한다.

(2) KDS 14 20 22(4.11.7)에 규정된 식 (4.11-14), 식 (4.11-15)의 M_F만큼의 불균형휨모멘트는 슬래브 위험단면 내에서 휨에 의해 전달된다고 간주한다. 여기서, 슬래브 위험단면은 기둥 또는 기둥머리 면에서 양쪽으로 슬래브나 지판 유효 두께의 0.5배 (0.5 d) 만큼 떨어진 폭을 나타낸다.

(3) 전단과 비틀림에 의하여 슬래브에서 기둥과 벽체로 전달되는 하중에 대한 설계는 KDS 14 20 22 기준에 따라야 한다.

4.1.2.4 플랫 슬래브의 지판

(1) 플랫 슬래브에서 기둥 상부의 부모멘트에 대한 철근을 줄이기 위하여 지판을 사용하는 경우 지판의 크기는 다음 (2)에서 (4)까지 규정에 따라야 한다.

(2) 지판은 받침부 중심선에서 각 방향 받침부 중심 간 경간의 1/6 이상을 각 방향으로 연장시켜야 한다.

(3) 지판의 슬래브 아래로 돌출한 두께는 돌출부를 제외한 슬래브 두께의 1/4 이상으로 하여야 한다.

(4) 지판 부위의 슬래브 철근량을 계산할 때 슬래브 아래로 돌출한 지판의 두께는 지판의 외단부에서 기둥이나 기둥머리 면까지 거리의 1/4 이하이어야 한다.

4.1.3 직접설계법

4.1.3.1 제한 사항

(1) 다음 (2)에서 (8)까지 규정을 만족하는 슬래브 시스템은 직접설계법을 사용하여 설계할 수 있다.

(2) 각 방향으로 3경간 이상 연속되어야 한다.

(3) 슬래브 판들은 단변 경간에 대한 장변 경간의 비가 2 이하인 직사각형이어야 한다.

(4) 각 방향으로 연속한 받침부 중심간 경간 차이는 긴 경간의 1/3 이하이어야 한다.

(5) 연속한 기둥 중심선을 기준으로 기둥의 어긋남은 그 방향 경간의 10% 이하이어야 한다.

(6) 모든 하중은 슬래브 판 전체에 걸쳐 등분포된 연직하중이어야 하며, 활하중은 고정하중의 2배 이하이어야 한다.

(7) 모든 변에서 보가 슬래브를 지지할 경우 직교하는 두 방향에서 보의 상대강성은 식 (4.1-1)을 만족하여야 한다.

$$0.2 \le \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \le 5.0 \qquad (4.1\text{-}1)$$

(8) 직접설계법으로 설계한 슬래브 시스템은 KDS 14 20 10(4.2)에서 허용한 휨모멘트 재분배를 적용할 수 없다. 휨모멘트의 재분배는 4.1.3.7을 참조한다.

(9) 4.1.2.2의 규정을 만족하는 해석으로 입증한다면 4.1.3.1의 제한 사항을 다소 벗어나더라도 직접설계법을 적용할 수 있다.

4.1.3.2 전체 정적 계수휨모멘트

(1) 각 경간의 전체 정적 계수휨모멘트는 받침부 중심선 양측의 슬래브 판 중심선을 경계로 하는 설계대 내에서 산정하여야 한다.

(2) 정계수휨모멘트와 평균 부계수휨모멘트의 절댓값의 합은 어느 방향에서나 다음 값 이상으로 하여야 한다.

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8} \qquad (4.1\text{-}2)$$

(3) 받침부 중심선 양측 슬래브 판의 직각방향 경간이 다른 경우, 식 (4.1-2)의 l_2는 이들 횡방향 두 경간의 평균값으로 하여야 한다.

(4) 가장자리에 인접하고 그에 평행한 경간은 식 (4.1-2)의 l_2는 가장자리부터 슬래브 판 중심선까지 거리로 하여야 한다.

(5) 순경간 l_n은 기둥, 기둥머리, 브래킷 또는 벽체의 내면 사이의 거리이다. 다만, 식 (4.1-2)의 l_n 값은 $0.65\,l_1$이상으로 하여야 한다. 원형이나 정다각형 받침부는 같은 단면적의 정사각형 받침부로 취급하여야 한다.

4.1.3.3 정 및 부계수휨모멘트

(1) 부계수휨모멘트는 직사각형 받침부 면에 위치하는 것으로 한다. 원형이나 정다각형 받침부는 같은 단면적의 정사각형 받침부로 취급할 수 있다.

(2) 내부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트 M_o를 다음과 같은 비율로 분배하여야 한다.

① 부계수휨모멘트 0.65

② 정계수휨모멘트 0.35

(3) 단부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트 M_o를 표 4.1-1에 따라 분배하여야 한다.

표 4.1-1 단부 경간 정 및 부계수휨모멘트의 분배율

구분	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	구속되지 않은 외부 받침부	모든 받침부 사이에 보가 있는 슬래브	내부 받침부 사이에 보가 없는 슬래브		완전 구속된 외부 받침부
			테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우	
내부 받침부의 부계수휨모멘트	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
정계수휨모멘트	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
외부 받침부의 부계수휨모멘트	0	0.16	0.26	0.30	0.65

(4) 불균형휨모멘트를 인접한 부재의 강성에 따라 분배되도록 해석하여 설계하거나 받침부 양쪽 경간의 부계수휨모멘트 중 큰 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

(5) 슬래브 단부 또는 테두리보는 외부 받침부의 부계수휨모멘트가 분배되는 만큼 비틀림에 견디도록 설계하여야 한다.

(6) 4.1.2.3(2)에 따라 슬래브와 외부 기둥 사이에 전달되는 연직하중에 대한 휨모멘트는 $0.3\,M_o$로 하여야 한다.

4.1.3.4 주열대의 계수휨모멘트

(1) 주열대는 내부 받침부의 부계수휨모멘트를 표 4.1-2의 비율로 분배한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

표 4.1-2 주열대 내부 받침부의 분배백분율(%)

l_2/l_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	75	75	75
$(\alpha_1 l_2/l_1)\geq 1.0$	90	75	45

위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용한다.

(2) 주열대는 외부 받침부의 부계수휨모멘트를 표 4.1-3의 비율로 분배한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

표 4.1-3 주열대 외부 받침부의 분배배분율(%)

l_2/l_1		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	$\beta_t=0$	100	100	100
	$\beta_t\geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_1 l_2/l_1)\geq 1.0$	$\beta_t=0$	100	100	100
	$\beta_t\geq 2.5$	90	75	45

위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용한다.

(3) M_o 계산에 사용한 경간 l_2의 3/4 이상이 기둥이나 벽체로 지지되는 경우, 부모멘트는 l_2를 따라 균등하게 분포한다고 간주할 수 있다.

(4) 주열대는 정계수휨모멘트를 표 4.1-4의 비율로 분배한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

표 4.1-4 주열대 중앙부의 분배백분율(%)

l_2/l_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	60	60	60
$(\alpha_1 l_2/l_1)\geq 1.0$	90	75	45

위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용한다.

(5) 받침부 사이에 보가 있는 슬래브의 주열대는 보가 부담하지 않는 주열대 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

4.1.3.5 보의 계수휨모멘트

(1) $(\alpha_1 l_2/l_1)$값이 1.0 이상인 경우, 받침부 사이의 보는 주열대 휨모멘트의 85%를 견디도록 설계하여야 한다.

(2) $(\alpha_1 l_2/l_1)$값이 1.0과 0 사이인 경우는 보의 주열대 휨모멘트 분담률을 85%와 0% 사이를 직선 보간하여 구하여야 한다.

(3) 보는 (1), (2)와 4.1.3.2(2)의 규정에 따라 등분포하중에 대하여 산정한 휨모멘트뿐만 아니라, 슬래브 상하로 내민보 부분의 무게와 보에 직접 작용하는 집중하중이나 분포하중에 의한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

4.1.3.6 중간대의 계수휨모멘트

(1) 주열대가 부담하지 않는 정 및 부계수휨모멘트의 분담분은 주열대 양쪽의 1/2 중간대에 비례하여 할당하여야 한다.

(2) 각 중간대는 2개의 1/2 중간대에 할당한 휨모멘트들의 합에 견디도록 설계하여야 한다.

(3) 벽체가 지지하는 가장자리에 인접하고, 그에 평행한 중간대는 첫 번째 내부 받침부의 1/2 중간대에 할당된 휨모멘트의 2배를 견디도록 설계하여야 한다.

4.1.3.7 계수휨모멘트의 수정

고려하는 방향에서 슬래브 판에 대한 전체 정적 계수휨모멘트가 식 (4.1-2)에 의해 요구된 휨모멘트보다 작지 않은 범위 내에서 정 및 부계수휨모멘트는 10%까지 수정할 수 있다.

4.1.3.8 보가 있는 슬래브의 계수전단력

(1) $(\alpha_1 l_2/l_1)$의 값이 1 이상인 보는 슬래브 판의 네 모퉁이에서 변과 45°의 각을 이루는 선과 장변에 평행한 슬래브 판 중심선이 만드는 재하면적에 작용하는 계수하중에 의한 전단력에 견디도록 설계하여야 한다.

(2) $(\alpha_1 l_2/l_1)$의 값이 1 미만일 때에는 $\alpha_1 = 0$인 경우 보가 하중을 받지 않는다고 가정하여 직선보간하여 보가 분담하는 전단력을 구할 수 있다.

(3) 보는 (1)과 (2)에 따라 산정한 전단력뿐만 아니라 보에 직접 작용하는 계수하중에 의한 전단력에 견디도록 설계하여야 한다.

(4) 슬래브의 전단강도는 (1)과 (2)에 따라 하중이 보에 분배된다는 가정에 의해 산정하여야 한다. 또한 슬래브는 슬래브 판에 일어나는 전체 전단력에 견디도록 설계하여야 한다.

(5) 전단강도는 KDS 14 20 22의 규정을 만족하여야 한다.

4.1.3.9 기둥과 벽체의 계수휨모멘트

(1) 슬래브 시스템과 일체로 이루어진 기둥과 벽체들은 슬래브 시스템에 작용하는 계수하중에 의해 발생하는 휨모멘트에 견딜 수 있어야 한다.

(2) 전체적인 해석을 하지 않는 한, 내부 받침부에서 슬래브 상하의 받침부재는 상하 부재의 강성에 직접 비례하여 식 (4.1-3)에 규정된 휨모멘트를 견디도록 설계하여야 한다.

$$M = 0.07[(w_d + 0.5w_l)l_2 l_n^2 - w_d' l_2' (l_n')^2] \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, w_d', l_2', l_n'는 짧은 경간에 대한 값이다.

4.1.4 등가골조법

4.1.4.1 기본가정

(1) 등가골조법에 의한 슬래브 시스템의 설계는 4.1.4.2부터 4.1.4.6까지 규정의 기본 가정을 바탕으로 하고, 이로부터 얻은 휨모멘트와 전단력에 견디도록 슬래브 및 받침부재의 모든 단면을 설계하여야 한다.

(2) 강재로 된 기둥머리를 사용하는 경우, 휨모멘트와 전단력에 대한 이들 기둥머리의 강성과 저항력을 고려할 수 있다.

(3) 직접응력에 의한 기둥과 슬래브의 길이변화와 전단력에 의한 처짐은 무시할 수 있다.

4.1.4.2 등가골조

(1) 건물 전체 구조는 가로 및 세로방향의 기둥선을 따라 등가골조로 이루어진다고 간주할 수 있다.

(2) 각 골조는 기둥이나 받침부의 중심선을 기준으로 한 좌우 슬래브 판의 중심선에 의해서 구획된 일련의 기둥 또는 받침부와 슬래브-보 대로 구성하여야 한다.

(3) 기둥 또는 받침부는 비틀림 부재에 의해 슬래브-보에 연결되어 있다고 가정한다(4.1.4.5 참조). 이 비틀림 부재는 휨모멘트를 산정하는 경간방향에 직교하고 기둥 측면부터 등가골조로 구획된 양측 슬래브 판 중심선까지 연장되는 것으로 가정할 수 있다.

(4) 단부에 인접하고 그에 평행한 골조는 그 단부와 인접한 슬래브 판의 중심선에 의해 구획되어야 한다.

(5) 각 등가골조는 전체적으로 해석할 수 있으나, 연직하중에 대해서는 상하 기둥의 먼 단부를 고정으로 간주하여 각 층별로 해석할 수도 있다.

(6) 슬래브-보를 각 층별로 분리하여 해석할 경우, 연속 슬래브의 한 받침부의 휨모멘트는 슬래브-보가 그 받침부부터 두 경간 떨어진 받침부가 고정되어 있다고 가정하여 구할 수 있다.

4.1.4.3 슬래브-보

(1) 접합부 또는 기둥머리 바깥의 슬래브-보 단면의 단면2차모멘트는 콘크리트 단면 전체에 대하여 산정하여야 한다.

(2) 골조를 해석할 때 슬래브-보의 축을 따라 변하는 단면2차모멘트 변화를 고려하여야 한다.

(3) 기둥 중심에서 기둥, 브래킷 및 기둥머리 면까지의 슬래브-보의 단면2차모멘트는 기둥, 브래킷 및 기둥머리 면의 단면2차모멘트를 $(1-c_2/l_2)^2$으로 나눈 값과 같다고 가정하여야 한다. 여기서, c_2와 l_2는 휨모멘트를 산정하는 경간에서 직교방향으로 측정한 값들이다.

4.1.4.4 기둥

(1) 접합부 또는 기둥머리 바깥에 있는 기둥의 단면2차모멘트는 콘크리트 단면 전체에 대하여 산정하여야 한다.

(2) 기둥의 축을 따라서 변하는 단면2차모멘트의 변화는 골조를 해석할 때 고려하여야 한다.

(3) 슬래브-보의 윗면과 아래면 사이 접합부에서 기둥단면의 단면2차모멘트는 무한대로 가정하여야 한다.

4.1.4.5 비틀림 부재

(1) 비틀림 부재(4.1.4.2(3) 참조)는 부재의 전체 길이에 걸쳐서 일정한 단면을 가지는 것으로 가정하고, 이 단면은 다음 중 큰 것으로 택하여야 한다.

① 휨모멘트를 결정 산정하는 경간방향의 기둥, 브래킷 또는 기둥머리의 폭과 같은 폭의 슬래브 부분

② 일체식이거나 완전합성구조일 경우 위의 ①에서 규정된 슬래브 부분에 슬래브 상하의 횡방향 보를 더한 것

③4.1.2.1(4)에서 정의한 횡방향 보

(2) 비틀림 부재의 강성 K_t는 근사적으로 다음 식 (4.1-4)로 계산할 수 있다.

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1-c_2/l_2)^3} \qquad (4.1\text{-}4)$$

(3) C는 비틀림 상수로서, 유효플랜지폭을 갖는 보에서는 단면을 여러 개의 직사각형으로 나누어 식 (4.1-5)에 따라 구하여야 한다.

$$C = \sum [(1-0.63\frac{x}{y})\frac{x^3 y}{3}] \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, x는 직사각형 단면의 짧은 변, y는 긴 변을 나타낸다.

(4) 휨모멘트를 결정하는 경간방향으로 보가 기둥에 연결되어 있는 경우의 비틀림강성은, 보가 없는 슬래브만의 단면2차모멘트에 대한 그 보를 포함한 슬래브 단면2차모멘트의 비를 곱하여 구하여야 한다.

4.1.4.6 활하중의 배치

(1) 활하중의 재하 상태를 아는 경우에는 그 하중 상태에 대하여 등가골조를 해석하여야 한다.

(2) 활하중의 재하 상태가 가변적이지만 그 크기가 고정하중의 3/4 이하인 경우 또는 활하중이 본질적으로 모든 슬래브 판에 동시에 작용하는 경우에는, 전체 슬래브 시스템에 전체 계수활하중을 재하할 때 모든 단면에 최대 계수휨모멘트가 발생한다고 가정할 수 있다.

(3) (2)의 규정과 다른 하중 조건인 경우, 슬래브 판의 경간 중앙부의 최대 정계수휨모멘트는 전체 계수활하중의 3/4이 그 슬래브 판과 한 경간씩 건너 슬래브 판에 작용할 때 일어난다고 가정할 수 있다. 또한 받침부의 최대 부계수휨모멘트는 전체 계수활하중의 3/4이 그 받침부에 인접한 두 슬래브 판들에만 작용할 때 발생한다고 가정할 수 있다.

(4) 모든 단면의 계수휨모멘트는 전체 계수활하중이 모든 슬래브 판에 동시에 작용할 때 발생하는 값 이상이어야 한다.

4.1.4.7 계수휨모멘트

(1) 내부 받침부의 부계수휨모멘트(주열대 및 중간대)에 대한 위험단면은 직사각형 받침부 면으로 하며, 기둥 중심에서 $0.175\,l_1$ 이내에 있어야 한다.

(2) 브래킷이나 기둥머리가 있는 외부 받침부의 가장자리와 직각방향의 부계수휨모멘트에 대한 위험단면은 받침부 면에서 브래킷이나 기둥머리의 돌출길이의 1/2 이내에 있어야 한다.

(3) 받침부가 원형이나 정다각형일 경우, 같은 단면적의 정사각형 받침부로 취급하여 부계수휨모멘트에 대한 위험단면을 구한다.

(4) 4.1.3.1의 제한 사항을 만족하는 슬래브 시스템을 등가골조법으로 해석한 경우, 정모멘트와 평균 부모멘트의 절댓값의 합이 식 (4.1-2)의 값보다 작지 않은 범위에서 정 및 부모멘트를 감소시킬 수 있다.

(5) 슬래브-보 위험단면의 휨모멘트는 4.1.3.1(7)의 제한조건을 만족한다면, 4.1.3.4, 4.1.3.5 및 4.1.3.6의 규정에 따라 주열대, 보 및 중간대에 분배할 수 있다.

4.1.5 2방향 슬래브의 배근 상세

4.1.5.1 소요철근량과 간격

(1) 2방향 슬래브 시스템의 각 방향의 철근 단면적은 위험단면의 휨모멘트에 의해 결정하며 KDS 14 20 50(4.6)에서 요구하는 최소 철근량 이상이어야 한다.

(2) 위험단면의 철근 간격은 슬래브 두께의 2배 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다. 다만 와플구조나 리브구조로 된 부분은 예외로 한다. 와플구조 상부의 슬래브 철근은 KDS 14 20 50(4.6)의 요구 사항에 따라야 한다.

4.1.5.2 철근의 정착

(1) 불연속 단부에 직각방향인 정모멘트에 대한 철근은 슬래브의 끝까지 연장하여 직선 또는 갈고리로 150 mm 이상 테두리보, 기둥 또는 벽체 속에 묻어야 한다.

(2) 불연속 단부에 직각방향인 부모멘트에 대한 철근은 KDS 14 20 52의 규정에 따라 구부림, 갈고리 또는 다른 방법으로, 받침부 면에서 테두리보, 기둥 또는 벽체 속으로 정착하여야 한다.

(3) 불연속 단부에서 슬래브가 테두리보나 벽체로 지지되어 있지 않은 경우 또는 슬래브가 받침부를 지나 캔틸레버로 되어 있는 경우에는 철근을 슬래브 내부에 정착할 수 있다.

4.1.5.3 외부 모퉁이의 보강철근

(1) 외부 모퉁이 슬래브를 α값이 1.0보다 큰 테두리보가 지지하는 경우, 모퉁이 부분의 슬래브 상, 하부에 다음 (2)에서 (4)에 따라 모퉁이 보강철근을 배치하여야 한다.

(2) 슬래브 상, 하부에 배치하는 특별 보강철근은 슬래브 단위폭당 최대 정모멘트와 같은 크기의 휨모멘트에 견딜 만큼 충분하여야 한다.

(3) 이 휨모멘트는 슬래브 상부에서는 모퉁이에서 그은 대각선에 직각인 축에, 슬래브 하부에서는 대각선에 평행한 축에 대하여 작용한다고 가정할 수 있다.

(4) 특별 보강철근은 모퉁이부터 긴 경간의 1/5 길이만큼 각 방향에 배치하여야 한다.

(5) 특별 보강철근은 슬래브 상부에서 대각선에 평행한 방향으로 배치하고 슬래브 하부의 경우 대각선에 직각방향으로 배치하여야 한다. 또는 특별 보강철근은 슬래브 상부와 하부에서 각각 슬래브 각 모서리에 평행하게 두 층으로 배치할 수 있다.

4.1.5.4 보가 없는 슬래브의 철근 상세

(1) 보가 없는 슬래브의 철근은 4.1.5의 모든 요구 조건과 더불어 그림 4.1-1에 표시한 최소 연장길이도 확보하여야 한다.

(2) 인접한 경간의 길이가 다를 경우, 받침부부터 부모멘트에 대한 철근의 최소 연장은 그림 4.1-1에 보인 바와 같이 하되 그 기준은 긴 경간으로 하여야 한다.

(3) 2방향 슬래브에서 굽힘철근은 슬래브 두께와 경간의 비가 굽힘철근의 굽힘각도가 45° 이하가 될 수 있는 경우에만 사용하여야 한다.

(4) 횡력을 지지하는 2방향 슬래브는 구조해석에 의하여 철근의 길이를 결정하여야 하며, 그림 4.1-1의 최소 연장길이 이상으로 하여야 한다.

(5) 각 방향의 주열대 내의 모든 하부 철근이나 철선이 연속이거나 그림 4.1-1에 위치한 것과 같은 A급 겹침이음으로 이어야 한다. 각 방향으로 적어도 2개의 주열대 하부철근이나 철선이 기둥 위를 지나야 하며 외부 받침부에 정착하여야 한다.

(6) 전단머리가 있는 슬래브나 리프트-슬래브의 시공에서는 적어도 각 방향으로 2개의 부착된 하부 철근이나 철선이 가능한 한 기둥에 근접하게 전단머리나 리프팅 칼라를 지나도록 하여야 하며, 연속이거나 A급 겹침이음으로 이어야 한다. 외부 기둥에서는 이 철근을 전단머리나 리프팅 칼라에 정착시켜야 한다.

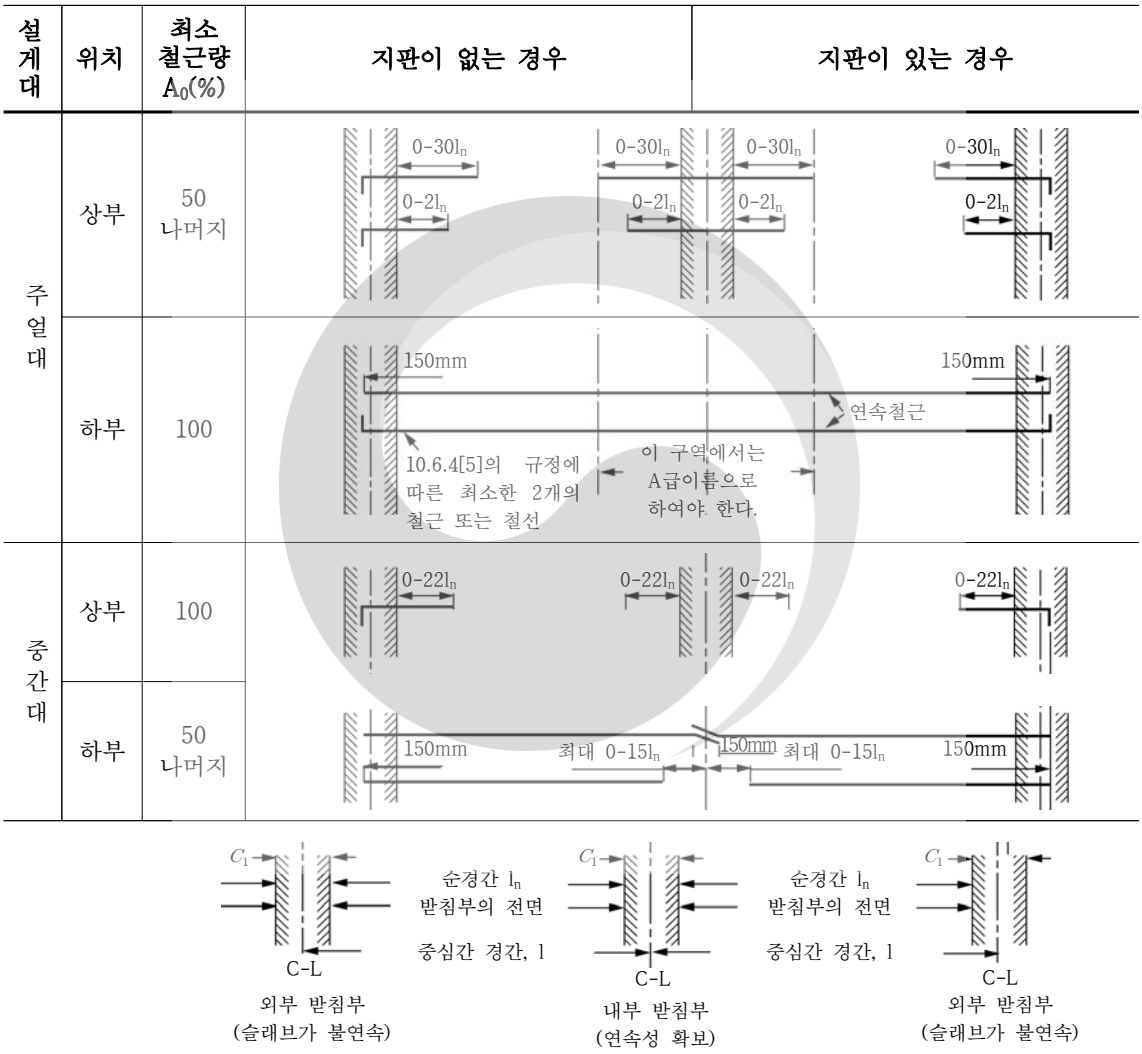


그림 4.1-1 보가 없는 슬래브에서 철근의 최소 정착길이

(KDS 14 20 52(4.4.2(1))의 받침부의 정착 참조)

4.1.6 슬래브 시스템의 개구부

(1) 구조해석에 의하여 설계강도가 소요강도 이상이고 처짐제한을 포함하여 모든 사용성을 만족할 경우, 어떤 크기의 개구부도 슬래브 시스템 내에 둘 수 있다.

(2) (1)에 따른 해석을 하지 않는다면, 보가 없는 슬래브 시스템은 다음에 따라 개구부를 둘 수 있다.

① 양 방향의 중간대가 겹치는 부분은 개구부가 없을 때의 소요철근량을 유지한다면 어떤 크기의 개구부도 둘 수 있다.

② 양 방향의 주열대가 겹치는 부분은 어느 쪽의 경간에서나 주열대 폭의 1/8 이상이 개구부에 의해 절단되지 않아야 한다. 개구부에 의해 절단된 철근량은 개구부 주변에 추가 배치하여야 한다.

③ 주열대와 중간대가 겹치는 부분은 어느 설계대에 대해서도 개구부에 의하여 절단되는 철근이 1/4 이하이어야 한다. 개구부에 의해 절단된 철근량은 개구부 주변에 추가 배치하여야 한다.

④ KDS 14 20 22(4.11.6)의 전단에 대한 규정을 만족시켜야 한다.

(3) 개구부 크기가 슬래브 판 크기에 비해 상대적으로 작은 경우 개구부에 의해 절단되는 철근과 같은 단면적의 철근을 개구부 양쪽에 보강하여야 한다.

(4) 개구부가 슬래브 판 크기에 비해 상대적으로 큰 경우 각 모서리에서 캔틸레버 슬래브로 가정하여 설계할 수 있으며, 인접 슬래브를 설계할 때는 개구부의 영향을 고려하여야 한다.

(5) 개구부가 크고 한쪽으로 치우쳐서 위치한 경우 3변 연속이고 1변 자유인 슬래브로 취급할 수 있으며, 인접 슬래브를 설계할 때는 개구부의 영향을 고려하여야 한다.

4.2 기초판설계

4.2.1 설계 일반

(1) 기초판은 이 기준의 규정에 따라 계수하중과 그에 의해 발생되는 반력에 견디도록 설계하여야 한다.

(2) 기초판의 밑면적, 말뚝의 개수와 배열은 기초판에 의해 지반 또는 말뚝에 전달되는 힘과 휨모멘트, 그리고 토질역학의 원리에 의하여 계산된 지반 또는 말뚝의 허용지지력을 사용하여 산정하여야 한다. 이때 힘과 휨모멘트는 하중계수를 곱하지 않은 사용하중을 적용하여야 한다.

(3) 말뚝기초의 기초판 설계에서 말뚝의 반력은 각 말뚝의 중심에 집중된다고 가정하여 휨모멘트와 전단력을 계산할 수 있다.

(4) 기초판에서 휨모멘트, 전단력 그리고 철근정착에 대한 위험단면의 위치를 정할 경우, 원형 또는 정다각형인 콘크리트 기둥이나 주각은 같은 면적의 정사각형 부재로 취급할 수 있다.

(5) 기초판 윗면부터 하부철근까지 깊이는 직접기초의 경우는 150 mm 이상, 말뚝기초의 경우는 300 mm 이상으로 하여야 한다.

4.2.2 기초판 설계

4.2.2.1 휨모멘트에 대한 설계

(1) 기초판 각 단면의 휨모멘트는 기초판을 자른 수직면에서 그 수직면의 한쪽 전체 면적에 작용하는 힘에 대해 계산하여야 한다.

(2) 기초판의 최대 계수휨모멘트를 계산할 때, 그 위험단면은 다음과 같이 구한다.
① 콘크리트 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판은 기둥, 주각 또는 벽체의 외면
② 조적조 벽체를 지지하는 기초판은 벽체 중심과 단부의 중간
③ 강재 밑판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판은 기둥 외측 면과 강재 밑판 단부의 중간

(3) 1방향 기초판 또는 2방향 정사각형 기초판에서 철근은 기초판 전체 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 한다.

(4) 2방향 직사각형 기초판의 각 방향 철근 배치는 다음 규정을 따라야 한다.
① 장변방향의 철근은 폭 전체에 균등히 배치시킨다.
② 단변방향의 철근은 전체 철근량에서 식 (4.2-1)에서 산출한 비율만큼 유효폭 내에 균등하게 배치한 후, 나머지 철근량을 이 유효폭 이외의 부분에 균등히 배치시킨다.

$$\frac{\text{유효폭 내에 배치되는 철근량}}{\text{단변방향의 전체 철근량}} = \frac{2}{\beta+1} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, 유효폭은 기둥이나 주각의 중심선이 유효폭의 중심이 되도록 하며 기초판의 단변길이로 취한다.

4.2.2.2 전단력에 대한 설계

(1) 흙이나 암반에 지지된 기초판의 전단강도는 KDS 14 20 22(4.11)의 슬래브와 기초판에 대한 규정에 따라야 한다.

(2) 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판의 전단력에 대한 위험단면은 4.2.2.1(2)①에 규정된 위치를 기준으로 결정하여야 한다. 그리고 강재 밑판을 갖는 기둥 또는 주각을 지지하는 기초판의 위험단면은 4.2.2.1(2)③에 규정된 위치를 기준으로 결정하여야 한다.

(3) 임의 말뚝의 중심에서 기둥 중심까지 거리가 말뚝의 상단에서 기초판의 상단까지 거리의 2배보다 큰 경우 기초판은 (4)와 KDS 14 20 22(4.11)을 만족시켜야 한다. 그 외의 기초판은 (4)와 KDS 14 20 22(4.11), KDS 14 20 24의 규정을 만족시켜야 한다. KDS 14 20 24를 적용한다면 스트럿의 유효콘크리트 압축강도 f_{ce}는 KDS 14 20 24(4.2.2(2)②)의 규정에 따라 산정하여야 한다.

(4) 말뚝에 지지되는 기초판에서 임의 단면에 대한 전단력은 다음 규정에 따라 계산하여야 한다.
① 말뚝의 중심이 그 단면에서 $d_{pile}/2$ 이상 외측에 있는 말뚝에 의한 반력 전체는 그 단면에 전단력으로 작용하는 것으로 하여야 한다.
② 말뚝의 중심이 그 단면에서 $d_{pile}/2$ 이상 내측에 있는 말뚝에 의한 반력은 전단력으로 작용하지 않는 것으로 보아야 한다.
③ 말뚝의 중심이 위 ①과 ②에서 규정한 중간에 위치하는 경우, 단면의 외측 $d_{pile}/2$의 위치에서 말뚝 반력 전체를, 단면의 내측 $d_{pile}/2$의 위치에서 반력을 영(0)으로 하여 직선보간으로 말뚝중심에서 산정한 반력이 기초판 단면에 전단력으로 작용하는 것으로 보아야 한다.

4.2.2.3 기초판 철근의 정착

(1) 기초판의 철근정착은 KDS 14 20 52의 규정에 따라야 한다.

(2) 각 단면에서 계산된 철근의 인장력 또는 압축력이 단면의 양측에서 발휘될 수 있도록 묻힘길이, 표준갈고리나 기계적 장치 또는 이들의 조합에 의하여 철근을 정착하여야 한다.

(3) 철근정착에 대한 위험단면은 최대 계수휨모멘트에 대해 4.2.2.1(2)에 규정한 위험단면과 같은 위치로 가정하며, 단면이나 철근이 변하는 수직면도 위험단면으로 보아야 한다. 또한 KDS 14 20 52(4.4.1(5))의 규정도 따라야 한다.

4.2.3 기둥, 벽체 또는 주각 밑면에서 힘의 전달

4.2.3.1 힘의 전달장치

(1) 기둥 또는 벽체 밑면에서 힘과 휨모멘트는 콘크리트의 지압과 철근, 다웰철근 및 기계적연결장치에 의해 기초판에 전달시켜야 한다.

(2) 받침부재와 지지되는 부재 사이의 접촉면에서 콘크리트 지압응력은 KDS 14 20 20(4.7)에서 규정하는 콘크리트 지압강도를 초과할 수 없다.

(3) 받침부재와 지지되는 부재 사이의 철근, 다웰철근 또는 기계적연결장치는 다음의 ①과 ②와 같은 힘이 충분히 전달될 수 있어야 한다. 그 외에 철근, 다웰철근 또는 기계적연결장치는 4.2.3.2 또는 4.2.3.3의 규정을 따라야 한다.
① 어느 한쪽 부재의 콘크리트 지압강도를 초과하는 모든 압축력
② 접촉면 사이의 인장력

(4) 벽체 또는 기둥에서 휨모멘트가 주각 또는 기초판에 전달되는 경우에는 철근, 다웰철근 또는 기계적연결장치는 KDS 14 20 52(4.7)의 규정에 따라 설계하여야 한다.

(5) 횡력은 KDS 14 20 22(4.5)의 전단마찰의 규정 또는 다른 적절한 방법에 의하여 주각 또는 기초판에 전달시켜야 한다.

4.2.3.2 현장치기콘크리트 시공에서 힘 전달

(1) 현장치기콘크리트 시공에서 4.2.3.1을 만족시키는 보강방법으로서 종방향 철근을 받침부재인 주각 또는 기초판까지 연장시키거나 다웰철근으로 연결시켜야 한다.

(2) 현장치기콘크리트 기둥과 주각의 경우, 접촉면 사이의 철근 단면적은 지지되는 부재 단면적의 0.005배 이상으로 하여야 한다.

(3) 현장치기콘크리트 벽체의 경우, 접촉면 사이의 철근 단면적은 KDS 14 20 72(4.2(2))에서 규정한 최소 수직 철근량 이상이어야 한다.

(4) 기초판에서 압축력만을 받는 경우에 D41과 D51인 종방향 철근은 4.2.3.1에서 요구하는 힘의 전달을 위한 다웰철근과 겹침이음을 할 수 있다. 다웰철근은 D35 이하이어야 하며, D41 또는 D51 철근의 정착길이와 다웰철근의 압축겹침이음길이 중 큰 값 이상으로 지지되는 부재 속으로 연장하여야 하며, 기초판 속으로는 다웰철근의 정착길이 이상으로 연장하여야 한다.

(5) 현장치기콘크리트 공사에서 핀접합이나 로커접합이 적용되는 경우에는 4.2.3.1과 4.2.3.3에 따라야 한다.

4.2.3.3 프리캐스트콘크리트 시공에서 힘 전달

(1) 프리캐스트콘크리트 시공에서 4.2.3.1을 만족시키는 보강방법으로서 앵커볼트나 다음의 (2)에서 (4)까지 규정과 같이 적절한 기계적연결장치를 사용할 수 있다. 앵커볼트는 KDS 14 20 54에 따라 설계하여야 한다.

(2) 프리캐스트콘크리트 기둥 또는 주각과 받침부재 간의 접합은 KDS 14 20 62(4.2.1(4)①)의 요구 조건을 만족시켜야 한다.

(3) 프리캐스트콘크리트 벽체와 받침부재 간의 접합은 KDS 14 20 62(4.2.1(4)②, ③)의 요구 조건을 만족시켜야 한다.

(4) 앵커볼트 및 기계적연결장치는 정착장치의 파괴나 주위의 콘크리트가 파괴되기 전에 설계강도에 도달하도록 설계하여야 한다. 앵커볼트는 KDS 14 20 54에 따라 설계하여야 한다.

4.2.4 특수한 기초판

4.2.4.1 경사 또는 계단형 기초판

(1) 경사 또는 계단형 기초판에서 경사의 각도, 계단의 깊이 및 위치는 모든 단면에서 설계조건을 만족하여야 한다. 이 경우 KDS 14 20 52(4.4.1(5))의 규정도 따라야 한다.

(2) 일체로 설계된 경사 또는 계단형 기초판은 일체로 거동하도록 시공하여야 한다.

4.2.4.2 벽기초, 복합기초 및 전면기초

(1) 2개 이상의 기둥, 주각, 벽체를 지지하는 기초판은 이 구조기준의 관련 규정에 따라 계수하중과 반력에 견디도록 설계하여야 한다.

(2) 4.1.3에서 규정한 슬래브의 직접설계법은 벽기초, 복합기초 및 전면기초의 기초판 설계에 사용할 수 없다.

(3) 벽기초, 복합기초 및 전면기초의 기초판 밑면에 작용하는 토압분포는 흙과 구조물의 성질 및 토질역학 원리에 적합하도록 정하여야 한다.

(4) 프리스트레스 되지 않은 전면기초판의 각 주방향의 최소 철근량은 KDS 14 20 50(4.6.2)의 규정에 적합하여야 한다. 철근의 최대 간격은 450 mm 이하이어야 한다.

부록. 장방형 슬래브 설계용 계수

1. 일반사항

1.1 적용 범위

(1) 4변이 지지되고 있는 2방향 슬래브 설계에만 이 부록의 규정을 적용할 수 있다.

(2) 슬래브를 지지하고 있는 부재의 상대적 처짐에 의한 슬래브의 단면력 변화를 별도로 고려하여야 한다.

1.2 기호

C : 부록의 표 2-1, 2-2 및 2-3에 주어진 2방향 슬래브에 대한 휨모멘트계수, 이 계수는 C_A neg, C_B neg, C_A DL, C_B DL, C_A LL, C_B LL과 같은 지표가 있다.

l_1 : 단변방향으로 순경간

l_2 : 장변방향으로 순경간

M_a : l_1 방향 경간의 휨모멘트

M_b : l_2 방향 경간의 휨모멘트

m : l_1/l_2 : 2방향 슬래브에서 장변경간에 대한 단변경간의 비

w_u : 단위면적당 등분포하중 : 부모멘트와 전단력 계산을 위해서 부록 표 2-1의 w_u는 고정하중 또는 활하중에 하중계수를 곱한 것을 사용하여야 함. 정모멘트에 대하여 부록 표 2-2, 2-3에서 사용하기 위한 w_u는 고정하중과 활하중으로 분리하여야 함.

W_A, W_B : 부록 표 2-4에 의한 l_1과 l_2 방향에 대한 하중의 분포비 : 이 값들은 전단력의 계산과 받침점의 반력 계산에 사용하여야 함.

2. 설계방법

2.1 제한 사항

(1) 2방향 슬래브는 다음과 같은 각 방향에 대하여 띠로서 이루어져 있다고 가정하여야 한다.

① 폭이 패널 폭의 1/2이고, 패널의 중앙선에 대하여 대칭이며, 고려하고 있는 휨모멘트 방향에 평행으로 전체 패널에 걸쳐 있는 것을 중간대라고 한다.

② 폭이 패널 폭의 1/2이고 중간대의 외측에 2/4의 면적을 차지하고 있는 것을 주열대라고 한다.

(2) 장변경간에 대한 단변경간의 비가 0.5보다 작을 때, 그 슬래브는 1방향 슬래브로 가정하여야 한다.

(3) 불연속단은 정모멘트의 1/3 크기의 부모멘트를 사용하여 설계하여야 한다.

(4) 휨모멘트 계산에서 위험단면은 다음 위치에 있다고 가정한다.
① 부모멘트는 패널의 연단을 따라 받침면
② 정모멘트의 경우 중앙선

2.2 휨모멘트

(1) 중간대에서 단변방향과 장변방향의 휨모멘트는 부록 표 2-1, 2-2 및 2-3을 사용하여 다음 식 (2-1)과 식 (2-2)를 사용하여 각각 계산하여야 한다.

$$M_a = C_A w_u l_1^2 \qquad (2\text{-}1)$$

$$M_b = C_B w_u l_2^2 \qquad (2\text{-}2)$$

(2) 주열대 휨모멘트는 중간대와 경계선에서는 M_a와 M_b의 전체 값으로 하고, 패널의 단부로 가면서 이들 값의 1/3로 직선적으로 감소하는 것으로 계산하여야 한다.

(3) 받침점의 한쪽의 부모멘트가 다른 쪽 값의 80%보다 작을 때는 그 차이를 슬래브의 상대 강도에 비례하여 재분배시켜야 한다.

2.3 전단력

슬래브의 전단력은 하중이 부록 표 2-4에 따라서 받침점에 등분포된다고 가정하여 계산할 수 있다.

2.4 지지보

(1) 2방향 슬래브의 지지보에 작용하는 하중은 l_1과 l_2 방향에서 하중의 백분율에 대한 부록 표 2-4를 사용하여 계산하여야 한다.

(2) 어떤 경우에도 단면 단부에 연한 보에 작용하는 하중이 모서리에서 그은 45°선의 교차점으로 둘러싸인 면적 내의 하중 이상이어야 한다.

(3) 단변 보에 작용하는 단위길이당 등가 등분포하중은 $w_u l_1/3$으로 계산하여야 한다.

표 2-1 슬래브의 부모멘트에 대한 계수

ω_u는 등분포 고정하중과 활하중에 하중계수를 곱한 합

($\omega_u = 1.2D + 1.6L$)

$m = l_1/l_2$		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9
		□	▭	▭	▭	▭	□	□	▭	▭
1.00	C_A neg		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	C_B neg		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	C_A neg		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	C_B neg		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	C_A neg		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	C_B neg		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	C_A neg		0.060		0066	0.082	0.083		0.049	0.072
	C_B neg		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	C_A neg		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	C_B neg		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	C_A neg		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	C_B neg		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	C_A neg		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	C_B neg		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	C_A neg		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	C_B neg		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60	C_A neg		0.081		0.089	0.088	0.096		0.080	0.085
	C_B neg		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	C_A neg		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	C_B neg		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	C_A neg		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	C_B neg		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

* 굵은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* C_A는 짧은 경간 구속단부에서 부모멘트계수이고, C_B는 긴 경간 구속단부에서 부모멘트계수이다(구속이 1변에만 이루어진 경우는 구속단부에서 부모멘트계수이다).

표 2-2 슬래브의 고정하중에 의한 정모멘트계수

ω_u는 등분포 고정하중과 활하중에 하중계수를 곱한 합

($\omega_u = 1.2D$)

$m = l_1/l_2$		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9
		□	□	□	□	□	□	□	□	□
1.00	C_A DL	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	C_B DL	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	C_A DL	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	C_B DL	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	C_A DL	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.025	0.025	0.026
	C_B DL	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	C_A DL	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	C_B DL	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	C_A DL	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	C_B DL	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	C_A DL	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	C_B DL	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	C_A DL	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	C_B DL	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	C_A DL	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	C_B DL	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	C_A DL	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	C_B DL	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	C_A DL	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	C_B DL	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	C_A DL	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	C_B DL	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

* 굵은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* C_A는 짧은 경간 구속단부에서 부모멘트계수이고, C_B는 긴 경간 구속단부에서 부모멘트계수이다(구속이 1변에만 이루어진 경우는 구속단부에서 부모멘트계수이다).

표 2-3 슬래브의 활화중에 의한 정모멘트계수

ω_u는 등분포 활하중에 하중계수를 곱한 하중

($\omega_u = 1.6L$)

$m = l_1/l_2$		Case1 □	Case2 ▭	Case3 ▭	Case4 ▭	Case5 ▭	Case6 ▭	Case7 ▭	Case8 ▭	Case9 ▭
1.00	C_A LL	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	C_B DL	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	C_A LL	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	C_B DL	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	C_A LL	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	C_B DL	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	C_A LL	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	C_B DL	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	C_A LL	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	C_B DL	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	C_A LL	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	C_B DL	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	C_A LL	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	C_B DL	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	C_A LL	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	C_B DL	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	C_A LL	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	C_B DL	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	C_A LL	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	C_B DL	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	C_A LL	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	C_B DL	0.005	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

* 굵은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* C_A는 짧은 경간 중앙부에서 정모멘트계수이고, C_B는 긴 경간 중앙부에서 정모멘트계수이다.

표 2-4 슬래브 전단력과 받침점 하중의 계산을 위한 계수등분포하중 w_u의 l_1과 l_2방향의 분포비

$m = l_1/l_2$		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9
1.00	W_A	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_B	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_A	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_B	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_A	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_B	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_A	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_B	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_A	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_B	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_A	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_B	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_A	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_B	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_A	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_B	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_A	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_B	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_A	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_B	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_A	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_B	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

* 굵은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* W_A는 짧은 경간 중앙부에서 정단력계수이고, W_B는 긴 경간 단부에서 전단력계수이다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	건축구조	최광호	남서울대학교	교수
	토목구조	노병철	상지대학교	교수
	토목구조	윤석구	서울과기대학교	교수
	토목구조	박대효	한양대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 70 : 2016

콘크리트 슬래브와 기초판 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 72 : 2016

콘크리트 벽체 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 72 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 1

2. 조사 및 계획 ····· 2

3. 재료 ····· 2

4. 설계 ····· 2

4.1 설계 일반 ····· 2

4.2 최소 철근비 ····· 2

4.3 벽체의 설계 ····· 3

4.4 비내력벽과 지중보 ····· 6

콘크리트 벽체 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 휨모멘트의 작용 여부에 관계없이 축력을 받는 벽체의 설계는 이 기준의 벽체설계규정에 따라야 한다.

(2) 캔틸레버식 옹벽의 설계는 KDS 14 20 74(4.1)에 따라야 한다.

1.2 기호정의

A_g : 전체 단면적, mm^2

A_s : 인장철근 단면적, mm^2

c : 압축측 연단에서 중립축까지 거리, mm

d : 압축측 연단에서 인장철근 중심까지 거리, mm

e : 편심거리, mm

E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa

E_s : 철근의 탄성계수, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 두께, mm

I_{cr} : 균열단면에 대한 단면2차모멘트, mm^4

k : 압축부재의 유효길이계수

l_c : 받침부 사이의 수직길이, mm

l_w : 전단력 방향의 전체 벽 또는 부분적인 벽의 길이, mm

M_a : 처짐을 계산할 때 부재의 최대 휨모멘트

M_{cr} : 외력에 의해 단면에서 휨균열을 일으키는 휨모멘트, 균열휨모멘트

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 일반

(1) 벽체는 계수연직축력이 0.4 $A_g f_{ck}$ 이하이고 총 수직철근량이 단면적의 0.01배 이하인 부재를 가리키며, 이외의 부재는 KDS 14 20 20 및 KDS 14 20 50의 압축부재의 설계 및 배근 원칙을 따라야 한다.

(2) 벽체는 이에 작용하는 편심축하중, 수평하중 및 기타 하중에 대하여 안전하게 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

(3) 축하중을 받는 벽체의 설계는 4.1, 4.2와 4.3의 규정에 따라야 한다.

(4) 정밀한 구조해석에 의하지 않는 한, 각 집중하중에 대한 벽체의 유효수평길이는 하중 사이의 중심거리 그리고 하중 지지폭에 벽체 두께의 4배를 더한 길이 중 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

(5) 전단력에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.9)의 규정에 따라야 한다.

(6) 벽체와 일체가 된 압축부재의 설계는 KDS 14 20 20(4.3.1(4))의 규정에 따라야 한다.

(7) 벽체의 철근은 이와 교차하는 구조 부재인 바닥, 지붕, 기둥, 벽기둥, 부벽, 교차벽체 및 기초 등에 충분히 정착시켜야 한다.

(8) 철근량 및 벽 두께의 제한은 각각 4.2 및 4.3.2(3)의 규정을 따라야 한다. 다만, 정밀한 구조해석에 의하여 충분한 강도와 구조안정성을 확인할 수 있을 경우에는 이를 따르지 않을 수 있다.

(9) 벽체의 밑면에서 기초판으로 하중전달은 KDS 14 20 70(4.2.3)의 규정에 따라야 한다.

4.2 최소 철근비

(1) 벽체의 수직 및 수평 최소 철근비는 (2) 및 (3)의 규정을 따라야 한다. 다만, KDS 14 20 22(4.9.2(5)), (4.9.3)의 규정에 의해 요구되는 전단보강철근의 소요량이 더 큰 경우에는 그 소요량을 적용하여야 한다.

(2) 벽체의 전체 단면적에 대한 최소 수직철근비는 다음 규정을 따라야 한다.

① 설계기준항복강도 400 MPa 이상으로서 D16 이하의 이형철근	0.0012
② 기타 이형철근	0.0015
③ 지름 16 mm 이하의 용접철망	0.0012

(3) 벽체의 전체 단면적에 대한 최소 수평철근비는 다음에 따라야 한다.

① 설계기준항복강도 400 MPa 이상으로서 D16 이하의 이형철근	0.0020
② 기타 이형철근	0.0025
③ 지름 16 mm 이하의 용접철망	0.0020

(4) 두께 250 mm 이상의 벽체에 대해서는 다음의 각 항에 따라 수직 및 수평철근을 벽면에 평행하게 양면으로 배치하여야 한다. 다만, 지하실 벽체에는 이 규정을 적용하지 않을 수 있다.

① 벽체의 외측 면 철근은 각 방향에 대하여 전체 소요철근량의 1/2 이상, 2/3 이하로 하며, 외측 면부터 50 mm 이상, 벽 두께의 1/3 이내에 배치하여야 한다.

② 벽체의 내측 면 철근은 각 방향에 대한 소요철근량의 잔여분을 내측 면부터 20 mm 이상, 벽 두께의 1/3 이내에 배치하여야 한다.

(5) 수직 및 수평철근의 간격은 벽 두께의 3배 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

(6) 수직철근이 집중 배치된 벽체부분의 수직철근비가 0.01배 이상인 경우 KDS 14 20 50(4.4.2)의 규정에 따른 횡방향 띠철근을 설치하여야 하며, 이외의 경우에는 횡방향 띠철근을 설치하지 않을 수 있다. 이때 띠철근의 수직간격은 벽체 두께 이하로 하여야 하며, 수직철근이 압축력을 받는 철근이 아닌 경우에는 횡방향 띠철근을 설치할 필요가 없다.

(7) 모든 창이나 출입구 등의 개구부 주위에는 4.2(1)에 규정된 최소 철근량 이외에도 수직 및 수평방향으로 이열 배근된 벽체에서 두 개의 D16 이상 철근, 일렬 배근된 벽체에서 한 개의 D16 이상의 철근을 창이나 출입구 등의 개구부 주변에 배치하여야 한다. 이때 이러한 철근은 개구부 모서리에서 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 정착되어야 한다.

4.3 벽체의 설계

4.3.1 압축부재로서 벽체의 설계

축력을 받거나 축력과 휨모멘트를 동시에 받는 벽체의 설계는 KDS 14 20 20(4.1), (4.4), (4.5), (4.6.1), (4.7)과 이 기준의 4.1, 4.2의 규정에 따라야 한다. 다만, 해당 조건을 만족할 경우 4.3.2의 실용 설계법을 따를 수 있다.

4.3.2 실용 설계법

(1) 직사각형 단면의 벽체로서 4.1, 4.2 및 4.3.2의 모든 요구 조건을 만족하고 계수하중의 합력이 벽 두께의 중앙 1/3 이내에 작용하는 경우에는 이 4.3.2에서 규정하는 실용 설계법에 의하여 설계할 수 있다.

(2) 상기 (1)의 규정에 부합될 때 벽체의 설계축강도 ϕP_{nw}는 식 (4.3-1)에 의하여 산정하여야 한다. 다만, 4.3.1의 규정에 의할 때에는 이를 적용하지 않는다.

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f_{ck} A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h}\right)^2\right] \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, $\phi = 0.65$이고 유효길이계수 k는 다음과 같다.

① 상·하단이 횡구속 벽체로서

가. 상·하 양단 중의 한쪽 또는 양쪽의 회전이 구속된 경우 0.8

나. 상·하 양단 모두 회전이 구속되지 않은 경우 1.0

② 비횡구속 벽체 2.0

(3) 벽체의 최소 두께는 다음에 따라야 한다.

① 벽체의 두께는 수직 또는 수평받침점 간 거리 중에서 작은 값의 1/25 이상이어야 하고, 또한 100 mm 이상이어야 한다.

② 지하실 외벽 및 기초 벽체의 두께는 200 mm 이상으로 하여야 한다.

4.3.3 세장한 벽체의 대체설계법

(1) 휨인장이 벽체의 면외방향 설계를 지배하는 경우, 이 절의 규정을 따르면 KDS 14 20 20(4.4.1)을 만족시키는 것으로 볼 수 있다.

(2) 4.3.3에 따라 설계된 벽체는 다음의 규정이 만족되도록 하여야 한다.

① 벽판은 단순지지되고 벽체 중앙에서 최대 모멘트 및 최대 처짐이 발생되는 면외 균등한 횡하중을 받는 압축부재로 고려하여 설계하여야 한다.

② 단면적은 전 높이에 대하여 일정한 것으로 한다.

③ 벽체는 인장이 지배적인 거동을 하도록 설계하여야 한다.

④ 철근은 식 (4.3-2)와 같은 설계휨강도를 확보하도록 산정하여야 한다.

$$\phi M_n \geq M_{cr} \qquad (4.3\text{-}2)$$

⑤ 벽체의 설계 휨 단면 상부에 작용되는 집중 수직하중은 아래와 같은 폭에 분포된 것으로 가정하여야 한다.

가. 지압폭과 지압면 양측 면에서 수직으로 2, 수평으로 1의 비율로 확대한 폭을 더한 값과 같다.

나. 집중하중 간격 이하이어야 한다.

다. 벽판의 연단을 초과하지 않아야 한다.

⑥ 벽체 높이의 중앙부분에서 수직응력 P_u / A_g는 $0.06f_{ck}$을 초과하지 않아야 한다.

(3) 축력과 휨모멘트를 받는 벽체 높이의 중앙부의 설계휨강도 ϕM_n은 식 (4.3-3)과 같은 조건을 만족하여야 한다.

$$\phi M_n \geq M_u \tag{4.3-3}$$

여기서, M_u는 다음 식과 같다.

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \tag{4.3-4}$$

여기서, M_{ua}는 계수횡하중과 편심 수직하중에 의한 벽체 높이 중앙부의 최대 계수휨모멘트로서 $P-\Delta$ 효과를 고려하지 않은 값이며 Δ_u는 식 (4.3-5)에 의해 계산한 값이다.

$$\Delta_u = \frac{5 M_u l_c^2}{(0.75) 48 E_c I_{cr}} \tag{4.3-5}$$

M_u는 처짐을 반복적으로 대입하여 계산하거나 식 (4.3-6)을 이용하여 직접 계산할 수 있다.

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \dfrac{5 P_u l_c^2}{(0.75) 48 E_c I_{cr}}} \tag{4.3-6}$$

여기서, I_{cr}은 다음 식 (4.3-7)과 같다.

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c}\left(A_s + \frac{P_u}{f_y}\frac{h}{2d}\right)(d-c)^2 + \frac{l_w c^3}{3} \tag{4.3-7}$$

식 (4.3-7)에서 E_s/E_c는 6 이상이어야 한다.

(4) $P-\Delta$ 효과를 고려한 사용하중에 의한 최대 면외 처짐 Δ_s는 $l_c/150$을 초과하지 않아야 하고, 사용 횡하중과 편심 수직하중에 의한 벽체 높이 중앙부의 최대 휨모멘트로서 $P-\Delta$ 효과를 고려한 M_a가 $(2/3)M_{cr}$을 초과한다면, Δ_s는 식 (4.3-8)에 의해 계산하여야 한다.

$$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})}(\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr}) \tag{4.3-8}$$

여기서, M_a가 $(2/3)M_{cr}$을 초과하지 않는다면, Δ_s는 식 (4.3-9)에 의해 계산하여야 한다.

$$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right)\Delta_{cr} \tag{4.3-9}$$

그리고 위 식 (4.3-8)과 식 (4.3-9)의 Δ_{cr}과 Δ_n은 각각 다음 식 (4.3-10)과 식 (4.3-11)과 같다.

$$\Delta_{cr} = \frac{5 M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_g} \tag{4.3-10}$$

$$\Delta_n = \frac{5 M_n l_c^2}{48 E_c I_{cr}} \tag{4.3-11}$$

여기서 I_{cr}은 식 (4.3-7)에 의해 계산하고 M_a는 면외 처짐을 반복적으로 대입하여 계산한다.

4.4 비내력벽과 지중보

(1) 비내력벽의 두께는 100 mm 이상이어야 하고, 또한 이를 횡방향으로 지지하고 있는 부재 사이 최소 거리의 1/30 이상이 되어야 한다.

(2) 지중보로 설계하는 벽체는 KDS 14 20 20(4.1), (4.2)의 규정에 의해 산정한 휨모멘트에 소요되는 철근을 벽체의 상부 및 하부에 배치하여야 한다. 전단보강에 대한 설계는 KDS 14 20 22의 규정에 따라야 한다.

(3) 지표면 위로 노출된 지중보 벽체의 부분에 대해서는 4.2의 규정을 만족시켜야 한다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	건축구조	서수연	한국교통대학교	교수
	토목구조	최정호	한경대학교	교수
	건축구조	김재요	광운대학교	교수
	건축구조	윤현도	충남대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 72 : 2016

콘크리트 벽체 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 74 : 2016

기타 콘크리트구조 설계기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 74 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 2

2. 조사 및 계획 ····· 2

3. 재료 ····· 2

4. 설계 ····· 2

4.1 옹벽설계 ····· 2

4.2 아치설계 ····· 4

4.3 골조설계 ····· 6

4.4 쉘과 절판부재 설계 ····· 8

기타 콘크리트구조 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 옹벽구조물의 설계는 이 기준의 규정에 따른다.

(2) 옹벽과 유사한 거동을 갖는 호안이나 방조제 또는 흙채움을 지지해야 하는 교량의 교대 및 기초벽에 적용할 수 있다.

(3) 옹벽구조물의 경우, 지진하중의 영향을 배제한 상시하중(자중, 토압, 수압 및 상재하중 등)들의 조합인 경우에만 이 기준의 규정을 적용할 수 있다.

(4) 아치구조의 설계는 이 기준의 규정을 적용하여야 하며, 휨모멘트와 축력을 받는 부재 또는 순수 압축력만을 받는 부재의 설계는 해당하는 기준의 규정도 따라야 한다.

(5) 기둥, 보, 슬래브, 벽 등의 구조가 강결된 구조물의 접합부 설계는 이 기준의 규정을 적용하여야 한다.

(6) 이 기준의 쉘과 절판부재의 설계는 리브와 테두리보를 포함하는 얇은 콘크리트 쉘과 콘크리트 절판 구조물에 적용하여야 한다.

1.2 기호정의

q_a : 지반의 허용지지력

q_{max} : 최대 지지반력

q_u : 지반의 극한지지력

λ : 세장비

f_t : 계수하중에 의한 접합부에 유발된 콘크리트의 인장응력, MPa

E_c : 콘크리트의 탄성계수

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 두께

l_d : 정착길이, mm

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참조)

ϕ : 강도감소계수

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 옹벽설계

4.1.1 설계일반

4.1.1.1 일반사항

(1) 옹벽은 상재하중, 뒤채움 흙의 중량, 옹벽의 자중 및 옹벽에 작용되는 토압, 필요에 따라서는 수압에 견디도록 설계하여야 한다.

(2) 무근콘크리트 옹벽은 자중에 의하여 저항력을 발휘하는 중력식 형태로 설계하여야 한다.

(3) 토압의 계산은 토질역학의 원리에 의거하여 필요한 지반특성계수를 측정하여 정하여야 한다.

(4) 저판의 설계는 KDS 14 20 70(4.2)의 규정에 따라야 한다.

4.1.1.2 안정조건

(1) 활동에 대한 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 1.5배 이상이어야 한다.

(2) 전도 및 지반지지력에 대한 안정조건은 만족하지만, 활동에 대한 안정조건만을 만족하지 못할 경우에는 활동방지벽 혹은 횡방향 앵커 등을 설치하여 활동저항력을 증대시킬 수 있다.

(3) 전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.

(4) 지반에 유발되는 최대 지반반력은 지반의 허용지지력을 초과할 수 없다.

(5) 지반의 침하에 대한 안정성 검토는 다음의 두 가지 중 하나로 검토할 수 있다.

①지반반력의 분포경사가 비교적 작은 경우에는 최대 지반반력 q_{max}이 지반의 허용지지력 q_a 이하가 되도록 하여야 한다.

②지반의 지지력은 지반공학적 방법 중 선택하여 적용할 수 있으며, 지반의 내부마찰각, 점착력 등과 같은 특성으로부터 지반의 극한지지력을 추정할 수 있다. 다만, 이 경우에 허용지지력 q_a는 $q_u/3$이어야 한다.

4.1.2 구조해석

4.1.2.1 저판

(1) 저판의 뒷굽판은 정확한 방법이 사용되지 않는 한, 뒷굽판 상부에 재하되는 모든 하중을 지지하도록 설계하여야 한다.

(2) 캔틸레버식 옹벽의 저판은 전면벽과의 접합부를 고정단으로 간주한 캔틸레버로 가정하여 단면을 설계할 수 있다.

(3) 부벽식 옹벽의 저판은 정밀한 해석이 사용되지 않는 한, 부벽 사이의 거리를 경간으로 가정한 고정보 또는 연속보로 설계할 수 있다.

4.1.2.2 전면벽

(1) 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 저판에 지지된 캔틸레버로 설계할 수 있다.

(2) 부벽식 옹벽의 전면벽은 3변 지지된 2방향 슬래브로 설계할 수 있다.

(3) 전면벽의 두께는 KDS 14 20 72(4.3.2(3)) 내력벽체의 최소 두께 규정에 따라야 한다.

(4) 전면벽의 하부는 벽체로서 또는 캔틸레버로서도 작용하므로 연직방향으로 KDS 14 20 22(4.8.3), KDS 14 20 50(4.6.2), KDS 14 20 72(4.2)에 따라 보강철근을 배치하여야 한다.

4.1.2.3 뒷부벽 및 앞부벽

뒷부벽은 T형보로 설계하여야 하며, 앞부벽은 직사각형보로 설계하여야 한다.

4.1.3 구조 상세

(1) 부벽식 옹벽은 전면벽과 저판에 의해서 부벽에 전달되는 응력을 저항할 수 있도록 필요한 철근을 부벽에 KDS 14 20 52(4.1)의 규정에 따라 정착시켜야 한다.

(2) 활동에 대한 효과적인 저항을 위하여 저판의 밑면에 활동방지벽을 설치하는 경우 활동방지벽과 저판을 일체로 만들어야 한다.

(3) 옹벽을 설계할 때, 콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등 부피변화에 대한 별도의 구조해석이 없는 경우 신축이음을 설치할 수 있으며, 부피변화에 대한 구조해석을 수행한 경우는 신축이음을 두지 않고 수평철근을 연속으로 배치할 수 있다.

4.2 아치설계

4.2.1 설계일반

(1) 아치의 축선이 고정하중에 의한 압축력선이나 또는 고정하중과 등분포 활하중의 1/2이 재하된 상태에 대한 압축력선과 일치하도록 설계하여야 한다. 그렇지 않은 경우는 구조해석을 통하여 안전성을 검토하여야 한다.

(2) 아치의 축선은 곡선으로 되어 있기 때문에 경간이 긴 아치의 경우, 휨좌굴, 휨 및 비틀림을 동시에 받아 일어나는 좌굴에 대한 안전성 검토를 수행하여야 한다.

(3) 아치 리브의 단면 형상은 경간에 대한 높이의 비, 아치 축선, 재료의 강도, 시공 방법 등을 고려하여 선정하여야 한다.

(4) 아치 리브의 기초는 아치 리브 단부에 발생하는 반력에 충분히 저항할 수 있도록 단단한 지반에 놓여야 한다. 기초 지반이 연약한 경우에는 단단하게 개량하거나 반력에 저항하기 위한 별도의 대책을 수립하여야 한다.

4.2.2 구조 해석

4.2.2.1 일반 사항

(1) 아치의 축선은 아치 리브의 단면 도심을 연결하는 선으로 할 수 있다.

(2) 단면력을 산정할 때에는 콘크리트의 수축과 온도변화의 영향을 고려하여야 한다.

(3) 부정정력을 계산할 때에는 아치 리브 단면변화를 고려하여야 한다.

(4) 기초의 침하가 예상되는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.

(5) 아치 리브에 발생하는 단면력은 축선 이동의 영향을 받지만, 일반적인 경우 그 영향이 작아서 무시할 수 있으므로 미소변형이론에 기초하여 단면력을 계산할 수 있다.

(6) 식 (4.2-1)에 표시된 아치 리브의 세장비가 35를 초과하는 경우에는 유한변형이론 등에 의해 아치 축선 이동의 영향을 고려하여 단면력을 계산하여야 한다.

$$\lambda = l_{tr}\sqrt{\frac{A_{l/4}\cos\theta_{l/4}}{I_m}} \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, λ : 세장비

l_{tr} : 환산부재 길이, $l_{tr} = \delta l$(mm)

$A_{l/4}$: 경간 $l/4$ 위치에서 아치 리브의 단면적(mm^2)

$\theta_{l/4}$: 경간 $l/4$ 위치에서 아치 축선의 경사각

I_m : 아치 리브의 평균 단면2차모멘트(mm^4)

δ : 표 4.2-1에서 구하는 계수

l : 기초의 고정도를 고려한 경간(mm)

①2힌지 또는 3힌지 아치의 경우는 아치 경간

②고정아치의 경우는 아치 경간 + 2 × 최하단 아치 리브 깊이 × $\cos\theta$ (θ는 받침부에서 아치 축선의 경사각)

표 4.2-1 계수 δ

h/l	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
고정	0.360	0.375	0.396	0.422	0.453	0.495	0.544	0.596	0.648
1힌지	0.484	0.498	0.514	0.536	0.562	0.591	0.623	0.662	0.706
2힌지	0.524	0.553	0.594	0.647	0.711	0.781	0.855	0.915	1.059
3힌지	0.591	0.610	0.635	0.670	0.711	0.781	0.855	0.956	1.059

주 : h/l는 아치 경간(l)에 대한 높이(h)의 비

4.2.2.2 좌굴에 대한 검토

(1) 아치 리브를 설계할 때는 응력 검토뿐만 아니라 면내 및 면외방향의 좌굴에 대한 안정성을 아래 규정에 따라 확인하여야 한다.

①$\lambda \leq 20$인 경우 좌굴 검토는 필요하지 않다.

②$20 < \lambda \leq 70$인 경우 유한변형에 의한 영향을 편심하중에 의한 휨모멘트로 치환하여 발생하는 휨모멘트에 더하여 단면의 계수휨모멘트에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

③$70 < \lambda \leq 200$인 경우 유한변형에 의한 영향에 더하여 철근콘크리트 부재 재료의 비선형성에 의한 영향을 고려하여 좌굴에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

④$\lambda > 200$인 경우 아치구조물로서 적합하지 않다.

(2) 아치의 면외좌굴에 대해서는 아치 리브를 직선기둥으로 가정하고, 이 기둥이 아치 리브 단부에 발생하는 수평반력과 같은 축력을 받는다고 가정할 수 있다. 이 경우 기둥의 길이는 원칙적으로 아치 경간과 같다고 가정하여야 한다.

4.2.3 구조 상세

(1) 철근콘크리트 아치는 아치의 상, 하면을 따라서 가능하면 대칭인 축방향 철근을 배치하여야 한다. 이 축방향 철근은 아치 리브 폭 1 m당 600 mm^2 이상, 또 상, 하면의 철근을 합하여 콘크리트 단면적의 0.15% 이상 배치하여야 한다.

(2) 아치 리브의 상, 하면에 축방향 철근에 직각인 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 이 횡방향 철근은 D13 이상, 또한 축방향 철근지름의 1/3 이상을 사용하되, 그 간격은 축방향 철근지름의 15배 이하, 300 mm 이하, 아치 리브 단면의 최소 치수 중 가장 작은 값 이하로 하여야 한다.

(3) 폐복식 아치에서는 스프링잉과 측벽의 적당한 위치에 신축이음을 두어야 한다.

(4) 아치 리브가 박스 단면인 경우에는 연직재가 붙는 곳에 격벽을 설치하여야 한다.

4.3 골조설계

4.3.1 설계 일반

4.3.1.1 일반 사항

(1) 골조의 축선은 부재 단면의 도심 축선으로 하여야 한다. 그러나 헌치가 큰 부재 또는 단면이 변하는 부재의 경우 축선은 단면변화에 따라 변화하는 것으로 취한다.

(2) 크리프와 건조수축의 영향을 무시하기 어려운 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.

(3) 일반적인 시공법에 의하지 않는 경우 시공단계의 영향을 고려하여야 한다.

4.3.1.2 받침부 면에서 단면력의 산정

(1) 부재단의 단면을 산정하기 위한 휨모멘트의 값은 헌치의 영향을 고려할 경우 보에 있어서 기둥 전면의 휨모멘트, 기둥의 경우 보의 상, 하면 위치의 휨모멘트를 사용할 수 있다.

(2) 헌치의 영향을 무시하고 구조해석을 할 경우는 절점 휨모멘트를 기둥 내측 또는 보의 단부까지 이동시켜 구한 값을 사용할 수 있다.

(3) 부재단의 단면 검토에 사용하는 전단력은 기둥의 경우 보의 상, 하면의 전단력을 사용하고, 보에 있어서는 기둥 전면에서 기둥 전면의 단면 높이의 1/2만큼 떨어진 위치의 전단력을 사용한다.

4.3.1.3 골조 접합부의 설계

(1) 골조 부재의 접합부는 단면력에 의한 응력의 방향이 급변하여 응력의 전달기구가 복잡하기 때문에 접합되는 부재 서로가 단면력을 확실하게 전달시킬 수 있도록 하여야 한다.

(2) 응력을 검토할 때 헌치의 유효부분은 접합되는 부재에 설치된 헌치 높이의 1/3을 해당 부재의 유효부분으로 간주할 수 있다.

(3) 기둥의 단면이 원형인 경우, 보 또는 슬래브의 응력을 검토할 단면은 기둥 전면에서 기둥 지름의 0.1배 안으로 들어온 위치로 가정할 수 있다.

(4) 접합부의 설계는 다음의 방법을 적용하며, 설계 방법에 상관없이 상기 (1)과 4.3.3((2)와 (3))의 규정에 적합하도록 설계하여야 한다.
① 스트럿-타이 모델에 의한 해석
② 비선형 유한요소 해석

(5) 스트럿-타이 모델에 의한 접합부 설계는 다음을 따라야 한다.
① 부모멘트가 최외측 접합부에 작용하는 경우에 대각선 방향의 단면에 유발되는 계수인장응력 f_t 가 $\sqrt{f_{ck}}/3$ 를 넘을 경우는 보강철근을 배치하여야 한다.

② 접합부에 정모멘트가 작용하면 접합부 대각선 방향과 대각선의 직각방향의 단면에 인장응력이 작용하므로 경사방향으로 철근을 배치하여 보강하여야 한다.

(6) 유한요소해석에 의해 접합부의 응력을 검토하는 경우에는 응력 집중부의 영향을 합리적으로 반영할 수 있는 해석 모델을 사용하여야 한다.

4.3.2 구조 해석

(1) 보 또는 기둥의 단면 크기가 경간과 비교하여 상대적으로 매우 큰 경우에는 부재의 휨변형과 전단변형을 모두 고려하여 골조구조로 해석하여야 한다.

(2) 골조의 계산에서 헌치의 영향을 고려하는 경우 헌치가 있는 부재를 변단면 부재로 해석하거나 부재 접합부의 헌치부분 강성을 고려하여 해석하여야 한다. 헌치부분 강성을 고려하는 경우에는 아래의 방법으로 구한 강성역을 고려하여 설계하여야 한다.

① 등단면의 부재 단부가 다른 부재와 접합될 때는 그 부재단에서 부재 두께의 1/4 안쪽부터 절점까지로 하여야 한다.

② 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 헌치를 갖는 경우는 헌치 시점에서 부재 두께의 1.5배 안쪽부터 절점까지로 하여야 한다. 다만, 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재 두께의 1/4 안쪽부터 절점까지로 하여야 한다.

③ 부재 양측의 헌치의 크기가 다른 경우 등의 사유로 위의 ①과 ②로 정한 점이 2점 이상 동시에 존재하는 경우 강성역의 범위는 큰 쪽이어야 한다.

4.3.3 구조 상세

(1) 기둥 또는 보의 단면이 변화하는 골조 접합부는 응력 전달을 원활하게 하도록 헌치를 두거나 모따기를 크게 하고 이것을 설계도에 기입하여야 한다.

(2) 골조 접합부의 주철근은 서로의 배치 관계를 고려하여 단면력이 확실하게 전달되도록 배치하여야 한다.

(3) 구조물의 최외측 접합부는 접합부에서 결합하는 부재의 주철근량의 1/2 이상을 외측에 연해서 배치하여야 한다.

(4) 중간 접합부에서 기둥의 주철근은 원칙적으로 모서리에서 보 및 슬래브 부재 깊이의 1/2 또는 기둥의 유효깊이의 1/2 중 작은 값만큼 지나서 이 점부터 정착길이 이상으로 연장하여야 한다.

(5) 접합부 모서리 측면은 시공 중에 동바리의 변형이나 기둥이 연직방향 반력의 영향에 의한 연직방향으로 발생하는 균열을 방지하기 위하여 수평방향 철근을 추가 배치하여야 한다.

(6) 헌치는 경사면에 연하여 보강철근을 추가로 배치하여야 한다. 헌치는 계산상 필요로 하지 않는 경우에도 보강철근을 배치하여야 한다.

(7) 골조의 접합부 모서리 부분은 콘크리트의 시공이음을 고려하여 철근을 배치하여야 한다.

(8) 부재 접합부 및 그 부근에서는 주철근의 이음을 두지 않아야 한다.

4.4 쉘과 절판부재 설계

4.4.1 설계 일반

4.4.1.1 설계 원칙

(1) 얇은 쉘의 내력과 변위를 결정할 때에는 탄성거동으로 가정할 수 있다. 이 탄성거동은 재료가 선형탄성이고 균질하며 등방성이라고 가정하여 균열이 없는 콘크리트 구조물의 해석에 기초한 계산에 의해 수행된다. 콘크리트의 포아송비의 효과는 무시할 수 있다.

(2) 비탄성 해석은 그러한 해석법에 의할 때 안전하다는 것을 확인할 수 있는 경우에 사용할 수 있다.

(3) 결과의 일관성을 확인하기 위하여 내력과 외력에 대한 평형이 확인되어야 한다.

(4) 실험이나 수치해석 방법은 설계의 안전성이 확보될 수 있는 경우에 사용할 수 있다.

(5) 근사해석 방법은 이 방법으로 설계할 때 안전성을 확보할 수 있는 경우에 사용할 수 있다.

(6) 프리스트레스트콘크리트 쉘의 해석은 프리스트레스 힘을 가하는 중에 발생하는 하중 상태, 균열하중 상태 및 계수하중 상태의 거동을 고려하여야 한다. 긴장재가 쉘 내부에 배치된 긴장재가 동일 평면 위에 놓이지 않음으로써 발생하는 쉘의 힘 성분을 설계에 고려하여야 한다.

(7) 쉘의 두께와 보강철근은 이 구조기준에서 정한 요구되는 강도와 사용성을 만족하도록 설계하여야 한다.

(8) 설계할 때는 쉘의 안정성에 대하여 검토하여야 한다.

(9) 보조부재는 이 구조기준의 해당 규정에 의해 설계되어야 한다. T형보의 플랜지 폭과 같은 쉘 부재의 일부는 보조부재와 함께 거동하는 것으로 가정할 수 있다. 쉘의 보조부재에 직각방향으로 배치된 철근은 T형보의 플랜지에 대해 요구되는 철근량 이상이어야 한다.

(10) 막응력과 휨모멘트를 받는 쉘 슬래브의 강도설계는 탄성해석이나 비탄성해석에 의해 얻어진 응력과 변형률의 값에 근거하여야 한다.

(11) 막균열이 예상되는 영역에서 균열과 같은 방향에 대한 콘크리트의 공칭압축강도는 0.4 f_{ck} 이어야 한다.

4.4.1.2 재료의 설계기준강도

(1) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 21 MPa 이상이어야 한다.

(2) 프리스트레스를 받지 않은 철근의 설계기준항복강도 f_y는 400 MPa 이하이어야 한다.

4.4.2 철근 상세

(1) 쉘 보강철근은 내면의 막력에 의한 인장응력과 휨모멘트 및 비틀림모멘트에 의한 인장응력에 저항하고, 건조수축과 온도에 의한 균열을 억제하기 위하여 쉘의 경계부나 하중 작용 부위 또는 개구부에 대하여 보강하여야 한다.

(2) 인장철근은 쉘의 모든 부분에 걸쳐 두 방향 이상으로 배치하여야 하며, 임의의 방향에 대한 저항력은 그 방향의 내력 성분 이상이어야 한다. 대안으로 슬래브에 있어서 막응력에 대한 철근량은 축인장력과 막의 임의의 수직방향으로 전단력을 전달하기 위하여 요구되는 전단-마찰에 의한 인장력을 합한 값에 저항할 수 있는 양이어야 한다. 가정된 마찰계수는 1.0λ를 초과하지 않아야 하며, λ는 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

(3) 2개의 서로 직각인 방향에서 측정된 임의 단면에서 쉘 철근의 단면적은 KDS 14 20 50(4.6)에 규정된 슬래브의 수축·온도철근보다 작지 않아야 한다.

(4) 쉘 슬래브의 평면 축에 대한 전단력과 휨모멘트에 대한 철근은 KDS 14 20 20, KDS 14 20 22, KDS 14 20 70(4.1)에 따라 산정하여야 한다.

(5) 쉘의 인장철근의 단면적은 철근이 콘크리트의 압축파괴나 쉘 좌굴이 일어나기 전에 항복하도록 제한하여야 한다.

(6) 큰 인장응력을 받는 부분에서, 막철근은 가능하면 주인장막력이 주로 발생하는 방향으로 배치하여야 하며, 그렇지 못한 경우에는 주응력의 두 개 이상의 분력 방향으로 막철근을 배치하여야 한다.

(7) 철근의 방향이 주인장막력의 방향과 10° 이상 차이가 있는 경우, 사용하중 상태에서 발생할 수 있는 균열에 대하여 철근의 양이 검토되어야 한다.

(8) 쉘의 주인장막응력의 크기가 쉘 표면에서 크게 변화하는 경우, 인장철근은 설계의 안전이 확보되도록 큰 인장응력이 발생하는 부분에 집중 배치하여야 한다. 그러나 인장 구역의 어느 부분에서도 쉘의 철근비가 쉘의 전체 두께에 대해 0.0035 이상이어야 한다.

(9) 쉘의 휨모멘트에 저항하기 위해 필요한 철근은 같은 위치에서 막축력이 동시에 작용하는 경우를 고려하여 결정하여야 한다. 해석 결과 휨모멘트의 부호가 바뀌지 않는 곳에서 단지 한쪽 면에서만 쉘 철근이 필요한 경우라도 쉘의 양쪽 표면 근처에 같은 양의 쉘 철근을 배치하여야 한다.

(10) 모든 방향에서 쉘 철근의 간격은 450 mm 이하, 또한 쉘 두께의 5배 이하이어야 한다. 전체 콘크리트 단면에서 계수하중에 의한 주인장막응력이 $(\phi\lambda\sqrt{f_{ck}})/3$를 초과하는 곳의 철근 간격은 쉘 두께의 3배 이하로 하여야 한다.

(11) 쉘과 받침부재 또는 테두리 부재의 접합부에서 쉘 철근은 KDS 14 20 52의 규정에 의하여 정착 또는 연장시켜야 한다. 다만, 이때 최소 정착길이는 1.2 l_d 이상, 또한 450 mm 이상이어야 한다.

(12) 쉘 철근의 이음길이는 KDS 14 20 52의 규정에 의해 결정하여야 한다. 다만, 인장철근의 최소 이음길이는 KDS 14 20 52에서 요구하는 값의 1.2배 이상, 또한 450 mm 이상이어야 한다. 주인장철근에 겹침이음되는 철근의 수는 가능한 한 최소로 하여야 한다. 겹침이음을 필요로 하는 곳에서 이음의 위치가 적어도 l_d만큼 어긋나게 하여야 하며, 어느 단면에서나 철근의 1/3 이상을 겹침이음할 수 없다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	토목구조	최정호	한경대학교	교수
	건축구조	이상호	부산대학교	교수
	토목구조	김상철	한서대학교	교수
	토목구조	김장호	연세대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 74 : 2016

기타 콘크리트구조 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 80 : 2016

콘크리트 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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 80 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 3

2. 조사 및 계획 ····· 3

3. 재료 ····· 3

4. 설계 ····· 3

4.1 특기 사항 ····· 3

4.2 특수모멘트골조의 휨부재 ····· 6

4.3 휨모멘트와 축력을 받는 특수모멘트 골조 부재 ····· 7

4.4 특수모멘트골조의 접합부 ····· 10

4.5 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보 ····· 12

4.6 구조격막과 트러스 ····· 16

4.7 기초 ····· 18

4.8 지진력에 저항하지 않는 골조 부재 ····· 20

4.9 중간모멘트골조 요구 사항 ····· 21

콘크리트 내진설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정은 철근콘크리트 부재의 내진설계 및 상세 규정에 대한 특별 사항을 규정하고 있으며, 지진운동에 의해 발생된 하중에 저항하는 일체식 철근콘크리트 골조에만 적용하여야 한다.

(2) 일체식 구조물과 다른 조립식 구조물의 경우 이 기준의 규정을 적용하여야 할 때는 적절한 물리적 증거와 해석에 따라 수정되어야 하며, 구조물에 따른 특별 내진설계는 해당 기준을 만족하여야 한다.

(3) 프리캐스트 및 프리스트레스트콘크리트 구조물은 일체식 구조물에서 요구되는 안전성 및 사용성에 관한 조건을 갖추고 있는 경우에 한하여 내진구조로 다룰 수 있다.

(4) 이 기준에서 요구하는 사항을 만족하지 못하는 철근콘크리트 구조 형식의 경우, 실험이나 해석에 의해 이 기준에서 요구하는 사항을 만족하거나 그 이상의 구조성능을 갖는 것이 증명된다면 이를 사용할 수 있다.

1.2 기호정의

A_{ch} : 횡방향 철근의 외곽으로 측정한 구조 부재의 단면적, mm^2

A_{cp} : 전단에 저항하는 독립 지주나 수평벽 부분의 콘크리트 단면적, mm^2

A_{cv} : 전단력을 고려하는 방향의 단면 길이와 복부 두께로 이루어지는 콘크리트의 순단면적, mm^2

A_g : 전체 단면적, mm^2

A_j : 접합부에서 전단을 유발하는 철근의 면과 평행한 평면으로서 접합부의 유효단면적, mm^2(4.4.3 참조). 접합부의 깊이는 기둥 전체 깊이와 같아야 한다. 보가 그보다 큰 폭을 갖는 받침부재에 접합되는 경우 접합부의 유효폭은 다음 값 이하이어야 한다.

1) 보의 폭과 접합부 깊이의 합

2) 보의 축부터 기둥의 측면까지 수직으로 측정한 값들 중 작은 값의 2배

A_{sh} : 간격이 s이고 치수 h_c에 수직한 횡방향 철근(연결 철근 포함)의 전체 단면적, mm^2

A_{vd} : 대각선으로 보강된 연결보에서 대각선 철근의 각 무리별 전체 단면적, mm^2

b : 구조 부재의 유효압축플랜지 폭, mm

b_w : 복부 폭 또는 원형단면의 지름, mm

c : 압축연단부터 중립축까지 거리(KDS 14 20 20(4.1.1) 참조) : 설계변위 δ_u에 해당되는 공칭휨강도와 계수축력에 대하여 계상된 가장 큰 중립축 깊이(4.5.6(2) 참조)

c_1 : 경간 l_2에 평행하게 측정된 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷 변의 길이

c_2 : 경간 l_2에 평행하게 측정된 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷 변의 길이

c_t : 기둥의 내측 면에서 c_1과 평행한 방향으로 측정된 슬래브단부까지 거리 : c_1을 초과할 수 없음.

d : 단면의 유효깊이, mm

d_b : 철근의 지름, mm

E : 지진 하중의 영향 또는 이와 관련되는 내부 단면력

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_y : 종방향 주철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{yh} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 전체 두께, mm

h_c : 구속보강철근 중심간의 거리로 측정한 기둥 내부의 단면치수, mm

h_w : 전체 벽 또는 고려되는 부분 벽의 높이, mm

h_x : 후프철근이나 기둥 띠철근의 최대 수평간격, mm

l_d : 철근의 정착길이, mm

l_{dh} : 식 (4.4-3)에 규정된 표준갈고리가 있는 철근의 정착길이, mm

l_n : 받침부 사이의 순경간, mm

l_o : 횡방향 철근을 배치하여야 하는 최소 구간으로 접합부의 표면에서 부재축 방향으로 측정한 길이, mm

l_w : 전단력 방향의 전체 벽 또는 부분적인 벽의 길이, mm

M_c : 접합부에 연결된 기둥의 공칭휨강도에 상응하는 접합부면의 휨모멘트 : 고려되는 횡력 방향의 계수축력에 따른 가장 낮은 휨강도가 되어야 함.

M_g : 접합부에 연결된 보의 공칭휨강도에 상응하는 접합부 면의 휨모멘트 : 보는 슬래브의 인장철근을 포함함.

M_{pr} : 길이방향(최소) 철근의 인장강도를 $1.25f_y$, 강도감소계수 ϕ를 1.0으로 가정하고, 접합부 재료 성질을 사용하여 계산한 부재의 예상 휨강도 : 축력을 고려함.

M_s : 받침부 휨모멘트에 의해 평형이 되는 슬래브의 휨모멘트

M_{slab} : 주열대의 슬래브모멘트

M_u : 단면의 계수휨모멘트

s : 구조 부재의 축방향에 따라 측정한 횡방향 철근의 간격, mm

s_o : 횡방향 철근의 최대 간격, mm

s_x : 길이 l_o 이내에서 횡방향 철근의 간격, mm
V_c : 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도
V_e : 4.2.4(1) 또는 4.3.5(1)에서 정하는 설계전단력
V_n : 단면의 공칭전단강도
V_u : 단면의 계수전단력
a : 대각선 철근과 대각선으로 보강된 연결보의 길이방향 축 사이의 각
a_c : 벽의 강도에 기여하는 콘크리트 강도의 상대적 기여도 계수, 식 (4.4-1) 참조
δ_u : 설계 변위, mm
ρ : 프리스트레스를 가하지 않은 철근의 인장철근비, A_s/bd
ρ_g : 기둥단면적에 대한 전체 철근 면적의 비
ρ_n : A_{cv}면에 평행하게 분포된 철근 면적이 그 철근에 수직인 단면에 대한 철근비
ρ_s : 나선철근의 바깥 선으로 계산한 나선철근 압축부재 심부의 전체 체적에 대한 나선철근 체적의 비
ρ_v : A_{cv}면에 수직하게 분포된 철근면적의 전체 콘크리트 면적 A_{cv}에 대한 면적비
ϕ : 강도감소계수

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 특기 사항

4.1.1 적용 범위

(1) 이 기준은 지진하중과 관련하여 비선형 거동 범위 내에서 에너지 소산에 근거하여 결정된 설계하중을 받는 철근콘크리트 부재의 설계 및 시공에 대한 특별 사항을 규정하고 있으며, 콘크리트의 강도는 KDS 14 20 01(3.1.2), (4.1.4(1))을 따라야 한다.

(2) 약진 지역에 속하거나 또는 낮은 지진위험도가 요구되는 구조물은 KDS 14 20 01에서부터 KDS 14 20 72까지(KDS 14 20 72(4.4) 제외) 요구 사항을 적용하되 4.1의 규정을 따라야 한다. 중간 또는 특수 콘크리트 시스템을 사용하는 경우 중간 또는 특수 골조 시스템에 대한 이 기준의 요구 사항을 만족하여야 한다.

(3) 중진 지역에 속하거나 또는 중간 지진위험도가 요구되는 구조물은 중간 또는 특수모멘트골조 및 보통, 중간, 특수철근콘크리트 구조벽이 지진력에 저항하도록 설계하여야 한다. 특수 콘크리트 구조 시스템을 사용하는 경우 특수 시스템에 대한 이 기준의 요구 사항을 만족하여야 한다.

(4) 강진 지역에 속하거나 또는 높은 지진위험도가 요구되는 구조물은 4.1에서 4.7의 요구 사항을 만족하는 특수모멘트골조, 특수구조벽 그리고 격막구조 및 트러스 구조 등이 지진력에 저항하도록 설계하여야 한다. 지진력에 저항하지 않는 구조 부재에 대하여는 4.8의 요구 사항을 만족하도록 하여야 한다.

(5) 이 기준의 요구 사항을 만족하지 않는 철근콘크리트 구조 시스템의 경우도 실험 혹은 해석에 따라 이 기준에서 요구하는 충분한 강도와 인성을 보유하는 것으로 입증된다면 내진 시스템으로 사용할 수 있다.

(6) 구조물의 진동을 감소시키기 위하여 관련 구조전문가에 의해 설계되고 그 성능이 실험에 의해 검증된 진동감쇠장치를 사용할 수 있다.

4.1.2 구조 부재의 해석과 설계

(1) 지반운동에 대하여 구조 부재를 해석할 때, 구조물의 재료적인 측면에서 선형 및 비선형 응답에 영향을 주는 모든 구조 및 비구조 부재의 상호작용을 고려하여야 한다.

(2) 횡력 저항구조의 일부분이 아니라고 가정한 강체 부재도 구조 시스템의 응답에 대한 그의 영향이 고려되었을 때에는 사용할 수 있다. 또 횡력 저항 시스템의 일부가 아닌 구조 및 비구조 부재의 파괴의 영향에 대해서도 고려하여야 한다.

(3) 구조물의 밑면 아래에 있는 구조 부재 중에서 지진으로 인하여 발생한 힘을 기초에 전달하는데 필요한 부재도 이 기준의 요구 사항을 만족하여야 한다.

(4) 횡력 저항 시스템의 일부가 아니라고 생각되는 모든 구조 부재들도 4.8의 요구 사항을 만족하여야 한다.

4.1.3 강도감소계수

강도감소계수는 KDS 14 20 10(3.3)의 규정에 따라야 한다.

4.1.4 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 콘크리트

(1) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 21 MPa 이상이어야 한다.

(2) 경량콘크리트의 설계기준압축강도는 35 MPa을 초과할 수 없다. 만약 실험에 의하여 경량콘크리트를 사용한 구조 부재가 같은 강도의 보통중량콘크리트를 사용한 부재의 강도 및 인성 이상을 갖는 것이 확인된다면, 이보다 큰 압축강도를 사용할 수 있다.

4.1.5 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 철근

(1) 지진력에 의한 휨모멘트 및 축력을 받는 골조나 구조벽의 경계요소에 사용하는 보강철근(KS D 3504, 3552, 3688, 7017)은 설계기준항복강도 f_y가 주철근과 전단철근에 각각 600 MPa, 500 MPa까지 허용되며, 다음 (2)와 (3)을 만족하여야 한다.

(2) 강재를 제작한 공장에서 계측한 실제 항복강도가 공칭항복강도를 120 MPa 이상 초과하지 않아야 한다. 재시험에서는 이 값을 20 MPa 이상 초과하지 않아야 한다.

(3) 실제 항복강도에 대한 실제 극한 인장강도의 비가 1.25 이상이어야 한다.

4.1.6 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 기계적이음

(1) 기계적이음은 유형 1 또는 유형 2 기계적이음으로 분류할 수 있다.

① 유형 1 기계적이음은 KDS 14 20 52(4.5.1)의 규정에 따라야 한다.

② 유형 2 기계적이음은 KDS 14 20 52(4.5.1)의 규정에 따르고, 이음철근은 규정한 인장강도를 달성할 수 있어야 한다.

(2) 유형 1의 기계적이음은 기둥이나 보의 단부로부터 또는 비선형 횡변위의 결과로 철근의 항복이 일어날 수 있는 단면부터 부재 깊이의 두 배만큼 떨어진 거리 안에서 사용할 수 없으며, 유형 2의 기계적이음은 어떤 위치에서든 사용할 수 있다.

4.1.7 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 용접이음

(1) 지진력에 저항하는 철근의 용접이음은 KDS 14 20 52(4.5.1)의 규정을 만족하여야 한다. 또한 기둥이나 보의 단부부터 또는 비선형 횡변위에 의해 발생할 수 있는 단면부터 부재 깊이의 2배만큼 떨어진 거리 안에서 사용할 수 없다.

(2) 요구되는 종방향 철근에 대한 스터럽, 띠철근, 삽입물 또는 이와 유사한 요소의 용접은 허용되지 않는다.

4.2 특수모멘트골조의 휨부재

4.2.1 적용 범위

(1) 4.2의 규정은 지진력을 받고, 주로 휨을 받도록 설계된 특수모멘트골조 부재에 적용하여야 한다.

(2) 이러한 골조 부재는 다음의 규정도 만족시켜야 한다.

① 부재의 계수축력은 $(A_g f_{ck}/10)$을 초과하지 않아야 한다.

② 부재의 순경간이 유효깊이의 4배 이상이어야 한다.

③ 깊이에 대한 폭의 비가 0.3 이상이어야 한다.

④ 부재의 폭은 250 mm 이상이어야 한다.

⑤ 부재의 폭은 휨부재 축방향과 직각으로 잰 지지부재의 폭에 받침부 양측면으로 휨부재 깊이의 3/4을 더한 값보다 작아야 한다.

4.2.2 축방향 철근

(1) KDS 14 20 20(4.2.2(3)) 규정의 경우를 제외한 휨부재의 어떤 단면에서나 상부철근 및 하부철근의 철근량은 KDS 14 20 20(식 (4.2-1))의 값 이상이어야 하고, 또한 $1.4b_w d/f_y$ 이상이어야 한다. 그리고 철근비 ρ는 0.025 이하이어야 한다. 상부와 하부에 최소한 연속된 두 개의 철근으로 보강하여야 한다.

(2) 접합면에서 정모멘트에 대한 강도는 부모멘트에 대한 강도의 1/2 이상이어야 한다. 또 부재의 어느 위치에서나 정 또는 부모멘트에 대한 강도는 부재 양단 접합면의 최대 휨강도의 1/4 이상이어야 한다.

(3) 휨철근의 겹침이음은 이음길이 부분에 후프철근이나 나선철근이 배치되어 있는 경우에만 사용할 수 있다. 겹침이음 철근을 둘러싸는 횡방향 철근의 간격은 $d/4$ 이하, 또한 100 mm 이하이어야 한다. 겹침이음은 접합부의 내부, 접합면부터 부재 깊이의 배 이내의 거리 구간, 구조해석에서 골조의 비탄성 횡변위에 의한 휨 항복이 일어나는 곳에서 사용할 수 없다.

(4) 기계적이음은 4.1.6의 규정을 따라야 하며, 용접이음은 4.1.7의 규정을 따라야 한다.

4.2.3 횡방향 철근

(1) 골조부재의 다음 부분에는 후프철근을 배치하여야 한다.

① 휨부재 양단의 받침부 면에서 경간의 중앙방향으로 잰 휨부재 깊이의 2배 구간

② 골조의 비탄성 횡변위로 인한 휨 항복이 일어날 수 있는 단면 좌우로 부재 깊이의 2배 이상의 거리 구간

(2) 첫 번째 후프철근은 지지부재의 면부터 50 mm 이내에 위치하여야 한다. 후프철근의 최대 간격은 $d/4$, 축방향 철근의 최소 지름의 8배, 후프철근지름의 24배, 300 mm 중 가장 작은 값을 초과하지 않아야 한다.

(3) 후프철근이 필요한 곳에서 후프철근으로 감싸인 축방향 철근은 KDS 14 20 50(4.4.2(3)③)에 따라 횡방향으로 지지되어야 한다.

(4) 후프철근이 필요하지 않은 곳에서는 부재의 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이내의 간격으로 양단 내진갈고리를 갖춘 스터럽을 배치하여야 한다.

(5) 전단저항에 요구되는 스터럽이나 띠철근은 4.2.3, 4.3.4 및 4.4.2에 규정된 부재의 길이에 걸쳐 후프철근을 사용하여야 한다.

(6) 휨부재의 후프철근은 2개의 철근으로 구성할 수 있다. 즉, 양단에 내진갈고리를 갖는 스터럽과 연결철근으로 구성되는 폐쇄형 후프철근을 사용할 수 있다. 동일한 축방향 철근과 접속되는 연속 연결철근은 휨부재의 반대측면에 번갈아가며 90°갈고리를 두어야 한다. 연결철근으로 고정되는 축방향 철근이 휨부재의 한쪽 면에서만 슬래브로 구속되어 있으면 연결철근의 90°갈고리는 그 슬래브가 있는 곳에 위치시켜야 한다.

4.2.4 전단강도 요구 조건

(1) 설계전단력 V_e는 접합면 사이의 부재 부분에 대한 힘의 평형으로 결정되며, 접합면, 즉 단부에 작용하는 예상 휨강도 M_{pr}의 정 또는 부의 값과, 경간을 따라 계수중력하중이 재하되는 부재를 가정하여 구하여야 한다.

(2) 4.2.3(1)에서 정의한 길이에 걸친 횡방향 철근은 다음과 같은 조건이 모두 발생하면 $V_c = 0$이라고 가정하여 전단력을 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

① (1)에 의해 계산된 지진하중에 의한 전단력이 이들 길이에 걸쳐 최대 소요전단강도의 1/2 이상일 때

② 지진하중의 영향을 고려한 계수축력이 $A_g f_{ck}/20$ 이하일 때

4.3 휨모멘트와 축력을 받는 특수모멘트골조 부재

4.3.1 적용 범위

(1) 이 절의 요구 조건은 지진하중을 받고, 계수축력이 $(A_g f_{ck}/10)$을 초과하는 특수모멘트골조 부재에 적용하여야 한다.

(2) 이러한 골조 부재는 다음을 만족시켜야 한다.

① 도심을 지나는 직선상에서 잰 최소 단면치수는 300 mm 이상이어야 한다.

② 최소 단면치수의 직각방향 치수에 대한 길이 비는 0.4 이상이어야 한다.

4.3.2 기둥의 최소 휨강도

(1) ($A_g f_{ck}/10$)을 초과하는 계수축력을 받는 기둥의 휨강도는 4.3.2((2) 또는 (3))의 규정을 만족시켜야 한다. (2)를 만족시키지 못하는 기둥의 횡방향 강도와 강성은 구조물의 강도와 강성 계산에서 무시하여야 한다. 그러나 4.8의 규정은 만족시켜야 한다.

(2) 기둥의 휨강도는 식 (4.3-1)을 만족하여야 한다.

$$\Sigma M_c \geq (6/5)\Sigma M_g \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, ΣM_c는 접합부의 접합면에서 그 접합부에 연결된 기둥들의 설계휨강도의 합이다. 기둥의 휨강도는 고려되는 횡력방향에 일치되게 계수축력을 감안하여 계산하여야 하며, 결과적으로 최소 휨강도이어야 한다. ΣM_g는 접합부의 접합면에서 그 접합부에 연결된 보의 설계휨강도의 합이다. 슬래브와 일체화되어 휨에 저항하는 T형보의 휨강도는 KDS 14 20 10(4.8)에 규정된 슬래브 유효폭 내에 있는 슬래브 철근을 고려하여 산정하여야 한다.

(3) 휨강도는 기둥의 휨모멘트가 보의 휨모멘트와 반대방향으로 작용하는 것으로 하여 합산한다. 식 (4.3-1)은 고려되는 골조의 수직평면 내에서 양방향으로 작용하는 보의 휨모멘트에 대해서 만족되어야 한다.

(4) 접합부에서 (2)가 만족되지 않았을 때에는 그 접합부의 반력을 받는 기둥은 전체 높이에 대해서 4.3.4(1), (2), (3)에 규정된 바에 따라 횡방향 철근으로 보강하여야 한다.

4.3.3 축방향 철근

(1) 철근비 ρ_g는 0.01 이상, 0.06 이하이어야 한다.

(2) 기계적이음은 4.1.6에 따라야 하며, 용접이음은 4.1.7에 따라야 한다. 겹침이음은 부재의 중앙부에서 부재 길이의 1/2 구역 내에서만 할 수 있고 인장이음으로 설계하여야 하며, 또한 4.3.4((2)와 (3))의 규정을 따르는 횡방향 철근으로 둘러싸야 한다.

4.3.4 횡방향 철근

(1) 4.3.3(2) 또는 4.3.5에 의해 더 많은 철근이 필요한 경우가 아니면 횡보강철근은 다음의 ①에서 ⑤까지 규정을 따라야 한다.

① 나선 또는 원형후프철근의 용적철근비 ρ_s는 식 (4.3-2)로 결정된 값 이상으로 하여야 하며, KDS 14 20 20(식 (4.3-1))로 계산된 값 이상으로 하여야 한다.

$$\rho_s = 0.12 f_{ck}/f_{yh} \qquad (4.3\text{-}2)$$

② 사각형 후프철근의 전체 단면적은 식 (4.3-3)과 식 (4.3-4)로 계산되는 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{sh} = 0.3(sh_c f_{ck}/f_{yh})[(A_g/A_{ch}) - 1] \qquad (4.3\text{-}3)$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c f_{ck} / f_{yh} \qquad (4.3\text{-}4)$$

③ 횡방향 철근은 단일 후프철근 또는 겹침후프철근으로 이루어져야 한다. 이때 후프철근과 같은 굵기와 간격으로 된 연결철근을 사용할 수 있다. 연결철근의 끝은 외곽의 축방향 철근에 고정되어야 하고, 연속 연결철근은 축방향 철근을 따라 끝이 교대로 배치되어야 한다.

④ 부재 심부의 설계강도가 지진력을 포함하는 설계하중의 조합으로 계산되는 강도 이상이면 식 (4.3-3)과 KDS 14 20 20(식 (4.3-1))에 따르지 않을 수 있다.

⑤ 횡방향 철근의 외부에 위치하여 구속되지 않은 콘크리트의 두께가 100 mm를 초과하면, 횡방향 철근을 추가적으로 배치하여야 한다. 이 추가적인 횡방향 철근에 대하여 피복 두께는 100 mm 이내가 되도록 하여야 하며, 간격은 300 mm 이하가 되도록 배치하여야 한다.

(2) 횡방향 철근 간격은 부재의 최소 단면치수의 1/4, 축방향 철근 지름의 6배, 또한 식 (4.3-5)에 규정한 s_x 중 가장 작은 값 이하로 하여야 한다.

$$s_x = 100 + [(350 - h_x)/3] \qquad (4.3\text{-}5)$$

여기서, s_x값은 150 mm보다 크지 않아야 하며, 100 mm보다 작을 필요는 없다.

(3) 연결철근이나 겹침후프철근은 부재의 단면 내에서 중심 간격이 350 mm 이내가 되도록 배치하여야 한다.

(4) 골조의 각 접합면부터 l_o 길이의 구간에 (1)에서 (3)까지 규정에 따르는 양의 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 또 골조의 비탄성 횡변위에 의한 휨 항복이 일어날 가능성이 있는 단면 좌우 양쪽에도 이와 같이 한다. l_o는 부재 접합면 또는 휨 항복이 일어날 가능성이 있는 단면의 깊이, 부재 순경간의 1/6, 450 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

(5) 기둥이 벽체와 같이 불연속적으로 강성이 큰 부재의 반력을 지지하게 되는 경우 다음의 규정을 만족시켜야 한다.

① 지진력에 의한 부재의 계수축력이 $(A_g f_{ck}/10)$를 초과하는 경우, 불연속이 되는 곳까지 전 높이에 걸쳐서 위 (1), (2), (3)의 규정에 따라 횡보강하여야 한다.

② 횡보강철근은 최소한 가장 굵은 축방향 철근의 정착길이만큼 불연속 부재의 내부로 배치되어야 한다. 이때 축방향 철근의 정착길이는 KDS 14 20 20(4.3)의 규정에 의해 정해진다. 기둥의 하단이 벽체 위에서 끝나게 되는 경우 (1), (2), (3)에 의한 횡방향 철근은 기둥이 끝나는 점에서 최대 축방향 철근의 정착구간까지 벽체 속으로 배치되어야 하고, 기둥이 일반 기초나 전면기초 위에 끝날 경우는 (1), (2), (3)의 규정에 의해 결정되는 횡방향 철근은 일반 기초나 전면기초 내 최소한 300 mm의 구간까지 배치되어야 한다.

(6) (1), (2), (3)에 따라 결정되는 횡방향 철근이 기둥의 전 길이에 걸쳐 배치되어 있지 않은 경우, 횡방향 철근이 배치되어 있지 않은 구간은 중심 간격이 축방향 철근 지름의 6배 이하, 또한 150 mm 이하인 나선철근이나 후프철근으로 보강되어야 한다.

4.3.5 전단강도 요구 사항

(1) 설계전단력 V_e는 부재 각 단부의 접합부 면에서 발생 가능한 최대 전단력으로 결정되며, 이러한 접합면의 힘은 부재의 계수축력을 고려한 예상 최대 휨강도 M_{pr}를 사용하여 결정한다. 접합부에 연결된 횡부재의 예상 휨강도 M_{pr}에 근거한 접합부 강도에 의해 계산된 전단력보다 클 필요가 없으나, 어떤 경우에도 V_e는 구조물 해석에 의하여 구한 계수전단력 이상이어야 한다.

(2) 4.3.4(4)에서 정의된 l_o에 대한 횡방향 철근은 다음 ①과 ②를 모두 만족하는 경우 $V_c = 0$으로 보고 전단력에 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

① (1)에 의해 계산된 지진하중에 의한 전단력이 그 길이에서 최대 소요전단강도의 1/2 이상인 경우

② 지진하중에 의한 계수축력이 $A_g f_{ck}/20$보다 작은 경우

4.4 특수모멘트골조의 접합부

4.4.1 일반 사항

(1) 접합면에서 보의 종방향 철근의 작용력은 휨인장철근의 응력을 $1.25 f_y$라고 가정하여 결정하여야 한다.

(2) 접합부의 강도는 KDS 14 20 10(3.3)에 규정된 해당 강도감소계수 값에 의하여 결정하여야 한다.

(3) 기둥 속에서 끝나는 보의 종방향 철근은 횡보강된 기둥 심부의 반대 면까지 연장시켜야 하며, 인장력을 받는 경우 4.4.4에 따르고, 압축력을 받는 경우 KDS 14 20 52에 따라야 한다.

(4) 보의 종방향 철근이 보-기둥 접합부를 통과하여 연장되는 경우에 보의 종방향 철근에 평행한 기둥 변의 길이 h는 보통중량콘크리트인 경우 식 (4.4-1)을 만족하여야 한다.

$$f_y \le 400\text{MPa}\text{에 대하여, } \frac{h}{d_b} \ge 20 \qquad (4.4\text{-}1a)$$

$$f_y > 400\text{MPa}\text{에 대하여, } \frac{h}{d_b} \ge 25 \qquad (4.4\text{-}1b)$$

경량콘크리트인 경우는 식 (4.4-2)를 만족하여야 한다.

$$\frac{h}{d_b} \ge 26\frac{f_y}{400} \ge 26 \qquad (4.4\text{-}2)$$

4.4.2 횡방향 철근

(1) (2)에서 규정된 바와 같이 접합부가 구조 부재로 구속되어 있지 않으면, 4.4.4에 따르는 횡방향 후프철근을 접합부 내에 두어야 한다.

(2) 기둥의 접합부 4면에 보부재가 연결되어 각 부재 폭이 기둥폭의 3/4 이상일 때, 가장 깊이가 작은 부재의 깊이만큼 구간 내에서는 4.3.4(1)에 규정된 철근량의 1/2 이상의 횡방향 철근만을 배치할 수 있다. 이들 위치에서는 4.3.4(2)에 규정된 횡방향 철근의 간격을 150 mm까지 증가시킬 수 있다.

(3) 기둥 심부 외측에 있는 보의 종방향 철근이 그 접합부에 인입되는 다른 보에 의해 구속되어 있지 않을 때는 4.3.4에 따라 필요한 횡방향 철근을 접합부 내에 배치하여야 한다.

4.4.3 전단강도

(1) 접합부의 공칭전단강도는 보통중량골재를 사용한 콘크리트의 경우 다음 값을 초과할 수 없다.

①4면이 구속된 접합부의 경우 $1.7\sqrt{f_{ck}}A_j$

②3면 또는 서로 반대방향의 2면이 구속된 경우 $1.25\sqrt{f_{ck}}A_j$

③기타의 경우 $1.0\sqrt{f_{ck}}A_j$

각 접합면의 3/4이 인입되는 부재와 접합되어 있으면 그 면은 구속되어 있다고 보며, 이러한 부재가 접합부의 모든 면으로 인입될 때 그 접합부는 구속되어 있다고 본다.

(2) 경량콘크리트에서 접합부의 공칭전단강도는 (1)에 규정된 값의 3/4을 초과할 수 없다.

4.4.4 인장철근의 정착길이

(1) 보통중량콘크리트에서 90°표준갈고리가 있는 철근의 정착길이 l_{dh}는 D6에서 D35까지 철근의 경우 $8d$ 이상, 150 mm 이상, 또한 식 (4.4-3)에서 규정된 길이 이상이어야 한다.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\sqrt{f_{ck}}\right) \qquad (4.4\text{-}3)$$

경량콘크리트에서 90°표준갈고리를 갖는 철근의 정착길이는 $10d_b$ 이상, 190 mm 이상, 또한 식 (4.4-3)으로 규정된 값의 1.25배 이상이어야 한다. 90°갈고리는 기둥이나 경계부재의 횡구속된 콘크리트 내까지 연장하여야 한다.

(2) D6에서 D35까지 철근에서 직선철근의 정착길이 l_d는 철근 하부에 한 번에 친 콘크리트의 깊이가 300 mm를 초과하지 않을 경우에는 (1)에 규정된 길이의 2.5배 이상, 철근 하부에 한 번에 친 콘크리트의 깊이가 300 mm를 초과할 경우에는 (1)에 규정된 길이의 3.5배 이상으로 하여야 한다.

(3) 접합부에서 끝나는 직선철근은 기둥이나 경계부재의 횡구속된 심부를 완전히 가로질러야 한다. 횡구속된 심부에 걸쳐 있지 않은 부분의 매입정착길이는 1.6배 만큼 증가시켜야 한다.

(4) 에폭시 도막 철근이 사용된 경우, (1)에서 (3)까지 기술된 정착길이는 KDS 14 20 52(4.1.2)에 규정된 계수 값을 곱하여야 한다.

4.5 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보

4.5.1 적용 범위

이 절에 규정된 요구 사항은 지진력 저항 시스템의 한 부분으로 역할을 하는 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보에 적용하여야 한다.

4.5.2 철근

(1) 구조벽체의 철근비 ρ_v와 ρ_h는 0.0025 이상이어야 한다. 다만 설계전단력이 $(\sqrt{f_{ck}}/12)A_{cv}$ 이하이면, 구조벽체의 최소 철근은 KDS 14 20 72(4.2)에 따라 감소되는 것을 허용할 수 있다. 구조벽체 각 방향의 철근 간격은 450 mm 이하이어야 하며, 전단보강을 위한 철근은 전단벽에 연속적으로 분산 배치하여야 한다.

(2) 벽체에 작용하는 면내 계수전단력이 $(\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cv}$를 초과하면 철근은 적어도 복배근으로 배치하여야 한다.

(3) 구조벽체의 모든 연속철근의 이음과 정착은 다음 사항을 제외하고, KDS 14 20 52(4.4.1)의 인장을 받는 철근에 대한 규정을 따라야 한다.

① KDS 14 20 52(4.4.1,(2))에서 유효깊이 d는 $0.8l_w$를 사용할 수 있다.

② KDS 14 20 52(4.4.2), (4.4.3), (4.4.4)의 규정은 적용될 필요가 없다.

③ 횡하중에 의해 발생한 변위에 대하여 철근의 항복이 예상되는 곳에서는 철근의 설계기준 항복강도를 1.25배 하여 정착길이를 산정하여야 한다.

④ 기계적이음과 용접이음은 4.1.6과 4.1.7의 규정을 따라야 한다.

4.5.3 설계작용력

계수전단력 V_u는 계수하중과 하중조합에 따라 횡하중 해석으로 구하여야 한다.

4.5.4 전단강도

(1) 구조벽체의 공칭전단강도는 식 (4.5-1)의 값 이하이어야 한다.

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c\sqrt{f_{ck}} + \rho_n f_y) \qquad (4.5\text{-}1)$$

여기서, 계수 α_c의 값은 $h_w/l_w \le 1.5$일 때 1/4, $h_w/l_w \ge 2.0$일 때 1/6이고, $1.5 \le h_w/l_w \le 2.0$일 때는 1/4와 1/6을 선형보간하여 결정하여야 한다.

(2) (1)에서 부분벽 또는 부분격막의 V_n을 결정하기 위해 사용되는 h_w/l_w의 값으로 전체 벽체의 값과 고려하는 부분벽의 값 중 더 큰 값을 사용하여야 한다.

(3) 벽체는 면내 전단저항력을 갖기 위하여 전단철근을 2방향으로 배치하여야 한다. h_w/l_w비가 2.0을 초과하지 않으면, 철근비 ρ_v는 ρ_n 이상이어야 한다.

(4) 한 횡방향력을 같이 부담하는 모든 벽기둥의 전단강도는 $(2\sqrt{f_{ck}}/3)A_{cv}$를 초과할 수 없다. 이때, A_{cv}는 전체 단면적이다. 개개의 벽체기둥의 공칭전단강도는 $(5\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cp}$ 이하이어야 한다. 여기서, A_{cp}는 고려하는 벽기둥의 단면적을 나타낸다.

(5) 수평부분벽과 연결보의 공칭전단강도는 $(5\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cp}$를 초과할 수 없다. 여기서, A_{cp}는 수평부분벽 또는 연결보의 단면적을 나타낸다.

4.5.5 휨모멘트와 축력에 대한 설계

(1) 축력과 휨모멘트의 지배를 받는 구조벽체와 그의 부분벽은 KDS 14 20 20((4.1.1)와 (4.1.2))에 따라 설계하여야 한다. 다만, KDS 14 20 20(4.1.1(2))의 비선형 변형률 요구 사항과 KDS 14 20 20(4.1.2(5))는 적용하지 않는다. 유효플랜지폭 내의 종방향 철근과 콘크리트, 경계요소 그리고 벽체 복부는 유효한 것으로 간주하고 개구부의 효과도 고려하여야 한다.

(2) 더 정밀한 해석을 수행하지 않는 한, 플랜지를 갖는 단면의 유효플랜지는 복부 면부터 인접 벽체 복부까지 거리의 1/2과 벽 전체 높이의 1/4 중 작은 값으로 하여야 한다.

4.5.6 특수철근콘크리트 구조벽체의 경계요소

(1) 구조벽체 단부에 특수경계요소가 필요한지 여부는 다음 (2) 또는 (3)에 따라 평가하여야 한다. 이때 (4)와 (5)의 요구 사항 또한 만족하여야 한다.

(2) 이 절은 벽체 단면이 기초에서 지붕 최상단까지 효과적으로 연속되고 휨모멘트와 축력에 대해 1개소의 위험단면을 갖도록 설계된 벽체 및 벽기둥에 적용하고, 아래의 규정을 만족시키지 못하는 벽체는 (3)에 따라 설계하여야 한다.

① 아래의 조건이 성립하는 경우에 압축영역은 특수경계요소로 설계하여야 한다.

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, δ_u/h_w는 0.007 이상이어야 한다.

② ①에 의해 특수경계요소가 요구되는 곳에서 특수경계요소 보강은 위험단면부터 적어도 l_w 또는 $M_u/4V_u$보다 큰 거리까지 도달하여야 한다.

(3) 벽체를 (2)의 요구 사항에 따라 설계하지 않을 경우, 벽체의 경계 부위 혹은 개구부 연단에 $0.2f_{ck}$ 이상의 응력이 발생하면 그 부위에 특수경계요소를 두어야 하고, 압축응력이 $0.15f_{ck}$ 보다 작아지는 위치에서 이 특수경계요소를 끝낼 수 있다. 이 경우 응력은 선형탄성 모델 및 비균열 단면에 대해 계수하중을 적용하여 계산할 수 있다. 이때 플랜지가 있는 벽체의 경우 유효플랜지폭은 복부 면부터 인접 벽체의 복부까지 거리의 1/2 또는 벽체 높이의 1/4 중 작은 값을 취하여야 한다.

(4) (2) 또는 (3)에 의해 요구되는 특수 경계요소는 ①부터 ⑥까지 요구 사항을 만족시켜야 한다.

① 경계요소의 범위는 압축단부에서 $c-0.1l_w$와 $c/2$ 중 큰 값 이상이어야 한다.

② 플랜지를 가진 벽체의 경우 경계요소는 압축을 받는 유효플랜지 부분뿐만 아니라 복부 쪽으로 적어도 300 mm 이상 포함하여야 한다.

③ 특수경계요소의 횡방향 철근은 4.3.4(1)부터 4.3.4(3)까지의 요구 사항을 만족시켜야 한다. 다만, 식 (4.3-3)은 만족시킬 필요가 없고, 4.3.4(2)에 따른 횡방향 철근 간격은 부재의 최소 단면치수의 1/3을 사용하여야 한다.

④ 경계요소에 있는 가장 큰 주철근의 인장 정착길이 만큼 횡방향 철근이 받침부 내부로 배치되어야 한다. 다만 특수경계요소가 기초판 또는 전면기초와 만날 때는 그 안쪽으로 적어도 300 mm 정착시켜야 한다.

⑤ 벽체 복부의 수평철근은 경계요소의 심부 안에서 설계기준항복강도 f_y까지 도달할 수 있도록 정착시켜야 한다.

⑥ 경계요소의 종방향 철근의 기계적이음은 4.1.6에 따라야 하며, 경계요소의 종방향 철근의 용접이음은 4.1.7에 따라야 한다.

(5) (2)와 (3)에 의한 특수경계요소가 요구되지 않을 때는 아래 ①과 ②를 만족시켜야 한다.

① 벽체 경계부분에서 종방향 철근비가 $2.8/f_y$보다 크다면, 경계부분의 횡방향 철근은 4.3.4(1)③, 4.3.4(3)과 4.5.6(4)①을 만족하여야 한다. 경계부분에서 횡방향 철근의 길이방향 간격은 200 mm 이내이어야 한다.

② 벽체의 면내 계수전단력 V_u가 $(\sqrt{f_{ck}}/12)A_{cu}$보다 작을 때를 제외하고, 경계요소가 없는 구조벽체의 연단에서는 수직연단철근을 수평철근의 표준갈고리를 사용하여 감싸주거나, 수평철근과 같은 지름과 간격으로 된 U형 스터럽으로 이어 감싸주어야 한다.

(6) 경계요소의 종방향 철근의 용접과 기계적이음은 4.1.6과 4.1.7을 만족하여야 한다.

4.5.7 연결보

(1) 세장비 $l_n/h \geq 4$인 연결보는 4.2의 요구 사항을 만족시켜야 한다. 만약 연결보가 해석에 의해 횡좌굴에 대한 적절한 안정성을 가지는 것으로 판명되면, 4.2.1(2)③과 4.2.1(2)④의 적용을 받지 않을 수 있다.

(2) 세장비 $l_n/h < 4$인 연결보는 경간 중앙에 대하여 대칭인 대각선 다발철근으로 보강되도록 설계할 수 있다.

(3) 연결보의 강성 또는 강도의 감소로 인해 구조물의 수직하중 전달 능력, 구조물에서 거주자의 탈출, 구조물에 대한 비구조요소와 그 접합부의 일체성 등이 저해되지 않는다는 사실을 입증할 수 없으면, 세장비가 $l_n/h < 2$이고 계수전단력이 $V_u > (\sqrt{f_{ck}}/3)A_{cp}$인 연결보는 경간 중앙에 대하여 대칭인 대각선 다발철근으로 보강하여 설계하여야 한다. 이 대각선 다발철근은 연결보의 공칭휨강도에 기여하는 것으로 볼 수 있다.

(4) 경간 중앙에 대해 대칭 형태인 대각 형태로 배치된 연결보는 다음을 만족시켜야 한다.

① 대각선 다발철근은 최소한 4개의 철근으로 이루어져야 하며, 각 대각선 철근은 벽체 안으로 인장에 대해 정착시켜야 한다. 다만, 철근 항복강도에 대한 정착길이의 1.25배 이상이 되도록 한다.

② 공칭전단강도 V_n은 식 (4.5-3)과 같이 결정하여야 한다.

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \le (5\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cp} \qquad (4.5\text{-}3)$$

③ 대각선 철근은 4.3.4((1)과 (3))의 규정과 식 (4.3-5)를 만족하는 횡철근으로 감싸주어야 한다. 또한 횡철근 간격은 철근 지름의 6배를 초과할 수 없다.(식 (4.3-3))과 KDS 14 20 20(식 (4.3-1))에서 사용되는 A_g를 계산하기 위해서 대각으로 배치된 각 다발철근의 4개 면은 KDS 14 20 50(4.3)에서 요구되는 최소 콘크리트 피복으로 가정하여야 한다.

④ 대각선 철근은 벽체 안으로 인장에 대해 정착시켜야 한다. 다만, 철근의 항복강도를 1.25배 하여 정착길이를 산정하여야 한다.

⑤ 대각선 철근은 연결보의 공칭휨강도에 기여하는 것으로 볼 수 있다.

⑥ 연결보의 종방향에 대한 횡방향 또는 평행 철근은 각 방향으로 철근의 면적이 $0.002b_w s$ 이상이어야 하고, 간격은 300 mm 이하이어야 한다.

4.5.8 시공줄눈

벽체의 모든 시공줄눈은 콘크리트표준시방서의 규정을 만족하고, 접합면은 KDS 14 20 22(4.6.3(1))에 따라 거칠게 하여야 한다.

4.5.9 불연속 벽체

기둥이 지지하는 불연속 벽체의 철근은 4.3.4(5)에 따라 배치하여야 한다.

4.6 구조격막과 트러스

4.6.1 적용 범위

지진력을 전달하는 구조격막으로 작용하는 바닥과 지붕 슬래브는 이 규정에 따라 설계하여야 한다. 4.6의 규정은 횡력저항 시스템의 일부로 작용하는 트러스와 지진으로 발생하는 하중을 전달하는 버팀부재, 연결부재, 현부재 및 수집부재에 적용하여야 한다.

4.6.2 현장치기 복합-덧치기 슬래브 격막

덧치기 슬래브를 철근으로 보강하고, 연결부가 현부재, 수집부재 그리고 횡력 저항 시스템에 하중을 완전하게 전달할 수 있도록 설계한다면, 프리캐스트콘크리트 바닥 또는 지붕의 현장치기 복합 덧치기 슬래브는 격막으로 사용할 수 있다. 덧치기를 할 때 기존 콘크리트 면은 깨끗하고 레이턴스가 없어야 하며, 의도적으로 거칠게 하여야 한다.

4.6.3 현장치기 덧치기 슬래브 격막

현장치기 덧치기 슬래브를 독자적으로 설계지진력에 저항하도록 설계하면, 덧치기 슬래브와 프리캐스트콘크리트 바닥 요소와의 복합작용은 요구되지 않는다.

4.6.4 격막의 최소 두께

(1) 지진력을 전달하기 위해 사용되는 구조격막으로 작용하는 콘크리트 슬래브와 복합 덧치기 슬래브의 두께는 50 mm 이상이어야 한다.

(2) 프리캐스트콘크리트 바닥 또는 지붕의 덧치기 슬래브로서 구조격막으로는 작용하지만 지진하중에 저항하기 위한 프리캐스트콘크리트 부재와의 복합성능에 의존하지 않는 경우의 슬래브 두께는 65 mm 이상이어야 한다.

4.6.5 철근

(1) 구조격막에 대한 최소 철근비는 KDS 14 20 50(4.6)을 따라야 한다. 포스트텐션이 되지 않은 바닥이나 지붕 시스템의 철근 간격은 각 방향으로 450 mm 이하이어야 한다. 프리캐스트 바닥과 지붕의 덧치기 슬래브에서 전단력을 저항하도록 용접철망을 사용하는 경우에, 철선의 간격은 프리캐스트 부재의 경간과 평행한 방향으로 250 mm 이상이어야 한다. 전단강도를 위하여 배치된 철근은 연속이어야 하고 전체 단면에 대하여 균등하게 분포시켜야 한다.

(2) 격막의 현부재 또는 수집부재에서 주 보강근으로 사용된 부착 긴장재는 설계지진력에 의한 응력이 420 MPa을 초과하지 않도록 크기 및 배치를 적절하게 결정하여야 한다. 지진하중 경로가 확보된다면, 비부착 긴장재에 의해 발생하는 사전 압축은 격막 설계력을 저항하는데 허용될 수 있다.

(3) 구조 트러스 부재, 버팀부재, 연결부재, 격막의 현부재 및 수집부재는 임의의 단면에서 $0.2f_{ck}$를 초과하는 압축응력을 받을 때 부재의 전 길이에 걸쳐서 4.3.4((1), (2) 및 (3))의 규정에 의한 특수 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 특수 횡방향 철근은 압축응력이 $0.15f_{ck}$ 미만으로 계산되는 위치에서 중단할 수 있다. 압축응력은 구조 부재의 전 단면을 고려한 선형 탄성 모델에 의해 계수하중에 대해 계산하여야 한다.

(4) 격막, 트러스, 버팀부재, 연결부재, 현부재 및 수집부재 등의 모든 연속철근은 4.5.4의 인장철근의 정착길이 규정에 따라 이음 또는 정착시켜야 한다.

(5) 격막과 횡력저항 시스템의 수직 요소사이에 하중을 전달하기 위하여 기계적이음을 사용할 때는 4.1.6,(1)의 유형 2의 이음으로 하여야 한다.

4.6.6 설계하중

구조격막에 대한 설계지진력은 설계하중 조합에 따른 횡력 해석에 의하여 구할 수 있다

4.6.7 전단강도

(1) 구조격막의 공칭전단강도 V_n은 식 (4.6-1)의 값 이하이어야 한다.

$$V_n = A_{cv}\left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{6} + \rho_n f_y\right) \qquad (4.6\text{-}1)$$

(2) 프리캐스트콘크리트 바닥 또는 지붕 현장치기 복합-덧치기 슬래브 격막과 현장치기 복합-덧치기 슬래브 격막의 공칭전단강도 V_n은 식 (4.6-2)의 값 이하이어야 한다.

$$V_n = A_{cv}\rho_n f_y \qquad (4.6\text{-}2)$$

여기서, A_{cv}는 덧치기 슬래브의 두께에 근거한 값이다. 필요한 복부 보강근은 격막의 전단면에 양 방향으로 균등하게 분포되어야 한다.

(3) 공칭전단강도는 $(2\sqrt{f_c}/3)A_{cu}$를 초과할 수 없다. 여기서, A_{cv}는 격막의 전체 단면적이다.

4.6.8 구조격막의 경계요소

(1) 구조격막의 경계요소는 격막 면내에 작용하는 계수축력과, 그 단면의 계수휨모멘트를 단면에서 격막의 경계 요소 사이의 거리로 나눈 값의 합력을 저항할 수 있도록 크기가 결정되어야 한다.

(2) 모든 격막의 경계요소 및 수집부재의 인장철근이음은 철근의 설계기준항복강도를 발휘하도록 하여야 한다. 기계적이음과 용접이음은 각각 4.1.6과 4.1.7을 따라야 한다.

(3) 이음과 정착 부위에서 현부재와 수집부재의 주철근은 다음 중 하나를 확보하여야 한다.

①축방향 주철근 지름의 3배 이상, 또한 40 mm 이상인 최소 중심간 거리와 축방향 주철근 지름의 2.5배 이상, 또한 50 mm 이상인 최소 콘크리트 피복 두께

②4.6.5(3)에 규정된 것을 제외한 KDS 14 20 22(4.3.3(3)) 규정에 의해 요구되는 철근

4.6.9 시공줄눈

벽체의 모든 시공줄눈은 콘크리트표준시방서에 따라야 하며, 접합면은 KDS 14 20 22(4.6.3(1))에 규정된 바와 같이 거칠게 하여야 한다.

4.7 기초

4.7.1 적용 범위

지진하중을 저항하거나 구조체와 지반 사이에 지진하중을 전달하는 기초는 4.7의 규정과 관련된 적용 가능한 다른 기준도 따라야 한다.

4.7.2 기초판, 전면기초 및 말뚝캡

(1) 지진하중에 저항하는 기둥과 구조벽체의 종방향 철근은 기초판, 전면기초 또는 말뚝캡까지 연장되어야 하며, 접합면에서 인장에 대하여 충분하게 정착되어야 한다.

(2) 기초에서 고정단으로 가정되어 설계된 기둥은 (1)을 따라야 한다. 표준갈고리가 필요한 경우에는 휨모멘트에 저항하는 종방향 철근의 끝단이 기둥의 중심을 향하도록 하여 기초의 밑면에서 90°표준갈고리로 설치하여야 한다.

(3) 기초의 연단부터 기초 깊이의 1/2 이내에 연단이 있는 특수철근콘크리트 구조벽체의 기둥 또는 경계요소는 4.3.4에 따라 기초의 상단 아래로 횡방향 철근을 설치하여야 한다. 이 철근은 기초판, 전면기초 또는 말뚝캡으로 연장되어야 하며, 인장력에 대해 f_y를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다.

(4) 특수철근콘크리트 구조벽체의 경계요소 또는 기둥에서 지진의 영향으로 양압력이 발생하는 곳에서는 설계하중에 저항할 수 있도록 휨철근이 기초, 전면기초, 말뚝캡의 상부에 배치되어야 하며, 이 휨철근은 KDS 14 20 20(4.2.2)의 규정을 만족하여야 한다.

(5) 기초와 지하실 벽체의 무근콘크리트 사용은 KDS 14 20 64을 참조하여야 한다.

4.7.3 지중보와 지면 슬래브

(1) 말뚝캡 또는 기초 사이를 수평 연결재로서 거동하도록 설계되는 지중보는 연속적인 종방향 철근을 배치하여야 한다. 이 철근은 지지기둥 내에 또는 통과하여 정착길이가 확보되어야 하며, 모든 불연속에서 말뚝캡 또는 기초 내에 정착되어야 한다.

(2) 말뚝캡 또는 기초 사이를 수평 연결재로서 거동하도록 설계되는 지중보의 최소 단면 치수는 연결된 기둥의 순경간을 20으로 나눈 값 이상이어야 하나, 450 mm보다 클 필요는 없다. 폐쇄띠철근의 간격은 직교된 단면의 최소 치수의 1/2 이하, 또한 300 mm 이하이어야 한다.

(3) 횡저항 시스템의 일부인 기둥에서 휨모멘트를 전달받는 전면기초의 일부인 보와 지중보는 4.1을 따라야 한다.

(4) 횡저항 시스템의 일부인 벽체나 기둥에서 전달되는 지진력을 저항하는 지면 슬래브는 4.6의 구조격막으로 설계하여야 한다. 구조 도면은 지면 슬래브가 구조격막이며 횡저항 시스템임을 명확하게 언급하여야 한다.

4.7.4 말뚝, 교각 및 케이슨

(1) 이 절은 내진설계된 구조물을 지지하는 콘크리트 말뚝, 교각 및 케이슨에 적용하여야 한다.

(2) 인장력에 저항하는 말뚝, 교각 및 케이슨은 설계인장력을 저항하는 전 구간에 걸쳐 연속적인 종방향 철근을 확보하여야 한다. 종방향 철근은 말뚝캡 내부의 인장력을 지지 구조 부재에 전달할 수 있는 상세를 가져야 한다.

(3) 지진에 의하여 발생된 인장력이 말뚝캡 또는 전면기초와 프리캐스트콘크리트 말뚝 사이에서 말뚝의 상단에 설치된 보강근에 의해 전달되는 경우에, 그라우트 시스템은 최소한 철근의 설계기준항복강도의 125%까지 도달할 수 있다는 것을 시험에 의하여 확인하여야 한다.

(4) 말뚝, 교각 및 케이슨은 아래의 ①과 ②의 위치에서 4.3.4를 따라 횡방향 철근을 배치하여야 한다.

① 부재 상단에서 단면 치수의 최소 5배, 그러나 말뚝캡의 밑면에서 2 m 이상

② 횡지지를 제공할 수 없는 토질 또는 공기 중과 수중에 노출된 말뚝의 경우, 전체 비지지길이에 ①에서 요구하는 길이를 더한 길이

(5) 프리캐스트콘크리트 항타 말뚝의 경우, 말뚝 단부의 높이 변화 가능성을 고려하여 횡방향 철근의 배근 구간을 충분히 확보하여야 한다.

(6) 1개 층 또는 2개 층의 낮고 폭이 넓은 내력벽체를 지지하는 기초의 콘크리트 말뚝, 교각 및 케이슨은 (4)와 (5)의 횡철근 요구 사항을 만족시키지 않아도 된다.

(7) 경사말뚝을 포함한 말뚝캡은 항타 경사말뚝을 단주로 가정할 때의 압축강도에 저항하도록 설계되어야 한다. 횡력을 제공할 수 없는 토질 또는 공기와 수중에 노출된 말뚝의 구간에 대해서 경사말뚝의 세장비 효과를 고려하여야 한다.

4.8 지진력에 저항하지 않는 골조 부재

4.8.1 적용 범위

(1) 수평력을 받지 않는 것으로 가정한 골조 부재는 설계변위가 발생할 때 부재에서 계산한 휨모멘트를 4.8.2 또는 4.8.3에 따라 설계하여야 한다. 만약 설계변위에 대하여 명확한 검토를 수행하지 않을 경우에는 4.8.3의 요구 사항을 따라야 한다.

4.8.2 설계변위 때의 단면력이 설계 부재력 이내인 경우

(1) 중력휨모멘트 및 전단력과 4.8.1의 설계변위에 따라 계산된 휨모멘트와 전단력의 조합력이 골조부재의 설계휨강도와 설계전단강도를 초과하지 않을 경우에는 다음 (2), (3) 및 (4)의 조건을 만족하여야 한다. 이때 $1.2D+1.0L+0.2S$ 또는 $0.9D$의 연직조합하중 중 위험한 경우를 사용하여야 하며, 창고를 제외하고는 L이 5.0 kN/m^{2}을 초과하면 활하중 L에 대한 하중계수는 0.5로 낮출 수 있다.

(2) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$을 초과하지 않는 부재들은 4.2.2(1)을 만족하여야 한다. 이때 스터럽의 간격은 부재의 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이하이어야 한다.

(3) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$을 초과하는 부재들은 4.3.3, 4.3.4(1)③, 4.3.4(3) 및 4.3.5를 만족하여야 한다. 이때 띠철근의 최대 간격은 기둥의 전 높이에 걸쳐서 s_o가 되도록 하고, 간격 s_o는 띠철근으로 둘러싸인 종방향 철근 중 가장 작은 지름의 6배 이하, 또한 150 mm 이하이어야 한다.

(4) 계수축력이 $0.35P_o$를 초과하는 부재는 (3)의 규정을 만족하여야 하며, 횡방향 철근량은 4.3.4(1)에 규정된 값의 1/2 이어야 하고, 기둥의 전체 높이에 걸쳐 간격은 s_o를 초과하지 않아야 한다.

4.8.3 설계변위 때의 단면력이 설계 부재력을 초과하는 경우

(1) 4.8.1의 수평변위에 따라 계산된 휨모멘트 및 전단력이 골조 부재의 설계휨강도 및 설계전단강도를 초과하거나 발생되는 휨모멘트를 계산하지 않는다면 다음 (2), (3), (4)의 조건을 만족하여야 한다.

(2) 재료는 4.1.4 및 4.1.5를 만족하여야 하고, 철근의 기계적이음은 4.1.6을 만족하여야 하며, 용접이음은 4.1.7(1)을 만족하여야 한다.

(3) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$을 초과하지 않는 부재는 4.2.2(1)과 4.2.4를 만족하여야 한다. 이때 스터럽의 간격은 부재의 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이하이어야 한다.

(4) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$을 초과하는 부재들은 4.3.3(1), 4.3.4, 4.3.5 및 4.4.2(1)을 만족하여야 한다.

4.8.4 프리캐스트콘크리트 골조

(1) 수평력을 받지 않는다고 가정된 접합부를 포함한 프리캐스트콘크리트 골조 부재는 4.8.1, 4.8.2, 4.8.3 외에도 다음 (2), (3) 및 (4)를 만족하여야 한다.

(2) 4.8.2(2)에서 규정된 띠철근은 보의 깊이를 포함한 전체 기둥 높이에 걸쳐서 배치하여야 한다.

(3) KDS 14 20 62(4.2)의 규정과 같이 구조 일체성 철근이 확보되어야 한다.

(4) 보의 받침부에서 지압 길이는 KDS 14 20 20(4.7)의 지압강도를 이용한 계산에 의하여 결정된 값보다 최소 50 mm 더 길게 하여야 한다.

4.9 중간모멘트골조 요구 사항

4.9.1 적용 범위

4.9의 요구 사항은 중간모멘트골조에 적용하여야 한다.

4.9.2 설계규정 적용을 위한 부재 분류

(1) 골조부재의 철근 배치 상세는 부재의 계수축력 P_u가 $A_g f_{ck}/10$ 이하이면 4.9.4에 따른다.

(2) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$보다 큰 경우, KDS 14 20 20(식 (4.3-1))에 따른 나선철근이 부재에 배근되어 있지 않으면 철근 배치상세는 4.9.5에 따라야 한다.

(3) 보가 없는 2방향 슬래브가 지진하중(E)에 저항하는 골조의 일부로 취급될 경우에는, 지진하중에 의하여 유발된 휨모멘트에 저항하는 철근 배치상세는 어느 경간 위치에서나 4.9.6을 따라야 한다.

4.9.3 설계전단강도

(1) 지진에 저항하는 보, 기둥 및 2방향 슬래브의 설계전단강도는 다음 (2) 또는 (3)에 따라 계산할 수 있다.

(2) 순경간의 각 고정단에서 부재 공칭휨강도 값에 따라 계산된 전단력과 계수 연직 하중에 의한 전단력의 합 이상이어야 한다.

(3) 내진설계기준의 설계용 하중조합에서 지진하중을 2배로 하여 계산한 최대 전단력 이상이어야 한다.

4.9.4 보

(1) 접합면에서 정 휨강도는 부 휨강도의 1/3 이상이 되어야 한다. 또한 부재의 어느 위치에서나 정 또는 부 휨강도는 양측 접합부의 접합면의 최대 휨강도의 1/5 이상이 되어야 한다.

(2) 보부재의 양단에서 지지부재의 내측 면부터 경간 중앙으로 향하여 보 깊이의 2배 길이 구간에는 후프철근을 배치하여야 한다. 첫 번째 후프철근은 지지 부재 면부터 50 mm 이내의 구간에 배치하여야 한다. 후프철근의 최대 간격은 $d/4$, 감싸고 있는 종방향 철근의 최소 지름의 8배, 후프철근 지름의 24배, 300 mm 중 가장 작은 값 이하이어야 한다.

(3) 스터럽의 간격은 부재 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이하이어야 한다.

4.9.5 기둥

(1) 기둥은 KDS 14 20 50(4.4.2)에 따라 나선철근을 배치하거나, 다음 (2), (3) 및 (4)의 규정도 따라야 한다. (5)는 모든 기둥에 적용하여야 한다.

(2) 부재의 양단부에는 후프철근을 접합면부터 길이 l_o 구간에 걸쳐서 s_o 이내의 간격으로 배치하여야 한다. 간격 s_o는 후프철근이 감싸게 될 종방향 철근의 최소 지름의 8배, 띠철근 지름의 24배, 골조 부재 단면의 최소 치수의 1/2, 300 mm 중에서 가장 작은 값 이하이어야 한다. 그리고 길이 l_o는 부재의 순경간의 1/6, 부재 단면의 최대 치수, 450 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

(3) 첫 번째 후프철근은 접합면부터 거리 $s_o/2$ 이내에 있어야 한다.

(4) 길이 l_o 이외의 구간에서 횡보강철근의 간격은 KDS 14 20 50(4.4.2)와 KDS 14 20 22(4.3.2(1))을 따라야 한다.

(5) 접합부 횡보강철근은 KDS 14 20 22(4.10(2))에 따라야 한다.

4.9.6 보가 없는 2방향 슬래브

(1) 슬래브 받침부에서 지진에 의한 계수휨모멘트는 다른 기준에서 제시하는 조합하중에 따라 결정하여야 한다. 슬래브의 휨모멘트 M_{slab}에 저항할 모든 철근은 KDS 14 20 70(4.1.2.1(2))에서 규정하고 있는 주열대 내에 배치하여야 한다.

(2) 외단부의 접합부와 모서리 접합부에서 슬래브 유효폭은 기둥 표면에서 슬래브 경간에 수직한 방향으로 c_t보다 더 연장될 수 없다.

(3) 받침부에서 주열대 내의 철근 중 1/2 이상은 기둥을 중심으로 슬래브의 유효폭(c_2+3h) 내에 배치하여야 한다.

(4) 주열대 내 받침부의 상부철근 중 1/4 이상은 전체 경간에 걸쳐서 연속되어야 한다.

(5) 주열대 내 하부 연속철근은 주열대 내 받침부의 상부철근의 1/3 이상이어야 한다.

(6) 경간 중앙부의 모든 중간대 하부철근과 주열대 하부철근 중 1/2 이상이 연속되어야 하고, KDS 14 20 70(4.1.3.2(5))에서 규정된 받침면에서 설계기준항복강도에 도달할 수 있도록 하여야 한다.

(7) 슬래브의 불연속단의 받침부에서 상부 및 하부철근은 KDS 14 20 70(4.1.3.2(5))에서 정한 바와 같이 받침면에서 충분히 정착되어야 한다.

(8) KDS 14 20 22(4.11.1(3))에서 규정된 기둥의 위험단면에서 계수중력하중에 의한 2방향 전단력은 $0.4\phi V_c$ 이하가 되어야 한다. V_c는 프리스트레스를 받지 않는 부재의 경우 KDS 14 20 22(4.11.2(2))에 따라 산정하여야 하며, 프리스트레스를 받는 부재의 경우는 KDS 14 20 22(4.11.2(3))을 적용하여야 한다. 그러나 지진하중으로 인한 불균형휨모멘트가 KDS 14 20 22(4.11.7)에서 산정한 불균형휨강도 ϕM_n의 1/2 이하라면 위의 요구 사항은 적용하지 않을 수 있다.

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	건축구조	이기학	세종대학교	교수
	건축구조	이강석	전남대학교	교수
	토목구조	이도형	배재대학교	교수
	토목구조	김익현	울산대학교	교수

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 80 : 2016

콘크리트 내진설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 20 90 : 2016

기존 콘크리트구조물의 안전성 평가기준

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 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 90 : 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 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

1.3 용어정의 ····· 1

2. 조사 및 계획 ····· 1

3. 재료 ····· 2

4. 설계 ····· 2

4.1 조사 및 시험 ····· 2

4.2 평가입력값 ····· 2

4.3 해석에 의한 평가 ····· 3

4.4 재하시험에 의한 평가 ····· 4

부록

1. 일반사항 ····· 5

1.1 적용범위 ····· 5

1.2 기호정의 ····· 5

2. 조사 및 시험 ····· 6

2.1 일반사항 ····· 6

2.2 조사 및 시험 방법 ····· 7

3. 평가입력값 ····· 8

3.1 일반 사항 ····· 8

3.2 재료 및 구조 특성의 평가입력값 산정 방법 8

3.3 재료 및 구조 특성의 평가입력값 ····· 8

3.4 하중 특성의 평가입력값 ····· 9

4. 해석에 의한 평가 ····· 10

5. 재하시험에 의한 평가 ····· 10

5.1 일반 사항 ····· 10

5.2 정적재하시험 ····· 11
5.3 동적재하시험 ····· 12
5.4 재하시험 결과의 적용 ····· 12

기존 콘크리트구조물의 안전성 평가기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 내하력이 의심스러운 기존 콘크리트 구조물의 안전성 평가에 적용하여야 한다.

(2) 시공된 재료의 품질에 결함이 있는지의 여부, 시공 과정이 시방서 규정에 적합하게 수행되었는지의 여부와 구조물의 전체 또는 일부에 노후화 발생 여부에 대한 의문이 발생할 경우, 해당구조물의 유지관리 또는 구조물의 안전성 및 내하력 평가에 관한 기준으로서 이 기준의 규정을 적용할 수 있다.

(3) 기존 콘크리트 구조물의 안전성 평가에 이 기준의 규정과 함께 부록의 규정을 고려할 수 있다.

(4) 구조물 또는 부재의 안전이 의문스러운 경우, 해당 구조물 및 부재에 대하여 충분한 조사와 시험이 실시되어야 한다. 조사 및 시험은 4.1을 따른다.

(5) 내하력 부족의 요인을 알 수 있거나 해석에서 요구되는 부재치수 및 재료특성을 측정할 수 있는 경우, 이러한 측정값을 근거로 내하력에 대한 4.3 해석에 의한 평가를 실시할 수 있다. 이때 평가입력값은 4.2에 따라 결정하여야 한다.

(6) 내하력 부족의 원인을 알 수 없거나 해석에서 요구되는 부재치수 및 재료특성을 측정할 수 없는 경우, 사용하중 상태에서 구조물이 유지될 수 있는지를 판단하기 위하여 재하시험을 실시하여야 한다. 이때 4.4의 규정을 따른다.

1.2 기호정의

내용 없음.

1.3 용어정의

KDS 14 20 01(1.3)에 따른다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 조사 및 시험

(1) 구조 부재의 치수는 위험단면에서 확인하여야 한다.

(2) 철근, 용접철망 또는 긴장재의 위치 및 크기는 계측에 의해 위험단면에서 결정하여야 한다. 도면의 내용이 표본조사에 의해 확인된 경우에는 도면에 근거하여 철근의 위치를 결정할 수 있다.

(3) 콘크리트 강도의 검토가 필요한 경우, 코어시험편 또는 공시체에 대한 압축강도시험 결과를 이용하여 적절한 평가입력값을 구하여야 한다. 코어의 채취 및 시험은 KS F 2422에 규정된 방법을 따라야 한다.

(4) 철근 강도와 긴장재 강도가 필요한 경우, 대상 구조물에서 채취한 시료를 사용하여 인장시험으로 결정하여야 한다.

4.2 평가입력값

4.2.1 평가를 위한 입력값

기존 구조물의 안전성 평가에는 구조치수, 재료, 하중에 대한 평가입력값을 사용하여야 한다. 원칙적으로 평가입력값들은 4.1에서 규정한 조사 및 시험에 의해 측정한 값을 근거로 결정하여 사용한다.

4.2.2 구조제원 및 치수

구조해석, 강도 및 하중의 계산에 사용하는 구조물의 제원, 부재치수 등 치수의 평가입력값은 가능한 측정한 값을 사용하여야 한다.

4.2.3 재료의 평가입력값

(1) 구조물의 조사 및 시험을 거쳐 얻어진 재료강도의 측정값을 이용하여 구조물의 저항능력을 산정하는 경우, 검증된 통계적 방법에 의하여 평가입력값으로 변환하여야 한다.

(2) 콘크리트의 평가입력값은 배합강도와 실제 강도의 차이, 표준공시체 강도와 현장콘크리트 강도의 차이, 재령에 따른 강도변화, 콘크리트의 열화에 의한 강도변화, 시험 방법에 따른 불확실성 등을 고려하여 결정하여야 한다.

(3) 철근 및 긴장재의 평가입력값은 현장조사 결과에 의한 측정값을 이용하여 결정하는 것을 원칙으로 한다.

4.2.4 평가를 위한 강도감소계수

(1) 단면 크기나 재료 특성은 이 절에 의하여 결정하고 4.3에 따라 계산한다면, KDS 14 20 10(3.3)에서 규정한 강도감소계수를 증가시킬 수 있다. 다만, 강도감소계수는 다음 값을 초과할 수 없다.

①KDS 14 20 20(4.1.2(4))에서 정의된 인장지배단면	1.0
②KDS 14 20 20(4.1.2(3))에서 정의된 압축지배단면	
가. KDS 14 20 20(4.3.2)에 따르는 나선철근으로 보강된 부재	0.85
나. 기타 부재	0.80
③전단력 및 비틀림모멘트	0.80
④콘크리트에 작용한 지압력	0.80

(2) 섬유복합체나 유기재료를 사용하는 보강공법을 적용할 경우, 환경노출 상태, 사용 재료 및 공법에 따라 보강한 부재의 신뢰성, 내구성, 강도 및 연성 능력의 저하가 예상되는 경우에는 해당 재료에 대하여 추가적으로 부분강도감소계수를 적용하여야 한다.

4.2.5 평가를 위한 하중 및 하중계수

(1) 구조물의 일반적인 평가에서는 구조물에 작용하는 실제의 하중을 별도로 조사할 필요는 없으나, 보다 정밀한 평가를 위하여 하중조사를 수행한 경우에는 평가에서 이를 반영할 수 있다.

(2) 구조물의 평가를 위한 하중의 크기를 정밀 현장 조사에 의하여 확인하는 경우에는, 구조물의 소요강도를 구하기 위한 KDS 14 20 10(3.2)의 하중조합에서 고정하중과 활하중의 하중계수는 5%만큼 감소시킬 수 있다.

4.3 해석에 의한 평가

(1) 해석적 방법에 의해 내하력 평가를 실시하는 경우, 구조물의 부재치수와 상세, 재료특성, 부재의 손상 및 열화에 의한 단면의 손실과 재료강도의 저하 및 기타 주요 구조조건을 실제 상태 파악을 위한 현장조사를 수행하여야 한다.

(2) (1)에서 규정된 조사에 따른 해석에 사용하는 하중계수는 이 구조기준이나 이외의 다른 기준의 취지에 합치되는지의 여부를 확인하여야 한다.

(3) 기존 구조물의 안전성 조사는 그 구조물의 노후, 손상 정도를 고려하여 시행하여야 하며, 구조기준에 합당한 설계 및 안전에 관한 제반 요구 사항을 만족시켜야 한다.

4.4 재하시험에 의한 평가

(1) 재하시험의 목적은 구조물 또는 부재의 실제 내하력을 정량화하여 안전성을 평가하기 위함이며, 재하시험의 결과는 안전성 판단에 직접 적용하거나 해석적인 방법으로 평가된 구조물의 내하력을 보완하는데 적용하여야 한다.

(2) 책임구조기술자는 재하시험 전에 재하하중, 계측, 시험조건, 수치해석 등을 포함한 재하시험 계획을 수립하여 구조물의 소유주 또는 관리 주체의 승인을 받아야 한다.

(3) 재하시험을 수행하기 전에 해석적인 평가를 수행하여야 한다.

(4) 재하시험 대상 구조물 또는 부재의 재료가 충분히 설계강도에 도달할 수 있는 재령일이 확보된 이후에 수행하여야 한다.

(5) 건물에서 부재의 안전성을 재하시험 결과에 근거하여 직접 평가할 경우에는 보, 슬래브 등과 같은 휨부재의 안전성 검토에만 적용할 수 있다.

(6) 구조물의 일부분만을 재하할 경우, 내하력이 의심스러운 부분의 예상 취약 원인을 충분히 확인할 수 있는 적절한 방법으로 실시하여야 한다.

부록. 기존 구조물의 안전성 평가 세부 사항

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 부록은 내하력이 의심스러운 기존 콘크리트 구조물의 안전성 평가에 적용한다.

(2) KDS 14 20 80 규정에 추가하여 이 부록의 규정을 적용할 수 있다.

(3) 구조물의 안전성 평가를 위한 조사 및 시험은 주요 구조 부재의 정밀육안검사, 비파괴현장시험 및 재료시험을 사용하여 충분히 이루어져야 한다.

(4) 조사 및 시험자료를 바탕으로 구조해석을 실시하고, 내하력을 평가하여 부재와 구조물의 안전성을 평가하여야 한다. 해석에 의한 평가를 신뢰할 수 없는 경우에는 재하시험을 실시할 수 있다.

(5) 안전성 평가 결과보고서는 평가에 사용된 해석 방법의 종류 및 해석 결과에 대한 설명과 계산기록, 재하시험의 방법을 포함하여야 한다.

1.2 기호정의

$\overline{O}$: 조사 및 시험 결과의 평균값

O_i : i번째 조사 및 시험 결과

s_c : 조사 및 시험 결과의 표준편차

O_{upper} : 조사 및 시험 결과의 상한값

O_{lower} : 조사 및 시험 결과의 하한값

K : 조사 및 시험횟수에 따라 통계적으로 주어지는 계수

Z : 신뢰수준에 따라 통계적으로 주어지는 계수

f_{ca} : 평가기준압축강도

$\overline{f_c}$: 평가대상 평균압축강도

s_a : 코어강도에 의해 콘크리트 압축강도를 산정하는 과정에서 발생되는 콘크리트 압축강도의 변동량

R_A : 평가내하력

U_A : 평가소요강도

γ_A : 하중평가계수

γ_i : 이 구조기준에 따른 설계하중계수

Q_i : 공칭하중에 의한 단면력

ϕ : 강도감소계수

R_n : 공칭내하력

ϕ_A : 구조상태계수

F : 내하율

D : 고정하중 또는 이에 의해서 생기는 부재의 단면력

L : 활하중 또는 이에 의해서 생기는 부재의 단면력

I : 충격계수

h : 부재의 깊이, mm

l_t : 1) 재하시험에서 부재의 경간으로서 2방향 슬래브의 경우 짧은 변, mm

2) 받침부의 중심 간 길이와 이웃 받침부 사이의 순경간에 부재 두께 h를 합한 길이 중 작은 값, mm

3) 캔틸레버의 경간은 받침부로부터 캔틸레버 단부까지 거리의 2배, mm

$\Delta_{\max}$: 측정된 최대 처짐, mm, 부록 식 (5.2-1) 참조

$\Delta_{r\max}$: 측정된 잔류 처짐, mm, 부록 식 (5.2-2)와 부록 식 (5.2-3) 참조

$\Delta_{f\max}$: 2차 시험을 시작할 때의 구조물의 위치를 초기값으로 하고, 두 번째 시험에 의해 측정된 최대 처짐, mm. 부록 식 (5.2-3) 참조

2. 조사 및 시험

2.1 일반사항

(1) 콘크리트 구조물의 안전성을 평가하기 위해서는 구조물의 외관, 재료의 성질, 구조물 및 부재의 상태 그리고 작용하는 하중에 대한 조사 및 시험을 수행하여야 한다.

(2) 조사 및 시험의 내용과 범위는 평가에 필요한 요구 조건을 만족하도록 하여야 하며, 조사 내용 및 시험기록은 추후에 이루어지는 구조물의 평가를 정확하게 수행할 수 있도록 상세하게 작성하여야 한다.

(3) 구조물 평가를 위한 평가입력값을 결정하는 자료로 활용되는 조사 및 시험 결과는 수립된 계획에 따라 상세하게 기록하여야 한다.

(4) 유지관리 또는 사용제한 사항 등에 관한 점검결과 및 진단결과를 기록하여야 한다.

(5) 책임구조기술자는 관련 도서 및 문헌자료가 대상 구조물을 정확하게 기술하고 있는지를 검증하여야 한다. 사용가능한 관련 도서 및 문헌자료가 없는 경우에는 평가의 목적에 적합한 정확도를 갖는 조사 및 시험이 이루어져야 한다.

(6) 현장조사를 수행하기 위해서는 사전 조사를 통해 철저한 점검계획을 수립하여야 하며, 다음에 제시된 사항을 고려하여야 한다.
① 점검의 범위 및 내용과 사용장비에 관한 사항
② 시설물의 기초와 주위 지반에 대한 조사 여부, 조사항목 및 범위
③ 점검대상 시설물의 설계 및 시공자료 및 관리 이력
④ 각 시설물에 대한 특별한 구조적 특성 및 문제점 존재 여부
⑤ 시설물의 규모 및 점검의 난이도
⑥ 최근의 점검기술 및 장비 등의 적용
⑦ 점검자의 자격 및 안전관리에 관한 사항
⑧ 기상조건, 현장여건 및 주변 환경
⑨ 기타 관련 사항

2.2 조사 및 시험 방법

(1) 평가대상 구조물의 콘크리트에 대하여 압축강도 및 탄성계수를 측정하여야 하며, 콘크리트 압축강도는 KS F 2422 규격에 따라 실시하거나 슈미트해머를 사용하여 측정하여야 한다.

(2) 철근 및 긴장재의 강도에 대한 평가가 요구되는 경우 대상 구조물에서 철근을 채취하여 인장강도실험(KS B 0802)을 실시하고, 그 결과를 토대로 철근의 항복강도와 연신율을 결정하여야 한다.

(3) 균열조사에서는 구조물의 표면에 존재하는 균열 형상, 폭, 길이, 깊이, 면적률 등을 측정하여야 한다. 구조물 전체에 대한 육안검사를 실시한 결과, 균열 등의 손상이 발생한 부위에서 균열을 정밀하게 조사하여야 한다.

(4) 콘크리트 표면의 노후화 조사를 위한 항목은 박리, 박락, 층분리, 누수, 백태, 백화, 철근노출 등이다. 조사방법으로는 육안검사 및 간단한 측정 도구를 이용하여야 하며, 구조물 전체에 대한 육안검사를 실시한 결과, 균열 등의 결함・손상이 발생한 부위를 대상으로 조사하여야 한다.

(5) 구조 부재의 치수는 구조물 시공 및 사용 중에 변할 수 있으므로 설계도면과 비교하여 단면변화량을 파악하여야 한다. 구조 부재의 치수는 위험단면에서 확인하여야 한다.

(6) 철근의 배근상태를 조사하여 설계도면에 표기된 자료와 비교・검토하여야 한다. 정확한 조사결과가 요구되는 경우에는 조사 위치를 드릴로 구멍을 내어 조사하여야 한다.

(7) 현재 구조물의 상태, 용도 등을 고려하여 구조물에 부과되는 고정하중과 활하중을 조사하여야 한다.

3. 평가입력값

3.1 일반 사항

일반적으로 시험결과의 분산 때문에 평균값을 평가입력값으로 취하면 구조물의 현재 성능을 과대평가할 위험이 있으므로, 조사된 특성의 성격에 따라 상한값, 하한값, 평균값을 평가입력값으로 사용하여야 한다.

3.2 재료 및 구조 특성의 평가입력값 산정 방법

(1) 조사 및 시험 결과의 평균값은 다음 식 (3.2-1)과 같이 계산하여야 한다.

$$\overline{O}= \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} O_i \qquad (3.2\text{-}1)$$

여기서, $\overline{O}$는 조사 및 시험 결과의 평균값 n은 조사 및 시험횟수, O_i는 i번째 조사 및 시험 결과이다.

(2) 조사 및 시험 결과의 분산은 표준편차 s_c로 고려하며 이는 다음 식 (3.2-2)와 같이 계산하여야 한다.

$$s_c = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \frac{(O_i - \overline{O})^2}{(n-1)}} \qquad (3.2\text{-}2)$$

(3) 조사 및 시험 결과의 상한값과 하한값은 다음과 같이 계산하여야 한다.

$$O_{upper} = \overline{O} + \sqrt{(Ks_c)^2 + (Zs_a)^2} \qquad (3.2\text{-}3a)$$

$$O_{lower} = \overline{O} - \sqrt{(Ks_c)^2 + (Zs_a)^2} \qquad (3.2\text{-}3b)$$

여기서, O_{upper}는 조사 및 시험 결과의 상한값, O_{lower}는 조사 및 시험 결과의 하한값이며, K와 Z는 조사 및 시험횟수와 신뢰수준에 따라 통계적으로 주어지는 계수이며, s_c는 시험결과의 표준편차, s_a는 구조물 내부의 값과 시편의 시험값 사이의 차이를 고려한 표준편차이다.

3.3 재료 및 구조 특성의 평가입력값

(1) 콘크리트 압축강도의 평가입력값은 다음을 따라야 한다.

① 콘크리트 압축강도에 관한 평가입력값(평가기준압축강도)은 하한값을 사용하여야 한다. 하한값이 설계기준압축강도 값보다 큰 경우, 책임구조기술자의 판단에 의해 설계기준압축강도를 평가기준압축강도로 취할 수 있다.

②구조물의 일정 부위에서 콘크리트가 심각하게 노후화된 경우, 그 부위의 안전성 평가를 위해서는 노후화된 위치의 콘크리트를 직접 조사하여 산정된 평가기준압축강도를 사용하여야 한다.

(2) 콘크리트 탄성계수에 관한 평가입력값은 채취된 코어에 의해 측정된 탄성계수의 평균값을 사용하여야 한다.

(3) 철근, 긴장재 및 철근의 강도 및 탄성계수는 다음을 따라야 한다.

① 철근, 긴장재의 강도에 관한 평가입력값은 실제로 측정된 실험결과의 하한값을 사용하는 것을 원칙으로 하나, 설계기준강도가 더 작은 경우 설계기준강도 값을 사용할 수 있다.

② 철근, 긴장재의 탄성계수에 관한 평가입력값은 평균값이나 시험 평가서의 값 중 더 작은 값을 사용하여야 한다.

(4) 부재치수 및 철근 위치는 다음을 따라야 한다.

① 부재치수, 철근 위치에 관한 평가입력값은 평균값 혹은 구조도면의 값을 사용하되, 조사 및 시험 결과와 구조도면에 제시된 값 사이의 오차가 허용값 이상인 경우에는 하한값과 상한값 중 불리한 값을 적용하여야 하며, 부재치수와 철근 간격도 불리한 방향으로 조정하여야 한다.

② 부재치수와 철근 간격은 구조물 내부의 위치에 따라 다르므로 표준편차 s_c가 아니라 도면에서 어긋난 정도를 기준으로 상한값과 하한값을 산정하여야 한다.

(5) 피복 두께에 관한 평가입력값은 하한값을 사용하여야 한다.

(6) 실제로 측정이 이루어진 경우에 지반의 강도는 하한값을, 지반의 탄성계수는 평균값을 평가입력값으로 사용하여야 한다. 구조물의 평가에서 지하수위는 실제로 측정된 평균값을 사용하고, 이에 상응하는 하중계수를 적용하여야 한다.

(7) 기온이나 상대습도는 특별한 경우를 제외하면 측정된 값의 평균이나 관련 문헌조사로 획득한 값을 그대로 평가입력값으로 사용할 수 있다.

3.4 하중 특성의 평가입력값

(1) 구조물의 안정성과 사용성에 대한 하중계수 및 하중조합은 평가시점 현재 사용하는 기준에 주어진 값을 따를 수 있다.

(2) 하중입력값은 정밀현장조사에 의하여, 설계에서와 동일한 수준의 안전율을 확보할 수 있도록 적절한 확률·통계적인 방법으로 평가하는 경우, 고정하중과 활하중의 크기는 구조설계도서에서 명기된 것과 다른 하중의 크기를 사용할 수 있다. 다만, 활하중의 감소는 입력값의 20% 내에서 허용되며, 고정하중과 활하중 이외의 하중에 대해서는 현 구조기준 값을 적용하여야 한다.

4. 해석에 의한 평가

(1) 기존 구조물의 안전성 평가를 위한 해석은 설계를 위한 해석 방법과 동일하게 수행하여야 한다.

(2) 다음 식 (4-1)과 같이 구조해석에 의하여 계산되는 구조물의 평가내하력 R_A가 평가소요강도 U_A 이상이면 안전한 것으로 평가할 수 있다.

$$R_A \geq U_A \tag{4-1}$$

(3) 평가소요강도 U_A는 다음 식 (4-2)에 따라 계산하여야 한다.

$$U_A = \Sigma\gamma_A(\gamma_i Q_i) \tag{4-2}$$

여기서, γ_A는 구조물 평가에서 사용되는 하중평가계수, γ_i는 이 구조기준에 따른 설계하중계수, 그리고 Q_i는 사용하중에 의한 단면력이다.

(4) 평가내하력 R_A은 다음 식 (4-3)에 따라 계산하여야 한다.

$$R_A = \phi_A(\phi R_n) \tag{4-3}$$

여기서, ϕ와 R_n은 각각 이 구조기준에 따른 강도감소계수와 공칭강도이며, ϕ_A는 구조상태계수이다.

(5) 교량 상부구조 부재의 공용내하력은 다음 식 (4-4) 및 식 (4-5)에 따라 계산하여야 한다.

$$\text{공용내하력} = \text{내하율}(F) \times \text{평가활하중} \tag{4-4}$$

$$\text{내하율}(F) = \frac{\phi_A(\phi R_n) - \gamma_A(\gamma_D D)}{\gamma_A(\gamma_L L)(1+I)} \tag{4-5}$$

여기서, $\phi_A(\phi R_n)$는 규정한 평가 저항강도이고, $\gamma_A(\gamma_D D)$와 $\gamma_A(\gamma_L L)$은 각각 고정하중과 정적 활하중에 의한 평가하중영향이며, I는 충격계수이다. 단, 현장재하시험을 수행하여 내하율을 산정할 경우에는 부록 5.4의 규정을 따라야 한다.

5. 재하시험에 의한 평가

5.1 일반 사항

(1) 책임구조기술자는 재하시험을 계획할 때 구조물 또는 부재의 안정성을 평가하기 위하여 재하시험을 수행할 필요가 있는지 면밀히 검토하여야 한다.

(2) 책임구조기술자는 재하시험 수행 전에 안전계획을 수립하여야 하며, 구조물 각 부위의 손상 및 파괴의 감지, 해석상 특정한 부재거동의 검증과 안전을 위해서 재하시험 전 과정에 걸쳐 적절한 계측과 안전관리가 이루어져야 한다.

(3) 안전을 위한 조치는 재하시험에 지장이 있거나 시험결과에 영향을 주지 않도록 하여야 한다.

5.2 정적재하시험

5.2.1 개 요

(1) 정적재하시험은 평가하중에 의한 최대 하중영향을 재현할 수 있도록 적용되어야 한다. 구조물 또는 부재에 영구변형이나 손상이 없다면, 정적재하하중은 안전한 범위 내에서 사전에 결정된 하중 크기까지 점차적으로 증가시켜야 한다.

(2) KDS 14 20 90(4.4(5))에 해당되는 건물의 휨부재에 대한 재하시험에서 재하할 시험하중은 해당 구조 부분에 작용하고 있는 고정하중을 포함하여 설계하중의 95% 이상, 즉 다음 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

①$0.95(1.2D+1.6L+0.5(Lr$ 또는 S 또는 $R))$

②$0.95(1.2D+1.0L+1.6(Lr$ 또는 S 또는 $R))$

③$0.95(1.4D)$

여기서, 활하중 L의 결정은 해당구조물의 관련 기준에 규정된 대로 활하중 감소율 등을 적용시켜 허용범위 내에서 감소시킬 수 있다.

(3) 대상 구조물의 재하시험 결과를 해석 모델에 의해 얻어진 하중영향을 검증 또는 보정하는데 적용하는 경우, 재하하중은 내하력을 결정할 수 있는 수준으로 거동을 적절히 모사할 수 있을 만큼 충분히 커야 한다.

5.2.2 측정 및 결과 분석

(1) 재하시험 대상 구조물 또는 부재에는 사인장균열, 정착균열 등 갑작스런 취성파괴의 가능성을 예시하는 균열이 없어야 하며, 파괴의 징후인 균열, 박리 혹은 구조물의 안정성에 영향을 줄 수 있는 과대한 처짐 등이 없어야 한다.

(2) 건물의 정적재하시험에서 측정값은 부재의 최대 응답이 예상되는 위치에서 얻어야 하며, 추가적인 측정값은 필요에 따라 구할 수 있다.

(3) KDS 14 20 90(4.4(5))와 부록 5.2.1(2)에 의한 건물의 휨부재에 대한 재하시험에서 측정된 최대 처짐이 다음 조건 중 하나를 만족하는지를 평가하여야 한다.

$$\Delta_{\max} \le \frac{{l_t}^2}{20{,}000h} \qquad (5.2\text{-}1)$$

$$\Delta_{r\max} \le \frac{\Delta_{\max}}{4} \qquad (5.2\text{-}2)$$

측정된 최대 처짐과 잔류 처짐이 부록 식 (5.2-1)이나 부록 식 (5.2-2)를 만족하지 않을 때 재하시험을 반복할 수 있다. 반복시험은 처음 시험하중 제거 후 72시간이 경과한 후에 다시 시행할 수

있다. 이때 재시험한 구조물의 해당부분의 회복이 다음 식 (5.2-3)의 조건을 만족하는지를 평가할 수 있다.

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{fmax}}{5} \qquad (5.2\text{-}3)$$

여기서, Δ_{fmax}은 두 번째 시험을 시작할 때의 구조물의 위치를 초기값으로 하고 두 번째 시험 중에 측정된 최대 처짐이다.

(4) 교량의 정적재하시험에서는 주로 측정되는 정적처짐 또는 정적변형률을 기준으로 가능한 다음과 같은 항목에 대한 시험결과 분석이 수행되도록 하여야 한다.

① 중립축 위치 판단

② 활하중의 횡분배 효과

③ 교량의 대칭성

④ 해석 결과와 재하시험 결과의 비교

5.3 동적재하시험

5.3.1 개 요

동적재하시험은 구조물 또는 부재의 동특성과 동적 거동을 얻기 위하여 수행될 수 있다.

5.3.2 시험 방법

가진기에 의한 강제진동시험법, 상시진동시험법 그리고 교량에서 주로 사용되는 차량주행시험법 등을 적용할 수 있으며, 이 외의 시험 방법은 소유주 또는 관리주체의 승인을 득한 후 사용할 수 있다.

5.3.3 측정 및 결과 분석

동적재하시험에 의해 주로 측정된 변위, 변형률 및 가속도 응답을 기준으로 가능한 다음과 같은 항목에 대한 시험결과 분석이 수행되도록 하여야 한다.

(1) 충격계수

(2) 감쇠비

(3) 고유진동수 및 진동모드

5.4 재하시험 결과의 적용

(1) 대상 구조물 또는 부재의 해석에 의한 결과와 재하시험 결과가 충분히 부합되는 것으로 책임구조기술자가 판단한다면, 재하시험 결과를 고려한 내하력 평가가 이루어져야 한다. 단, 동적재하시험이 수행된 교량의 경우에는 실측충격계수가 설계충격계수보다 크게 얻어진 경우

에 한해서 교량 내하력평가에 적용할 수 있다.

(2) 재하시험 대상 건물 또는 휨부재가 부록 4 또는 부록 5.2.2(3)의 조건이나 판정기준을 만족하지 않는 경우 책임구조기술자는 재하시험 또는 해석의 결과에 따라서 제한된 낮은 내하력 범위 내에서 구조물을 사용하도록 제한할 수 있다.

(3) 교량재하시험을 근거로 내하율을 결정할 경우, 부록 식 (4-5)의 D는 현장 조사한 단면 제원에 근거한 고정하중에 의한 단면력, L은 현장재하시험에 의해 구한 횡분배가 고려된 정적활하중에 의한 단면력, I는 설계충격계수보다 큰 경우에 한해서 실측충격계수를 적용하여야 한다. 이때 단면력을 구하기 위한 수치해석 모델은 재하시험 결과를 반영하여 가능한 실제의 교량거동을 유사하게 재현할 수 있도록 완성되어야 한다.

(4) 재하시험 과정에서 전체 교량 및 부재의 안정성에 문제가 없으며 활하중에 의한 횡분배가 충분히 이루어진 것으로 교량 책임구조기술자가 판단할 경우, 재하시험 결과에 의해 수치해석 모델의 개선을 수행하여 대상 교량의 단면력을 결정할 수 있다. 이러한 과정에 있어서 해석방법, 추정된 최대 단면력, 내하율의 결정 등을 관리주체로부터 승인받아야 한다.

기존 콘크리트구조물의 안전성 평가기준

집필위원	분 야	성명	소속	직급
	토목구조	신수봉	인하대학교	교수
	토목구조	백인열	가천대학교	교수
	건축구조	김강수	서울시립대학교	교수
	토목구조	이상철	한국시설안전공단	센터장

자문위원	분 야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 90 : 2016

기존 콘크리트구조물의 안전성 평가기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.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 14 30 05 : 2016

강구조 설계 일반사항 (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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
허용응력설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조구조물, 관로구조물, 철탑구조물 등의 일반 강구조물의 설계와 건축물의 구조설계에 활용할 수 있는 표준적인 설계기준과 설계방법을 제시	제정 (2003.12)
KDS 14 30 05 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계" 전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 용 어 ····· 1

1.3 기 호 ····· 5

1.4 참고 기준 ····· 10

2. 조사 및 계획 ····· 12

3. 재료 ····· 12

3.1 재질 ····· 12

3.2 형상 및 치수 ····· 15

3.3 재료의 강도 및 재료정수 ····· 16

4. 하중과 하중조합 ····· 19

4.1 건축물 ····· 19

4.2 일반 강구조물 ····· 20

5. 설계 기본원칙 ····· 26

5.1 허용응력 ····· 26

5.2 단기하중에 의한 응력 ····· 27

5.3 구조해석 ····· 27

5.4 사용성 설계 ····· 27

강구조 설계 일반사항(허용응력설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 허용응력설계법에 기초한 일반적인 강구조물과 구조용강재를 사용한 건축물의 구조설계에 적용되며, 설계조건에 따라 허용응력의 수준을 조정할 수 있도록 구조물별 허용응력 보정계수를 사용한다. 다만, 관련 설계기준이나 시방서가 제정되어 있는 구조물의 설계는 관련 기준이나 시방서에 따른다.

1.2 용 어

- 가새골조(Braced Frame): 수평하중에 대한 저항이나 골조의 안정성이 주로 대각선 가새, 내력벽, 또는 다른 형식의 보조가새에 의해서 확보되는 골조
- 강널말뚝(Steel Sheet Pile): 양 가장자리에 수밀성을 갖고, 물막이벽 또는 흙막이벽을 구성하기 위해 사용되는 형강
- 거세트 플레이트(Gusset Plate): 트러스의 격(절)점 등에 집중하는 부재를 연결하기 위해 사용하는 판
- 고력볼트(High Strength Bolt): 합금강 등을 열처리하여 제작한 고강도볼트
- 국부응력(Local Stress): 구조부재 또는 그것을 구성하는 요소에 국부적으로 존재하는 응력
- 국부좌굴(Local Buckling): 부재 전체의 파괴를 유발할 수도 있는 압축 판요소의 좌굴
- 극한지지력(Ultimate Bearing Capacity): 구조물・부재・지반 등이 파괴 또는 붕괴할 때의 지지력의 최대치
- 널말뚝(Sheet Pile): 흙막이와 물막이의 목적으로 시공전에 지반에 타입하는 널모양의 말뚝
- 다이아프램(Diaphragm): 지지요소에 힘을 전달하도록 이용된 면내 전단강성과 전단강도를 갖고 있는 플레이트 혹은 수평력을 횡하중저항 골조까지 전달시키기에 적합할 정도의 큰 면내 전단 강성과 강도를 가지고 있는 바닥 슬래브, 강재벽, 지붕패널
- 단속용접(Discontinuous Welding): 용접이음의 전 길이에 걸쳐 용접부가 연속적으로 존재하는 연결용접에 대하여 용접부가 단속적으로 존재하는 용접
- 단곡률(Single Curvature): 곡률에 반곡이 있는 복곡률에 반대되는 것으로서, 한 방향의 연속적인 원호를 그리는 변형 상태

- 단주(Stub Column): 길이가 짧은 압축시험체로서, 전체단면에 대한 응력도-변형도 관계를 측정할 수 있을 만큼 길며, 탄성과 소성 범위에서 기둥좌굴이 생기지 않을 만큼 짧은 기둥
- 데크 플레이트(Deck Plate): 바닥판에 사용되는 강판. 요철파형으로 형성된 것도 있음.
- 돌림용접(Boxing Welding): 필렛 용접에서 모재의 단부에서 비드를 돌려서 용접하는 것. 응력집중이 일어나기 쉬운 이음단부의 보강과 크레이터를 피하기 위하여 사용
- 띠판(Batten Plate): 조립기둥 또는 조립보의 평행한 두 개재를 연결하며, 개재 사이의 전단력을 전달시키도록 강접으로 접합되어 사용되는 판재
- 마찰접합(Slip-Critical Joint) : 접합부의 미끄럼 저항이 요구되는 볼트접합
- 맞대기용접이음(Butt Weld Joint): 둘 이상의 부재의 단과 단을 거의 동일한 평면내에서 맞붙여서 용접하는 이음
- 매입형 합성보(Concrete-Encased Beam): 슬래브와 일체로 타설된 콘크리트에 완전히 매립된 보
- 목두께(Throat of Fillet Welding): 필렛 용접의 유효단면 두께
- 보강재(Stiffener) : 하중을 분산시키기 위하여, 전단력을 전달하기 위하여, 또는 좌굴을 방지하기 위하여 보의 웨브나 판재에 부착된 소재로서, 보통 ㄱ형강이나 강판으로 사용
- 복곡률(Double Curvature) : 단부 모멘트에 의해 부재가 S형태로 변형되는 휨 상태
- 복부판 크립플링(Web Crippling) : 집중하중이나 반력이 작용하는 위치 부근의 복부판에 발생하는 국부적인 파괴
- 불완전합성보(Partially Composite Beam) : 전단연결재의 전단강도에 의하여 휨강도가 결정되는 합성보
- 비가새골조(Unbraced Frame) : 부재 및 접합부의 휨저항만으로서 수평하중에 대해 저항하는 골조
- 비조밀단면(Noncompact Section): 국부좌굴이 발생하기 전에 압축부는 항복응력에 도달하지만 완전소성응력분포 상태시의 변형에 따른 비탄성 국부좌굴에는 저항하지 못하는 단면
- 비지지길이(Unbraced Length) : 한 부재의 횡지지 가새 사이의 간격으로서, 가새 부재의 도심간의 거리로 측정
- 비틀림(Torsion): 부재가 그 중심축 주위로 회전력을 받아 각 단면이 상대적으로 회전변형을 유발하는 상태
- 설계하중(Design Load): 부재를 설계할 때 적용하는 하중으로서 사용하중에 따라 적절히 규정된 값

- 세장비(Slenderness Ratio): 기둥에 있어서 휨 축과 동일한 축의 단면 2차 반경에 대한 기둥 유효길이의 비
- 세장판요소단면(Slender Section): 탄성범위 내에서 국부좌굴이 일어날 수 있는 구조부재 단면
- 솟음(Camber): 고정하중이 작용할 때 소정의 형상이 되도록 제작시에 주형을 위로 솟아오르게 하는 것
- 슬래브의 유효폭(Effective Breath of Slab): 강재보와 결합되는 슬래브에서 합성보의 단면에 포함되는 슬래브의 폭
- 아이바(Eyebar): 균일한 두께를 가진 특수한 형태의 핀 접합부재로서, 핀 구멍이 있는 머리와 구멍이 없는 몸체에 거의 동일한 강도를 부여하도록, 몸체의 폭보다 크게 단조되거나 절단된 머리 폭을 가진 인장부재
- 안전율(Safety Factor): 일반적으로 구조물의 각종 저항능력과 그에 대응하는 작용외력의 비
- 압연강재(Rolled Steels): 압연기에 의해 봉강, 선재, 형강, 형판, 강대, 평강 등의 형상으로 성형 가공한 강재
- 앵커볼트(Anchor Bolt): 구조물의 교각이나 토대 등을 기초에 긴결(緊結)하기 위해 이용하는 매입식 볼트
- 연결(Joint): 둘 또는 그 이상의 재단, 표면, 또는 모서리를 맞댄 부분으로서, 볼트나 용접의 형태 및 힘 전달 방법에 의하여 분류됨.
- 완전합성보(Fully Composit Beam): 합성단면의 전 휨강도를 발휘하기에 충분한 전단연결재를 갖춘 합성보
- 유효단면2차모멘트(Effective Moment of Inertia): 잔류응력과 작용응력의 조합 하에서 단면의 일부가 소성화 되었을 때 탄성상태로 남은 부분의 단면2차모멘트. 또한, 국부적으로 좌굴이 일어난 요소의 유효폭에 근거한 단면2차모멘트. 불완전합성부재의 설계에 이용되는 단면2차모멘트
- 유효단면적(Effective Cross Sectional Area): 부재나 접합부의 강도 등을 산정할 때, 역학적으로 유효하다고 생각하여 사용하는 단면적
- 유효폭(Effective Width): 불균등 응력분포를 가진 판이나 슬래브가 균등 응력분포를 가진다고 가정하며 구조적 거동이 같은 효과를 갖도록 감소시킨 판이나 슬래브의 폭
- 응력집중(Stress Concentration): 갑작스런 형태변화나 국부적인 하중 때문에 국소적으로 평균보다도 현저히 높게 나타나는 응력(균일한 두께에 균등한 하중을 받는 단면에서도 나타남)
- 이음(Splice): 두 개의 구조 요소를 하나의 긴 요소로 만들기 위해 개개의 끝을 연결시키는 접합형식
- 인성(Toughness): 파괴되지 않고 에너지를 흡수할 수 있는 정도로서, 일반적으로 규정된 형태의 홈을 가지는 시험체에 충격하중을 가해 결정됨.

- 인장역작용(Tension Field Action) : 전단력에 대한 플레이트거더 복부판의 거동으로서, 대각선의 인장력은 복부판에서 저항하고 압축력은 중간 보강재에서 저항
- 잔류응력(Residual Stress): 외력 또는 열경사가 없는 상태에서 금속 내부에 남아있는 응력
- 전단벽(Shear Wall) : 바람, 지진 등의 수평하중으로부터 생긴 면내 전단력을 지지하거나 골조의 안정성을 유지하는 벽
- 접합부(Connection) : 둘 또는 그 이상의 부재사이에서 힘을 전달하기 위한 접합의 조합으로서, 전달되는 힘의 형태(모멘트, 전단력, 반력)와 양에 따라서 분류됨.
- 조립부재(Built-up Member) : 용접, 볼트접합, 리벳 접합된 구조용 금속소재로 제작된 부재
- 조밀단면(Compact Section): 휨을 받을 때 플랜지나 웨브의국부좌굴이 발생하기 전에 완전소성응력상태에 도달하고, 소성힌지 부분이 회전할 수 있는 단면
- 좌굴길이(Effective Length) : 압축재 좌굴공식에 사용되는 등가좌굴길이로서, 좌굴해석으로부터 결정
- 좌굴길이계수(Effective Length Factor) : 가새 부재의 도심 사이에서 측정된 부재의 비지지길이와 유효길이 사이의 비
- 중간보강재(Intermediate Stiffener): 판형의 보강재중에서 지점 이외의 위치에 설치하는 수직보강재
- 크리프(Creep): 크리프는 지속하중이 작용될 때에 콘크리트에 발생하는 현상으로 변형이 시간와 함께 증가하는 소성변형
- 탄성계수비(Elastic Modulus Ratio): 강재 탄성계수와 콘크리트 탄성계수의 비
- 탄성해석(Elastic Analysis) : 변형을 유발시킨 힘을 제거할 때 재료의 변형도 사라진다는 가정에 근거하여 부재와 접합부에 대한 하중 효과(힘, 모멘트, 응력 등)를 산정하는 방법
- 파스너(Fastener) : 리벳, 볼트, 고력볼트 또는 기타 접합 수단의 총칭
- 판폭두께비(Width-thickness Ratio): 강구조 부재의 단면을 구성하는 판요소의 판폭과 판두께의 비로서 일반적으로 국부좌굴을 방지하기 위하여 제한을 둠.
- 패널존(Pannel Zone): 접합부를 관통하는 보와 기둥의 플랜지의 연장에 의해 구성되는 보-기둥 접합부의 웨브영역으로, 전단패널을 통하여 모멘트를 전달하는 영역
- 펀칭전단(Punching Shear): 전단스팬이 극히 작고, 직접전단에 상당하는 상태 또는 그때의 전단력
- 플러그 용접(Plug Welding): 겹쳐 맞춘 두 부재의 한쪽에 구멍을 뚫어, 그 판의 표면까지 꽉 채워 용접하여 다른 부재를 접합하는 용접
- 플레이트거더(Plate Girder) : 판폭두께비가 매우 커서 일반보의 취급이 어려운 용접 조립된 보

- 피로(Fatigue) : 변동하는 응력의 반복에 의한 파괴 현상
- 피복두께(Covering Depth): 철근 콘크리트 또는 철골철근 콘크리트 구조에서 최외측의 강재 표면과 부재표면 사이의 간격. 부착・내화・방청・타설 등의 조건에 따라 정하고 부위별로 규제되어 있음.
- 필렛용접(Fillet Welding): 겹침이음・T이음・+자이음・각이음 등에 있어서 거의 직교하는 두 면을 용접하는 삼각상태의 단면을 갖는 용접
- 필렛 선단부(Toe of the Fillet) : 용접되거나 압연된 단면 필렛의 전환점
- 하이브리드보(Hybrid Beam) : 복부의 항복응력보다 플랜지의 항복응력이 더 크도록 제작된 강재 보로서, 플랜지의 최대응력이 복부의 항복응력보다 작거나 같으면 하이브리드 보가 아닌 균질한 것으로 봄.
- 하중(Load): 구조물에 변위・변형・응력이 생기게 하는 작용의 총칭. 좁은 뜻으로는 그 중에 힘을 가리킴.
- 한계상태(Limit State) : 구조물이나 구조재가 사용하기에 부적당하게 되고 사용 목적상 유용하지 않거나(사용 한계상태) 안전하지 않다고(강도 한계상태) 판단되는 조건으로서, 취성 파괴, 소성붕괴, 과다변형, 내구성, 피로, 불안정성 및 사용성 등 구조적 효용성의 한계가 있음.
- 합성구조(Composite Structure): 두 종류 이상의 재료를 조합해서 일체로 작용하도록 고안된 구조형식으로서 일반적으로는 강구조부재와 콘크리트 부재를 일체화한 구조를 말함.
- 합성기둥(Composite Column) : 압연 형강 또는 용접 형강이 구조용 콘크리트에 매립되거나(매입형 합성기둥, 원형 또는 각형강관에 구조용 콘크리트가 충전된 기둥(충전형 합성기둥)
- 합성보(Composite Beam) : 강재보가 슬래브와 연결되어 하나의 구조물로서 구조적 거동을 할 수 있는 보로서, 노출형 합성보와 매립형 합성보가 있음.
- 현장이음(Field Joint): 제작・수송・가설 등의 제약조건에 의해 몇 개의 부분으로 나누어진 부재를 현장에서 일체로 하기 위해 접합되는 곳
- 허용응력(Allowable Stress): 탄성설계에서 각 부재의 안전을 확보하기 위해 재료의 기준강도에 각각의 부재특성에 맞는 안전계수를 곱하여 얻은 값
- 횡가새(Lateral Bracing) : 부재나 요소의 좌굴을 막고 횡방향 하중에 저항하기 위한 횡방향 가새형식의 요소 또는 개별적으로 사용되는 부재
- 횡좌굴(Lateral or Lateral-Torsional Buckling) : 횡방향 변위와 비틀림을 수반하는 부재의 좌굴

1.3 기 호

A : 단면적 (mm^2)

A_b : 볼트의 공칭단면적 (mm^2)

A_{bc} : 이음부 상하에서 콘크리트가 직접 접촉하는 지압면의 면적 (mm^2)

A_{bc}' : 이음부 상부의 재하면적으로부터 수직 1, 수평 2의 비율로 측면경사를 취하여, 지지부 내부에 완전히 포함된 가장 큰 피라미드, 원뿔 또는 경사진 쐐기 모양의 하부 면적 (mm^2)

A_{bp} : 베이스 플레이트의 면적 (mm^2)

A_f : 압축 플랜지의 면적 (mm^2)

A_{fe} : 인장 플랜지의 유효단면적 (mm^2)

A_{fg} : 플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{fn} : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

A_h : 띠철근 총단면적 (mm^2)

A_m : 합성단면적 (mm^2)

A_n : 부재의 순단면적 (mm^2)

A_r : 주철근의 단면적 (mm^2)

A_s : 강재의 단면적 (mm^2)

A_{sc} : 스터드연결재의 단면적 (mm^2)

A_t : 순인장 면적 (mm^2)

A_w : 복부의 단면적 (mm^2)

C : 빙압계수 (0.3~0.7)

C_c : 한계세장비

C_d : 항력계수 (원형 부재일 경우 0.6~1.0)

C_m : 관성력계수 (원형 부재일 경우 1.5~2.0)

C_s : 형상계수

D : 고정하중; 원형 강관의 외경 (mm)

E : 지진하중

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa)

F_a : 널말뚝의 허용휨응력 (MPa)

$F_{b\gamma}$: 압축력이 없는 경우 허용휨응력 (MPa)

F_c : 허용압축응력 (MPa)

$F_{c\gamma}$: 휨모멘트가 없는 경우 허용압축응력 (MPa)

F_e : 탄성좌굴응력 (MPa)

F_{hc} : 임계후프응력 (MPa)

F_p : 허용지압응력 (MPa)

F_t : 인장부재의 기본허용응력 (MPa) 또는 고장력볼트의 허용인장응력 (MPa)

F_u : 강재의 최소인장강도 또는 스터드 전단연결재의 인장강도 (MPa)

F_v : 허용전단응력 (MPa)

F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

F_{yb} : 지강관의 항복강도 (MPa)

F_{yc} : 기둥의 항복강도 (MPa) 또는 주관부재의 항복강도 (MPa)

F_{yf} : 플랜지의 최소항복강도 (MPa)

F_{ym} : 합성항복강도 (MPa)

F_{yr} : 주철근의 항복강도 (MPa)

F_{yw} : 복부판의 최소항복강도 (MPa)

H_s : 스터드연결재의 높이 (mm)

H_{uw} : 이음점에서 웨브의 높이 중앙에 작용하는 수평합력 (N)

I : 휨에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_e : 유효단면 2차 모멘트 (mm^4)

I_{st} : 전체단면2차모멘트 (mm^4)

I_{tr} : 합성보의 환산단면2차모멘트 (mm^4)

I_p : 극관성모멘트

K : 유효좌굴길이계수

K_γ : 이론적 해석에 의해 결정된 변단면 부재의 유효길이계수

L : 적재하중, 부재길이, 또는 변단면 부재의 비지지길이 (mm)

L_b : 횡방향 비지지길이 또는 보의 비지지길이 (mm)

L_c : 휨부재의 한계 비지지길이

M_a : 설계휨모멘트 (N・mm)

M_{b1} : 양단보의 휨 모멘트 (N・mm)

M_{b2} : 양단보의 휨 모멘트 (N・mm)

M_H : 수평 방향의 최대 휨모멘트 (N・mm)

M_t : 비틈 모멘트 (N・mm)

M_V : 수직 방향의 최대 휨모멘트 (N・mm)

M_1 : 보의 횡지지점 모멘트 중 작은 값 (N・mm)

M_2 : 보의 횡지지점 모멘트 중 큰 값 (N・mm)

N_r : 데크플레이트 골 당 스터드 연결재 개수

N_1 : 최대 모멘트점과 0 모멘트점 사이의 전단연결재 소요 개수

P_{bf} : 플랜지 또는 모멘트 접합판에 의하여 전달되는 힘 (N)

R : 집중력 또는 반력 (N)

R_a : 아치의 곡률반경(mm)

R_n : 복부판의 크립플링강도

R_v : 고장력볼트의 허용전단응력 (MPa)
S : 유효세장비
S_{ctr} : 합성보의 압축측에 대한 환산단면계수 (mm^3)
S_s : 강재의 단면계수 (mm^3)
S_{ts} : 강재보만의 인장측에 대한 환산단면계수 (mm^3)
S_{ttr} : 합성보의 인장측에 대한 환산단면계수 (mm^3)
T : 타이로드의 장력 (N)
T_b : 설계 볼트 장력 (N)
U : 전단지연에 의한 감소계수
V : 부재의 단위길이당의 체적; 설계풍속
V_c : 기둥의 전단력 (N)
V_h : 완전합성보의 수평전단력 (N)
V_h' : 불완전합성보의 수평전단력 (N)
V_{sa} : 스터드 연결재의 허용내력 (kN)
W : 풍하중
V : 보강재의 항복강도에 대한 복부판의 항복강도의 비
a : 수직 보강재 사이의 거리
a_x : x 방향의 모멘트 확대계수
a_y : y 방향의 모멘트 확대계수
b_c : 기둥 면과 접한 콘크리트 부분의 폭 (mm)
b_f : 플랜지의 폭 (mm)
c_r : 압축측 주근 중심으로부터 측정한 압축측 콘크리트 면까지의 거리와 인장측 주근 중심으로부터 측정한 인장측 콘크리트 면까지 거리의 평균값 (mm)
d : 파스너 구멍의 직경(mm) 또는 강재 단면의 높이 (mm)
d_c : 필렛부분을 공제한 복부판의 순 높이 (mm)
d_L : 변단면 부재에서 큰 단면의 높이 (mm)
d_o : 변단면 부재에서 작은 단면의 높이 (mm)
f_a : 작용하는 축방향 응력의 절댓값 (MPa)
f_b : 작용하는 휨응력의 절댓값 (MPa)
f_{bl} : 비지지구간에서 단면 최대 휨응력 (MPa)
f_{co} : 비지지구간에서 단면 최소 압축응력 (MPa)
f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)
f_h : 정수압에 의한 후프응력 (MPa) 또는 작용하는 후프압축응력의 절댓값 (MPa)
f_t : 볼트에 작용하는 인장응력 (MPa)

f_v : 복부판의 평균 전단응력 (MPa)

g : 파스너 게이지선 사이의 횡방향 중심 간격 (mm)

h : 압연강재의 경우 필릿 또는 코너 반경을 제외한 플랜지 간 순거리; 장변 방향의 기둥 폭 (mm)

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 필릿 또는 코너 반경을 제외한 거리의 2배 값 (mm), 조립단면의 경우 중립축으로부터 연결재선 사이의 거리 (mm), 또는 용접단면의 경우 플랜지 내측면 거리의 2배 (mm)

h_r : 데크플레이트 골의 높이 (mm)

h_1 : 휨면에 대한 기둥 전체 단면의 폭 (mm)

h_2 : 휨면에 대한 기둥 전체 단면의 높이 (mm)

k : 플랜지 하면에서 필릿용접 끝단까지의 거리

k_c : 자유돌출 세장판 요소의 계수 또는 플랜지 국부좌굴계수

l : 유효용접길이 (mm) 또는 타이로드 설치 간격 (mm)

l_c : 집중하중이 작용하는 폭 (mm)

n : 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수

r : 좌굴축에 대한 단면2차회전반경 (mm)

r_{bo} : L_b 에 해당하는 작은 단부에서의 단면2차회전반경 (mm)

r_m : 합성단면의 단면2차회전반경 (mm)

r_{ox} : 변단면 부재의 작은 단면에서 강축에 대한 단면2차회전반경 (mm)

r_{oy} : 변단면 부재의 작은 단면에서 약축에 대한 단면2차회전반경 (mm)

r_s : 강재단면의 단면2차회전반경 (mm)

s : 구멍의 핏치 (mm) 또는 띠철근 간격 (mm)

t : 부재의 두께 (mm) 또는 원형강관의 두께 (mm)

t_b : 집중력을 전달하는 플랜지 또는 접합판의 두께 (mm)

t_c : 기둥면과 접한 콘크리트의 두께 (mm)

t_f : 플랜지 두께 (mm)

t_w : 웨브 또는 강관의 두께 (mm)

t_{wc} : 기둥 복부판 두께 (mm)

w : 플레이트 폭 (mm)

w_r : 데크플레이트 골의 평균 폭 (mm)

z : 변단면 부재에서 작은 단면에서부터의 거리 (mm)

δ_u : 구조물 또는 부재의 처짐의 한계치

θ : 꺾임각

λ : 판요소의 폭두께비

λ_p : 조밀판요소에 대한 폭두께비 한계값

λ_r : 비조밀판요소에 대한 폭두께비 한계값

ν : 포아송비

1.4 참고 기준

KDS 14 20 01 콘크리트구조 설계(강도설계법) 일반사항
KDS 14 30 10 강구조 부재 설계기준
KDS 14 30 20 강구조 피로 및 파단 설계기준
KDS 14 30 25 강구조 연결 설계기준
KDS 14 30 50 강구조 사용성 설계기준
KS B 1002 6각 볼트
KS B 1010 마찰 접합용 고장력 6각 볼트, 6각 너트, 평 와셔의 세트
KS B 1012 6각 너트
KS B 1016 기초 볼트
KS B 1324 스프링 와셔
KS B 1326 평 와셔
KS D 3051 열간압연봉강과 코일봉강의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS D 3052 열간압연평강의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS D 3300 항만 및 해양구조용 내식성강관
KS D 3500 열간압연강판 및 강대의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS D 3502 열간압연형강의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS D 3503 일반 구조용 압연 강재
KS D 3505 PC 강봉
KS D 3506 융융 아연도금 강판 및 강대
KS D 3508 피복 아크 용접봉 심선재
KS D 3509 피아노 선재
KS D 3510 경강선
KS D 3514 와이어 로프
KS D 3515 용접 구조용 압연 강재
KS D 3529 용접 구조용 내후성 열간압연 강재
KS D 3530 일반 구조용 경량 형강
KS D 3542 고 내후성 압연 강재
KS D 3550 피복 아크 용접봉 심선
KS D 3556 피아노선
KS D 3558 일반 구조용 용접 경량 H형강

KS D 3559 경강 선재
KS D 3566 일반 구조용 탄소 강관
KS D 3568 일반 구조용 각형 강관
KS D 3602 강제갑판
KS D 3632 건축 구조용 탄소 강관
KS D 3710 탄소강 단강품
KS D 3752 기계 구조용 탄소 강재
KS D 3780 철탑용 고장력강 강관
KS D 3858 냉간 성형 강널 말뚝
KS D 3861 건축구조용 압연강재
KS D 3864 내진 건축 구조용 냉간성형 각형 강관
KS D 3866 건축구조용 열간압연 H형강
KS D 3868 교량구조용 압연강재
KS D 4101 탄소강 주강품
KS D 4102 구조용 고장력 탄소강 및 저 합금강 주강품
KS D 4106 용접 구조용 주강품
KS D 4108 용접 구조용 원심력 주강관
KS D 4118 도로 교량용 주강품
KS D 4301 회 주철품
KS D 4302 구상 흑연 주철품
KS D 5994 건축구조용 고성능 압연강재
KS D 7002 PC 강선 및 PC 강연선
KS D 7004 연강용 피복아크 용접봉
KS D 7005 연강용 가스 용접봉
KS D 7006 고장력 강용 피복아크 용접봉
KS D 7023 저온용 강용 피복아크 용접봉
KS D 7025 연강 및 고장력강용 마그용 용접 솔리드 와이어
KS D 7101 내후성강용 피복아크 용접봉
KS D 7102 탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 플럭스
KS D 7103 탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 와이어
KS D 7104 연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플럭스 코아선
KS D 7105 일렉트로 가스 아크용접용 플럭스 코아선
KS D 7106 내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드 와이어
KS D 7109 내후성강용 탄산가스 아크용접 플럭스 충전 와이어
KS F 4512 건축용 턴버클 볼트

KS F 4513 건축용 턴버클 몸체
KS F 4521 건축용 턴버클
KS F 4602 강관 말뚝
KS F 4603 H형강 말뚝
KS F 4604 열간압연강 널말뚝
KS F 4605 강관 시트파일

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 재질

3.1.1 구조용 강재

(1) 구조용 강재는 표 3.1-1에 나타낸 한국산업규격(이하 'KS'라 한다)에 적합한 것을 사용한다. 하지만, 이 이외의 강재라도 적절하다고 인정되는 경우에는 건축물을 제외한 일반강구조물에 사용할 수 있다.

표 3.1-1 구조용 강재의 표준 및 기호

구분	표준		강재기호
주요 구조용 강재	KS D 3503[1)]	일반 구조용 압연 강재	SS400, SS490, SS540
	KS D 3515	용접 구조용 압연 강재	SM400A, B, C SM490A, B, C, TMC SM490YA, YB SM520B, C, TMC SM570, TMC
	KS D 3529	용접 구조용 내후성 열간압연 강재	SMA400AW, BW, CW SMA400AP, BP, CP SMA490AW, BW, CW SMA490AP, BP, CP SMA570W, P
	KS D 3861	건축구조용 압연강재	SN400A, B, C SN490B, C
	KS D 3866	건축구조용 열간압연 H형강	SHN400, SHN490
	KS D 3868	교량구조용 압연강재	HSB500, L, W HSB600, L, W HSB800, L, W
	KS D 5994	건축구조용 고성능 압연강재	HSA800
강관	KS D 3566[2)]	일반 구조용 탄소 강관	STK400, STK490, STK500
	KS D 3568[2)]	일반 구조용 각형 강관	SPSR400, SPSR490
	KS D 3632	건축 구조용 탄소 강관	STKN400W, STKN400B STKN490B, STKN540B
	KS D 3780	철탑용 고장력강 강관	STKT540, STKT590
	KS D 3864	내진 건축 구조용 냉간 성형 각형 강관	SPAR295, SPAR360 SPAP235, SPAP325
	KS D 4108	용접 구조용 원심력 주강관	SCW490-CF
	KS F 4602	강관 말뚝	SKK400, SKK490, SKK590
	KS F 4605	강관 시트파일	SKY400, SKY490
	KS D 3300	항만 및 해양구조용 내식성강관	STKM500
경량 및 기타구조용 강재	KS D 3530	일반 구조용 경량 형강	SSC400
	KS D 3558	일반 구조용 용접 경량 H형강	SWH400, SWH400L
	KS D 3602	강제갑판	SDP1, 2, 3
	KS D 3858	냉간 성형 강널 말뚝	SPY345, SPY345W, SPY450 SPY345M
	KS F 4603	H형강 말뚝	SHP400W, SHP490W
	KS F 4604	열간압연강 널말뚝	SY295, SY390
	KS D 3542	고 내후성 압연 강재	SPA-H, SPA-C

주 1) KS D 3503의 SS490 및 SS540의 적용은 비용접부재로 한정한다. 교량용 부재로는 SS400만 사용가능하되 비용접부재로 한정하나 판두께 22 mm 이하의 가설자재로 사용하는 경우나, 2차부재로서 SM재 입수가 곤란한 경우에는 용접 시공시험을 통해 용접성에 문제가 없음을 확인한 후 사용가능하다.

2) KS D 3566 및 KS D 3568의 STK490, STK500, SPSR490 강재는 주요 구조 부재로 사용하는 경우 용접하여 사용하지 않는다. 단, 용접하여 사용하는 경우 용접 시공시험을 통해 용접성에 문제가 없음을 확인해야 한다.

(2) 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품은 표 3.1-2에 나타낸 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 3.1-2 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품 강재의 표준 및 기호

구분	표준		강재기호
표면처리 제품	KS D 3506	융융 아연도금 강판 및 강대	SGH400, SGH440, SGH490, SGH540 SGC400, SGC440, SGC490, SGC570
주단조품	KS D 3752	기계 구조용 탄소 강재	SM35C, SM45C
	KS D 3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A
	KS D 4101	탄소강 주강품	SC450, SC480
	KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저 합금강 주강품	SCMn1A, SCMn2A
	KS D 4106[1)]	용접 구조용 주강품	SCW410, SCW480
	KS D 4118	도로 교량용 주강품	SCHB1, SCHB2, SCHB3
	KS D 4301	회 주철품	GC250
	KS D 4302	구상 흑연 주철품	GCD400, GCD450
선재 및 선재2차 제품	KS D 3509	피아노 선재	SWRS
	KS D 3510	경강선	SW-A, SW-B, SW-C
	KS D 3514	와이어 로프	-
	KS D 3556	피아노 선	PW-1, PW-2, PW-3
	KS D 3559	경강 선재	HSWR
	KS D 7002	PC 강선 및 PC 강연선	SWPC1, SWPD1, SWPC2 SWPD3, SWPC7, SWPC19
	KS D 3505	PC 강 봉	SBPR 785/1030, SBPR 930/1080 SBPR 930/1180

주 1) 주단조품 중 KS D 4106에 해당되는 SCW410, SCW480 강재는 용접하여 사용 가능하다. 그 외 주단조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

3.1.2 접합 재료

(1) 볼트, 고력볼트, 턴버클 등은 표 3.3-3에 나타낸 KS에 적합한 재료를 사용한다. 앵커볼트의 재질은 일반적으로 SS400, SS490, SM400, SM490으로 하고, 경미한 구조물에는 SR240, SD300, SD400 강봉(KS D 3504)을 사용할 수 있다.

(2) 용접재료는 표 3.1-4에 나타낸 KS에 적합한 재료를 사용하고, 모재의 재질 및 용접조건을 고려하여 적절히 선택하여야 한다.

(3) 철근 및 콘크리트의 품질은 KDS 14 20 01을 따른다.

표 3.1-3 볼트, 고장력볼트, 기초볼트 등의 제품 규격

규격 번호	명칭	종류
KS B 1002	6각 볼트	보통형
KS B 1010	마찰 접합용 고장력 6각 볼트, 6각 너트, 평 와셔의 세트	F8T, F10(F8), F35 F10T, F10, F35 F13T, F10, F35
KS B 1012	6각 너트	보통형
KS B 1016	기초 볼트	J형, L형
KS B 1324	스프링 와셔	
KS B 1326	평 와셔	
KS F 4512 KS F 4513	건축용 턴버클 볼트 건축용 턴버클 몸체	S, E, D ST, PT
KS F 4521	건축용 턴버클	

표 3.1-4 용접재료

규격 번호	명칭
KS D 3508	피복 아크 용접봉 심선재
KS D 3550	피복 아크 용접봉 심선
KS D 7004	연강용 피복아크 용접봉
KS D 7005	연강용 가스 용접봉
KS D 7006	고장력 강용 피복아크 용접봉
KS D 7023	저온용 강용 피복아크 용접봉
KS D 7025	연강 및 고장력강용 마그용 용접 솔리드 와이어
KS D 7101	내후성강용 피복아크 용접봉
KS D 7102	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 플럭스
KS D 7103	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 와이어
KS D 7104	연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플럭스 코아선
KS D 7105	일렉트로 가스 아크용접용 플럭스 코아선
KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드 와이어
KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크용접 플럭스 충전 와이어

3.2 형상 및 치수

(1) 구조용 강재의 형상 및 치수는 표 3.1-1~표 3.1-3에 나타낸 KS가 규정하는 허용오차를 만족하여야 하고, 열간압연 강재는 표 3.2-1에 나타낸 KS에 적합한 것으로 한다. 제품은 유해한 내부 결함 및 심한 표면 결함이 없어야 한다.

(2) 볼트, 고력볼트, 턴버클 등 접합용 강재의 형상 및 치수는 표 3.1-3에 나타낸 KS의 규정에 적합한 것으로 한다.

(3) 용접에 의한 조립재는 강구조공사시방서 혹은 해당 시설물 설계기준에서 규정한 제품 정밀도 표준에 적합한 형상 및 치수로 한다.

표 3.2-1 열간압연 강재의 형상, 치수 규격

규격 번호	명칭
KS D 3051	열간압연봉강과 코일봉강의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS D 3052	열간압연평강의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS D 3500	열간압연강판 및 강대의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS D 3502	열간압연형강의 형상 치수 및 무게와 그 허용차
KS F 4521	건축용 턴버클

3.3 재료의 강도 및 재료정수

3.3.1 구조용 강재

(1) 표 3.1-1의 구조용 강재는 항복강도 및 인장강도로서 표 3.3-1~표 3.3-3에 나타낸 값을 사용한다. 다만, 표 3.3-1~표 3.3-3에 항복강도와 인장강도가 정의되지 않은 강재는 표 3.1-1의 관련 KS에 명시된 재료 강도값을 사용한다.

표 3.3-1 주요 구조용 강재의 재료강도(MPa)

강도	강재 기호 / 판 두께	SS400 SN400 SM400 SMA400	SHN400	SS490	SM490 SMA490	SN490	SHN490	SM520 SM490Y	SS540	SM570 SMA570
F_y	40 mm 이하	235	235	275	315	325	325	355	390[1]	450
	40 mm 초과 75 mm 이하	215	235[2]	255[1]	295	295	325[2]	335	-	430
	75 mm 초과 100 mm 이하	215	-	-	295	295	-	325	-	420
F_u	100 mm 이하	400	400	490	490	490	490	520 (490)[3]	540	570

강도	강재 기호 / 판 두께	SM490C-TMC[4]	SM520C-TMC[4]	SM570-TMC[4]	HSB500	HSB600	HSB800[5]	HSA800[5]
F_y	100 mm 이하	315	355	450	380	450	690	650
F_u	100 mm 이하	490	520	570	500	600	800	800

주 1) SS490의 적용두께는 60 mm 이내, SS540 적용두께는 30mm 이내
2) SHN400, SHN490 적용두께는 75 mm 이내
3) SM490Y의 인장강도는 490 MPa
4) 건축물 강구조에 적용되는 TMC강재의 적용두께는 80mm 이하
5) HSB800, HSA800 적용두께는 80 mm 이하

표 3.3-2 강관 재료강도(MPa)

강재 기호		STK400 SKK400 SKY400 SPAP235 STKN400W STKN400B	SPSR400	SPAR295	SPAR360	STK490 SKK490 SKY490 SCW490-CF	SPSR490 STKN490B SPAP325	STK500	STKT540 STKN540B	SKK590 STKT590	STKM500
강도	F_y	235	245	295	360	315 (325, 295)[1]	325	355	390	440	380
	F_u	400	400	400	490	490	490	500	540	590	500

주 1) SCW490-CF는 판 두께 40 mm 이하일 때 항복강도 325 MPa 이상, 40 mm 초과 60 mm 이하일 때 항복강도는 295 MPa 이상

표 3.3-3 경량 및 기타 구조용 강재의 재료강도(MPa)

강재 기호		SSC400 SWH400 SWH400L SHP400W	SY295	SHP490W	SPY345 SPY345W SPY345M	SY390	SPY450	SPA-H	SPA-C	SDP1	SDP2	SDP3
강도	F_y	245 (235)[1]	295	325 (315)[2]	345	390	450	355	315	206	245	315
	F_u	400	490	490	450 (485)[3]	540	550	490[4]	450	270	400	450

주 1) 두께 16 mm 이상 SHP400W의 항복강도는 235 MPa 이상
2) 두께 16 mm 이상 SHP490W의 항복강도는 315 MPa 이상
3) SPY345M의 인장강도는 485 MPa
4) 3 mm 미만의 SPA-H의 인장강도는 주문자 제조자 협정에 따라 510 MPa 이상 적용가능

(2) 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u는 해당 KS에 명시된 재료강도를 사용한다. 특히, 주단조품의 경우 해당 KS 에서 명시하고 있는 열처리 조건에 따른 재료강도를 사용해야 한다.

3.3.2 접합재료의 강도

표 3.3-4 고장력볼트의 재료강도 (MPa)

강도 \ 등급	F8T	F10T	F13T
F_y	640	900	1170
F_u	800	1000	1300

(1) 고력볼트의 재료강도는 표 3.3-4에 나타낸 값으로 한다.

(2) 볼트의 재료강도는 표 3.3-5와 같고, 그 이외의 중볼트에 대한 항복강도 및 인장강도는 KS B 1002에 정해진 항복강도 및 인장강도의 최솟값으로 한다.

표 3.3-5 볼트의 재료강도(MPa)

강도 \ 강종	SS400 및 SM400의 중볼트
F_y	235
F_u	400

(3) 용접이음재료의 강도는 강재의 용접 후 모재의 재료강도 이상을 확보해야 한다.

3.3.3 철근 및 콘크리트의 재료강도

철근 및 콘크리트의 재료강도는 KDS 14 20 01을 따른다.

3.3.4 물리상수

설계 계산에 사용되는 강재의 물리상수의 값은 표3.3-5에 나타낸 값으로 한다.

표 3.3-5 강재의 물리상수

종류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수(MPa)	205,000
PS강선, PS강연선, PS강봉의 탄성계수(MPa)	200,000
주철의 탄성계수(MPa)	100,000
강의 전단탄성계수(MPa)	79,000
강과 주강의 포아송비	0.30
주철의 포아송비	0.25
강의 열팽창계수(1/°C)	1.2×10^{-5}

3.3.5 기타 강재

(1) 핀, 롤러, 록커의 재료강도는 3.1에 제시된 해당 재료의 KS에 따른다.

(2) 스터드 전단연결재의 줄기 지름은 19 mm, 22 mm, 25 mm를 표준으로 하며 재질은 KS B 1062를 따른다. 스터드 전단연결재의 항복강도는 235 MPa 이상, 인장강도는 400 MPa 이상으로 한다.

(3) 스테인레스 강재는 KS D 3698, KS D 3705, KS D 3706, KS D 3697 등의 KS에 따른다.

(4) 케이블로 사용되는 강재는 표 3.1-2의 선재 및 선재2차제품의 KS에 따른다.

4. 하중과 하중조합

4.1 건축물

4.1.1 하중과 하중조합

건축물 구조설계에 적용하는 하중 및 하중조합은 시설물편 설계기준에서 정한 규정을 따르며, 허용응력 검토를 위한 하중조합이 명시되지 않은 경우에는 표 4.1-1을 적용할 수 있다. 다만 폭풍, 지진 시의 하중조합에 쓰는 적재하중은 건축물의 전도, 기둥의 인발 등을 검토할 때 건축물의 상황에 따라서 감할 수 있다. 또한 건축물의 구조계산을 할 때에는 실제 상황에 따라 표 4.1-1의 조합하중에 지하수압, 토압, 온도하중 및 기타하중 등의 영향을 고려하여야 한다.

표 4.1-1 하중의 조합

하중의 종류	하중의 작용상태	하중 조합
장기하중	평상시	D + L
단기하중	적설시	D + L + S
	폭풍시	D + L + W
	지진시	D + L + E

단, D:고정하중, L:적재하중, S:적설하중, W:풍하중, E:지진하중

4.1.2 충격력

충격이 발생하는 적재하중을 지지하는 구조물은 그 효과를 감안하여 적재하중을 증가시켜야 한다. 별도의 규정이 없을 경우, 최소한 다음의 증가율을 적용한다.

승강기의 지지부 100%
운전실 조작 주행크레인의 지지보와 그 연결부 25%
펜단트 조작 주행크레인의 지지보와 그 연결부 10%
축구동 또는 모터 구동의 경미한 기계 지지부 20%

피스톤 운동기기 또는 동력 구동장치의 지지부	50%
바닥과 발코니를 지지하는 행거	33%

4.1.3 크레인 주행로의 수평력

(1) 크레인 주행로에 대한 횡방향 수평력은 양중하중과 크레인 트롤리 무게의 합(크레인의 다른 부분 무게는 제외)의 20% 이상이어야 한다. 이 힘은 주행로 레일에 직각방향으로 레일 상부에 작용하는 것으로 가정하며, 레일을 지지하고 있는 구조물의 횡방향 강성에 따라 분배되어야 한다.

(2) 크레인 주행방향의 수평력은 레일 상부에 작용하는 크레인의 최대 차륜하중의 10% 이상이어야 한다.

(3) 크레인 주행로는 크레인 제동력에 대해서도 설계되어야 한다.

4.1.4 기타 하중

건축물의 실제 상태에 따라 토압, 수압, 진동 등에 의한 외력, 수축 및 크리프의 영향을 고려해야 한다.

4.2 일반 강구조물

4.2.1 일반사항

(1) 하중의 종류

설계 시 고려해야 할 하중의 종류는 관련 구조물의 설계기준이 정해진 경우에는 해당기준을 따르고, 없는 경우에는 4.2.3의 구조물별 하중조합에 제시된 하중을 고려하여 결정한다.

(2) 설계하중

설계 시 적용하는 설계하중은 관련 설계기준에 정해진 경우에는 해당기준을 따르고, 없는 경우에는 4.2.2의 구조물별 허용응력 보정계수(기본안전율) 또는 4.2.3의 허용응력 보정계수의 수준을 고려하여 이들과 적합하도록 결정하여야 한다. 관련 설계기준이 정해지지 않았고, 4.2.2 및 4.2.3의 구조물과 유사성이 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고, 근거를 제시한다.

(3) 하중조합

설계에서는 시공 및 사용기간 중에 작용할 것으로 예상되는 하중들을 각 하중들의 발생특성에 따라 합리적으로 조합하여 검토하여야 한다. 관련 설계기준이 정해진 경우에는 해당기준을 따르고, 없는 경우에는 4.2.3에 제시된 하중조합을 고려하여 결정한다. 다만, 4.2.3에 제시된 허용응력 보정계수의 수준과 적합하도록 결정하여야 한다.

4.2.2 구조물별 허용응력 보정계수

강구조물 설계 시 허용응력은 기본적으로 구조물별로 정해진 표 4.2-1의 허용응력 보정계수를 적용하여 KDS 14 30 10, KDS 14 30 20, KDS 14 30 25에 따라 산정한다. 다만, 대상구조물의 설계조건이 특별하다고 판단되는 경우에는 표 4.2-1의 허용응력 보정계수를 상향 또는 하향 조정할 수 있다. 또한, 관련 구조물이 없는 경우에는 4.2.2와 4.2.3을 참고하여 합리적으로 결정하고 그 근거를 제시한다.

표 4.2-1 구조물별 허용응력 보정계수

구조물 종류	허용응력 보정계수
송전용 철탑	1.00
수압철관	0.85
석유 파이프라인	0.75
해저 파이프라인	0.75
수로 또는 방조제의 수문	0.75
LNG 지상식 저장탱크	1.00
강관널말뚝기초	0.90
개착터널	0.90
해양 강구조물	0.90

4.2.3 구조물별 하중조합에 따른 허용응력 보정계수

구조물에는 사용기간 중에 다양한 하중들이 작용하므로 이들의 조합 효과를 적절히 검토하여야 한다. 그러나 다양한 하중조합들은 조합되는 하중에 따라 그 발생 가능성이 달라지기 때문에, 설계에서 고려하는 하중조합에 따라 이 절에서 규정한 보정계수를 이용하여 허용응력을 증가시킬 수 있다. 다만, 대상구조물의 설계조건이 특별하다고 판단되는 경우에는 보정계수를 상향 또는 하향조정할 수 있으며, 관련 구조물이 없는 경우에는 합리적으로 결정하고 근거를 제시한다.

(1) 송전용 철탑의 하중조합과 허용응력 보정계수

송전용 철탑의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-3과 같다.

표 4.2-3 송전용철탑의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
1	평상시: 고정하중+풍하중+빙설하중+횡단케이블장력하중	1.00
2	강풍 시: 정하중+풍하중+빙설하중+횡단케이블장력하중	1.50
3	착설 시: 고정하중+빙설하중+횡단케이블장력하중 또는 고정하중+풍하중+빙설하중+횡단케이블장력하중	1.50
4	작업 시: 고정하중+빙설하중+횡단케이블장력하중	1.00

(2) 수압철관의 하중조합과 허용응력 보정계수

수압철관의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-4와 같다.

표 4.2-4 수압철관의 하중조합에 따른 보정계수

(a) 노출관의 경우

구분	하중조합	보정계수
1	관내만수 시: 내압+관의 자중+관내 물의 중량+온도변화	1.00
2	관내충수 시: 관내 물의 중량	1.50
3	관내공허 시: 배수 시 외압	1.50

(b) 매설관의 경우

구분	하중조합	보정계수
1	관내만수 시: 내압+온도변화	1.00
2	관내공허 시: 외압	1.50

(3) 석유 파이프라인의 하중조합과 허용응력 보정계수

석유 파이프라인 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-5와 같다.

표 4.2-5 석유 파이프라인의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
1	주하중	1.00
2	주하중 + 풍하중	1.25
3	주하중 + 설하중	1.25
4	주하중 + 온도변화의 영향	1.25
5	주하중 + 지진의 영향	1.65
6	주하중 + 다른 공사에 의한 영향	1.45
7	주하중 + 설치시의 영향	1.80

여기서, 주하중: 내압, 토압, 자동차하중, 수송되는 석유류의 중량, 도관 및 그 부속물의 중량

(4) 해저 파이프라인의 하중조합과 허용응력 보정계수

해저 파이프라인의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-6과 같다.

표 4.2-6 해저 파이프라인의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
1	주하중	1.00
2	주하중 + 풍압력	1.25
3	주하중 + 파도하중	1.25
4	주하중 + 지진의 영향	1.65
5	주하중 + 선박의 닻에 의한 충격하중	1.45
6	주하중 + 온도변화의 영향	1.25
7	주하중 + 파이프 부설시의 하중	1.80
8	주하중 + 다른 공사에 의한 영향	1.45

여기서, 주하중: 토압, 수압, 고정하중 및 상재하중, 부력, 내압

(5) 수문문짝의 하중조합과 허용응력 보정계수

수문문짝의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-7과 같다.

표 4.2-7 수문문짝의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
1	평상시: 고정하중+정수압+수중 침전물에 의한 압력(니압)+파압+부력+풍하중+설하중+온도변화에 의한 영향+유수에 의한 수압변화 및 이것에 기인하는 진동에 의한 하중 증가와 개폐력 또는 빙압	1.00
2	지진 시: 고정하중+정수압+니압+파압+부력+빙압+설하중+지진 시 동수압+지진 시 관성력	1.45

(6) LNG지상식 저장탱크의 하중조합과 허용응력 보정계수

LNG지상식 저장탱크의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-8과 같다.

표 4.2-8 LNG지상식 저장탱크의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
	장기하중의 경우	
1	통상운전 시: 고정하중+가스압력+보냉재압력+적설하중	1.00
	단기하중의 경우	
1	지진 시: 고정하중+가스압력+보냉재압력+적설하중+지진하중	1.50
2	강풍 시: 고정하중+가스압력+보냉재압력+적설하중+풍하중	1.50
3	보수점검 시: 고정하중+가스압력+보냉재압력+적설하중+활하중	1.50
4	기체밀도 시험 시: 고정하중+시험하중	1.50

(7) 강관널말뚝기초의 하중조합과 허용응력 보정계수

강관널말뚝기초의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-9와 같다.

표 4.2-9 강관널말뚝기초의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
1	주하중+주하중에 상당하는 특수하중	1.00
2	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향	1.10
3	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중	1.25
4	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향+풍하중	1.35
5	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+제동하중	1.25
6	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+충돌하중	1.70
7	활하중 및 충격이외의 주하중+지진의 영향	1.45
8	활하중 및 충격이외의 주하중+지진의 영향+온도변화의 영향	1.70
9	시공 시 하중	1.45

여기서, 주하중: 고정하중, 활하중, 충격, 프리스트레스력, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 토압, 수압, 부력 또는 양압력, 주하중에 상당하는 특수하중: 설하중, 지반변동의 영향, 지점이동의 영향, 파압, 원심하중

(8) 개착터널의 하중조합과 허용응력 보정계수

개착터널의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-10과 같다.

표 4.2-10 개착터널의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
1	지표상의 하중+지표상의 활하중에 의한 충격의 영향+토피하중+토압+수압+부력+터널 내의 하중	1.00
2	지표상의 하중+지표상의 활하중에 의한 충격의 영향+토피하중+토압+수압+부력+터널내의 하중+온도변화 및 건조수축의 영향	1.10
3	지표상의 하중+지표상의 활하중에 의한 충격의 영향+토피하중+토압+수압+부력+터널내의 하중+지진의 영향	1.45

(9) 해양 강구조물의 하중조합과 허용응력 보정계수

해양 강구조물의 설계에서 고려하는 하중조합과 이에 대해 적용하는 허용응력 보정계수는 표 4.2-11과 같다.

표 4.2-11 해양 강구조물의 하중조합에 따른 보정계수

구분	하중조합	보정계수
완성 시의 경우		
1	평상시: 상부구조로부터의 하중+고정하중+부력 또는 양압력+토압+온도변화의 영향+정수압+유수압+파압+풍하중	1.00
2	폭풍 시: 상부구조로부터의 하중+고정하중+부력 또는 양압력+토압+온도변화의 영향+정수압+유수압+파압+풍하중	1.45
3	지진 시: 상부구조로부터의 하중+고정하중+부력 또는 양압력+토압+온도변화의 영향+정수압+유수압+파압+풍하중+지진의 영향	1.45
4	선박충돌 시: 상부구조로부터의 하중+고정하중+부력 또는 양압력+토압+온도변화의 영향+정수압+유수압+파압+풍하중+선박충돌력	1.60
시공・가설 시의 경우		
1	평상시: 상부구조로부터의 하중+고정하중+부력 또는 양압력+토압+온도변화의 영향+정수압+유수압+시공 및 가설시 하중	1.30
2	폭풍 시: 상부구조로부터의 하중+고정하중+부력 또는 양압력+토압+온도변화의 영향+정수압+유수압+파압+풍하중+시공 및 가설 시 하중	1.60
3	지진 시: 상부구조로부터의 하중+고정하중+부력 또는 양압력+토압+온도변화의 영향+정수압+유수압+파압+풍하중+지진의 영향+시공 및 가설 시 하중	1.60

5. 설계 기본원칙

5.1 허용응력

(1) 모든 구조 부재, 접합부, 연결재의 작용하중으로 인한 응력은 특별한 경우를 제외하고 KDS 14 30 10, KDS 14 30 20, KDS 14 30 25에 명시된 허용응력을 초과하지 않아야 한다.

(2) 강재의 허용응력은 상기 (1)에서 제시하고 있는 값을 사용하는 것을 원칙으로 하고 있으나, 구조물을 특수한 지점에 건설하는 경우와 이 기준에 명시되지 않은 강재를 사용할 때에는 다음의 사항에 유의하여 허용응력을 정한다.

① 계산이론과 실제 구조가 보이는 거동의 차이
② 구조물 시공시와 완성 후의 외력조건의 변화
③ 피로 및 열화에 의한 재료의 경년 변화
④ 설계하중과 실제하중의 차이
⑤ 파괴 양상
⑥ 구조물의 중요도

⑦ 유지, 수선, 보수의 난이도
⑧ 예측할 수 없는 외력에 대한 안전도

5.2 단기하중에 의한 응력

풍하중, 지진하중 등과 같은 단기하중에 의한 허용응력은 5.1에서 규정한 허용응력의 1.33배로 한다.

5.3 구조해석

부재, 접합부, 연결재 내의 응력은 4에서 규정한 하중들에 대한 구조해석을 통하여 구한다.

5.4 사용성 설계

전체 구조물, 각 부재, 접합부 및 연결재는 KDS 14 30 50에 부합되도록 검토하여야 한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목	배두병	국민대학교	교수
	토목	심창수	중앙대학교	교수
	건축	이경구	단국대학교	교수
	토목	오창국	국민대학교	교수
	건축	엄태성	단국대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목	박영석	명지대학교
	건축	김상섭	한국기술교육대학교
	건축	이명재	중앙대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	토목	조재병	경기대학교
	토목	최동호	한양대학교
	토목	신동구	명지대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	이은택	중앙대학교
	건축	이철호	서울대학교
	건축	김주우	세명대학교
	건축	양재근	인하대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	토목	성택룡	포스코
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	백인열	가천대학교
		박동욱	서울시
		이은택	중앙대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

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

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 30 05 : 2016

강구조 설계 일반사항(허용응력설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길 21
☎ 02-400-7101 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 30 10 : 2016

강구조 부재 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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
허용응력설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조구조물, 관로구조물, 철탑구조물 등의 일반 강구조물의 설계와 건축물의 구조설계에 활용할 수 있는 표준적인 설계기준과 설계방법을 제시	제정 (2003.12)
KDS 14 30 10 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계" 전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 설계 요구사항 ····· 1
4.2 골조의 안정성 ····· 6
4.3 인장재 ····· 7
4.4 압축재 ····· 9
4.5 휨재 ····· 11
4.6 조합력을 받는 부재 ····· 25
4.7 합성부재 ····· 27
4.8 일반 강구조물을 위한 추가 규정 ····· 39

강구조 부재 설계기준(허용응력설계기준)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준의 규정은 인장재, 압축재, 휨재, 조합력을 받는 부재, 합성부재의 설계에 적용하여야 한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 30 05의 3에 따른다.

4. 설계

4.1 설계 요구사항

4.1.1 일반사항

이 장은 기준 전반에 관련된 설계 요구사항을 다룬다.

4.1.2 총단면적

부재의 총단면적 A_g는 부재축에 직각방향인 각 요소 단면적의 합이다.

4.1.3 순단면적

부재의 순단면적 A_n은 각 요소의 순폭과 두께를 곱한 값들의 합이다. 중심인장을 받는 파스너 접합부재의 순단면적은 파스너 구멍의 영향을 고려하여 구한다.

(1) 정열 배치인 경우

$$A_n = A_g - ndt \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, n : 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수
d : 파스너 구멍의 직경 (mm)
t : 부재의 두께 (mm)

(2) 엇모배치인 경우

$$A_n = A_g - ndt + \Sigma\frac{s^2}{4g}t \qquad (4.1\text{-}2)$$

여기서, s : 2개의 연속된 구멍의 종방향 중심간격 (피치) (mm)

g : 파스너 게이지선 사이의 횡방향 중심간격 (게이지) (mm)

4.1.4 유효순단면적

(1) 하중이 연결재로부터 각 단면에 직접적으로 전달될 때 유효순단면적 A_e는 순단면적 A_n과 같다.

(2) 파스너접합인 경우

$$A_e = UA_n \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, A_n : 부재의 순단면적 (mm^2)

U : 감소계수

U 값은 다음과 같다. 다만, 실험이나 다른 합리적인 방법에 의해 정할 수 있다.

① 플랜지의 폭이 높이의 ⅔이상 되는 I형강, H형강, 그리고 이러한 형강에서 절취한 구조용 T형강의 플랜지를 접합할 때, 응력 방향으로 매 열당 3개 이상의 파스너가 있는 부재

$U = 0.90$

② 상기 ①의 조건에 맞지 않는 I형강, H형강, 그리고 이러한 형강에서 절취한 구조용 T형강, 조립단면을 포함한 모든 형강으로서, 응력 방향으로 매 열당 3개 이상의 파스너가 있는 부재

$U = 0.85$

③ 응력의 방향으로 매 열당 2개의 파스너만 있는 모든 부재

$U = 0.75$

(3) 용접접합인 경우

$$A_e = UA_g \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서 A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

U 값은 다음과 같다. 다만, 실험이나 다른 합리적인 방법에 의해 정할 수 있다.

① $l \geq 2w$ 인 경우 $U = 1.00$

② $2w > l \geq 1.5w$ 인 경우 $U = 0.87$

③ $1.5w > l \geq w$ 인 경우 $U = 0.75$

여기서, l : 유효용접길이 (mm)

w : 플레이트 폭 (용접선 사이의 거리) (mm)

가. 하중이 플레이트의 단부에서 두 연단을 따라 종방향의 용접에 의해 플레이트에 전달될 때, 용접길이는 플레이트의 폭보다 커야 한다.

나. 하중이 I형강, H형강, 또는 이러한 형강으로부터 절단한 구조용 T형강의 전체 단면이 아닌 일부 단면에 횡방향 용접에 의하여 전달될 때, A_e는 직접 연결된 요소의 단면적으로 한다.

4.1.5 안정성

(1) 전체 구조물이나 각 압축부재에 대하여 안정성이 확보되어야 한다.

(2) 보, 기둥, 가새, 접합, 전단벽 등에 대한 영향을 포함하여 구조물이나 수평하중저항시스템의 각 부재 변형으로 발생하는 현저한 하중의 영향을 고려해야 한다.

4.1.6 국부좌굴

4.1.6.1 강재 단면의 분류

(1) 강재 단면은 조밀단면, 비조밀단면, 세장요소단면으로 구분한다.

① 조밀단면: 단면의 플랜지가 복부에 연속적으로 연결되고, 그 단면의 압축요소 폭두께비 λ가 표 4.1-1의 λ_p를 초과하지 않는 단면($\lambda \le \lambda_p$)

② 비조밀단면: 한 개나 그 이상 요소들의 폭두께비 λ가 λ_p를 초과하고 λ_r을 초과하지 않는 단면($\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$)

③ 세장요소단면: 폭두께비가 표 4.1-1의 λ_r을 초과하는 단면($\lambda > \lambda_r$)

(2) 압축력 방향과 평행한 면 중에서 한쪽 면에만 지지되어 있는 비구속요소의 폭은 다음 값으로 한다.

① I형강, H형강, T형강의 플랜지에 대한 폭 b는 전체 공칭폭의 1/2이다.

② ㄱ형강, ㄷ형강, Z형강의 다리에 대한 폭 b는 전체 공칭치수이다.

③ 플레이트 폭 b는 자유단으로부터 파스너의 첫 번째 줄 또는 용접선까지의 거리이다.

④ T형강의 스템 d는 전체 공칭춤으로 한다.

(3) 압축력 방향과 평행한 양쪽 면에 지지된 구속요소의 폭은 다음 값으로 한다.

① 압연이나 성형 단면의 복부에 대하여, h는 각 플랜지에서 필렛이나 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격이다. h_c는 도심에서 필렛이나 모서리 반경을 감한 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다.

② 조립단면의 복부에 대하여 h는 인접한 파스너의 열간거리 또는 용접한 경우 플랜지 사이의 순간격이며, h_c는 도심으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 파스너열 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측 면까지 거리의 2배이다.

③ 조립단면에서 플랜지 또는 다이아프램 플레이트에 대하여 폭 b는 파스너열 또는 용접선간의 거리이다.

④ 상자형 단면의 플랜지에 대하여 폭 b는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 복부 사이의 순간격이다. 만일 모서리 반경을 알 수 없으면 단면의 외부치수 폭에서 두께의 3배를 감한 값으로 한다.

4.1.6.2 세장압축요소

세장압축요소를 갖는 휨이나 압축단면은 국부좌굴을 고려하여 설계한다.

표 4.1-1 압축요소의 폭두께비

요소에 대한 설명	폭두께비	한계 폭두께비	
		λ_p	λ_r
- 압연 H형강과 ㄷ형강 휨부재[1]의 플랜지	b/t	$171/\sqrt{F_y}$	$250/\sqrt{F_y}$
- 용접 H형강 휨부재의 플랜지	b/t	$171/\sqrt{F_y}$	$250/\sqrt{(F_{yf})/k_c}$ [3]
- 서로 접한 쌍ㄱ형강의 내민 다리 - 압연형강의 보 또는 기둥에서 돌출된 ㄱ형강 및 플레이트 - 플레이트거더의 보강재	b/t	-	$250/\sqrt{F_y}$
- 큰보, 조립기둥 또는 기타 압축재에서 돌출된 ㄱ형강 또는 플레이트 - 플레이트거더의 압축 플랜지	b/t	-	$250/\sqrt{F_y/k_c}$
- T 형강의 스템	d/t	-	$330/\sqrt{F_y}$
- 단일 ㄱ형강의 다리, 서로 접하지 않는 쌍 ㄱ형강의 다리 또는 십자단면의 부재와 같이 한쪽 면으로만 단순지지된 비구속 요소	b/t	-	$200/\sqrt{F_y}$
- 휨 또는 압축을 받고 단면의 두께가 일정한 각형강관의 플랜지 - 파스너열 또는 용접선 사이에 있는 플랜지 덧판과 다이아프램 플레이트	b/t	$500/\sqrt{F_y}$	$620/\sqrt{F_y}$
- 연속적인 개구부가 있는 유공 덧판의 비지지폭[2]	b/t	-	$830/\sqrt{F_y}$
- 등분포 압축을 받는 다른 모든 구속 요소	b/t h/t_w	-	$660/\sqrt{F_y}$
- 휨압축재에서의 복부[1]	d/t	$1{,}680/\sqrt{F_y}$	-
	h/t_w	-	$2{,}550/\sqrt{F_y}$
- 휨과 축압축을 함께 받는 부재의 복부	d/t_w	$f_a/F_y \leq 0.16$ 인 경우 $\frac{1{,}680}{\sqrt{F_y}}\left[1-3.74\frac{f_a}{F_y}\right]$ $f_a/F_y > 0.16$ 인 경우 $675/\sqrt{F_y}$	-
	h/t_w	-	$2{,}550/\sqrt{F_y}$
- 원형강관 •압축재 •휨부재	D/t	 $23{,}000/F_y$ $23{,}000/F_y$	 - -

주 1) 하이브리드보의 경우, F_y 대신 플랜지의 항복강도F_{yf}를 사용한다.

2) 가장 폭이 큰 구멍이 있는 위치에서 플레이트의 순단면적을 가정한다.

3) $h/t > 70$ 인 경우 $k_c = \frac{4.05}{(h/t)^{0.46}}$, $h/t \leq 70$ 인 경우 $k_c = 1.0$

4.1.7 지지점의 비틀림 구속

보와 트러스는 지지점에서 그 재축에 대해 회전하지 않도록 하여야 한다.

4.1.8 세장비 제한

(1) 압축재의 세장비 KL/r 은 200을 초과하지 않아야 한다

(2) 인장재의 세장비 L/r 은 300 이하로 한다. 다만, 강봉에는 적용하지 않는다.

4.1.9 단부구속

(1) 보, 트러스, 또는 이들에 접합하는 부재의 단면은 연속, 반연속, 혹은 캔틸레버 작용에 의한 단부의 완전구속(강접합) 또는 부분구속(부분강접합)을 고려할 때, 모든 하중과 함께 구속에 의해 유발된 전단력 및 모멘트를 지지하도록 설계되어야 한다.

(2) 이러한 경우 각 부재는 어떤 위치에서도 4.3~4.5에서 규정하는 허용응력을 넘지 않아야 한다.

4.1.10 휨부재의 단면 산정

4.1.10.1 보의 단면 산정

압연형강, 용접부재, 플레이트거더, 덧판이 있는 보는 일반적으로 총단면적의 단면2차모멘트에 의해 단면을 산정해야 한다.

(1) 다음 식 (4.1-5)를 만족할 경우 공장이나 현장에서 뚫은 각 플랜지의 볼트 구멍 단면적은 공제하지 않는다.

$$0.5\,F_u\,A_{fn} \geq 0.6\,F_y\,A_{fg} \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, A_{fn} : 인장 플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_{fg} : 플랜지의 총단면적 (mm^2)

(2) 만일 $0.5\,F_u\,A_{fn} < 0.6\,F_y\,A_{fg}$ 이면 부재의 단면특성은 인장플랜지 유효단면적 A_{fe} 에 근거하여 산정한다.

$$A_{fe} = \frac{5}{6}\frac{F_u}{F_y}A_{fn} \qquad (4.1\text{-}6)$$

① 하이브리드보가 총단면적에 $0.15F_y$를 곱한 값보다 큰 축력에 대해 저항할 필요가 없을 경우, 하이브리드보는 총단면에 대한 단면2차모멘트에 의해 설계할 수 있으며 4.5의 해당 규정을 적용할 수 있다. 여기서 F_y는 플랜지의 항복강도이다. 하이브리드보가 되기 위해서는 플랜지는 어느 단면에서나 같은 단면적을 가져야 하며, 같은 등급의 강재이어야 한다.

② 용접된 보의 플랜지는 일련의 플레이트를 겹치거나 덧판을 사용함으로써 두께와 폭이 변화될 수 있다.

③ 파스너로 접합된 보의 덧판 단면적은 전체 플랜지 단면적의 70%를 넘지 않아야 한다.

④ 플랜지와 복부, 덧판과 플랜지를 접합하는 고력볼트나 용접은 보의 휨모멘트에 의해 생긴 전체 수평전단력에 저항할 수 있어야 한다. 이러한 볼트 또는 단속용접의 종방향 분포는 전단력의 크기에 비례해야 한다. 그러나 종방향 간격은 4.3이나 4.4에 규정된 인장부재나 압축부재에 대한 최대 허용응력을 넘지 않아야 한다. 플랜지에 작용하는 하중이 직접 지압에 의해 복부에 전달되는 것이 아닐 경우에는, 플랜지와 복부를 접합하는 볼트 또는 용접은 플랜지에 작용하는 모든 하중이 복부에 전달되도록 해야 한다.

⑤ 부분적인 덧판은 이론상의 절단점을 넘어 연장되어야 하며, 그 연장 부분은 이론상의 절단점에서 발생하는 보의 휨응력 중 덧판이 부담하는 응력을 전달할 수 있도록 마찰형 고력볼트나 필릿용접으로 플랜지에 접합되어야 한다. 이때 고력볼트, 필릿용접의 응력은 KDS 14 30 25의 허용응력을 넘지 않아야 한다. 용접한 덧판의 경우, 그 연장길이는 이론상 절단점에서 보의 휨응력 중 덧판이 부담하는 응력을 발휘할 수 있도록 용접되어야 한다. 그리고 그 연장길이는 다음과 같다.

가. 덧판 단부면의 전체폭과 길이방향으로 덧판 폭에 해당하는 길이만큼 양단연속 용접하고, 그 용접치수가 덧판 두께의 3/4이상일 때: 연장길이 = 덧판 폭

나. 덧판 단부면의 전체폭과 길이방향으로 덧판 폭의 1.5배 만큼 양단연속 용접하고 그 용접치수가 덧판 두께의 3/4미만일 때: 연장길이 = 덧판 폭 × 1.5

다. 덧판 단부면은 용접하지 않고 길이방향으로 덧판 폭의 2배에 해당하는 길이만큼 양단연속 용접하였을 때: 연장길이 = 덧판 폭 × 2.0

4.1.10.2 크레인 주행보의 단면 산정

크레인이나 다른 이동하중을 지지하는 플레이트거더의 플랜지 단면은 이러한 하중으로 인하여 생기는 수평력에 저항할 수 있도록 설계되어야 한다.

4.2 골조의 안정성

4.2.1 일반사항

모든 구조물은 부재의 강도와 강성에 관한 요구사항과 더불어, 부재의 변형과 전체 골조의 안전성을 고려하여 설계되어야 한다.

(1) 골조 설계시 전체 구조물의 안전성을 확보하기 위하여 골조에 작용하는 수직하중 및 횡방향 변위에 의한 2차효과를 고려하여야 한다.

(2) 골조는 조합하중에 대하여 좌굴이 일어나지 않고 횡적 안정이 유지되어야 한다.

(3) 안정성 해석에서는 모든 압축재의 축방향 변형을 고려하여야 한다.

4.2.2 골조의 안정성

4.2.2.1 가새골조의 안정성

다음과 같은 요소에 의하여 부착되어 횡적 안정이 확보된 골조 또는 트러스에서는 좌굴길이계수를 1.0으로 할 수 있다. 또는 구조해석으로 이를 구한 경우는 이보다 작은 값으로 할 수 있다.

(1) 대각선 가새, 전단벽 또는 적절한 횡적 안정을 갖고 있는 인접 건축물

(2) 골조면에 평행하게 벽체 또는 가새구조로 보강된 슬래브 또는 지붕틀

4.2.2.2 비가새골조의 안정성

강접으로 접합된 보와 기둥의 휨강성에 의하여 횡적 안정이 좌우되는 골조에서의 좌굴길이계수 K는 구조해석에 의하여 구하고 그 값은 1.0 이상이어야 한다.

4.3 인장재

4.3.1 일반사항

이 절은 중심축 인장력을 받는 균일 단면부재에 대하여 적용되며 하중의 작용축은 단면의 도심축과 일치하여야 한다. 인장력과 휨모멘트의 조합력을 받는 부재에 대해서는 4.6에 따른다.

4.3.2 허용인장응력도

(1) 허용인장응력도 F_t는 총단면적에 대해서는 $0.6F_y$를, 유효순단면적에 대해서는 $0.5F_u$로 한다.

$$F_t = \begin{cases} 0.6F_y : \text{총단면적에 대한 검토} & (4.3-1) \\ 0.5F_u : \text{유효단면적에 대한 검토} & (4.3-2) \end{cases}$$

$$\text{단, } \frac{L}{r} \leq 300$$

여기서, F_t = 인장부재의 기본허용응력 (MPa)

F_y = 최소항복강도 (MPa)

F_u = 최소인장강도 (MPa)

L = 부재의 길이 (mm)

r = 단면의 회전반경 (mm)

(2) 인장재 접합부 단부에서의 블록전단강도는 KDS 14 30 25의 4.5를 만족하는지 확인해야 한다.

(3) 핀접합부재의 허용인장응력도는 4.3.4에 따른다.

4.3.3 조립 인장재

판재, 형강 등으로 조립인장재를 구성하는 경우 조립재가 일체가 되도록 다음 조건에 따라 조립해야 한다.

(1) 하나의 판재와 형강 또는 두 개의 판재로 구성되어 연속적으로 접합되는 조립인장재에서 재축방향 긴결간격은 최소한 다음 조건을 만족해야 한다.
   ① 도장된 부재 또는 부식의 우려가 없어 도장되지 않은 부재의 경우, 얇은 판두께의 24배 이하, 또한 300 mm 이하
   ② 대기 중에 노출된 도장되지 않은 내후성 강재의 경우 얇은 판두께의 14배 이하, 또한 180 mm 이하

(2) 두 개 이상의 판재 또는 형강을 연결하는 긴결재의 간격과 단속용접의 재축방향의 간격은 600 mm 이하로 한다.

(3) 낄판을 사용한 두 개 이상의 형강으로 구성된 조립인장재에서 개재의 세장비는 300 이하로 한다.

(4) 띠판은 조립인장재의 비충복면에 사용할 수 있으며 다음 조건을 만족해야 한다.
   ① 띠판의 재축방향 길이는 조립부재 개재를 연결시키는 용접이나 파스너 사이 거리의 2/3 이상이어야 하고, 띠판 두께는 이 열 사이 거리의 1/50 이상이어야 한다.
   ② 띠판에서의 단속용접 또는 파스너의 재축방향 간격은 150 mm 이하로 한다.
   ③ 띠판 간격은 조립부재 개재의 세장비가 300 이하가 되도록 한다.

4.3.4 핀접합부재

4.3.4.1 허용응력

(1) 핀접합부재의 순단면적에 대한 허용인장응력도는 $0.45F_y$로 한다.

(2) 핀의 투영면적에 대한 지압응력은 KDS 14 30 25에서 규정한 응력 이하로 한다.

(3) 아이바의 허용인장응력도는 총단면적에 대해서 $0.6F_y$로 한다.

4.3.4.2 핀접합부재

(1) 부재축과 평행한 방향으로 핀구멍 이외 부분 판재의 최소 순단면적은 핀구멍 위치의 순단면적의 2/3 이상이 되어야 한다.

(2) 핀구멍 직경은 핀직경보다 0.8 mm 이상 초과해서는 안 된다.

4.3.4.3 아이바

(1) 아이바는 핀구멍 부분을 보강하지 않은 균일한 두께로 하며, 핀구멍과 동심원이 되는 원형으로 한다.

(2) 아이바의 원형 머리부분과 몸체 사이의 전이곡률반경은 머리부분의 직경 이상이어야 한다.

(3) 아이바 몸체의 폭은 아이바 두께의 8배를 초과해서는 안 된다.

(4) 외부너트가 판재와 낄판을 조여서 1차 체결된 경우, 아이바의 두께를 12 mm 이하로 할 수도 있다.

(5) 구멍 가장자리에서 외력 작용방향과 직각 방향인 판재의 가장자리까지 거리는 아이바 몸체 폭의 2/3배 이상이거나 3/4배 이하이어야 한다.

(6) 아이바의 구멍 직경은 핀직경보다 0.8 mm 이상 초과해서는 안 된다.

(7) 항복응력이 500 MPa를 초과하는 강재에서는 구멍 직경이 판재 두께의 5배 이하이어야 한다.

4.4 압축재

4.4.1 일반사항

(1) 이 절은 중심축 압축력을 받는 조밀 및 비조밀 균일단면부재에 적용한다. 축방향 하중의 축은 단면의 도심축과 일치하여야 한다.

(2) 세장판요소 부재에 대해서는 4.1.6을 따른다.

(3) 압축력과 휨모멘트의 조합력을 받는 부재에 대해서는 4.6을 따른다.

4.4.2 좌굴길이와 세장비

(1) 좌굴길이계수 K는 4.2.2를 따른다.

(2) 세장비의 한계는 4.1.8을 따른다.

4.4.3 허용압축응력도

허용압축응력도 F_c는 다음 식에 따라 산정한다.

(1) $KL/r \leq C_c$ 일 때

$$F_c = \frac{[1-\frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}]F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3(KL/r)}{8C_c}-\frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \quad (4.4\text{-}1)$$

(2) $KL/r > C_c$ 일 때

$$F_c = \frac{12\pi^2 E_s}{23(KL/r)^2} \quad (4.4\text{-}2)$$

여기서, F_c : 허용압축응력도 (MPa)

C_c : 한계세장비 (= $\sqrt{2\pi^2 E_s / F_y}$)

KL : 좌굴길이 (mm)

r : 단면 회전반경 (mm)

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa)

F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

4.4.4 휨비틀림좌굴에 대한 허용압축응력도

ㄱ형강 또는 T형강과 같은 1축대칭 및 비대칭 기둥과, 매우 얇은 판으로 구성된 십자형 혹은 조립기둥과 같은 2축대칭 기둥은 휨비틀림좌굴과 비틀림좌굴에 대하여 고려해야 한다.

4.4.5 조립압축재

4.4.5.1 조립압축재의 종류

낄판, 띠판, 래티스를 사용한 조립압축재를 대상으로 한다.

4.4.5.2 구조제한

(1) 베이스플레이트 또는 절삭마감면에 접합되는 조립재 단부에서 개재 상호간의 접합은 다음과 같이 한다.

① 용접접합은 조립재의 최대폭 이상의 길이로 연속용접하여야 한다.

② 고력볼트접합은 조립재 최대폭의 1.5배 구간에서 길이방향으로 볼트직경의 4배 이하 간격으로 한다.

(2) 조립압축재 중간의 단속용접 또는 고력볼트의 길이방향 간격은 설계응력을 전달하기에 적절해야 하며, 그 최대간격은 600 mm 이하로 한다.

(3) 덧판을 사용한 도장된 부재 또는 부식의 우려가 없어 도장되지 않은 조립압축재의 파스너 및 단속용접 최대간격은 다음과 같이 한다.

① 정렬배치인 경우 덧판두께의 $330/\sqrt{F_y}$ 배 또는 300 mm 이하

② 엇빗배치인 경우 덧판두께의 $500/\sqrt{F_y}$ 배 또는 450 mm 이하

(4) 낄판으로 분리된 두 개 또는 그 이상의 조립압축재는 긴결재 사이에서 각 개재의 세장비는 조립압축재 세장비의 3/4배 이하로 해야 한다.

(5) 낄판, 띠판, 래티스로 나누어지는 구간 개수는 3 이상으로 한다.

4.4.5.3 래티스형식의 조립압축재

(1) 평강, ㄱ형강, ㄷ형강, 기타 형강을 래티스로 사용한다.

(2) 조립부재의 재축방향의 접합간격은 소재 세장비가 조립압축재의 최대세장비를 초과하지 않도록 한다.

(3) 단일래티스 부재의 세장비 L/r은 140 이하로 하고, 복래티스의 경우에는 L/r를 200 이하로 하며, 그 교차점을 접합한다.

(4) 압축력을 받는 래티스의 길이는 단일래티스의 경우에는 주부재와 접합되는 비지지된 대각선의 길이이며, 복래티스의 경우에는 이 길이의 70%로 한다.

(5) 부재축에 대한 래티스 부재의 기울기는 다음과 같이 한다.
단일래티스의 경우 60° 이상
복래티스의 경우 45° 이상

(6) 조립부재의 개재를 연결하는 재축방향의 용접 또는 파스너열 사이 거리가 400 mm를 초과하면, 래티스는 복래티스로 하거나 ㄱ형강으로 하는 것이 좋다.

(7) 부재의 단부에는 띠판을 설치하여야 하며, 래티스 설치에 지장이 있는 경우 그 부분의 양단부와 중간부에 띠판을 설치하도록 한다. 이 때의 띠판은 다음 조건에 맞도록 설치되어야 한다.
① 부재 단부에 사용되는 띠판의 폭은 조립부재 개재를 연결하는 용접 또는 파스너열 간격 이상이어야 한다.
② 부재 중간에 사용되는 띠판의 폭은 부재 단부 띠판길이의 1/2 이상이 되어야 한다.
③ 띠판 두께는 조립부재 개재를 연결시키는 용접 또는 파스너열 사이 거리의 1/50 이상이 되어야 한다.
④ 띠판과 조립부재의 접합은 용접의 경우 용접길이는 띠판길이의 1/3 이상이어야 하고, 볼트접합의 경우 띠판에 최소한 3개 이상의 파스너를 파스너 직경의 6배 이하 간격으로 접합해야 한다.

4.5 휨재

4.5.1 일반사항

(1) 이 절은 단면의 대칭축에 재하되는 경우에 적용하며 하이브리드보에도 적용할 수 있다.

(2) ㄷ형강으로서 전단중심을 통과하며 복부판에 평행한 면내에 재하되는 경우 또는 하중점과 지지점에서의 비틀림에 대하여 구속된 경우 이 장을 적용할 수 있다.

(3) 복부판의 판폭두께비가 $2{,}550/\sqrt{F_y}$ 보다 큰 경우는 4.5.6에 따른다.

(4) 건축물의 허용휨응력은 4.5.2~4.5.7에서 결정된 값을 사용한다. 건축물 이외의 일반강구조물의 허용휨응력은 4.5.2~4.5.7의 허용응력에 KDS 14 30 05의 4.2에 규정된 구조물별 허용응력 보정계수와 하중조합별 허용응력 보정계수를 곱한 값으로 한다.

4.5.2 허용휨응력도

휨을 받는 부재의 허용휨응력도 F_b는 다음과 같이 산정한다.

4.5.2.1 강축휨을 받는 H형강 및 ㄷ형강

(1) 조밀단면

조밀단면인 경우 식 (4.5-1)을 적용한다. 다만, 하이브리드보는 제외한다.

$$F_b = 0.66F_y \qquad (4.5\text{-}1)$$

다만, 휨부재 압축플랜지의 횡방향 비지지길이 L_b는 휨부재의 한계비지지길이 L_c보다 작아야 한다. 여기서, L_c는 식 (4.5-2)와 식 (4.5-3) 중 작은 값으로 한다.

$$L_c = \frac{200b_f}{\sqrt{F_y}} \qquad (4.5\text{-}2)$$

$$L_c = \frac{138{,}000}{(d/A_f)F_y} \qquad (4.5\text{-}3)$$

(2) 비조밀 단면

① 플랜지는 비조밀요소이고 복부는 조밀요소인 압연형강의 경우 식 (4.5-4)를 적용한다. 다만, 휨부재 압축플랜지의 횡방향 비지지길이L_b는 (1)에서 규정한 휨부재의 한계비지지길이L_c보다 작아야 한다.

$$F_b = F_y\,[0.79 - 0.00076(\frac{b_f}{2t_f})\sqrt{F_y}] \qquad (4.5\text{-}4)$$

② 플랜지가 비조밀요소인 조립단면인 경우 식 (4.5-5)를 적용한다. 다만, 휨부재 압축플랜지의 횡방향 비지지길이L_b는 (1)에서 규정한 휨부재의 한계비지지길이L_c보다 작아야 한다.

$$F_b = F_y\,[0.79 - 0.00076(\frac{b_f}{2t_f})\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}] \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, $h/t_w \leqq 70$ 인 경우 $k_c = 1.0$

$h/t_w > 70$ 인 경우 $k_c = \frac{4.05}{(h/t_w)^{0.46}}$

③ ①과 ②의 적용범위를 벗어난 비조밀단면의 휨부재로서 횡지지길이L_b가 식 (4.5-2)의 한계비지지길이 L_c보다 작은 경우

$$F_b = 0.6F_y \qquad (4.5\text{-}6)$$

④ 하이브리드 보는 ③을 적용한다.

(3) $L_b > L_c$ 인 조밀단면과 비조밀단면

휨부재의 단면이 조밀단면 또는 비조밀단면인 경우에 적용한다.

① 인장측 허용휨응력도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_b = 0.6F_y \qquad (4.5\text{-}7)$$

② H형강인 경우 압축측 허용휨응력도는 다음 식 (4.5-8) 또는 식 (4.5-9)에 의해 산정한 값과 식 (4.5-10)에 의해 산정한 값 중 큰 값으로 한다. 다만, $0.6F_y$를 초과할 수 없다.

가. $\sqrt{702{,}000\frac{C_b}{F_y}} \leqq \frac{L_b}{r_T} < \sqrt{3{,}510{,}000\frac{C_b}{F_y}}$ 인 경우

$$F_b = [\frac{2}{3} - \frac{F_y(L_b/r_T)^2}{10{,}530{,}000C_b}]F_y \qquad (4.5\text{-}8)$$

나. $\frac{L_b}{r_T} \geqq \sqrt{3{,}510{,}000\frac{C_b}{F_y}}$ 인 경우

$$F_b = 1{,}170{,}000\frac{C_b}{(L_b/r_T)^2} \qquad (4.5\text{-}9)$$

다. 모든 L_b/r_T 에 대하여

$$F_b = \frac{83{,}000C_b}{L_b\,d/A_f} \qquad (4.5\text{-}10)$$

여기서 L_b : 보의 비지지길이 (mm)

r_T : 압축 플랜지와 압축 복부 부분의 1/3을 합한 단면의 복부축에 대한 단면2차반경 (mm)

A_f : 압축 플랜지의 면적 (mm^2)

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

C_b = 1.0, 횡지지가 안된 캔틸레버보 또는 횡지지 구간 내의 모멘트가 횡지지 단부모멘트보다 큰 보의 경우

M_1 : 보의 횡지지점 모멘트중 작은 값 (N·mm)

M_2 : 보의 횡지지점 모멘트중 큰 값 (N·mm)

(M_1/M_2)는 단곡률 휨의 경우 부(-), 복곡률 휨의 경우 정(+)로 한다.

③ ㄷ형강인 경우 식 (4.5-10)을 적용한다.

④ 하이브리드 단면인 경우 식 (4.5-8) 또는 식 (4.5-9)를 적용한다.

4.5.2.2 약축휨을 받는 H형강, ㄷ형강 및 봉강

(1) H형강

H형강인 경우 비지지길이 L_b에 대한 제한은 없다.

① 조밀단면인 경우

$$F_b = 0.75F_y \tag{4.5-11}$$

② 플랜지가 비조밀요소인 경우

$$F_b = F_y[1.075 - 0.0019(\frac{b_f}{2t_f})\sqrt{F_y}] \leqq 0.75F_y \tag{4.5-12}$$

③ ②의 적용범위를 벗어난 비조밀 단면인 경우

$$F_b = 0.6F_y \tag{4.5-13}$$

(2) ㄷ형강

ㄷ형강의 경우 식 (4.5-13)을 적용한다.

(3) 봉강

원형 강봉, 정사각형 봉강, 약축에 대해 휨을 받는 직사각형 봉강인 경우에 식 (4.5-11)을 적용한다.

4.5.2.3 박스형 단면, 각형강관, 원형강관

(1) 조밀단면으로서 다음의 조건을 만족하는 경우 식 (4.5-14)를 적용한다.

$$F_b = 0.66F_y \tag{4.5-14}$$

① 단면의 춤-폭비 d/b는 6 이하이어야 한다.

② 플랜지의 두께 t_f는 복부의 두께t_w의 2배 이하이어야 한다.

③ 횡지지길이 L_b는 식 (4.5-15)와 식 (4.5-16)의 L_c 중 큰 값 이하이어야 한다.

$$L_c = (13{,}400 + 8{,}300\frac{M_1}{M_2})\frac{b}{F_y} \tag{4.5-15}$$

$$L_c = 8{,}300\frac{b}{F_y} \tag{4.5-16}$$

여기서, M_1/M_2의 기호는 4.5.2.1에 따른다.

(2) (1)의 적용범위를 벗어난 조밀 단면과 비조밀 단면의 경우

$$F_b = 0.6F_y \quad (4.5\text{-}17)$$

4.5.2.4 세장단면

휨부재의 단면이 세장단면인 경우 국부좌굴을 고려하여 설계한다.

4.5.3 허용전단응력도

4.5.3.1 형강의 복부가 전단력을 받는 경우

4.5.3은 형강보의 복부가 전단력을 받는 경우에 적용한다. 전단면적에 대한 허용전단응력도 F_v는 다음과 같이 산정한다.

(1) $h/t_w \leq 1{,}000/\sqrt{F_y}$ 인 경우

$$F_v = 0.4F_y \quad (4.5\text{-}18)$$

이 경우 전단면적은 보의 전체 춤d와 복부 두께t_w의 곱으로 산정한다.

(2) $h/t_w > 1{,}000/\sqrt{F_y}$ 인 경우

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}C_v \leq 0.4F_y \quad (4.5\text{-}19)$$

여기서, $C_v \leq 0.8$ 이면 $C_v = \dfrac{310{,}000k_v}{F_y(h/t_w)^2}$

$C_v > 0.8$ 이면 $C_v = \dfrac{500}{h/t_w}\sqrt{\dfrac{k_v}{F_y}}$

$a/h \leq 1.0$ 이면 $k_v = 4.00 + \dfrac{5.34}{(a/h)^2}$

$a/h > 1.0$ 이면 $k_v = 5.34 + \dfrac{4.00}{(a/h)^2}$

a : 수직 보강재 사이의 거리

h : 플랜지 사이의 순 춤

이 경우, 전단면적은 플랜지 사이의 복부 춤 h와 복부 두께 t_w의 곱으로 산정한다.

4.5.3.2 형강의 플랜지가 전단력을 받는 경우

형강보의 플랜지가 전단력을 받는 경우 전단면적에 대한 허용전단응력도 F_v는 식 (4.5-18)에 따른다.

4.5.4 중간 보강재

(1) h/t_w> 260이고 최대전단응력 f_v가 식 (4.5-19)보다 큰 경우 수직보강재가 필요하다.

(2) 보강재가 필요한 경우, 그 간격은 전단응력이 식 (4.5-19) 또는 식(4.5-42)의 허용전단응력도를 초과하지 않도록 하여야 하며 다음 식 (4.5-20)을 만족하여야 한다. 다만, 식 (4.5-20)의 a/h값은 3.0을 초과할 수 없다.

$$\frac{a}{h} \leqq [\frac{260}{(h/t_w)}]^2 \qquad (4.5\text{-}20)$$

4.5.5 복부 변단면부재

4.5.5.1 적용조건

변단면부재는 다음 제한조건을 만족할 경우에 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 부재에 휨모멘트가 작용할 경우, 휨 작용면과 직각으로 교차하는 최소 1개 이상의 대칭축을 가져야 한다.

(2) 플랜지는 등단면이어야 한다.

(3) 변단면 부재의 춤은 다음과 같이 직선적으로 변화하여야 한다.

$$d = d_o\ (1 + \gamma\frac{z}{L}) \qquad (4.5\text{-}21)$$

여기서, d_o : 변단면 부재에서 작은 단면의 춤 (mm)

d_L : 변단면 부재에서 큰 단면의 춤 (mm)

$\gamma = (d_L - d_o)/d_o$ 로서 $0.268(L/d_o)$ 와 6.0중 작은 값 이하

z : 변단면 부재의 작은 단면에서부터의 거리 (mm)

L : 변단면 부재의 비지지길이 (mm)

4.5.5.2 허용인장응력도

변단면 인장부재의 허용인장응력도는 4.3.2를 따른다.

4.5.5.3 허용압축응력도

변단면 압축부재의 허용압축응력도$F_{c\gamma}$는 유효세장비 S에 따라 다음과 같이 산정한다.

(1) $S \leqq C_c$ 인 경우

$$F_{c\gamma} = \frac{(1.0 - \frac{S^2}{2C_c^2})F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3S}{8C_c} - \frac{S^3}{8C_c^3}} \qquad (4.5\text{-}22)$$

(2) $S > C_c$ 인 경우

$$F_{c\gamma} = \frac{12\pi^2 E_s}{23S^2} \quad (4.5\text{-}23)$$

여기서, S : 약축 휨에 대해서는 KL/r_{oy} 이고, 강축 휨에 대해서는 $K_\gamma L/r_{ox}$

K : 등단면 부재의 유효길이계수

KL : 등단면 부재의 유효길이 (mm)

K_γ : 이론적 해석에 의해 결정된 변단면부재의 유효길이계수

r_{ox} : 변단면부재의 작은 단면에서 강축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_{oy} : 변단면부재의 작은 단면에서 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

4.5.5.4 허용휨응력도

변단면부재의 허용휨응력도$F_{b\gamma}$는 다음과 같이 산정한다.

(1) $F_{b\gamma} \leq F_y/3$ 인 경우

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1.0 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2}}\right]F_y \leq 0.6F_y \quad (4.5\text{-}24)$$

(2) $F_{b\gamma} > F_y/3$ 인 경우

$$F_{b\gamma} = B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2} \quad (4.5\text{-}25)$$

식 (4.5-24)와 (4.5-25)에서,

$$F_{s\gamma} = \frac{83{,}000}{d_s L d_o / A_f} \quad (4.5\text{-}26)$$

$$F_{w\gamma} = \frac{1{,}170{,}000}{(d_w L/r_{To})^2} \quad (4.5\text{-}27)$$

$$d_s = 1.0 + 0.0230\gamma\sqrt{L d_o / A_f} \quad (4.5\text{-}28)$$

$$d_w = 1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{L/r_{To}} \quad (4.5\text{-}29)$$

여기서, γ_{To} :변단면 내 작은 단면에서 압축플랜지와 압축복부 부분의 1/3을 합한 단면의 복부 축에 대한 단면2차반경 (mm)

A_f :압축플랜지의 단면적 (mm^2)

또한 B는 다음과 같이 결정된다.

① 연속 3구간으로 이루어진 부재에서 각 구간의 비지지길이가 거의 동일하고, 최대휨모멘트 M_2가 가운데 구간에 존재하며 M_1은 3구간 단부의 모멘트중 큰 모멘트일 때

$$B = 1.0 + 0.37(1.0 - \frac{M_1}{M_2}) + 0.5\gamma(1.0 - \frac{M_1}{M_2}) \geq 1.0 \qquad (4.5\text{-}30)$$

② 비지지길이가 거의 동일한 두 인접 구간 중 큰 단면을 갖는 구간에서 최대휨응력 f_{b2}가 발생하고, f_{b1}은 부재의 2구간 중 작은 단부에서의 휨응력이면

$$B = 1.0 + 0.58(1.0 - \frac{f_{b1}}{f_{b2}}) - 0.7\gamma(1.0 - \frac{f_{b1}}{f_{b2}}) \geq 1.0 \qquad (4.5\text{-}31)$$

③ 부재의 비지지길이가 거의 동일한 인접한 2구간 중 작은 단면의 단부에서 최대휨응력 f_{b2}가 발생하고, f_{b1}은 부재의 2구간 중 큰 단면의 단부에서의 휨응력이면

$$B = 1.0 + 0.55(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}) + 2.2\gamma(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}) \geq 1.0 \qquad (4.5\text{-}32)$$

식 (4.5-30)~ (4.5-32)에서, 춤 변화율 $\gamma = (d_L - d_o)/d_o$ 는 최대휨응력이 발생하는 비지지 구간에서 산정한다. 또한 M_1/M_2는 단곡률 휨의 경우 정(+)으로 하고, 복곡률 휨의 경우 $M_1/M_2 = 0$ 으로 한다. f_{b1}/f_{b2}은 단곡률 휨의 경우 정(+)으로 하고, 복곡률 휨의 경우 f_{b1}/f_{b2}는 부(-)로 한다. 또한 $f_{b1}/f_{b2} \neq 0$ 이다.

④ 변단면부재 또는 구간의 작은 단부에 발생된 휨응력이 0일 때

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25\sqrt{\gamma}} \qquad (4.5\text{-}33)$$

여기서, 춤 변화율 $\gamma = (d_L - d_o)/d_o$ 는 휨응력이 0인 점에 인접한 구간에서 산정한다.

4.5.5.5 허용전단응력도

변단면부재의 허용전단응력도는 4.5.3을 따른다.

4.5.5.6 휨과 축력 조합

이 규정은 복부가 일정하게 변하는 변단면부재의 강축에 대하여 휨과 압축이 동시에 작용하는 경우에 적용한다.

(1) 휨과 압축이 동시에 작용하는 경우 다음 식 (4.5-34)와 식 (4.5-35)를 만족하여야 한다.

$$(\frac{f_{co}}{F_{c\gamma}}) + \frac{C_m{}'}{(1 - \frac{f_{ao}}{F_{e\gamma}{}'})} (\frac{f_{bl}}{F_{b\gamma}}) \leq 1.0 \qquad (4.5\text{-}34)$$

$$\frac{f_c}{0.60F_y} + \frac{f_b}{F_{b\gamma}} \leq 1.0 \qquad (4.5\text{-}35)$$

(2) $f_{co}/F_{c\gamma} \leq 0.15$인 경우에는 식 (4.5-34)와 식 (4.5-35) 대신에 다음 식 (4.5-36)을 적용할 수 있다.

$$(\frac{f_{co}}{F_{c\gamma}}) + (\frac{f_{bl}}{F_{b\gamma}}) \leq 1.0 \qquad (4.5\text{-}36)$$

여기서, $F_{c\gamma}$: 휨모멘트가 없는 경우 허용압축응력도 (MPa)

$F_{b\gamma}$: 압축력이 없는 경우 허용휨응력도 (MPa)

$F_{e\gamma}' = \frac{12\pi^2 E_s}{23(K_\gamma L_b / r_{bo})^2}$

L_b : 비지지길이 (mm)

r_{bo} : L_b에 해당하는 작은 단부에서의 단면2차 반경 (mm)

f_{co} : 비지지 구간에서 최소 단면에서의 압축응력 (MPa)

f_{bl} : 비지지 구간에서 최대 단면에서의 휨응력 (MPa)

① 단곡률 휨을 일으키는 양단부 모멘트가 작용하고 양단부의 휨모멘트 크기가 거의 비슷할 경우

$$C_m' = 1.0 + 0.1(\frac{f_{co}}{F_{e\gamma}'}) + 0.3(\frac{f_{co}}{F_{e\gamma}'})^2 \qquad (4.5\text{-}37)$$

② 부재의 비지지 구간내 작은 단면의 단부에서 생기는 휨모멘트가 0일 경우

$$C_m' = 1.0 - 0.9(\frac{f_{co}}{F_{e\gamma}'}) + 0.6(\frac{f_{co}}{F_{e\gamma}'})^2 \qquad (4.5\text{-}38)$$

(3) $KL/r \geq C_c$ 이고 조합응력을 전 구간에 걸쳐 점진적으로 검토할 경우에는 식 (4.5-34)와 식 (4.5-36)에서 f_{co}대신에 f_c, f_{bl} 대신에 f_b를 적용할 수 있다.

4.5.6 플레이트 거더

4.5.6.1 일반사항

(1) 플레이트 거더는 H형 단면의 보로서 $h/t_w > 2{,}550/\sqrt{F_y}$ 인 경우에 적용한다.

(2) 허용전단응력도와 중간보강재 설계에 대해서는 4.5.3와 4.5.4의 해당하는 항을 적용하고, 인장역작용을 고려하는 경우 4.5.6.3과 4.5.6.4를 적용한다.

(3) 복부의 판폭두께비의 상한값은 보강재 간격 a에 따라 다음과 같이 산정한다.

① 중간 보강재가 없는 경우 또는 $a/h > 1.5$ 인 경우

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{96{,}000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf}+1.14)}} \qquad (4.5\text{-}39)$$

②$a/h \leq 1.5$ 인 경우

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{5,250}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad (4.5\text{-}40)$$

4.5.6.2 허용휨응력도

복부판의 판폭두께비가 $2,550/\sqrt{F_y}$를 초과하는 경우에 압축플랜지의 최대 허용휨응력도는 다음 값을 초과하지 않아야 한다.

$$F_b' \leq F_b R_{PG} R_e \qquad (4.5\text{-}41)$$

여기서, F_b : 4.5.2에서 산정된 허용휨응력도 (MPa)

$$R_{PG} = 1 - 0.0005\frac{A_w}{A_f}\left(\frac{h}{t} - \frac{2,000}{\sqrt{F_b}}\right) \leq 1.0$$

$$R_e = \frac{12 + \left(\frac{A_w}{A_f}\right)(3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2\left(\frac{A_w}{A_f}\right)} \leq 1.0$$

(하이브리드보가 아닌 경우 $R_e = 1.0$ 로 한다.)

A_w : 복부판의 단면적 (mm^2)

A_f : 압축 플랜지 단면적 (mm^2)

$$\alpha = 0.6\frac{F_{yw}}{F_b} \leq 1.0$$

4.5.6.3 인장역 작용을 이용한 허용전단응력도

(1) (2)항의 경우를 제외하고 복부판의 평균전단응력 f_v는 식 (4.5-19)의 값을 초과할 수 없다.

(2) 하이브리드거더가 아닌 일반거더에서 중간보강재가 4.5.6.4의 규정을 만족시키고 $C_v \leq 1.0$ 일 경우에는 식 (4.5-19)의 허용전단응력도 대신에 인장역 작용을 고려한 다음 식 (4.5-42)를 적용할 수 있다.

$$F_v = \frac{F_{yw}}{2.89}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}}\right] \leq 0.40F_{yw} \qquad (4.5\text{-}42)$$

4.5.6.4 중간 보강재

(1) 중간 보강재는 4.5.4 규정을 만족하여야 한다.

(2) 인장역 작용을 이용하여 단부 패널, 큰 구멍이 있는 패널, 큰 구멍이 있는 패널의 인접패널 등을 설계하는 경우 f_v의 값은 식 (4.5-19) 이하이어야 한다.

(3) 복부판와 보강재를 접합하는 볼트의 중심간격은 300 mm 이하이어야 하고, 단속 필렛용접을 할 경우에 용접부의 순거리는 복부판 두께의 16배 이하이고 250 mm 이하로 한다.

(4) 복부판 중심축에 대한 양면 보강재 또는 단일 보강재의 단면2차모멘트 I_{st}는 다음의 식을 만족하여야 한다.

$$I_{st} \geq \left(\frac{h}{50}\right)^4 \qquad (4.5\text{-}43)$$

(5) 식 (4.5-42)에 의해 간격이 설계된 중간보강재의 전체 단면적(양면일 경우 총단면적) A_{st}는 다음 식 (4.5-44)의 값 이상으로 한다.

$$A_{st} = \frac{1-C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^2}{\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right] YDht \qquad (4.5\text{-}44)$$

여기서, C_v, a, h, t 는 4.5.3을 참조

Y = 보강재의 항복강도에 대한 복부판의 항복강도의 비

D = 1.0 : 양면 보강재

1.8 : 단일 ㄱ형강 보강재

2.4 : 단일 플레이트 보강재

패널의 전단응력 f_v가 식 (4.5-42)의 값보다 작으면 전체 단면적 A_{st}를 비례식으로 감소할 수 있다.

(6) 식 (4.5-42)에 의해 설계된 중간 보강재는 전체 전단력(단위길이당 전단력)을 전달하기 위해 연결되는데, 단일 또는 양면 보강재의 단위길이당 힘 N/mm의 값이 다음식을 초과하도록 한다.

$$f_{vs} = h\sqrt{\left(\frac{F_{yw}}{650}\right)^3} \qquad (4.5\text{-}45)$$

다만, 인접패널의 최대 전단응력f_v가 식 (4.5-42)의 허용치보다 작도록 같은 비율로 전단전달은 감소시킬 수 있다. 그러나 집중하중이나 반력을 복부판에 전달하기 위한 중간 보강재의 용접은 하중이나 반력 이상을 지지하도록 한다.

(7) 중간 보강재에 집중하중이나 반력이 작용하지 않아서 지압내력이 필요하지 않으면 인장플랜지와 만나는 중간 보강재는 인장플랜지에 연결하지 않아도 된다. 중간 보강재와 복부판의 용접은 복부판와 플랜지의 용접단으로부터 복부판두께 (t_w)의 4~6배 사이에서 끝을 내도록 한다. 단일 보강재의 경우에는 플레이트의 비틀림에 의한 들림현상을 방지하기 위해 압축플랜지와 연결을 한다. 횡가새가 한쪽 또는 양쪽의 보강재에 설치될 경우에는 플랜지 응력의 1 % 를 가새가 부담하도록 하기 위해 보강재와 플랜지를 연결하도록 한다.

4.5.6.5 전단과 인장응력의 조합

인장역작용을 이용하기 위해 식 (4.5-42)에 의해 설계된 플레이트거더의 복부판에서 모멘트에 의한 휨인장응력 f_{tw}는 $0.60F_y$ 이하이어야 하고 다음 식 (4.5-46)를 만족하여야 한다.

$$f_{tw} \leqq \left(0.825 - 0.375\frac{f_v}{F_v}\right)F_y \qquad (4.5\text{-}46)$$

여기서, f_v : 복부판 평균전단응력 (복부판 단면적으로 나눈 전단응력)

F_v : 식(4.5.42)에 의한 복부판 허용전단응력도

4.5.7 집중하중을 받는 플랜지 및 복부판

(1) H형 단면재에서 한쪽 플랜지에 수직이며 복부판에 대하여 대칭인 집중하중을 받는 경우에 플랜지 및 복부판은 플랜지의 국부휨, 복부판의 국부항복, 복부판 크립플링, 복부판 횡좌굴에 대하여 4.5.7.1, 4.5.7.2, 4.5.7.3, 4.5.7.4에 의해 설계한다.

(2) 양측의 플랜지에서 집중하중을 받는 경우에 복부판은 복부판 국부항복, 복부판 크립플링 및 복부판의 압축좌굴에 대하여 4.5.7.2, 4.5.7.3, 4.5.7.5에 의해 설계한다.

(3) 집중하중이 작용하는 점에서 복부판의 양측에 있는 1쌍의 보강재 높이가 작용면으로부터 단면높이의 1/2 이상이면 4.5.7.1 및 4.5.7.2의 검토를 하지 않아도 된다.

(4) 큰 전단력을 받는 기둥의 복부판은 4.5.7.6에 의해 설계한다.

(5) 보강재의 설계는 4.5.7.7에 따른다.

4.5.7.1 플랜지의 국부휨강도

플랜지의 두께가 식 (4.5-47)보다 작을 때, 인장플랜지 반대쪽에 1쌍의 보강재를 배치한다.

$$0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} \qquad (4.5\text{-}47)$$

여기서, F_{yc} : 기둥의 항복강도 (MPa)

P_{bf}: 플랜지 또는 모멘트 접합판에 의하여 전달되는 힘(N)으로, 활하중과 고정하중만에 작용할 경우는 5/3을 곱하고, 활하중과 고정하중에 풍하중 또는 지진하중이 부가될 때는 4/3을 곱한다.

다만, 플랜지 단면에 하중을 전달하는 부재의 폭이 플랜지 폭 b_f의 0.15배 이하이면 식 (4.5-47)의 검토는 필요하지 않다.

4.5.7.2 복부판의 국부항복강도

집중하중에 의한 복부판 필렛 선단부의 압축응력이 $0.66F_y$ 를 초과하면 보강재를 배치한다.

(1) 인장 또는 압축 집중력의 작용점이 부재 단부에서 부재춤 d 이상 떨어져 있을 때

$$\frac{R}{t_w(l_c+5k)} \leq \ 0.66F_y \qquad (4.5\text{-}48)$$

(2) 상기 집중력의 작용점이 부재 단부에서 부재춤d 보다 작은 거리에 있을 때

$$\frac{R}{t_w(l_c+2.5k)} \leq \ 0.66F_y \qquad (4.5\text{-}49)$$

여기서, R : 집중력 또는 반력 (N)

k : 플랜지 표면에서 복부판 필렛 선단까지의 거리 (mm)

l_c : 집중력이 작용하는 폭 (단부 반력인 경우 k이상의 값) (mm)

t_w : 복부판의 두께 (mm)

4.5.7.3 복부판의 크립플링강도

압축력이 다음 제한값을 초과할 때 집중력을 받는 복부판에 보강재를 배치한다.

(1) 집중력이 재단에서 $d/2$ 이상 떨어진 위치에서 작용할 때

$$R_n = 180t_w^2\left[1+3\frac{l_c}{d}\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (4.5\text{-}50)$$

(2) 집중력이 재단에서 $d/2$ 미만 떨어진 위치에서 작용할 때

$$R_n = 90t_w^2\left[1+ 3\frac{l_c}{d}\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{F_{yw}\ t_f}{t_w}} \qquad (4.5\text{-}51)$$

여기서, F_{yw} : 복부판의 항복강도 (MPa)

d : H형 단면재의 전체 높이 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

보강재의 길이가 복부판 춤의 1/2 이상이면, 식 (4.5-50)과 식 (4.5-51)의 검토는 필요하지 않다.

4.5.7.4 복부판의 횡좌굴강도

집중 압축하중을 받는 부재가 보강재 또는 가새에 의해 플랜지의 횡방향 이동이 구속되어 있지 않고 압축력이 다음의 제한값 R을 초과할 때, 복부판에 지압형 보강재를 설치한다.

(1) 하중을 받는 플랜지가 회전에 대해 구속되어 있고 $(d_c/t_w)/(l/b_f)$가 2.3미만일 때

$$R = \ \frac{48{,}000t_w^3}{h}[1+0.4(\frac{d_c/t_w}{l/b_f})^3] \qquad (4.5\text{-}52)$$

(2) 하중을 받는 플랜지가 회전에 대해 구속되어 있지 않고 $(d_c/t_w)/(l/b_f)$가 1.7미만일 때

$$R = \frac{48{,}000 t_w^3}{h}[0.4\,(\frac{d_c/t_w}{l/b_f})^3] \qquad (4.5\text{-}53)$$

여기서, l : 하중점에서 각 플랜지의 횡방향 비지지길이 (mm)
b_f : 플랜지의 폭 (mm)
$d_c = d - 2k$: 필렛 부분을 공제한 복부판의 순춤 (mm)

다만, $(d_c/t_w)/(l/b_f)$의 값이 2.3 또는 1.7을 초과하거나 복부판가 등분포하중을 받는 경우 식 (4.5-52) 또는 식 (4.5-53)의 검토는 필요하지 않다.

4.5.7.5 복부판의 압축좌굴강도

필렛 반경을 감한 복부판의 순높이 h_c가 식 (4.5-54)보다 큰 경우, 양쪽 플랜지에 집중력을 받는 비보강 복부판에 대하여 1개 또는 1쌍의 보강재를 압축플랜지 반대편에 배치한다.

$$\frac{10{,}800\ t_{wc}^3\ \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \qquad (4.5\text{-}54)$$

여기서, P_{bf} : 접합부에서의 보 플랜지의 내력(N)
t_{wc} : 기둥 복부판의 두께 (mm)
F_{yc} : 기둥의 항복강도 (MPa)

4.5.7.6 패널영역의 전단강도

큰 전단력을 받는 패널영역의 경우, 패널영역의 허용전단응력도는 4.5.3에 따라 산정한다.
패널영역의 전단응력은 다음 식에 따라 산정한다.

$$f_s = \frac{1}{A_p}\left[\frac{(M_{b1} + M_{b2})}{(d_b - t_f)} - V_c\right] \qquad (4.5\text{-}55)$$

여기서, $A_p = d_c t_{wc}$
d_c : 기둥단면의 춤 (mm)
t_{wc} : 기둥 단면의 복부판 두께 (mm)
$M_{b1,}\ M_{b2}$: 양단보의 휨모멘트 (N・mm)
d_b : 보의 춤 (mm)
t_f : 보 플랜지의 두께 (mm)
V_c : 기둥의 전단력 (N)

4.5.7.7 집중하중이 작용하는 부분의 보강재

(1) 보 또는 기둥의 중간부에 집중력이 작용하는 점 또는 보 단부에서는 필요시 4.5.7.1~4.5.7.5에 따라 복부판의 양측에 한 쌍의 보강재를 배치한다.

(2) 4.5.7.1, 4.5.7.2 또는 식 (4.5-56)에 따라 보강재가 필요한 경우, 다음의 경우를 제외하고 보강재의 길이를 복부판 춤의 절반보다 길게 할 필요가 없다. 4.5.7.3과 4.5.7.5에 따라 보강재를 산정하는 경우, 복부판 춤 전체에 한 쌍의 보강재를 배치하고, 부재 중간(복부판 유효폭 25 t_w) 및 단부(복부판 유효폭 12 t_w)의 보강재는 +자형 단면으로서 유효좌굴길이 $0.75h$의 압축재로 4.4.3에 따라 설계한다.

(3) 플랜지에 수직으로 작용하는 힘이 인장력인 경우, 보강재는 집중력을 받는 플랜지에 용접한다. 플랜지에 수직으로 작용하는 힘이 압축력의 경우, 보강재는 집중력을 받는 플랜지에 밀착시키거나 용접한다.

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{wc} (t_b + 5k)}{F_{yst}} \qquad (4.5\text{-}56)$$

여기서, F_{yst} : 보강재 항복강도 (MPa)
k : 기둥플랜지 표면에서 복부판 필렛 선단까지의 거리 (mm)
t_b : 집중력을 전달하는 플랜지 또는 접합판의 두께 (mm)

(4) 보 단부 접합에서 플랜지 또는 모멘트 접합판을 H형단면 기둥의 플랜지에 용접할 때, 식 (4.5-56)의 단면적 A_{st}가 양(+)이면 그 이상의 값을 갖는 기둥의 복부판 보강재 1쌍을 배치한다.

(5) 4.5.7.1, 4.5.7.4 및 식 (4.5-56)에 의한 보강재는 다음 기준에 따른다.
① 각 보강재의 폭과 기둥 복부판 두께 1/2의 합은 집중력을 전달하는 플랜지폭 또는 판폭의 1/3 이상으로 한다.
② 보강재의 두께는 집중력을 전달하는 플랜지 또는 판 두께의 1/2 이상으로 한다.
③ 기둥 복부판에 용접된 보강재는 기둥 불균형모멘트에 의해 유발되는 힘을 전달하도록 크기를 정한다.

4.6 조합력을 받는 부재

4.6.1 일반사항

이 절은 축력과 휨모멘트를 받는 1축 또는 2축 대칭인 단면재에 적용한다.

4.6.2 축압축과 휨

축압축과 휨을 함께 받는 부재는 다음 식 (4.6-1)과 식 (4.6-2)를 만족하여야 한다.

$$\frac{f_c}{F_c}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{(1-\frac{f_c}{F_{ex}'})F_{bx}}+\frac{C_{my}f_{by}}{(1-\frac{f_c}{F_{ey}'})F_{by}} \leq 1.0 \qquad (4.6\text{-}1)$$

$$\frac{f_c}{0.60F_y}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad (4.6\text{-}2)$$

다만, $f_c/F_c \leqq 0.15$ 일 경우 식 (4.6-1)과 식 (4.6-2) 대신에 식 (4.6-3)을 적용할 수 있다.

$$\frac{f_c}{F_c}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad (4.6\text{-}3)$$

여기서, F_c : 압축력만이 존재할 때의 허용압축응력도 (MPa)

F_b : 휨모멘트만이 존재할 때의 허용휨응력도 (MPa)

$F_e' = \frac{12\pi^2 E_s}{23(KL_b/r_b)^2}$: 안전율을 포함한 오일러 좌굴응력도 (MPa)

L_b : 휨부재의 비지지길이 (mm)

r_b : L_b에 대응하는 단면2차반경 (mm)

K : 좌굴길이계수

f_c : 축압축응력 (MPa)

f_b : 휨압축응력 (MPa)

C_m : 1) 휨면 내에서 절점의 이동이 구속되고, 그 지지점 사이에 수평하중을 받지 않는 골조 내에서 구속된 압축재의 경우: $C_m = 0.6 - 0.4\,(M_1/M_2)$

여기서, M_1/M_2는 휨면 내에서 구속되지 않은 부재 양단부 모멘트 중 큰 단부모멘트에 대한 작은 단부모멘트의 비율이다. 그리고M_1/M_2의 부호는 부재가 단곡률 휨인 경우 부(-), 복곡률 휨인 경우 정(+)이다.

2) 하중면 내에서 절점 이동이 구속되어 있고, 그 지지점 사이에 수평하중을 받는 골조 내의 압축재에 대해서 C_m의 값은 엄밀한 해석에 의하지 않는 경우 다음 값을 따른다.

단부회전이 구속된 부재의 경우: C_m = 0.85

단부회전이 구속되지 않은 부재의 경우: C_m = 1.00

4.6.3 축인장과 휨

축인장과 휨을 함께 받는 부재는 다음 식 (4.6-5)를 만족하여야 한다.

$$\frac{f_t}{F_t}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad (4.6\text{-}5)$$

여기서, F_t : 허용인장응력도 (MPa)

f_t : 축인장응력 (MPa)

f_b : 휨인장응력 (MPa)

4.7 합성부재

4.7.1 일반사항

4.7.1.1 적용범위

이 절은 압연형강, 용접형강, 조립형강이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 합성기둥과 합성보에 적용한다.

4.7.1.2 골조해석 기본사항

(1) 합성부재 및 접합부의 내력 산정을 위해서는 작용하중 단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려하여야 한다.

(2) 합성기둥의 압축강성과 휨강성은 정확한 계산에 의하지 않을 경우, 철근 단면을 제외한 콘크리트의 전체 단면과 강재 단면만의 완전합성으로 환산하여 환산단면적과 환산단면2차모멘트를 계산할 수 있다.

(3) 연속합성보의 휨강성 산정에서 환산단면2차모멘트 값은 정모멘트 구간의 값으로 사용하며, 보의 경간 전체에 대해서 균등하다고 가정할 수 있다.

(4) 합성단면으로서의 콘크리트에 하중이 지속적으로 작용하는 경우 콘크리트 크리프에 의한 영향을 고려한다.

(5) 콘크리트 건조수축에 의한 영향을 고려한다.

4.7.2 압축재

4.7.2.1 적용범위

(1) 이 규정은 철근콘크리트 단면 내에 강재 형강이 매입된 매입형 합성기둥과 강관 내부에 콘크리트를 충전한 충전형 합성기둥에 적용한다.

(2) 합성기둥의 단면형상은 2축 대칭이어야 하며, 전체 길이에 걸쳐 등단면이어야 한다.

4.7.2.2 구조 제한

(1) 매입형과 충전형 합성기둥의 공통적인 구조 제한

① 합성기둥 단면에서의 강재 단면적은 총단면적의 3% 이상으로 한다.

② 콘크리트의 설계기준강도 f_{ck} 는 21 MPa 이상으로 한다.

③ 강재와 철근의 설계기준 항복강도는 415 MPa 이하로 한다. 다만, 이 값을 초과할 경우에는 415 MPa 를 적용할 수 있다.

④ 기둥과 보의 접합부에서 합성기둥의 유효단면을 연속적으로 확보하기 위해서는 콘크리트의 불완전 충전 등 접합부위에서 단면 결손이 생겨서는 안 된다.

(2) 매입형 합성기둥의 구조 제한

① 주철근비는 0.3% 이상이며 4% 미만으로 한다. 주철근비가 0.3% 미만으로 합성될 경우, 철근 및 콘크리트 효과를 무시하고 강재단면만으로 설계할 수 있다.

② 합성기둥 내의 띠철근 배치간격은 기둥단면 최소폭의 2/3 또는 300 mm 이하로 하며 기둥 상하단에서 첫 번째 철근은 일반 띠철근 간격의 1/2 이내로 배치한다. 또한, 띠철근의 단면적비는 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\frac{A_h}{h\,s} \geq 0.001 \qquad (4.7\text{-}1)$$

여기서, A_h : 띠철근 총단면적 (mm^2)

h : 장변방향의 기둥 폭 (mm)

s : 띠철근 간격 (mm)

③ 철근의 피복두께는 40 mm 이상이어야 하며, 강재와 철근과의 간격은 25 mm 이상이어야 한다.

④ 모든 주근은 띠철근의 모서리에 위치하거나 보조 띠철근으로 긴결되어 국부좌굴이 방지되도록 구속되어야 한다. 다만, 어떤 주근의 좌우 150 mm 이내에 띠철근의 모서리가 있는 경우에 이 주근도 국부좌굴에 대해 구속된 것으로 간주한다.

(3) 충전형 합성기둥의 구조 제한

① 각형강관의 판폭두께비 b/t 는 $\sqrt{3E_s/F_y}$ 이하이며, 원형강관의 지름두께비 D/t 는 $\sqrt{8E_s/F_y}$ 이하이어야 한다.

② 주근이 포함될 경우, 주근비는 4% 미만이어야 한다.

4.7.2.3 단면성능

합성기둥 부재의 허용응력 산정에서 사용되는 단면적, 항복강도, 단면2차반경, 탄성계수는 다음과 같다.

(1) 합성단면적 A_m

합성단면적은 강재만의 단면적 A_s 를 사용한다.

$$A_m = A_s \qquad (4.7\text{-}2)$$

(2) 합성항복강도 F_{ym}

① 매입형 합성기둥

$$F_{ym} = F_y + 0.7\,F_{yr}\frac{A_r}{A_s} + 0.6\,f_{ck}\frac{A_c}{A_s} \qquad (4.7\text{-}3)$$

② 충전형 각형강관 합성기둥

$$F_{ym} = F_y + F_{yr}\frac{A_r}{A_s} + 0.6 f_{ck}\frac{A_c}{A_s} \quad (4.7\text{-}4)$$

③ 충전형 원형강관 합성기둥

$$F_{ym} = F_y + F_{yr}\frac{A_r}{A_s} + \left(1 + 1.8\frac{t}{D}\frac{F_y}{f_{ck}}\right)0.6 f_{ck}\frac{A_c}{A_s} \quad (4.7\text{-}5)$$

여기서, F_{yr} : 주근 항복강도 (MPa)
A_r : 주근 단면적 (mm^2)
A_c : 콘크리트 단면적 (mm^2)
t : 원형강관 두께 (mm)
D : 원형강관 외경 (mm)

(3) 합성단면의 단면2차회전반경 r_m

$$r_m = r_s \quad (4.7\text{-}6)$$

여기서, r_s : 강재만의 단면2차회전반경 (mm). 다만, 매입형 합성기둥에서 r_s 가 합성단면 폭의 0.3배 이하인 경우에는 0.3배의 값으로 한다.

(4) 합성탄성계수 E_m

기둥의 좌굴을 고려시에만 사용하는 합성탄성계수는 다음과 같다.

① 매입형 합성기둥

$$E_m = E_s + 0.2 E_c\frac{A_c}{A_s} \quad (4.7\text{-}7)$$

② 충전형 합성기둥

$$E_m = E_s + 0.4 E_c\frac{A_c}{A_s} \quad (4.7\text{-}8)$$

여기서, E_c는 KDS 14 20 10(4.3)에 따른다.

(5) 합성단면계수 S_m

① 매입형 합성기둥

$$S_m = S_s + \frac{A_r}{3}(h_2 - 2c_r)\frac{F_{yr}}{F_y} + A_w\left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f_{ck} h_1}\right) \quad (4.7\text{-}9)$$

② 충전형 합성기둥

$$S_m = S_s + \frac{A_r}{3}(h_2 - 2c_r)\frac{F_{yr}}{F_y} \quad (4.7\text{-}10)$$

여기서, S_s : 강재의 단면계수 (mm^3)

A_w : 강재의 복부판 단면적 (mm^2)

h_1 : 휨면에 대한 기둥 전체 단면의 폭 (mm)

h_2 : 휨면에 대한 기둥 전체 단면의 춤 (mm)

c_r : 압축측 주근 중심으로부터 측정한 압축측 콘크리트 면까지의 거리와 인장측 주근 중심으로부터 측정한 인장측 콘크리트 면까지의 거리의 평균값 (mm)

4.7.2.4 합성기둥의 허용응력

(1) 허용압축응력도

합성기둥의 허용압축응력도F_c 산정은 4.4의 강재 허용압축응력도 산정방법과 동일하며, 다만 합성부재의 단면성능 A_m ,r_m ,F_{ym} ,E_m 을 4.4의 압축재 식의 A_g ,r ,F_y ,E_s 대신에 각각 적용하여 산정한다.

(2) 허용휨응력도

① 매입형 합성기둥

$$F_b = 0.66\, F_y \qquad (4.7\text{-}11)$$

② 충전형 합성기둥

$$F_b = 0.75\, F_y \qquad (4.7\text{-}12)$$

(3) 허용전단응력도

$$F_v = 0.4\, F_y \qquad (4.7\text{-}13)$$

4.7.2.5 매입형 합성기둥에서 이음부와 주각의 축하중 전달

(1) 기둥 이음부의 축하중 전달

① 합성기둥에서 콘크리트가 부담하는 허용압축력P_{ac} 는 이음부 콘크리트의 지압에 의해 지지되도록 다음 식을 만족하여야 한다.

$$P_{ac} \le 0.35\, f_{ck}\, A_{bc} \sqrt{\frac{A_{bc}'}{A_{bc}}} \qquad (4.7\text{-}14)$$

다만, $\sqrt{\frac{A_{bc}'}{A_{bc}}} \le 2$ 이어야 한다.

여기서, $P_{ac} = \frac{0.6\, f_{ck}\, A_c}{F_{ym}\, A_m} P_a$

$P_a = F_c\, A_m$

A_{bc} : 이음부 상하에서 콘크리트가 직접 접촉하는 지압면의 면적 (mm^2)

A_{bc}' : 이음부 상부의 재하면적으로부터 수직 1, 수평 2의 비율로 측면경사를 취하여, 지지부 내부에 완전히 포함된 가장 큰 피라미드, 원뿔 또는 경사진 쐐기 모양의 하부 면적 (mm^2)

② 합성기둥의 이음부 콘크리트가 횡팽창에 대해 구속되었을 경우에는 다음 식에 따른다.

$$P_{ac} \leq 0.7 f_{ck} A_{bc} \quad (4.7\text{-}15)$$

(2) 주각부의 축하중 전달

① 베이스플레이트 밑면의 콘크리트 지압

합성기둥 주각부에 설치되는 베이스플레이트는 다음 식으로 산정한다.

$$P_{as} \leq 0.7 f_{ck} A_{bp} \quad (4.7\text{-}16)$$

여기서, $P_{as} = \frac{F_y}{F_{ym}} P_a$

A_{bp} : 베이스플레이트의 면적 (mm^2)

② 합성기둥 밑면 전체 단면에 대한 콘크리트의 지압

합성기둥 주각부 밑면의 전체 단면에 대한 콘크리트의 지압은 다음과 같이 검토한다.

$$P_a \leq 0.35 f_{ck} A_g \sqrt{\frac{A_g'}{A_g}} \quad (4.7\text{-}17)$$

다만, $\sqrt{\frac{A_g'}{A_g}} \leq 2$이어야 한다.

여기서, A_g : 합성기둥 주각부 밑면의 전체 단면적 (mm^2)

A_g' : 합성기둥 상부의 재하면적으로부터 수직 1, 수평2의 비율로 측면경사를 취하여, 지지부 내부에 완전히 포함된 가장 큰 피라미드, 원뿔 또는 경사진 쐐기 모양의 하부 면적 (mm^2)

③ 합성기둥에서 콘크리트가 부담하는 허용압축력 P_{ac}는 베이스플레이트 면적을 제외한 합성기둥 단면이 직접 접촉하는 콘크리트 지압면의 허용지압강도를 초과할 수 없다.

$$P_{ac} \leq 0.7 f_{ck} (A_g - A_{bp}) \quad (4.7\text{-}18)$$

4.7.3 휨 부재

4.7.3.1 적용범위

(1) 이 규정은 압연형강 또는 용접형강이 구조용 콘크리트와 함께 거동하는 합성보에 적용한다. 강재 보의 형강은 좌우 대칭인 단면이어야 하며, 하이브리드보 단면을 사용할 수 있다.

(2) 이 규정은 노출형 합성보와 매입형 합성보 모두에 적용한다.

(3) 노출형 합성보는 강재 보와 콘크리트 슬래브가 전단연결재로 연결되어야 하며, 일정한 두께의 콘크리트 슬래브나 데크플레이트를 사용한 슬래브 모두에 해당된다.

(4) 노출형 합성보는 전단연결재의 사용 정도에 따라 완전합성보와 불완전합성보로 분류하며, 불완전합성보는 작은보에만 허용된다.

4.7.3.2 구조 제한

(1) 데크플레이트와 결합된 노출형 합성보

① 동바리를 사용하지 않을 경우, 콘크리트가 설계기준강도f_{ck} 의 75%에 도달하기 전에 작용하는 모든 시공하중을 지지할 수 있도록 강재단면을 설계하여야 한다.

② 데크플레이트의 공칭 골 깊이는 75 mm 이하이어야 하며, 골의 폭 또는 헌치의 평균 폭 w_r 은 50 mm 이상이어야 한다.

③ 콘크리트 슬래브와 강재 보를 연결하는 스터드연결재는 지름이 22 mm 이하이어야 하며, 부착 후 데크플레이트 상단 위로 35 mm 이상 돌출되어야 한다.

④ 데크플레이트 상단 위의 콘크리트 두께는 50 mm 이상이어야 한다.

(2) 매입형 합성보

① 강재보의 측면과 하부는 피복두께가 50 mm 이상이어야 한다.

② 강재보의 상단은 슬래브의 상부 면에서 최소 40 mm 아래에, 슬래브 하부 면에서 최소 50 mm 위에 설치되어야 한다.

③ 콘크리트는 탈락 방지를 위하여 스터럽, 와이어메시 또는 기타 철물로 적절하게 보강되어야 한다.

4.7.3.3 합성보의 유효폭

보 중심을 기준으로 좌우 각 방향에 대한 콘크리트 슬래브의 유효폭은 다음 중에서 최솟값을 택하여 결정한다.

(1) 보 스팬(지지점의 중심간)의 1/8

(2) 보 중심선에서 인접 보 중심선까지 거리의 1/2

(3) 보 중심선에서 슬래브 가장자리까지의 거리

4.7.3.4 단면설계 가정

(1) 데크플레이트 골 내부의 콘크리트

① 데크플레이트의 골 방향이 강재 보와 평행인 경우에는 골 내부의 콘크리트를 단면특성 계산에 포함할 수 있고, 강재 보에 직각인 경우에는 포함할 수 없다.

② 강재보에 직각인 경우에 있어서 데크플레이트가 연속하지 않고 절단 및 격리되어 있으면, 격리된 부분에 채워진 콘크리트는 포함할 수 있다.

(2) 응력분포와 환산단면

합성부재의 각 부분 응력은 탄성응력분포로 가정하며, 인장측 콘크리트 단면은 무시하고, 압축측 콘크리트 단면은 탄성계수비로 나눈 환산단면으로 취급한다.

(3) 횡좌굴

정모멘트의 경우에는 슬래브의 구속 효과에 의해 보의 횡좌굴을 고려하지 않아도 되며, 부모멘트의 경우에는 하부 플랜지가 압축력을 받으므로 횡좌굴을 고려하여야 한다.

(4) 불완전합성보의 단면성능

① 유효단면2차모멘트

$$I_e = I_s + \sqrt{\frac{V_h'}{V_h}}\,(I_{tr} - I_s) \qquad (4.7\text{-}19)$$

여기서, V_h : 완전합성보의 수평전단력 (N)

V_h' : 불완전합성보의 수평전단력 (N)

I_{tr} : 합성보의 환산단면2차모멘트 (mm^4)

② 인장측 유효단면계수

$$S_{te} = S_{ts} + \sqrt{\frac{V_h'}{V_h}}\,(S_{ttr} - S_{ts}) \qquad (4.7\text{-}20)$$

여기서, S_{ts} : 강재 보만의 인장측에 대한 환산단면계수 (mm^3)

S_{ttr} : 합성보의 인장측에 대한 환산단면계수 (mm^3)

③ 압축측 유효단면계수

$$S_{ce} = \sqrt{\frac{V_h'}{V_h}}\,S_{ctr} \qquad (4.7\text{-}21)$$

여기서, S_{ctr} : 합성보의 압축측에 대한 환산단면계수 (mm^3)

(5) 장기하중에 대한 허용휨응력도

① 강재 부분

$$F_b = 0.66\,F_y \qquad (4.7\text{-}22)$$

② 콘크리트 부분

$$F_{bc} = 0.4\,f_{ck} \qquad (4.7\text{-}23)$$

4.7.3.5 노출형 합성보의 정모멘트에 대한 설계

(1) 시공 중에 동바리를 설치하지 않는 경우

①시공하중을 포함하여 콘크리트 경화 이전의 하중에 의한 강재보만의 응력도는 단기허용휨응력도 이하이어야 한다.

② 건축물 사용시의 고정하중 및 활하중에 대한 합성단면의 강재 부분 응력도는 허용휨응력도F_b 이하이어야 한다.

③ 콘크리트 경화 이전의 하중에 대한 강재보 단면만의 응력도와 콘크리트 경화 이후의 하중에 대한 합성단면의 강재 부분 응력도의 합은 $0.9\,F_y$ 이하이어야 한다.

④ 콘크리트 경화 이후의 하중에 대한 합성단면의 콘크리트 부분 응력도는 환산단면계수를 사용하여 검토하며 허용휨응력도 F_{bc}이하이어야 한다.

(2) 시공중에 동바리를 설치하는 경우

① 건축물 사용 시의 고정하중 및 활하중에 대한 합성단면의 강재 부분 응력도는 허용휨응력도 F_b 이하이어야 한다.

② 건축물 사용 시의 고정하중 및 활하중에 대한 합성단면의 콘크리트 부분 응력도는 환산단면계수를 사용하여 검토하며 허용휨응력도 F_{bc} 이하이어야 한다.

4.7.3.6 노출형 합성보의 부모멘트에 대한 설계

다음 조건을 모두 만족하면 유효폭 슬래브 내의 종방향 철근을 합성보의 단면설계에 포함할 수 있다.

(1) 강재보가 조밀단면이며 적절히 횡지지된 경우

(2) 전단연결재가 설치된 경우

(3) 유효폭 내의 슬래브 철근이 적절히 이음 또는 정착된 경우

4.7.3.7 매입형 합성보의 설계

(1) 콘크리트에 완전히 매입된 강재보는 전단연결재가 없어도 완전합성으로 간주하며, 횡좌굴을 고려하지 않아도 된다.

(2) 단면설계시 유효폭의 슬래브를 포함한 합성단면의 단면계수 또는 식 (4.7-9), 식 (4.7-10)의 합성단면계수S_m과 식 (4.7-22)의 허용휨응력도 F_b 를 적용한다.

4.7.3.8 전단력에 대한 설계

(1) 합성보에 작용하는 전단력 전체는 강재 보의 복부판이 단독으로 부담하는 것으로 한다.

(2) 합성보 단부의 접합에서 전단력 전체가 복부판을 통하여 전달되는 것으로 한다.

4.7.3.9 처짐

(1) 합성보의 처짐은 탄성이론에 의해 산정하며, 콘크리트 타설시 안전성과 건축물 사용시 사용성을 유지하여야 한다.

(2) 동바리를 사용하지 않는 경우 고정하중에 의한 처짐은 강재보만의 단면2차모멘트 I_s 를, 활하중에 의한 처짐은 유효단면2차모멘트 I_e 를 사용하여 계산한다.

(3) 동바리를 사용하는 경우 고정하중과 활하중에 의한 처짐 모두 유효단면2차모멘트 I_e 를 사용하여 계산한다.

4.7.4 압축과 휨의 조합

합성기둥의 대칭면 내에서 축방향 압축력과 x방향 및 y방향의 휨모멘트의 조합은 다음 식에 의한다.

$$(\frac{f_c}{F_c})^2 + \frac{a_x f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{a_y f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \qquad (4.7\text{-}24)$$

여기서,

$$f_c = \frac{N_c}{A_m} \qquad (4.7\text{-}25)$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_{mx}} \qquad (4.7\text{-}26)$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_{my}} \qquad (4.7\text{-}27)$$

또한, x방향과 y방향의 모멘트 확대계수a_x 와 a_y 는 각각 다음 식에 의한다.

$$a_x = \frac{C_{mx}}{1-\frac{f_c}{F_{ex}'}} \geq 1.0 \qquad (4.7\text{-}28)$$

$$a_y = \frac{C_{my}}{1-\frac{f_c}{F_{ey}'}} \geq 1.0 \qquad (4.7\text{-}29)$$

$$F_{ex}' = \frac{12\,\pi^2 E_m}{23\,(KL_{bx}/r_{mx})^2} \qquad (4.7\text{-}30)$$

$$F_{ey}' = \frac{12\,\pi^2 E_m}{23\,(KL_{by}/r_{my})^2} \qquad (4.7\text{-}31)$$

4.7.5 전단연결재

4.7.5.1 구조 제한

(1) 전단연결재는 용접 후의 높이가 단면의 지름의 4배 이상이며 머리가 있는 스터드연결재나 압연 ㄷ형강으로 하여야 한다.

(2) 전단연결재의 콘크리트 피복두께는 어느 방향으로나 25 mm 이상으로 한다. 다만, 데크플레이트의 골 속에 설치되는 경우 측면의 피복두께는 이 제한을 적용하지 않는다.

(3) 강재 보의 복부판 선상에 설치되는 전단연결재를 제외하고는 스터드연결재의 지름은 플랜지 두께의 2.5배 이하로 한다.

(4) 스터드연결재의 종방향 피치는 스터드연결재 지름의 6배 이상으로, 횡방향 게이지는 스터드연결재 지름의 4배 이상으로 한다.

(5) 스터드연결재의 피치 및 게이지는 슬래브 전체두께의 8배 이하로 한다.

4.7.5.2 수평전단력

매입형 합성단면을 제외하고는 강재 보와 콘크리트 슬래브면 사이의 전체 수평전단력은 전단연결재에 의해서만 전달된다고 가정한다. 휨모멘트를 받는 강재 보와 콘크리트 슬래브가 합성작용하기 위해서는 총 수평전단력은 해석상의 값과 상관없이 다음과 같이 산정한다.

(1) 최대 정모멘트점과 영(0) 모멘트점 사이의 총 수평전단력 V_h 는 다음 중 작은 값으로 한다.

$$V_h = \frac{F_y A_s}{2} \qquad (4.7\text{-}32)$$

$$V_h = \frac{0.85 f_{ck} A_c}{2} \qquad (4.7\text{-}33)$$

여기서, A_s : 강재보의 단면적 (mm^2)

A_c : 슬래브의 유효폭 내에 있는 콘크리트 단면적 (mm^2)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 (MPa)

다만, 작은보를 불완전합성보로 설계할 경우, 상기 수평전단력 값을 50%까지 저감할 수 있다. 즉, $V_h' \geq 0.5\, V_h$ 이어야 한다.

(2) 최대 부모멘트점과 0 모멘트점 사이의 총 수평전단력은 다음 값으로 한다.

$$V_h = \frac{F_{yr} A_r}{2} \qquad (4.7\text{-}34)$$

여기서, F_{yr} : 철근의 설계기준항복강도 (MPa)
A_r : 슬래브의 유효폭 내에 있는 보강철근 단면적 (mm^2)

다만, 기둥면에서의 정모멘트를 합성보로 설계할 경우, 다음 값과 비교하여 큰 값으로 한다.

$$V_h = 0.65 f_{ck} b_c t_c \quad (4.7\text{-}35)$$

여기서, b_c : 기둥면과 접한 콘크리트 부분의 폭 (mm)
t_c : 기둥면과 접한 콘크리트 부분의 두께 (mm)

4.7.5.3 스터드연결재의 내력

(1) 스터드연결재 허용내력

콘크리트 슬래브에 매입된 스터드연결재 한 개의 허용내력 V_{sa} 는 다음과 같이 산정하며, 감소계수R_q 가 1인 경우의 허용내력은 표 4.7-1과 같다.

$$V_{sa} = 0.25 R_q A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq 0.5 A_{sc} F_u \quad (4.7\text{-}36)$$

여기서, A_{sc} : 스터드연결재의 단면적 (mm^2)
F_u : 스터드연결재의 인장강도 (MPa),

다만, F_u 가 440 MPa 을 초과할 경우에는 440 MPa 로 한다.

표 4.7-1 스터드연결재의 허용내력 V_{sa} (R_q 가 1인 경우) (kN)

스터드연결재 종류		콘크리트 설계기준강도f_{ck} (MPa)			
지름(mm)	높이H_s (mm)	17.7	20.6	23.5	26.5 이상
ϕ 13	≥ 52	39.2	43.9	48.6	53.1
ϕ 16	≥ 64	59.4	66.6	73.5	80.4
ϕ 19	≥ 76	83.8	93.9	104	114
ϕ 22	≥ 88	112	125	139	152

(2) 감소계수

허용내력식에 포함된 감소계수 R_q는 슬래브의 형태에 따라 다음과 같이 산정한다.

① 일정한 두께의 슬래브에 연결된 경우

$$R_q = 1.0 \quad (4.7\text{-}37)$$

즉, 스터드연결재의 허용내력을 100% 사용하므로 감소계수는 1.0으로 한다.

② 데크플레이트의 골 방향이 강재보에 직각인 경우

$$R_q = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \frac{w_r}{h_r} \left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0 \right) \leq 1.0 \qquad (4.7\text{-}38)$$

여기서, N_r : 데크플레이트 골 당 스터드연결재의 개수, 단 $N_r \leq 3$

w_r : 데크플레이트 골의 평균 폭 (mm)

h_r : 데크플레이트 골의 춤 (mm)

H_s : 스터드연결재의 높이 (mm), 단 $H_s \leq (h_r + 75)$

다만, 데크플레이트가 강재 보 위에서 연속하지 않고 절단 및 격리되어 보의 플랜지에 직접 용접된 경우, 격리된 거리를 w_r로 하여 감소계수 식 (4.7-39)를 사용할 수 있다.

③ 데크플레이트의 골 방향이 강재 보와 평행인 경우

$$R_q = 0.6 \frac{w_r}{h_r} \left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0 \right) \leq 1.0 \qquad (4.7\text{-}39)$$

다만, $w_r / h_r \geq 1.5$ 인 경우 $R_q = 1$ 이다.

4.7.5.4 전단연결재의 개수 산정 및 배열

(1) 최대 휨모멘트(정 또는 부)점과 인접한 영(0)모멘트 점 사이에 배열되는 전단연결재의 소요개수는 4.7.5.2에서 산출한 수평전단력을 4.7.5.3에서 산출한 전단연결재 한 개의 허용내력으로 나누어 구한다.

(2) 일정 구간 내에 소요되는 개수의 전단연결재는 균등한 간격으로 배열한다.

(3) 집중하중을 받는 점과 영(0)모멘트 점 사이에는 다음 식에 따라 산정되는 전단연결재의 소요개수N_2를 배열하여야 한다.

$$N_2 = \frac{N_1 \left(\frac{M\beta}{M_{\max}} - 1 \right)}{\beta - 1} \qquad (4.7\text{-}40)$$

여기서, M : 집중하중 점의 모멘트, 단 $M \leq M_{\max}$

$M_{\max}$: 최대 모멘트

N_1 : 최대 모멘트점과 영(0)모멘트점 사이의 전단연결재 소요 개수

$\beta = \frac{S_{ttr}}{S_{ts}}$ 또는 $\frac{S_{te}}{S_{ts}}$

4.8 일반 강구조물을 위한 추가 규정

건축물 이외의 일반 강구조물을 설계하는 경우, 4.8.1~4.8.8의 규정을 추가로 적용하여야 한다.

(1) 강관구조물 (4.8.1)

(2) 골조구조물 (4.8.2)

(3) 박판구조물 (4.8.3)

(4) 관로 및 곡면구조물(4.8.4)

(5) 철탑구조물 (4.8.5)

(6) 케이블 구조물(4.8.6)

(7) 말뚝 및 널말뚝 구조물(4.8.7)

(8) 해양구조물(4.8.8)

4.8.1 강관 구조물

4.8.1.1 강재

강관부재로 사용되는 강재는 다음의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

(1) 기성강관을 사용하는 경우에는 표 4.8-1에 준한다.

표 4.8-1 기성강관의 규격과 종류

규격번호 및 명칭	종류	강종
KS D 3566 일반구조용 탄소강관	2종	SPS 400
	4종	SPS 490

(2) 4종 SPS490의 인장강도는 시험재를 띠강 또는 강판으로부터 채취한 경우에는 620 MPa으로 하고, 강관으로부터 채취한 경우에는 650 MPa으로 한다.

(3) 제작방법에 따른 강관의 종류와 그 선정방법은 표 4.8-2에 준한다.

표 4.8-2 강관의 선정

부재	제조방법에 따른 분류	강종
주요 부재	아크용접 강관	SPS400, SPS490
	전기저항용접 강관	SPS400
2차 부재	아크용접 강관	SPS400, SPS490
	전기저항용접 강관	SPS400
	이음매 없는 강관	
	단접 강관	

주요 부재로 사용되는 강관의 이음매 부분은 원칙적으로 KS B 0832에 규정된 표면 휨시험을 실시하여 휘어진 부분의 외측에 균열 또는 다른 뚜렷한 결함이 없다는 것이 확인되어야 한다. 그렇지만 축방향의 단면력을 받는 부재로 응력의 여유가 있는 경우에는 표면 휨시험을 생략해도 좋다.

(4) 굽힘시험에 의해 제작관에 사용하는 강판은 표 4.8-3에 준한다. 표 4.8-3은 주로 지름 300 mm 이상, 두께 6.9 mm 이상의 강관을 대상으로 한다. 강관은 강판을 롤러에 의해 원통형으로 가공한 후에 이음매 부분을 아크용접으로 제작하는 것으로 한다.

표 4.8-3 강관의 제작에 사용하는 강판의 종류

규격번호 및 명칭	종류	강종
KS D 3503 일반 구조용 압연 강재	2종	SS 400
KS D 3515 용접 구조용 압연 강재	1종 2종 3종 4종 5종	SM 400 A,B,C SM 490 A,B,C,TMC SM 490YA, YB SM 520 B,C,TMC SM 570
KS D 3529 용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	1종 2종 3종	SMA 400 A,B,C (W,P) SMA 490 A,B,C (W,P) SMA 570 (W,P)

4.8.1.2 허용응력

강관의 허용응력은 4.3~4.7과 KDS 14 30 25의 규정을 준한다.

4.8.1.3 강관의 최소 두께

구조 내력상 중요한 부재에는 판두께 2.0 mm 이상의 강관을 사용한다.

4.8.1.4 단일강관 부재

(1) 강관이 세장비가 큰 행거, 지주 또는 트러스부재 등에 사용되는 경우에는 바람에 의한 진동을 제한하기 위해 그 강관의 바깥지름은 식 (4.8-1)을 만족시켜야 한다. 단, 특별히 진동에 대한 대책을 고려한 후 그 효과를 풍동시험 등으로 확인한 경우 또는 직접 바람의 영향을 받지 않는 부재에 대해서는 예외로 한다.

$$d \geq \frac{l}{30}\sqrt{\frac{8}{t}} \qquad \text{단, } d \geq \frac{l}{40} \tag{4.8-1}$$

여기서, l: 부재의 길이 또는 유효좌굴길이(m)
d: 강관의 바깥지름(m)
t: 강관의 판두께(mm)

(2) (1)의 규정에 따라 설계된 강관부재의 단부를 용접이음하는 경우에는 반드시 온둘레용접을 해야 하고, 그 방법은 일반적으로 필렛용접으로 한다. d가 $l/25$ 이하의 경우에 대해서는 V형 용접으로 해야 한다.

(3) 부득이하게 연결판이나 리브를 붙일 경우에 그 앞부분은 피로강도가 저하되기 쉬우므로 용접부를 매끈하게 다듬질해야 한다.

4.8.1.5 보강재

4.8.1.5.1 보강재의 최대간격

강관부재에는 전단 및 비틀림에 의한 좌굴 또는 국부적인 변형을 방지하기 위한 링보강재 또는 다이아프램을 설치하는 것을 원칙으로 하며, 그 최대간격은 바깥지름의 3배로 한다. 단, 식 (4.8-2)의 조건을 만족하는 경우에는 보강재를 생략할 수 있다.

$$\frac{R}{t} \leq 30 \tag{4.8-2}$$

여기서, R : 강관의 반지름 (mm)
t : 강관의 판두께 (mm)

4.8.1.5.2 링보강재의 강도

링보강재의 폭과 두께는 식 (4.8-3)을 만족해야 한다. 단, 집중하중이 작용하는 점에 대해서는 4.8.1.6의 규정에 따라야 한다.

$$b \geq \frac{d}{20} + 70 \tag{4.8-3}$$
$$t \geq \frac{b}{17}$$

여기서, b: 링보강재의 폭 (mm)
t: 링보강재의 판두께 (mm)
d: 강관의 바깥지름 (mm)

4.8.1.6 격점부

집중하중이 작용하는 격점부나 받침부는 국부적인 변형을 방지하기 위해 링보강재 또는 다이아프램으로 보강하는 것을 원칙으로 한다.

(1) 격점부의 변형량은 식 (4.8-4)를 만족해야 한다.

$$\delta \leq \frac{R}{500} \qquad (4.8\text{-}4)$$

여기서, δ : 격점부 변형량 (mm)
R :강관의 반지름 (mm)

(2) 단면2차모멘트가 일정한 링보강재를 사용하는 경우에는 격점부의 변형량을 식 (4.8-5)에 의해서 구해도 좋다.

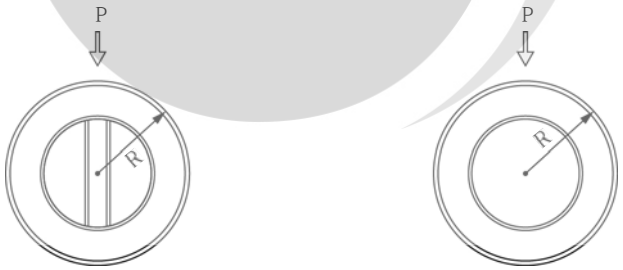
① 지지재를 병용하는 경우(그림 4.8-1(a) 참조)

$$\delta = 0.007 \frac{P R^3}{E I} \qquad (4.8\text{-}5(a))$$

② 링보강재만 사용하는 경우(그림 4.8-1(b) 참조)

$$\delta = 0.045 \frac{P R^3}{E I} \qquad (4.8\text{-}5(b))$$

여기서, P :작용하중 (N)
I : 링보강재의 단면 2차 모멘트 (mm^4)
E: 탄성계수 (MPa)



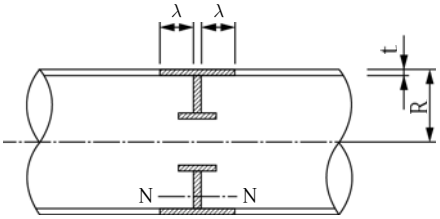
(a) 지지재를 병용하는 경우 (b) 링보강재만 사용하는 경우

그림 4.8-1 링보강재의 구조

(3) 링보강재의 단면2차모멘트를 산출할 때 강관의 유효폭은 식 (4.8-6)에 따른다.

$$\lambda = 0.78 \sqrt{R t} \qquad (4.8\text{-}6)$$

여기서, λ : 강관의 유효폭 (mm)
R : 강관의 반지름 (mm)
t : 강관의 판두께 (mm)



λ = 유효폭

그림 4.8-2 강관의 유효폭

4.8.1.7 굴곡관

굴곡관을 사용하여 부재를 구성하는 경우에는 굴곡부의 국부응력을 검토하여야 한다. 단, 꺽임각이 식 (4.8-7)을 만족하는 경우에는 직선부재로서 설계해도 좋다.

$$\theta \leq 0.04 \frac{D}{L} \qquad (4.8\text{-}7)$$

여기서, θ : 꺽임각(radian), 원호아치의 경우 $\theta = L/R_a$

D : 강관의 지름 (mm)

L : 직선부재의 길이 (mm)

R_a : 아치의 곡률반경 (mm)

4.8.1.8 강관의 연결

(1) 강관과 강관을 축방향으로 연결하는 경우에는 고력볼트 또는 용접에 의한 직접연결을 원칙으로 한다. 다만, 2차부재로서 부득이할 경우는 플랜지 연결로 할 수 있다.

(2) 부재축의 방향이 다른 기타 부재와 강관을 연결하는 경우에는 연결판 연결 또는 가지 연결로 한다.

4.8.2 골조 구조물

4.8.2.1 적용범위

4.8.2는 트러스, 라멘, 아치 등의 설계에 적용된다.

4.8.2.2 트러스

4.8.2.2.1 트러스의 구성

(1) 트러스 구성은 부재의 중심축과 단면의 도심이 일치하도록 하여 가급적 2차응력이 발생하지 않도록 한다.

(2) 트러스의 절점은 강결에 의한 2차응력이 가능한 한 작도록 한다.

4.8.2.2.2 압축재의 유효좌굴길이

(1) 트러스 면내

① 현재의 유효좌굴길이는 부재길이로 한다.

② 거세트플레이트에 의하여 현재에 연결된 수직재 및 사재의 유효좌굴길이는 연결고력볼트군의 중심간 거리를 사용해도 된다. 단, 부재길이의 0.8배 이상으로 한다. 또한, 수평브레이싱(수평가새)이나 수직브레이싱(수직가새) 등의 부재에서 부재의 양면에 거세트플레이트를 설치하지 않은 구조에서는 부재길이의 0.9배를 사용한다.

③ 부재의 중간점을 다른 부재가 유효하게 지지하는 경우는 그 지지점 사이를 유효좌굴길이로 사용해도 좋다.

(2) 트러스 면외에 대하여 압축부재의 트러스 면외 유효좌굴길이는 부재의 길이를 사용한다. 단, 수평브레이싱(수평가새), 수직브레이싱(수직가새), 교문브레이싱(교문가새)에 의해 지지된 주 트러스 현재 및 복부판재는 그 지지점간 길이을 유효좌굴길이로 사용해도 좋다.

(3) 축력이 다른 트러스 부재의 경우 면외 유효좌굴길이는 축력의 분포에 따라 적절히 조정할 수 있다.

그림 4.8-3에 표시한 $\overline{aa}$ 부재와 같이 $\overline{ab}$, $\overline{ba}$에 크기가 다른 압축력이 작용하고 트러스 면외에 지지재가 없는 경우, 부재 $\overline{aa}$의 트러스 면외에 대한 유효좌굴길이 l은 식 (4.8-8)에 의해 구할 수 있다.

$$l = \left(0.75 + 0.25\frac{P_2}{P_1}\right)L \qquad (4.8\text{-}8)$$

여기서, P_1, P_2는 부재 $\overline{aa}$의 각 격간 $\overline{ab}$, $\overline{ba}$에 작용하는 압축력이며, $P_1 \geq P_2$이다. 또한, 그림 4.8-4에 표시한 K트러스의 수직재 $\overline{aa}$와 같이 $\overline{ab}$, $\overline{ba}$에서 부호가 다른 축력이 작용하고 트러스 면외에 지지재가 없는 경우, 부재 $\overline{aa}$의 트러스 면외에 대한 유효좌굴길이 l은 식 (4.8-9)에 의해 구할 수 있다.

$$\left.\begin{array}{ll} l = \left(0.75 - 0.25\dfrac{P_2}{P_1}\right)L & (P_1 \geqq P_2) \\ l = 0.5L & (P_1 < P_2) \end{array}\right\} \qquad (4.8\text{-}9)$$

단, P_1은 압축력의 절대치, P_2는 인장력의 절대치로 한다. 또한, 이들 식은 부재 $\overline{aa}$의 단면이 일정한 경우에 적용할 수 있다.

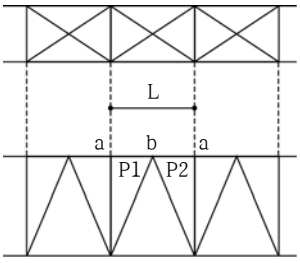


그림 4.8-3 축력이 다른 트러스 현재의 면외 유효좌굴길이

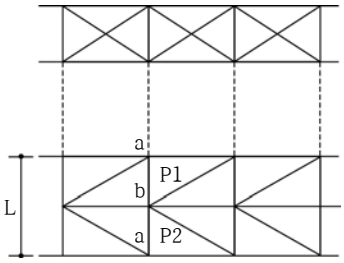


그림 4.8-4 축력이 다른 트러스 수직재의 면외 유효좌굴길이

4.8.2.2.3 직접하중을 받는 부재

절점 이외의 부위에 하중이 작용하는 경우 부재에 축력이외에 부가적인 휨모멘트가 발생하므로 이를 포함하여 조합응력으로 고려하여야 한다.

4.8.2.2.4 브레이싱

(1) 수평브레이싱(수평가새), 수직브레이싱(수직가새), 교문브레이싱(교문가새)은 주 트러스와 함께 교량이 입체적인 기능을 유지할 수 있도록 충분한 강성을 가져야 하고 그 배치가 적당해야 한다.

(2) 수평브레이싱(수평가새)이나 수직브레이싱(수직가새)에서 부재를 서로 교차시킬 경우에는 부재의 교점은 연결되어야 한다.

4.8.2.2.5 2차응력

(1) 트러스의 절점이 2차응력이 가능한 한 작게 되도록 설계하기 위하여 주 트러스 부재의 높이는 부재길이의 1/10보다 작도록 한다.

(2) 절점의 강접에 의한 2차응력이 무시할 수 없는 범위에 있는 경우에는 2차응력을 고려하여 부재의 응력 검토를 시행하여야 한다.

4.8.2.3 라멘구조

(1) 라멘구조의 설계 시 구조물 전체의 구조 안정성을 확보하기 위하여 골조에 작용하는 연직하중 및 변위에 의한 2차효과를 고려하여야 한다.

(2) 라멘구조에서 압축부재의 유효좌굴길이는 가새골조, 비가새 골조, 단부조건에 따라 구한다. 힌지단을 가지는 가새골조의 좌굴길이계수는 0.7~1.0이며, 힌지단을 가지는 비가새골조의 좌굴길이계수는 2.0 이상으로 한다. 또한, 고정단을 가지는 가새골조는 0.5~0.7을, 고정단을 가지는 비가새골조는 1.0~2.0을 좌굴길이계수로 사용한다.

(3) 비가새골조의 경우, 최소 좌굴길이계수는 1.0이며 일반적으로 좌굴길이계수는 1.0 이상이어야 한다.

(4) 라멘구조는 휨, 축방향력, 전단력의 조합에 대한 안전성을 고려하여 설계한다.

(5) 기초구조물의 회전 및 이동이 예상되는 경우에는 골조의 설계에 그 영향을 고려한다.

4.8.2.4 아치

(1) 아치부재는 축방향 압축력과 휨모멘트를 받는 부재로 설계해야 한다. 휨모멘트가 작은 경우에는 축방향 압축력을 받는 부재로 설계할 수 있다.

(2) 아치 부분의 부재축선은 골조선과 일치시키는 것을 원칙으로 한다.

4.8.2.5 접합부

4.8.2.5.1 트러스

(1) 일반

절점은 가급적 단순한 구조로 하여 각 부재의 연결이 용이하도록 하고, 검사 및 청소 등의 유지관리에 지장이 없도록 한다.

(2) 거세트플레이트

① 부재를 거세트플레이트로 연결하는 고력볼트의 배치는 부재의 축에 대칭으로 하며, 부재와 거세트플레이트와의 접촉면 전체에 이어지도록 한다.

② 트러스 절점에서 현재의 복부판에 거세트플레이트를 겹쳐 붙이는 구조로서 부재 양면에 거세트플레이트를 사용하는 경우, 거세트플레이트의 두께는 강재의 종류에 관계없이 식 (4.8-10)에 의하여 계산한 값을 사용한다.

$$t = 2.0\frac{P}{b} \qquad (4.8\text{-}10)$$

여기서, t : 거세트플레이트의 두께 (mm)

P: 거세트플레이트로 연결되는 단주 또는 복부판재에 작용하는 최대 부재력 (kN)

b : 거세트플레이트로 연결되는 단주 또는 복부판재의 거세트플레이트 면에 접하는 부분의 폭 (mm)

③ 거세트플레이트의 최소두께는 9 mm를 표준으로 한다.

4.8.2.5.2 라멘

우각부는 보와 기둥의 응력흐름을 원활하게 하고 국부적인 응력집중에 대해서 충분한 고려가 필요하다.

4.8.2.5.3 아치

아치의 케이블재 등에 의한 접합부는 응력집중 또는 2차응력 발생에 의해 결함이 발생하지 않도록 주의가 필요하다.

4.8.2.6 전체 골조구조에 대한 유의사항

4.8.2.6.1 좌굴

(1) 전체 길이에 비하여 그 간격이 매우 좁은 트러스에서는 전체 좌굴에 대하여 합리적인 방법에 의하여 조사한다.

(2) 라멘구조의 경우, 일반적으로 4.8.2.3에 따라 부재를 설계하면 전체좌굴 조사는 불필요하나, 특수한 형식을 쓰는 경우에는 별도로 엄밀한 계산을 하여 조사한다.

(3) 아치의 경우, 전체 구조의 배치와 형상, 부재 단면 선정에 있어서 아치 면내에 전체 좌굴이 생기지 않도록 한다.

4.8.2.6.2 변위

골조구조물의 수평 및 수직 변위는 사용목적에 따라 지장이 발생하지 않도록 해야 한다.

4.8.2.6.3 솟음

필요한 경우 고정하중에 대해 솟음을 두어 제작하도록 하여 완성 형상을 확보할 수 있도록 한다.

4.8.2.7 지점

각 골조구조의 설계하중이 하부구조로 원활히 전달될 수 있도록 지점부에 대해 세심한 설계가 필요하다.

4.8.3 박판 구조물

4.8.3.1 적용범위

4.8.3은 박판 평판요소로 구성된 구조물 설계에 적용한다.

4.8.3.2 평판요소의 설계

(1) 평판요소의 설계는 각 부재의 응력상태에 따라 해당되는 요구조건을 만족시키도록 한다.

(2) 특수한 평판요소의 구조해석은 합리적인 하중조건이나 지지조건하에서 실행한다.

4.8.3.3 유효폭

휨부재 또는 휨을 받는 박판구조물의 평판요소는 변형이나 전단지연 효과를 고려하여 유효폭을

산정하여야 한다. 플랜지의 한쪽 유효폭 λ는 휨모멘트 분포가 부재축에 따라 포물선 분포를 하는 경우는 식 (4.8-11)을 사용하고, 직선분포를 하는 경우는 식 (4.8-12)를 사용한다. 식 (4.8-11)과 식 (4.8-12)에서 l은 지간에 등분포하중이 재하되는 경우에 휨의 변곡점간 거리를 사용하는 것을 원칙으로 한다.

$$\begin{aligned} \lambda &= b && (b/l \le 0.05) \\ &= (1.1-2(b/l))b && (0.05 < b/l < 0.30) \\ &= 0.15l && (0.30 \le b/l) \end{aligned} \qquad (4.8\text{-}11)$$

$$\begin{aligned} \lambda &= b && (b/l \le 0.02) \\ &= (1.06-3.2(b/l)+4.5(b/l)^2)b && (0.02 < b/l < 0.30) \\ &= 0.15l && (0.30 \le b/l) \end{aligned} \qquad (4.8\text{-}12)$$

여기서, λ : 플랜지 또는 평판의 한쪽 유효폭 (mm)

b : 복판 또는 리브간격의 1/2 또는 단부에서 플랜지 돌출폭 (mm)

l : 등가 지간길이 (mm)

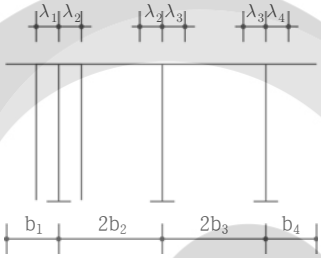


그림 4.8-5 플랜지의 유효폭

4.8.3.4 평판의 보강

4.8.3.4.1 면내력을 받는 평판의 보강

(1) 주로 축압축력을 받는 평판의 보강에 관해서는 압축부재 설계에 관한 규정을 따른다.

(2) 평판에 작용하는 면내력이 주로 휨과 전단인 경우에, 후좌굴강도를 어느 정도 기대할 수 있는 경우는 4.5의 복부판 설계 규정을 따른다.

4.8.3.4.2 면외력 또는 면외력과 면내력을 동시에 받는 평판의 보강

(1) 면외력을 받는 평판을 보강하는 경우에는 평판의 휨과 응력이 한계치를 넘지 않도록 보강재의 배치와 강도를 정하는 동시에, 보강재에 대해서도 안전성 조사를 실시하는 것을 원칙으로 한다.

(2) 면외력과 면내력을 동시에 받는 평판을 보강하는 경우에는 각각의 작용에 대해서 안전성을 확보하는 동시에, 이러한 2가지 작용이 동시에 작용된 경우에 대해서도 안전하도록 하는 것을 원칙으로 한다.

4.8.3.5 연결부

평판의 연결부 설계는 KDS 14 30 25를 따른다.

4.8.3.6 우각부

라멘구조의 우각부는 보와 기둥의 응력흐름을 원활하게 전달시키는 동시에 우각부 내의 국부적인 응력집중에 대해서 충분히 고려해야 한다.

4.8.3.7 집중하중에 대한 배려

(1) 박판구조물의 하중 집중점에는 수직보강재 또는 다이아프램을 설치하는 것을 원칙으로 한다. 가설과 같이 일시적인 받침부가 되는 부위에는 하중분포 길이를 증가시켜 집중하중을 분산시키도록 한다.

(2) 집중하중이 작용하는 위치의 수직보강재는 다음과 같이 국부좌굴을 고려한 단면에 대해 축방향 압축력을 받는 기둥으로 설계하는 것을 원칙으로 한다.

① 기둥으로서의 유효단면적은 보강재 단면 및 설치 위치에서 양쪽으로 각각 복부판 또는 다이아프램 두께의 12배까지로 한다. 다만, 전체 유효단면적은 보강재 단면적의 1.7배를 넘지 않는 것으로 한다.

② 강도 계산에 쓰이는 단면회전반경은 복부판 또는 다이아프램의 중심선에 대해서 구하며, 유효좌굴길이는 판형 높이의 1/2로 한다.

4.8.3.8 전체구조로서 주의 사항

(1) 부(-)반력이 가능한 한 생기지 않도록 지점조건을 결정한다.

(2) 개단면 판형에는 단면 형상의 유지, 강성 확보 및 횡하중을 받침으로 원활히 전달하기 위해 거더 사이에 가새, 가로보 등을 설치하는 것을 원칙으로 한다. 가새는 2차부재로서 설계하는 것이 원칙이지만, 주하중의 하중분배를 고려하는 경우나 입체 해석에 의해 설계하는 경우에는 1차부재로서 취급해도 좋다. 또한, 지점에서는 각 거더 사이에 수직재나 가로보 설치를 원칙으로 한다.

(3) 박스형 거더에는 중간 다이아프램의 설치를 원칙으로 한다.

(4) 구조물의 완성형상을 관리하기 위해 필요에 따라서 제작변형(솟음)을 부가할 필요가 있다.

4.8.4 관로 및 곡면구조물

4.8.4.1 관로구조물

4.8.4.1.1 적용범위

4.8.4.1은 관로구조물의 설계에 적용된다.

4.8.4.1.2 적용법규 및 기준

관로구조물은 종류에 따라 각각의 관련 기준을 준수하여 설계하여야 한다.

4.8.4.1.3 재료

관로구조물에 사용하는 재료는 법규 및 기준이 있는 경우에는 각각의 기준에 따라야 하며, 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.4.1.4 하중

관로구조물의 설계에 있어서 고려해야 할 하중의 종류와 조합은 법규 및 기준이 있는 경우에는 각각의 기준에 따라야 하며, 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.4.1.5 구조 일반

(1) 설계 원칙

관로구조물은 4.8.4.1.4에서 정하는 하중에 대해서 안전하고, 충분한 액밀성 및 기밀성을 가지며, 내구성이 우수하고 점검 및 보수가 용이한 구조로 설계하여야 한다.

(2) 최소 판두께

강재의 판두께는 제작, 운반, 현장시공, 부식, 마모 등을 고려하여 합리적으로 정해야 한다.

(3) 부식

강재의 판두께는 필요에 따라 부식에 대한 적절한 여유분을 고려하여 선정해야 한다.

4.8.4.1.6 안전성 검토

(1) 응력

관로구조물의 응력검토는 원주방향 응력, 축방향 응력, 전단응력 및 합성응력에 대하여 검토하여야 한다.

(2) 좌굴

좌굴에 대한 검토는 합리적인 계산식에 의해 수행한다.

(3) 지진

지진시에 대해서는 구조물의 종류, 제반 특성, 용도, 규모, 입지조건, 관련구조물 및 지반의 지진피해 경험 등을 고려하여 적합한 내진설계법을 적용하여 구조물의 안전성을 검토하여야 한다.

(4) 사용성

필요에 따라 변형, 처짐 등 사용성에 대한 검토를 수행한다.

4.8.4.2 수문

4.8.4.2.1 적용범위

4.8.4.2는 각종 수문의 설계에 적용한다.

4.8.4.2.2 적용법규 및 기준

수문의 설계는 하천설계기준, 하천공사 표준시방서 등 관련되는 법규와 기준을 준수하여야 한다.

4.8.4.2.3 재료

수문에 사용하는 재료는 법규와 기준이 있는 경우에는 그것에 따라야 하며, 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.4.2.4 하중

문체의 설계는 자중, 정수압, 니압, 파압, 부력, 개폐력, 빙압, 지진 시 동수압, 지진시 관성력, 풍하중, 설하중, 온도변화에 의한 영향, 유수에 의한 수압의 변화 및 이로 인한 진동에 따른 하중 증가를 고려해야 한다.

4.8.4.2.5 구조 일반

(1) 설계 원칙

예상되는 하중에 대해서 안전하고 충분한 수밀성이 있으며, 개폐가 용이하고 확실하여야 한다. 또한 내구성이 크고 사용에 있어서 유해한 진동이 없으며, 점검 및 보수가 용이한 구조로 설계하여야 한다.

(2) 구조해석

각 하중에 따라 수문에 발생하는 응력과 변위의 계산은 합리적인 방법으로 수행한다. 특히, 방사형 수문에 대해서는 각주의 좌굴강도를 검토하여야 한다.

(3) 주요 부재의 강성

문체의 각 부는 구조물의 형상을 일정한 수준 이상으로 유지할 수 있는 충분한 강성을 가져야 한다. 문체의 휨에 의한 변형은 허용치 이하로 해야 한다.

(4) 부식

문체에는 물과 접하는 부분 및 마모의 우려가 있는 부재에 대해서는 계산에 의한 판두께에 표 4.8-4의 값 이상을 더한 값을 적용한다. 단, 평상시 물에 접하지 않는 수문의 경우에는 한쪽 면에 대해서 표 4.8-4의 값에 0.5 mm를 감소시켜도 무방하다.

표 4.8-4 부식 여유분(단위 : mm)

장소	스킨플레이트		기타 주요부재
접수면 또는 마모면	한쪽면	양쪽면	양쪽면
평상시 담수중에서 사용	1(1)	2(1)	2
평상시 해수중에서 사용	1.5	3	2

주) ( ) 안은 마모에 대한 여유두께를 표시하였다. 마모의 우려가 있는 경우는 이 값을 가산한다.

(5) 최소 판두께

문체에 사용하는 주요 부재의 최소 판두께는 부식 여유분을 포함한 강판에서는 6 mm 이상, 형강에서는 5 mm 이상으로 해야 한다.

4.8.4.2.6 안전성 검토

수문에 생기는 응력의 검토는 4.8.4.2.5(2)의 규정에 의해 계산된 응력에 대한 안전성 검토를 수행한다. 지진하중을 고려할 때의 안전율은 평상시 안전율의 2/3로 감소된 값을 적용할 수 있다. 단, PS강재는 해당되지 않는다.

4.8.4.2.7 구조 설계

(1) 방사형 수문

① 형상 및 구조

방사형 수문은 사용 목적에 적합한 형상이어야 하며, 안전하고 확실하게 개폐되는 구조로 하고, 부분 개방 시에도 진동이 생기지 않도록 해야 한다.

② 가구

각 가구는 원칙적으로 트라니온부를 고정으로 하고, 각주 및 주형의 중립축을 연결한 라멘 구조로서 계산한다.

③ 각주 및 각주 사이의 연결트러스

각주의 수평면 내 좌굴에 대한 유효좌굴길이에 대해서는 트라니온핀 중심에서 주형의 중립축까지로 하고, 수직면내의 유효좌굴길이에 대해서는 트러스형식의 보강을 하는 경우는 연결트러스의 격점 간 거리로 한다. 각주 및 각주 사이의 연결트러스는 축력 이외에 자중 및 개폐시의 트라니온부의 마찰에 의한 휨모멘트, 개폐력에 의한 하중을 고려하여 부재단면을 결정해야 한다.

④ 각주 사이의 연결트러스의 접합부

트러스형식의 보강을 하는 경우, 각주 사이의 연결트러스의 접합부는 트러스 격점에 대한 강도를 유지할 수 있는 구조로 해야 한다.

⑤ 정착장치

정착장치는 문체의 받침부에서 전체 수압하중을 집중적으로 받는 주요 부분이므로, 이 하중을 안전하고 확실하게 콘크리트 내부로 넓게 분산시켜서 전달하는 구조로 하고 사용 목

적에 부합되는 형식의 것을 선정해야 한다.

(2) 미닫이식 수문

① 형상

미닫이식 수문은 사용 목적에 따라서 확실히 개폐되고, 저부 방류 때에도 가급적 진동이 적고, 하향력 또는 상향력이 적은 형상으로 해야 한다.

② 주형

주형은 각 보가 전체 수압을 합리적으로 분담할 수 있는 일정 수준 이상의 강도 및 강성이 있는 형상으로 해야 한다.

③ 보조보

보조보는 스킨플레이트의 지지 보강 및 주형의 연결 보강, 문체 전체의 강도 등을 고려하여 배치하고, 각각에 적합한 구조 형상으로 해야 한다.

④ 단부보

단부보는 수압으로 인한 하중을 안전하게 주 롤러에 전달할 수 있는 구조로 해야 한다.

⑤ 주 롤러

주 롤러는 모든 개방단계에 있어서 수압하중, 자중 및 풍하중 등을 안전하게 문의 접촉부에 전달할 수 있도록 그 크기, 개수, 장치의 위치 등을 정해야 한다. 또한, 하중을 받은 상태에서 원활히 회전되고, 유지관리가 용이해야 한다.

⑥ 문 접촉부

문 접촉부는 문체의 받침부에서 하중을 안전하게 지지구조물에 전달하는 구조로 하고 사용 목적에 따라 적절한 형상이어야 한다.

4.8.4.3 저장탱크

4.8.4.3.1 적용 범위

4.8.4.3은 저장탱크의 설계에 적용한다.

4.8.4.3.2 적용 법규 및 기준

저장탱크는 재해방지를 목적으로 제정된 구조상 또는 취급상 관련 법규와 기준을 준수하여 설계하여야 한다.

4.8.4.3.3 재료

저장탱크의 재료는 법규 또는 기준이 있는 경우는 그것에 따라야 하며, 없는 경우는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.4.3.4 하중

저장탱크의 설계에 있어서 고려해야 할 하중의 종류와 조합은 법규 또는 기준이 있는 경우에는 그것에 따라야 하며, 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.4.3.5 구조 일반

(1) 설계 원칙

저장탱크는 예상되는 하중에 대해서 안전하고, 충분한 액밀성 또는 기밀성을 갖추어야 한다. 또한, 내구성이 우수하며, 점검 및 보수가 용이한 구조로 설계한다.

(2) 저장 능력

저장 능력은 법규 또는 기준이 있는 경우에는 그것에 따라야 하며, 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

(3) 판두께의 최솟값 및 최댓값

저장탱크에 사용하는 강재는 사용 목적에 따라 적절한 최소 및 최대 판두께를 설정하여 적용하여야 한다.

(4) 부식

부식 및 마모에 대비한 여유분은 다음의 조항에 따라야 한다.

① 부식 또는 마모가 예상되는 부분에 대해서는 부식 여유분을 추가시켜야 한다.

② 사용하는 부분에 따라서 부식의 진행 상황이 다를 것으로 예상되는 경우에는 모든 부분에 동일한 부식 여유분을 적용하지 않아도 좋다.

4.8.4.3.6 안전성 검토

저장탱크에 생기는 응력은 합리적인 계산식을 사용하여 산출하고, 안전성을 검토해야 한다.

4.8.4.3.7 구조 설계

(1) 저장탱크의 애뉴라판 설계에 있어서는 기초의 형식과 앵커의 유무 등을 고려하여 매우 안전하도록 설계해야 한다.

(2) 내력을 갖춘 저장탱크의 측판과 지붕판의 접합부는 너클플레이트 또는 컴프렉션링 형식으로 한다.

(3) 지붕의 설계에 있어서는 지붕형식 종류의 특성을 고려해야 한다.

(4) 노즐 및 부속품 장치부는 일반적으로 운전 중외에도 지진, 강풍, 온도변화에 의한 변위에 대해서 안전한 구조로 한다.

(5) 지지방법, 지지부재의 배치 및 본체에 대한 설치방법은 최대부하를 고려하여 결정한다.

(6) 앵커 설계 시 온도변화에 의한 측판의 변위를 고려해야 한다.

(7) 저장탱크에 단열을 하는 경우 요구 단열성능을 만족시키는 동시에 작용하중에 대해 충분한 강도를 갖추어야 한다.

4.8.4.3.8 내진설계

내진설계에는 저장탱크 구조의 종류, 제반 특성, 중요도, 규모, 입지조건, 관련 구조물 및 지반의 지진피해 기록 등을 종합적으로 감안하여 적합한 내진설계 방법을 적용하여 수행하여야 한다.

4.8.4.3.9 기초 설계

기초의 설계에 있어서는 저장탱크의 규모, 형상, 용도, 구조 등의 특성을 고려하여 상부구조물의 설계개념에 부합하도록 하여야 하며, 설치 지점의 지반 및 환경조건에 적합하여야 한다.

4.8.5 철탑구조물

4.8.5.1 일반사항

4.8.5.1.1 적용범위

(1) 4.8.5에서는 조명탑・통신탑・송전탑・관람탑・광고탑 등의 철탑류, 강제 굴뚝류, 그 밖의 탑체 형상을 만드는 강구조물의 구조설계에 적용한다.

(2) 4.8.5에서 규정하는 이외의 사항에 대해서는 그 밖의 관련 기준 또는 지침에 따른다.

4.8.5.1.2 녹・부식에 대한 고려

구조물 각부의 단면은 녹·부식을 고려하여 설계한다.

4.8.5.2 재료 및 허용응력

4.8.5.2.1 구조재료의 품질·형상·치수 및 정수

(1) 구조재료의 품질, 형상, 치수, 정수는 강재에 대해서 본 기준을 따르고, 그 밖의 재료에 대해서는 관련 KS표준 및 지침에 따른다.

(2) 구조용 와이어로프는 아연도금된 것을 사용하며, 품질, 형상, 치수는 설계에서 가정된 조건을 만족해야 한다. 구조용 와이어로프의 탄성계수는 실험에 기초하여 정하는 것을 원칙으로 한다.

4.8.5.2.2 구조재료의 허용응력

(1) 구조재료의 허용응력은 4.3~4.7을 따르고, 그 밖의 재료에 대해서는 관련 기준 혹은 지침에 따른다.

(2) 철탑의 지지에 사용되는 지선(구조용 와이어로프) 및 정착부의 허용내하력은 절단 하중 및 정착강도의 1/3.5로 하고, 단기응력에 대한 할증은 하지 않는다.

(3) 강재굴뚝과 같이 지름-두께비가 큰 원통을 사용하는 경우에는 국부좌굴을 고려한 허용응력을 사용한다.

4.8.5.3 하중 및 응력 산정

4.8.5.3.1 설계하중

설계하중은 원칙적으로 KDS 14 30 05를 따르고, 세부사항은 관련 지침에 따른다.

4.8.5.3.2 바람의 동적효과

진동이 발생하기 쉬운 구조물에 대해서는 바람에 의한 동적효과를 고려한다.

4.8.5.3.3 지진하중

지진하중에 대한 안전성 확인이 필요한 특수한 철탑은 관련 지침에 따른다.

4.8.5.3.4 빙설하중

지선 또는 전선에 착빙, 착설이 발생하는 지역 및 탑체의 구조에 다량의 적설이 예상되는 지역에서는 이들의 영향을 고려한다.

4.8.5.3.5 온도 응력

온도변화에 따라 특히 큰 응력이 생기는 구조물에서는 그 영향을 고려한다.

4.8.5.3.6 응력 산정

응력의 산정은 원칙적으로 탄성설계를 따른다.

4.8.5.3.7 설계응력

(1) 구조물 각부의 응력 조합은 KDS 14 30 05를 따르고, 지선 또는 전선이 있는 철탑의 경우 다음의 (2)를 따른다.

(2) 지선 및 전선이 있는 구조물에 있어서는 평균온도 시 응력에 최저온도 시에 대한 지선 및 전선의 인장력에 대한 응력을 가산한다. 또한, 가섭선 및 지선에 착빙 또는 착설이 생기는 경우에는 이에 의해 풍하중을 받는 면적의 증대를 고려한다.

4.8.5.4 각부 구조의 설계

4.8.5.4.1 접합

(1) 접합은 KDS 14 30 25를 따른다.

(2) 철탑구조에서는 볼트 접합을 사용할 수 있다. 볼트 구멍의 직경은 볼트 직경보다 1.0 mm 큰 것을 최대로 한다.

4.8.5.4.2 보, 압축재, 인장재

보, 압축재 및 인장재의 설계는 4.2~4.5를 따른다.

4.8.5.4.3 폭두께비가 큰 원통의 압축휨 및 전단

폭두께비가 큰 원통의 휨 압축측 응력은 관련 지침에 따라 검토한다.

4.8.5.4.4 탑체의 단면 변형에 대한 고려

얇은 원통 혹은 다각형 평면을 갖는 트러스로 된 철탑 구조물에서는 그 횡단면 변형에 의한 지장이 생기지 않도록 한다.

4.8.5.4.5 변형

변형은 사용목적에 대하여 지장이 없도록 한다.

4.8.5.4.6 강재굴뚝 등의 개구부

강재굴뚝 원통에 개구부가 있는 경우에서는 원통 전체의 변형 형상의 변화를 고려하도록 하고, 개구에 따른 응력분포 변화와 우각부 응력집중을 고려하여 개구부 주위 단면을 할증하여 계산하며, 우각부에서는 적당한 곡률을 가지게 한다.

4.8.5.4.7 주각 및 정착부

(1) 주각부의 설계는 관련 지침에 따른다.

(2) 건물 위에 철탑을 설치하는 경우는 철탑으로부터의 하중을 건물에 안전하게 전달할 수 있도록 설계한다.

(3) 철탑의 주구조재를 직접 콘크리트 속에 매립하는 경우에는 철탑 하중을 안전하게 기초에 전달시키도록 한다.

(4) 강재굴뚝의 주구조체 정착부는 주구조체로부터의 하중을 안전하게 전달하도록 한다. 또한 앵커볼트를 주구조체의 외측만에 배치할 때에는 편심의 영향을 고려한다.

4.8.5.4.8 기초

(1) 기초설계는 원칙적으로 이 기준 또는 콘크리트구조설계기준을 따른다. 또한, 주구조재와 기초간의 부착설계 또한 콘크리트구조설계기준을 따른다.

(2) 기초부에 단기 인발력이 작용하는 경우, 직접기초에 있어서는 기초 자중 및 기초 상부 흙의 자중에 대하여 저항하도록 하고, 말뚝기초에 있어서는 말뚝에 의한 허용인발저항값을 가산한다. 인발력 이외의 모멘트를 동시에 받는 경우에는 허용인발저항값을 감소시킨다.

(3) 기초부에 단기 수평력이 작용하는 경우, 직접기초에 있어서는 기초부 저면의 마찰력이 저항하는 것으로 하고, 말뚝기초에 있어서는 말뚝의 수평저항에 의한 것으로 한다. 기초부 주변의 흙을 충분히 다짐한 경우에 한하여 측압에 따른 흙의 수평저항을 고려할 수 있다.

4.8.6 케이블 구조물

4.8.6.1 적용범위

4.8.6은 케이블을 기본 부재로 하는 구조물 및 케이블 부재와 케이블을 지지하거나, 또는 케이블에 의해 지지되는 구조 부재로 이루어진 구조물 등 케이블을 주요부재로 하는 구조물의 설계에 적용한다.

4.8.6.2 케이블부재

4.8.6.2.1 재료 종류

로프 강선의 종류 및 규격은 관련 KS를 따른다.

4.8.6.2.2 재료의 정수 및 강도

로프 및 평행강선 케이블의 탄성계수, 인장강도, 안전율은 관련 KS를 따른다.

4.8.6.2.3 곡선부

케이블 곡선부는 완만한 곡률의 유지를 위하여 안장, 활차 등을 배치하여 휨, 조임응력에 의한 강도저하 및 휨에 의한 2차응력을 경감시키는 것으로 한다.

4.8.6.2.4 정착부

(1) 중간 정착부

케이블의 중간 정착은 금속슬리브에 의한 압축정착 및 케이블밴드, 클램프에 의한 마찰정착을 사용하는 것을 원칙으로 하고, 조임응력에 의한 강도저하 등을 충분히 배려하여 정착력, 정착길이 등을 결정한다.

(2) 단부 정착부

케이블의 단부 정착은 압축정착, 아이압축정착, 소켓정착을 원칙으로 한다. 다만, 아이압축정착은 휨과 조임응력에 의한 강도저하 등을 피할 수 있는 대책을 마련한다.

4.8.6.2.5 방식과 방호

케이블의 설계에서는 방식 대책을 충분히 검토하여야 하며, 특히 주요 부재로 사용하는 케이블은 피복을 실시하는 것을 원칙으로 한다. 또한, 케이블 사용시에 손상을 받을 가능성이 있는 경우에는 특별한 방호책을 강구한다.

4.8.6.3 케이블지지 구조부재

4.8.6.3.1 일반

4.8.6.3은 케이블을 지지하거나, 또는 케이블에 의해 지지되는 구조부재에 관한 구조설계에 적용한다.

4.8.6.3.2 유효폭

케이블 장력에 의한 전단지연현상이 발생하는 지지구조물부재는 필요하면 적절한 유효폭을 설정한다. 전단지연현상으로 인한 부가모멘트를 고려한 유효폭의 설정은 관련구조물의 규정에 준하며, 규정이 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.6.3.3 유효좌굴길이

케이블과 탄성 지지상태에 있는 지지구조부재는 필요하면 적절한 유효좌굴길이를 설정한다. 유효좌굴길이의 설정은 관련구조물의 규정에 준하며, 규정이 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.6.3.4 정착구조

케이블 정착구조는 응력집중을 충분히 고려하여 지지구조부재의 각 부분에 원활하게 힘이 전달될 수 있는 구조로 하며, 필요하면 합리적인 보강을 실시한다. 또한, 케이블의 시공성 및 절곡에 의한 2차응력도 고려하여야 한다.

4.8.6.3.5 수평받침

지지구조부재의 수평받침은 소요 이동량에 대해 충분히 대처할 수 있도록 고려한다.

4.8.6.3.6 고정

케이블의 고정은 중력식을 원칙으로 하고, 고정판에 대해서는 고정블록 전체에 원활하게 힘이 전달되는 구조로 한다. 또한, 시공성은 물론 유지관리의 용이성 및 미관도 고려하여야 한다.

4.8.6.4 구조해석

4.8.6.4.1 해석방법

케이블구조물의 구조해석은 초기형상을 고려한 유한변위이론을 사용하여 정적 탄성해석을 실시하는 것을 원칙으로 하나, 필요하다고 인정되는 경우에는 동적해석을 실시한다. 또한, 사용하는 프로그램은 적정성이 충분히 검증된 것이라야 한다.

4.8.6.4.2 계산상의 가정

케이블구조물의 설계계산에서는 케이블부재 휨강성의 영향과 케이블의 신장에 의한 미소한 처짐의 영향은 무시한다. 또한, 지지구조부재에 대해서는 관련구조물의 기준 등이 정해진 경우에는 그것에 준하고, 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.8.6.5 구조설계

4.8.6.5.1 일반

4.8.6.5는 케이블구조물의 구조설계 중 케이블 구조형식의 특수한 항목에 대해서 규정하나, 기타 여러 가지의 규정은 해당하는 다른 시방서, 지침, 규격 등의 규정에 근거한다.

4.8.6.5.2 형상결정

케이블구조물은 완공 후에 케이블의 프리스트레스를 포함하여 설계된 장력상태이므로 구조계 전체가 설계한 형상이 되도록 사전에 형상을 결정한다.

4.8.6.5.3 프리스트레스

프리스트레스를 도입하는 경우에는 지지구조부재의 단면력을 저감하고 케이블 구조물의 구조특성에 대한 장점을 살릴 수 있도록 프리스트레스 도입량을 결정하며, 이를 각 부재 설계에 반영한다. 또한, 프리스트레스의 도입방법과 관리방법에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.

4.8.6.5.4 처짐과 부반력

케이블구조물의 처짐은 구조물의 형상을 고려하여 충분히 검토하고, 구조물의 사용성을 저하시키는 일이 없도록 한다. 또한, 부반력에 대해서도 충분히 검토하여 안전성을 확인하고, 필요에 따라 상쇄질량 및 합리적인 보강을 실시한다.

4.8.6.5.5 동적효과

케이블구조물의 설계에서 충격, 바람 및 지진 등에 의한 동적효과를 구조물 형상에 유의하여 충분히 검토하고, 필요한 경우 합리적인 조치를 강구한다.

4.8.6.5.6 온도변화

케이블부재, 지지구조부재의 각 부분에 온도변화의 영향을 충분히 고려하고, 가설 상황에 따라 합리적인 조치를 강구한다.

4.8.6.5.7 크리프와 릴랙세이션

케이블부재 설계 시 콘크리트 크리프와 강재 릴랙세이션의 영향을 고려하여 충분히 검토하고, 필요한 경우에 합리적인 조치를 강구한다.

4.8.6.5.8 지점이동

각 지점의 부등침하에 의한 지점이동의 영향을 고려할 필요가 있는 경우에는 설계에 고려하여 충분한 검토를 실시한다.

4.8.6.5.9 시공단계의 고려

케이블구조물에서는 필요에 따라서 시공중의 안전성을 조사하고 설계에 반영한다. 또, 가설공법의 특성, 기자재의 배치 등에 대해서도 유의하여야 한다.

4.8.6.5.10 제작 및 가설 오차

케이블구조물에서 제작 및 가설 오차의 영향을 필요에 따라서 설계에 고려한다. 또한, 시공시의 관리방법에 대해서도 유의한다.

4.8.7 말뚝 및 널말뚝 구조물

4.8.7.1 일반사항

4.8.7.1.1 적용범위

4.8.7은 강말뚝 및 강널말뚝의 설계에 적용한다.

4.8.7.1.2 사용재료 및 강도

강재의 강도는 표 4.8-5의 설계강도를 표준으로 한다.

표 4.8-5 말뚝 강재의 설계강도

구분	규격	기호	설계강도 (MPa)	
강 관 말 뚝	KS F 4602	SPS 400	240	
		SPS 490	320	
H형강 말뚝	KS F 4603	SHK 400	t≦16mm t >16mm	250 240
		SHK 400M	t≦16mm t >16mm	250 250
		SHK 490M	t≦16mm t >16mm	330 320
열 간 압 연 강 널 말 뚝	KS F 4604	SY 30	300	
		SY 40	400	
강관널말뚝	KS F 4605	SKY 400	240	
		SKY 490	320	

4.8.7.1.3 설계를 위한 지반정수

강말뚝 및 강널말뚝 구조물의 설계에 사용하는 지반의 모든 정수는 지반조사 및 토질시험의 결과를 종합적으로 판단하여 결정하여야 한다.

4.8.7.2 말뚝의 설계

4.8.7.2.1 설계 기본사항

말뚝머리부에 발생하는 축방향력은 말뚝의 허용지지력을 초과해서는 안 된다. 또한, 말뚝의 단면력과 변위는 허용범위 이내이어야 한다.

4.8.7.2.2 말뚝 제원의 가정

설계조건을 충분히 고려하여 말뚝의 재질, 지름, 길이, 개수, 배열, 말뚝머리의 고정조건 등 제원을 결정하여야 한다.

4.8.7.2.3 말뚝의 허용지지력

외말뚝의 허용연직압축지지력, 허용연직인발지지력, 부주면마찰력, 허용수평지지력 및 무리말뚝의 영향에 대하여 검토하여야 한다.

4.8.7.2.4 말뚝의 스프링정수

(1) 외말뚝의 축방향 스프링정수는 시험을 통해 하중-침하량 곡선으로부터 구하며, 기존의 시험에 기초한 결과를 이용하여 추정할 수도 있다.

(2) 외말뚝의 축직각방향 스프링정수는 수평방향 지반반력계수를 이용하여 탄성지반 위의 보이론을 기초로 산출하여야 한다.

4.8.7.2.5 말뚝머리 반력 및 변위의 계산

말뚝반력과 변위량은 확대기초를 강체로 보고 확대기초의 변위(연직, 수평 회전 변위)를 고려한 탄성해석법(변위법)으로 계산하는 것을 원칙으로 한다.

4.8.7.2.6 말뚝 본체의 설계

(1) 말뚝 단면력에 대한 검토

① 말뚝본체의 축력은 하중전이 특성을 고려하여 구하며, 축직각방향력 및 모멘트에 의한 단면력은 말뚝을 탄성지반 위의 보로 가정하여 구한다.

② 말뚝본체 각 부분은 축력, 휨모멘트 및 전단력에 대하여 안전하여야 한다. 또한, 전 길이가 땅속에 근입된 말뚝은 단주로 간주하여 설계한다.

③ 일반적인 환경에서 강관말뚝의 부식두께는 외측 2 mm로 한다.

(2) 이음

① 말뚝의 이음은 시공중 및 완공 후에 작용하는 하중에 대해 안전하여야 한다.

② 이음의 위치는 단면에 여유가 있고, 부식 등의 영향이 적은 곳으로 설정한다.

(3) 말뚝과 확대기초의 결합부

말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 고정으로 설계하고, 결합부에 생기는 모든 응력들에 대해서 안전하도록 설계하여야 한다.

(4) 시공 시의 검토

말뚝은 시공 시와 시공오차에 따른 응력(기성말뚝의 경우 운반 및 타설 과정에서 발생될 수 있는 응력)에 대하여 안전하여야 한다.

4.8.7.2.7 구조세칙

(1) 강말뚝은 KS F 4602 및 KS F 4603의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

(2) 강관말뚝의 현장이음은 원칙적으로 전둘레・전두께 아크용접으로 이음한다. H형강 말뚝의 경우는 말뚝 본체 상호의 맞대기용접 혹은 덧붙임판을 사용한 필렛용접 중 어느 것을 사용해도 좋다.

4.8.7.3 강널말뚝의 설계

4.8.7.3.1 적용범위

이 절은 자립식, 타이로드식, 버팀대식 강널말뚝의 설계에 적용한다.

4.8.7.3.2 설계의 기본

토압, 수압 등의 외력에 의해 발생하는 단면력은 강널말뚝의 강도 이하이어야 하며, 또한 허용범위의 변위를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

4.8.7.3.3 외력산정

(1) 토압

널말뚝에 작용하는 토압은 토질, 구조물의 종류, 지반-구조물 상호작용을 고려하여 산정한다.

(2) 잔류수압

잔류수압은 전면수위와 잔류수위에 따라서 산출한다.

4.8.7.3.4 자립식 널말뚝의 설계

(1) 가상 지표면

널말뚝벽 위치에 작용하는 주동토압과 잔류수압의 합이 수동토압과 같은 위치를 가상 지표면으로 한다.

(2) 단면력 산정

강널말뚝의 단면력은 4.8.7.3.3의 토압, 잔류수압 외에 필요한 하중을 고려하여 계산한다.

(3) 단면력에 대한 검토

모멘트에 의하여 말뚝에 발생하는 휨응력은 식 (4.8-13)을 만족하여야 한다.

$$F_a \geq \frac{M_a}{Z} \qquad (4.8\text{-}13)$$

여기서, F_a : 널말뚝의 허용휨응력 (MPa)

M_a : 설계휨모멘트 (N・mm)

Z : 단면계수 (mm^3)

(4) 근입장

근입장은 선단이 충분히 지중에 지지되는 길이로 한다.

(5) 변위량의 검토

변위량은 널말뚝 윗면에 대해서 구하며, 허용변위보다 작아야한다.

(6) 사면활동에 대한 검토

연약지반에 설치한 자립식 널말뚝에 대해서는 널말뚝 근입 선단깊이 이하의 사면활동면을 가정하여 사면활동에 대하여 검토한다.

4.8.7.3.5 타이로드식 널말뚝의 설계

(1) 타이로드 설치 위치의 결정

타이로드의 설치 위치는 시공 난이도, 공사비 등을 고려하여 결정한다.

(2) 근입장

널말뚝의 근입장은 주동토압 및 잔류수압에 의한 타이로드 설치점에 관한 모멘트와 수동토압에 의한 타이로드 설치점에 관한 모멘트의 비가 소요 안전율 이상이 되도록 정한다.

(3) 단면력 계산법

타이로드식 널말뚝에 작용하는 최대 휨모멘트는 타이로드 설치점 및 해저면을 지점으로 가정하고, 해저면 위의 토압과 잔류수압이 하중으로 작용하는 단순보로 가정하여 구한다.

(4) 휨모멘트에 대한 검토

타이로드식 널말뚝 본체의 휨모멘트는 식 (4.8-13)을 이용하여 검토한다.

(5) 사면활동에 대한 검토

연약지반에 설치한 타이로드식 널말뚝에 대해서는 널말뚝 하단 이하를 통과하는 사면활동에 대하여 검토하여야 한다.

(6) 타이로드의 설계

타이로드에 작용하는 장력은 다음 식에 의해 산정하며, 타이로드 인장강도와의 비율과 안전율을 이용하여 검토하여야 한다.

$$T = R_r \, l \sec\theta \qquad (4.8\text{-}14)$$

여기서, T : 타이로드의 장력 (N)
R_r : 타이로드의 설치점 반력 (N/mm)
l : 타이로드 설치 간격 (mm)
θ : 수평면에 대한 타이로드 경사각 (°)

(7) 띠장의 설계

① 띠장의 최대 휨모멘트는 다음 식과 같다.

$$M = T\frac{l}{10} \qquad (4.8\text{-}15)$$

여기서, M : 띠장의 최대 휨모멘트 (N·mm)
T : 식 (4.8-14)에 의한 타이로드 장력 (N)

② 띠장의 휨모멘트에 대한 검토

띠장의 휨모멘트는 식 (4.8-13)을 이용하여 검토한다.

(8) 버팀공의 설계

①버팀공의 구조형식에는 버팀판, 버팀널말뚝, 버팀직선말뚝, 버팀틀말뚝 등이 있으며, 여기서는 버팀판 및 버팀널말뚝의 설계에 한정한다.

②버팀공의 설치 위치는 강널말뚝의 주동붕괴면과 버팀공 수동붕괴면을 고려하여 결정한다.

③버팀판의 설계

가. 버팀판 앞면의 수동토압 및 타이로드 장력과 버팀판 뒷면의 주동토압의 비가 소요 안전율 이상이 되도록 설치 높이와 깊이를 정한다.

나. 단면력의 계산

일반적으로는 근사적으로 토압을 등분포 하중으로 간주하고, 수평방향으로는 연속판, 수직방향으로는 캔틸레버판으로 가정하여 다음의 식에 의해 최대 휨모멘트를 구한다.

$$\left.\begin{aligned} M_H &= \frac{Tl}{12} \\ M_V &= \frac{Th}{8l} \end{aligned}\right\} \qquad (4.8\text{-}16)$$

여기서, M_H: 수평방향 최대 휨모멘트 (N・mm)

M_V: 수직방향의 최대 휨모멘트 (N・mm)

h : 버팀판의 높이 (mm)

④버팀널말뚝의 설계

가. 타이로드 설치점 아래의 강널말뚝 길이를 긴 말뚝으로 간주할 수 있는 경우

강널말뚝과 해저면의 교차점을 통과하는 주동붕괴면과 타이로드 설치점으로부터 아래 l_{m1} / 3 (l_{m1}: 휨모멘트 제1영점)의 위치를 통과하는 수동붕괴면이 타이로드 설치점 밑에서 교차되지 않도록 설치한다.

나. 긴 말뚝으로 간주할 수 없는 경우

타이로드 설치점에서 아래 l_{m1} / 2 (l_{m1}: 긴 말뚝으로 볼 때의 제1영점 깊이)까지의 강널말뚝을 유효로 하여 버팀판의 설계와 동일하게 설계한다.

4.8.7.3.6 버팀대식 널말뚝의 설계

(1) 띠장과 버팀대 위치의 결정

①띠장의 수직간격은 식 (4.8-13)~식 (4.8-15)를 이용하여 결정하고, 널말뚝 윗면에서 1 m 이내에 제1단째의 띠장을 넣는 것을 원칙으로 한다.

②버팀대의 수평 및 수직간격은 모두 계산에 의해 결정한다.

③띠장의 이음 간격은 6 m 이상으로 한다.

(2) 가상 지지점 및 근입길이

①가상 지지점은 굴착 저면에서 균형 깊이까지의 중간 수동토압 합력의 작용점 위치로 한다. 단, 가상 지지점의 최대깊이는 굴착저면에서 5 mm로 한다.

② 근입길이는 균형깊이의 1.2배로 한다. 단, 근입길이의 최솟값은 3 mm, 최댓값은 굴착깊이의 1.8배로 한다.

(3) 단면력의 산정

버팀대식 널말뚝의 단면력 산정은 4.8.7.3.3(1)의 토압에 의한 것으로 하고, 버팀대 위치 및 가상 지지점으로 하는 단순보로서 검토한다.

(4) 휨모멘트에 대한 검토

버팀대식 널말뚝의 휨모멘트는 식 (4.8-13)을 이용하여 검토한다.

(5) 변위량의 계산

변위량은 최상단 버팀대 위치 및 최종굴착저면과 가상 지지점의 중간점을 탄성지지점으로 한 단순보로서 가정하여 계산하며, 최대변위 및 탄성지지점으로 인한 변위를 이용하여 구한 변위량은 허용범위 내에 들도록 설계한다.

(6) 보일링 및 히빙의 검토

지반의 토질 조건에 따라서 보일링 및 히빙의 검토를 실시하고, 근입길이를 결정하여야 한다.

(7) 띠장 및 버팀대의 설계 계산

① 띠장 및 버팀대에 작용하는 하중은 아래 방향 분단법을 이용하여 구한다.

② 띠장은 버팀대를 지점으로 한 단순보에 버팀대설치점 반력이 등분포하중으로 작용한다고 가정하고 설계한다.

③ 버팀대는 버팀대 위치반력이 등분포 하중으로 작용한다고 가정하고 설계한다.

4.8.8 해양 구조물

4.8.8.1 적용범위

4.8.8은 해양구조물중 플랫폼구조물 및 기초구조의 설계와 시공에 대해 적용한다. 설계 이전에 구조물의 목적, 용도, 사용조건, 환경조건에 기초하여 설계조건을 정하고 구조형식을 선정하는 등 기본계획을 이해하여 경제적인 설계를 하여야 한다.

4.8.8.2 구조계획

4.8.8.2.1 사용조건

해양구조물의 용도, 목적에 따라 소요의 기능이 발휘되도록 배려하고, 필요에 따라서 사용조건을 정해야 한다. 구조물의 사용성 확보를 위하여 구조물의 변위 및 진동에 대한 안전대책을 고려하여 설계하여야 한다.

4.8.8.2.2 환경조건

해양구조물의 설계에는 구조물에 영향을 미치는 모든 환경조건을 고려하여야 한다. 환경조건에는 바람, 파도, 조류, 조수위, 얼음, 온도, 구조물에 부착되는 해양생물, 적설, 세굴, 지진 등이 있다.

4.8.8.2.3 현장조사

현장의 지질조건이나 해저지형 등을 파악하기 위해서는 원칙적으로 현장조사를 실시하여야 한다. 현장조사의 범위 및 내용은 구조물의 형식, 크기, 중요도 또는 현장토질의 균질성, 해저면의 상황 등에 따라 달라진다.

4.8.8.2.4 구조계획상의 주의사항

해양구조물의 세부계획에 영향을 미칠 수 있는 모든 작업상의 요구사항과 환경적 자료를 포함하여, 경제성과 안전성을 고려하여 다음 사항들에 대하여 계획하여야 한다.

(1) 위치선정, 방위 및 수심

(2) 플랫폼 갑판 입면

(3) 가공·제작 및 현장까지의 예인과 설치법

(4) 장비 및 부속구조물의 배치계획

(5) 접근입구, 탈출경로 및 방재에 대한 계획

(6) 현지공사와 공사 중의 안정

(7) 설치 후의 안정 및 세굴

(8) 보수·점검의 방법

4.8.8.3 하중

4.8.8.3.1 하중의 분류

(1) 고정하중

고정하중은 대기 중의 플랫폼 및 이에 반영구적으로 설치되는 장비와, 부속구조물의 자중 및 수면아래 구조물에 작용하는 정수압을 포함한다.

(2) 활하중

활하중은 플랫폼의 사용기간 동안 용도변화에 따른 하중변화를 포함하며 생산장비 자중・저장품・기기 등의 중량, 선박의 접안 및 계류에 의한 하중, 크레인에 의한 하역작업에 따르는 하중 등을 포함한다.

(3) 환경하중

바람, 파도, 조류, 얼음, 눈, 지진 등의 환경조건에 따라 생기는 하중이다. 또한, 파도와 조수에 의한 수심의 변화로 인한 정수압과 부재력의 변동도 포함된다.

(4) 시공하중

시공중 조립, 하중의 제거, 이동 및 설치로 인하여 생기는 하중을 고려한다.

(5) 동적하중

반복적인 하중이나 충격의 반작용으로 인하여 플랫폼에 가해지는 하중으로서 파도, 바람, 지진 등의 환경하중과 플랫폼에 장치된 기계류에 의하여 발생할 수 있다. 또한 선박의 정박이나 해상작업으로 인해 발생할 수 있다.

4.8.8.3.2 환경하중의 산정

(1) 파도하중

파도하중은 구조물의 종류, 형상, 구조물이 건설되는 해역의 지형 등에 따라서 다르며, 이에 따라 합리적인 하중을 선정하여야 한다. 해양에 건설되는 부재에 작용하는 파도에 의한 항력과 관성력은 식 (4.8-17)과 같이 산정할 수 있다.

$$F = C_d \frac{w}{2g} A\ u\ |u| + C_m \frac{w}{g} V \frac{\partial u}{\partial t} \qquad (4.8\text{-}17)$$

여기서, F : 부재에 작용하는 단위길이당의 파력
w : 해수 단위중량 (=10.06kN/m^3)
g : 중력가속도
C_d : 항력계수 (원형부재의 경우 0.6~1.0)
u : 파도에 의한 물입자 속도
C_m : 관성력계수(원형부재의 경우 1.5~2.0)
$\frac{\partial u}{\partial t}$:파도에 의한 물입자 가속도
A : 부재의 단위길이당의 유수 방향의 투영 면적
V : 부재의 단위길이당의 체적

(2) 풍하중

풍하중은 식 (4.8-18)에 의해 산정한다.

$$F = C_s \frac{w}{2g} A\ V^2 \qquad (4.8\text{-}18)$$

여기서, F : 바람에 의해 구조물에 작용하는 단위길이당의 힘
C_s : 형상계수
V : 설계풍속
A : 풍하중의 작용 방향에 직각인 면에 대한 구조물 또는 부재의 단위길이당 투영면적

(3) 조류에 의한 하중

조류에 의해 해양구조물에 작용하는 하중은 식 (4.8-17)에서 C_d 대신 수정된 항력계수 C'_d를 사용하고, 파도에 의한 물입자의 속도가 0($\partial u/\partial t$=0)이라 간주하여 구한다.

(4) 빙하중

얼음이 구조물의 강관부재에 충돌할 경우에 얼음이 구조물에 미치는 하중은 식 (4.8-19)를 이용하여 산정한다.

$$F = C\ f_c\ D\ h \qquad (4.8\text{-}19)$$

여기서, F : 빙력
f_c : 얼음의 1축 압축강도
D : 부재의 바깥지름
C : 빙압계수 (0.3~0.7)
h : 얼음의 두께

(5) 지진하중

① 일반

해양구조물은 구조물의 사용기간 동안 치명적인 구조적 손상을 입지 않도록 안전한 강도와 강성을 지니고, 구조적 손상이 발생하더라도 지진에 의해 붕괴되는 것을 방지할 수 있는 충분한 내진성능을 가지도록 설계한다.

② 내진해석

내진설계 시에는 동적해석을 원칙으로 하며, 응답스펙트럼법 또는 시각이력해석법을 사용한다. 일반적으로 구조물의 해석모델은 지반운동의 구조물과 구조물주변 유체의 부가질량을 고려하여 3차원으로 한다. 2차원 모델로 하는 경우에는 비틀림응답의 영향을 고려하여야 한다.

③ 설계스펙트럼

응답스펙트럼법에 의해 구조물의 지진응답을 구하는 경우 가설지점의 지반에 적합한 응답스펙트럼을 사용하여야 한다.

④ 시간이력해석법에 사용되는 입력지진

시간이력해석법에 사용되는 입력지진은 가설지점의 과거 지진기록, 지반조건과 유사한 지점의 지진기록, 또는 그것들을 수정한 것에 의하는 것으로 한다.

4.8.8.4 구조용 강재의 설계

4.8.8.4.1 일반

해양구조물에 사용하는 강재에 대하여는 허용응력 설계법을 적용한다. 측면 및 연직방향으로 설계환경하중을 받는 경우 허용응력의 1/3을 증가시킬 수 있다.

4.8.8.4.2 강관부재의 허용응력

(1) 축방향력을 받는 강관부재

① 축방향력이 인장인 경우

축방향력이 인장인 경우, 허용인장응력 F_t 는 다음 식으로부터 구한다.

$$F_t = 0.6\ F_y \tag{4.8-20}$$

여기서, F_y = 항복강도 (MPa)

② 축방향력이 압축인 경우

축방향력이 압축이고, 강관의 바깥쪽 지름D와 강관의 두께t의 비(D/t)가 60 이하인 경우 허용압축응력F_c는 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)으로 구한다. D/t가 60보다 큰 경우에는 국부좌굴에 대한 고려가 필요하므로 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)에서 F_y 대신에 탄성 국부좌굴응력 F_{xe} 혹은 비탄성 국부좌굴응력 F_{xc} 중에서 작은 값을 대입하여, C_c와 F_c를 계산한다.

가. 탄성 국부좌굴응력, F_{xe}

$$F_{xe} = \frac{2\ C E t}{D} \tag{4.8-21}$$

여기서, C : 위험 탄성좌굴계수
E : 탄성계수

나. 비탄성 국부좌굴응력, F_{xc}

$$\left.\begin{aligned} F_{xc} &= [1.64 - 0.23(D/t)^{1/4}]F_y \le F_{xe} \\ F_{xc} &= F_y \quad ; \ \frac{D}{t} \le 60\text{인 경우} \end{aligned}\right\} \tag{4.8-22}$$

(2) 휨모멘트를 받는 강관부재

휨모멘트를 받는 강관부재의 허용휨응력 F_b는 다음 식으로부터 구한다.

$$F_b = 0.75F_y\ ; \quad \frac{D}{t} \le \frac{105{,}460}{F_y}\text{인 경우} \tag{4.8-23}$$

$$F_b = \left[0.84 - 1.74\frac{F_y D}{E\ t}\right]\ F_y\ ;$$

$$\frac{105{,}460}{F_y} < \frac{D}{t} \le \frac{210{,}920}{F_y}\text{인 경우} \tag{4.8-24}$$

$$F_b = \left[0.72 - 0.58\frac{F_y D}{E\ t}\right]\ F_y\ ;$$

$$\frac{210{,}920}{F_y} < \frac{D}{t} \le 300\text{인 경우} \tag{4.8-25}$$

(3) 전단을 받는 강관부재

① 전단

원통형 강관의 최대전단응력 f_v는 다음과 같이 계산된다.

$$f_v = \frac{V}{0.5\ A} \quad (4.8\text{-}26)$$

여기서, f_v : 최대전단응력
V : 횡방향 전단응력
A : 단면적

허용전단응력 F_v는 다음과 같다.

$$F_v = 0.4\ F_y \quad (4.8\text{-}27)$$

② 비틈전단

원통형 강관의 최대비틈전단응력 f_{vt}는 다음과 같이 계산된다.

$$f_{vt} = \frac{M_t\ (D/2)}{I_p} \quad (4.8.28)$$

여기서, f_{vt} : 최대비틈전단응력
M_t : 비틈모멘트
I_p : 극관성모멘트

허용비틈전단응력 F_{vt}는 다음과 같다.

$$F_{vt} = 0.4\ F_y \quad (4.8\text{-}29)$$

(4) 정수압을 받는 강관부재

정수압을 받는 모든 강관부재의 후프응력 f_h는 안전율을 고려한 임계 후프좌굴응력F_{hc}를 넘지 않도록 해야 한다.

$$f_h \leq F_{hc}/(SF)_h \quad (4.8\text{-}30)$$

$$f_h = pD/2t \quad (4.8.31)$$

여기서, f_h : 정수압에 의한 후프응력
p : 정수압
$(SF)_h$: 수압으로 인한 파괴에 대한 안전계수

(5) 축방향력과 휨모멘트를 받는 강관부재

① 축방향력이 압축인 경우

가. 강관부재 : 부재 길이방향으로 모든 점에서 4.6.2의 규정에 준하여 검토되어야 한다.

나. 강관말뚝 : 점토질 지반아래의 말뚝에 대해서는 좌굴에 대해 검토하여야 한다. 또한, 횡방향 및 축방향하중을 받는 경우 2차효과를 고려하여야 한다.

② 축방향력이 인장인 경우

축방향인장력 및 휨모멘트를 받는 강관부재는 부재길이방향으로 모든 점에서 4.6.3의 규정에 준하여 검토되어야 한다.

(6) 축방향력 및 정수압을 받는 강관부재

① 축방향력이 인장인 경우

축방향인장 및 후프압축에 의한 응력이 동시에 발생한다면, 다음의 상관식을 만족하여야 한다.

$$A^2 + B^2 + 2\nu|A|B \leqq 1.0 \qquad (4.8\text{-}32)$$

여기서, $A = \dfrac{f_a + f_b - 0.5f_h}{F_y} \cdot (SF)_x$

$B = f_h \cdot (SF)_h \ / \ F_{hc}$

ν : 포아송비 (= 0.3)

F_y : 항복강도

f_a : 작용하는 축방향응력의 절댓값

f_b : 작용하는 휨응력의 절댓값

f_h : 작용하는 후프압축응력의 절댓값

F_{hc} : 임계후프응력

$(SF)_x$: 축방향 인장에 대한 안전계수

$(SF)_h$: 후프압축에 대한 안전계수

② 축방향력이 압축인 경우

축방향압축 및 후프압축에 의한 응력이 동시에 발생한다면, 다음의 상관식을 만족하여야 한다.

$$\frac{f_a + 0.5f_h}{F_{xc}} \cdot (SF)_x + \frac{f_b}{F_y} \cdot (SF)_b \leqq 1.0 \qquad (4.8\text{-}33)$$

$$\frac{f_h}{F_{hc}} \cdot (SF)_h \leqq 1.0 \qquad (4.8\text{-}34)$$

여기서, $(SF)_b$: 휨에 대한 안전계수

4.8.8.5 접합부의 설계

4.8.8.5.1 축방향력을 받는 부재의 접합

강관의 단순접합부는 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{F_{yb}\ (\gamma\tau\sin\theta)}{F_{yc}(11+1.5/\beta)} \leqq 1.0 \qquad (4.8\text{-}35)$$

여기서, F_{yb} : 지관부재의 항복강도

F_{yc} : 주관부재의 항복강도로 F_y와 $0.67F_u$ 중 작은 값

θ : 주관에 대한 지관의 경사각

$$\gamma = \frac{D}{2T}$$

$$\tau = \frac{t}{T}$$

$$\beta = \frac{d}{D}$$

D : 주관의 외경

d : 지관의 외경

T : 주관의 관 두께

t : 지관의 관 두께

4.8.8.5.2 구속조건 및 수축

구조상세는 연성 거동에 대한 구속을 최소화하고, 과도한 용접의 집중을 피하며, 용접위치의 용이한 접근이 보장되어야 한다. 또한, 격점부는 용접부의 냉각에 의한 응력집중이 최소화되도록 설계되어야 한다.

4.8.8.5.3 강관 접합부

(1) 단순격점부

① 단순격점부는 하중형태에 따라 K, T, Y, 또는 크로스 격점으로 분류되며, 직경이 비슷한 K, X 격점부에서의 편심모멘트에 대해서는 유의하여 설계하여야 한다.

② 격점부에서는 지관의 펀칭전단 및 공칭내력에 대하여 안전하게 설계하여야 한다.

③ 단순격점부에서 지관사이의 최소거리는 50 mm를 확보하여야 하며, 주관 혹은 지관의 두께가 증가하는 경우에는 그림 4.8-6을 따라야 한다.

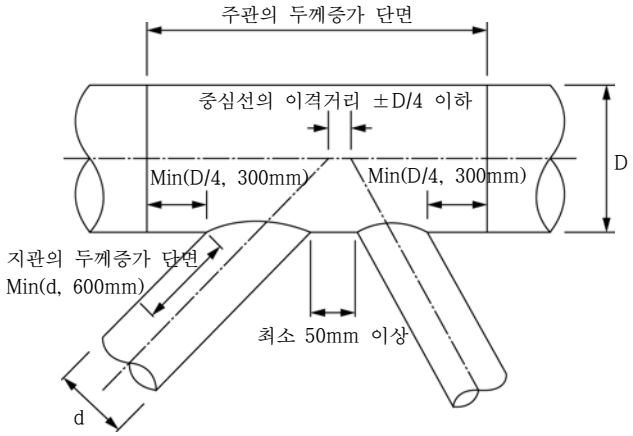


그림 4.8-6 단순격점부의 상세

(2) 중첩되는 격점부

지관모멘트가 작고 축방향 하중의 일부가 하나의 지관에서 다른 지관으로 공통된 용접부를 통하여 직접적으로 전달되는 경우, 주관에 직각방향으로의 허용축방향 하중성분을 고려한다. 어떠한 경우에도 지관두께가 주관두께를 초과해서는 안 된다.

(3) 복합된 접합부

인접한 평면의 지관이 중첩된 접합부와 겹치면, 다음의 사항들이 고려되어야 한다.

① 어느 위치에서든 1차지관이 2차지관보다 두꺼운 경우 2차지관은 상기 (2)의 중첩되는 지관들처럼 설계되어야 한다.

② 접합부에서 단면이 커지는 경우에는 상기 (1)의 단순격점부를 따라 설계한다.

③ 구형 접합부가 사용될 경우 상기 (1)의 펀칭전단에 근거를 두어 설계한다.

④ 접합부에 장애물이 될 수 있는 2차지관은 이격시켜야 하며, 편심에 의한 모멘트가 발생될 경우에는 설계에서 고려하여야 한다.

(4) 주관을 통한 하중 전달

크로스 격점부, 헌치레그 격점부, 주관을 가로질러 하중을 전달하는 격점부 등은 일반적인 붕괴에 저항하도록 설계되어야 한다.

(5) 다른 복잡한 격점부

상기 (1)~(4)에서 다루지 않은 복잡한 격점부는 적당한 실험, 시공경험 및 상세한 구조해석을 근거로 설계하여야 한다.

4.8.8.6 피로

강구조로 이루어진 해양구조물에 대해서는 피로설계를 수행하는 것을 원칙으로 하며, 피로해석 및 설계는 KDS 14 30 20 또는 관련 설계기준을 준용한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목	배두병	국민대학교	교수
	토목	심창수	중앙대학교	교수
	건축	이경구	단국대학교	교수
	토목	오창국	국민대학교	교수
	건축	엄태성	단국대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목	박영석	명지대학교
	건축	김상섭	한국기술교육대학교
	건축	이명재	중앙대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	토목	조재병	경기대학교
	토목	최동호	한양대학교
	토목	신동구	명지대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	이은택	중앙대학교
	건축	이철호	서울대학교
	건축	김주우	세명대학교
	건축	양재근	인하대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	토목	성택룡	포스코
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	백인열	가천대학교
		박동욱	서울시
		이은택	중앙대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

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

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 30 10 : 2016

강구조 부재 설계기준(허용응력설계기준)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길 21
☎ 02-400-7101 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 30 20 : 2016

강구조 피로 및 파단 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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
허용응력설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조구조물, 관로구조물, 철탑구조물 등의 일반 강구조물의 설계와 건축물의 구조설계에 활용할 수 있는 표준적인 설계기준과 설계방법을 제시	제정 (2003.12)
KDS 14 30 20 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계" 전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 피로 ····· 1
4.2 인성요구조건 ····· 7

강구조 피로 및 파단 설계기준(허용응력설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준의 규정은 강구조 구조물, 부재, 접합부의 피로 및 파단에 대한 안전성 검토에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 30 05의 3에 따른다.

4. 설계

4.1 피로

4.1.1 일반사항

피로는 하중유발피로와 변형유발피로로 분류된다.

4.1.2 하중 유발 피로

4.1.2.1 적용

강구조물 구조상세에 대한 피로설계 시 고려해야 할 응력은 활하중에 의해 발생된 응력 범위이다. 잔류응력은 피로설계 시 고려하지 않는다. 이 규정은 순인장응력을 받는 상세에만 적용된다. 하중계수를 적용하지 않은 고정하중이 압축응력을 발생시키는 부분의 경우, 이 압축응력이 피로한계상태조합에 따른 최대 활하중 인장응력의 2배보다 작은 경우에만 피로 문제를 고려한다.

4.1.2.2 허용피로응력 범위

반복응력을 받는 부재와 이음부의 설계 시 각 구조상세에 발생하는 응력범위는 표 4.1-1에 규정된 허용피로응력 범위를 초과하지 않아야 한다.

표 4.1-1 허용피로응력 범위

상세범주[1]	허용응력 범위 f_{sr} (MPa) [2]			
	10만회	50만회	200만회	200만회 이상
A	442	260	168	168
B	344	203	126	112
B'	274	161	101	84
C	250	147	91	70 (84)[3]
D	196	112	70	49
E	154	91	56	31
E'	112	64	40	18

주 1) 표 4.1-2 참조
2) 응력범위는 최대응력과 최소응력과의 대수차를 의미한다.
3) 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우, 84 MPa 적용

4.1.2.3 상세범주

부재와 이음부의 상세는 표 4.1-2에 요약되어 있는 각 상세범주의 요구조건을 만족하도록 설계해야 한다.

표 4.1-2 응력의 종류 및 범주

조건	개요	응력 종류	상세 범주[1]	적용 예[2]
단순부재	압연면 또는 매끈한 표면을 갖는 모재	인장 또는 교번[3]	A	1, 2
조립부재	응력방향과 평행하게 연속완전용입 그루브용접(뒷댐판 제거) 또는 연속필릿용접으로 접합된 부착물이 없는 부재의 모재와 용접금속	인장 또는 교번	B	3, 4, 5, 7
	응력방향과 평행하게 연속완전용입 그루브용접(뒷댐판 미제거) 또는 연속부분용입 그루브용접으로 접합된 부착물이 없는 부재의 모재와 용접금속	인장 또는 교번	B'	3, 4, 5, 7
	거더의 복부판이나 플랜지에 설치된 수직보강재 용접 끝에서 계산한 휨응력	인장 또는 교번	C	6
	끝부분의 돌림용접 여부에 관계없이 덮개판 폭이 플랜지보다 좁은 경우, 또는 끝부분을 돌림용접한 덮개판 폭이 플랜지보다 넓은 경우의 덮개판 끝에서의 모재 (a) 플랜지두께 ≤ 20 mm (b) 플랜지두께 > 20 mm	인장 또는 교번	E E'	7 7
	끝부분이 용접처리 되지 않은 덮개판 폭이 플랜지보다 넓은 부분용접된 덮개판 끝에서의 모재	인장 또는 교번	E'	7

조 건	개 요	응력 종류	상세 범주[1]	적용 예[2]
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 용접부 경사가 1:2.5 이하인 변화부가 있는 완전용입 그루브용접된 이음부나 그 인접부의 모재 또는 용접부(용접 덧살을 제거하지 않고 용접부의 건전성을 비파괴검사를 통하여 검사한 경우)	인장 또는 교번	C	8, 10, 11, 12
종방향으로 응력을 받는 그루브용접 부착물	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
	응력방향으로의 이음부 길이 L이 판두께의 12배 이상이거나 100 mm 이상인 경우 완전 또는 부분용입 그루브용접된 부착물에 인접한 모재 (a) 연결 부재의 두께 < 25 mm (b) 연결 부재의 두께 ≥ 25 mm	인장 또는 교번	 E E’	 15 15
	이음부 길이에 관계없이 변화부 반경 R을 가지며, 완전 또는 부분용입 그루브용접된 부착물에 인접한 모재 -용접 끝을 매끈하게 연마한 경우 (a) 변화부 반경 ≥ 600 mm (b) 600 mm > 변화부 반경 ≥ 150 mm (c) 150 mm > 변화부 반경 ≥ 50 mm (d) 50 mm > 변화부 반경 ≥ 0 mm -용접 끝을 매끈하게 연마하지 않은 모든 변화부 반경에 대하여	인장 또는 교번	 B C D E E	 16 16

강구조 피로 및 파단 설계기준(허용응력설계기준)

조 건	개 요	응력 종류	상세 범주[1]	적용 예[2]
횡방향으로 응력을 받는 그루브용접 부착물[4]	이음부 길이와 무관하고 비파괴검사를 실시하여 응력의 수직방향의 용접 건전성이 확인되고 변화부 반경이 R인 완전용입 그루브용접 된 부착물	인장 또는 교번		
	-동일한 판두께이고 용접덧살이 없는 경우			
	(a) 변화부 반경 ≥ 600 mm		B	16
	(b) 600 mm > 변화부 반경 ≥ 150 mm		C	
	(c) 150 mm > 변화부 반경 ≥ 50 mm		D	
	(d) 50 mm > 변화부 반경 ≥ 0 mm		E	
	-동일한 판두께이고 용접덧살이 있는 경우			
	(a) 변화부 반경 ≥ 150 mm		C	16
	(b) 150 mm > 변화부 반경 ≥ 50 mm		D	
	(c) 50 mm > 변화부 반경 ≥ 0 mm		E	
	-다른 판두께이고 용접덧살이 없는 경우			16
	(a) 변화부 반경 ≥ 50 mm		D	
	(b) 50 mm > 변화부 반경 ≥ 0 mm		E	
	-다른 판두께이고 용접덧살이 제거되지 않은 경우 모든 변화부 반경에 대하여		E	16
필릿용접 연결	횡방향으로 하중을 받고 응력방향에 수직으로 필릿용접된 연결부재의 모재	인장 또는 교번		
	(a) 연결부재의 두께 ≤ 12.5 mm		C [5]	14
	(b) 연결부재의 두께 > 12.5 mm			
	-부분적으로 끊어진 필릿용접부의 모재		E	
종방향으로 응력을 받는 필릿용접 부착물[6]	-응력방향으로 용접길이 L이 50 mm 이하로 필릿용접 된 부착물과 스터드 형태의 전단연결재에 인접한 모재	인장 또는 교번	C	15, 17, 18, 19, 20
	-응력방향으로의 용접길이 L이 50 mm 이상 판두께의 12배(다만, 100 mm 이하) 이하인 경우 필릿용접부에 인접한 모재		D	15, 17
	-응력방향으로의 길이 L이 판두께의 12배 이상, 또는 100 mm 이상인 경우 필릿용접부에 인접한 모재			
	(a) 연결부재의 두께 < 25 mm		E	7, 9, 15,17
	(b) 연결부재의 두께 ≥ 25 mm		E'	7, 9, 15
	연결부의 길이에 관계없이 반경 R의 변화부를 갖는 필릿용접부에 인접한 모재			
	-용접부 끝을 매끈하게 연마한 경우			
	(a) 변화부 반경 ≥ 50 mm		D	16
	(b) 50 mm > 변화부 반경 ≥ 0 mm		E	
	-용접부 끝을 연마하지 않은 모든 변화부 반경에 대하여		E	16

조 건	개 요	응력 종류	상세 범주[1]	적용 예[2]
주응력방향으로 용접된 횡방향응력을 받는 필릿용접 부착물	연결부의 길이에 관계없이 변화부 반경 R을 갖는 필릿용접(범주 F로 필릿용접 목에 작용하는 전단응력)으로 연결된 부재의 모재	인장 또는 교번		16
	-용접부 끝을 매끈하게 연마한 경우		D	
	(a) 변화부 반경≥50 mm		E	
	(b) 50 mm > 변화부 반경 ≥ 0 mm			
	-용접부 끝을 연마하지 않은 모든 변화부 반경에 대하여		E	16
볼트 및 리벳 연결	-연결재에 면외휨을 일으키는 축방향 응력을 받는 연결부를 제외한, 고장력볼트 마찰이음 전단면에서의 모재	인장 또는 교번	B	21
	-고장력 볼트 지압이음의 순단면에서의 모재	인장 또는 교번	B	21
	-리벳연결부의 순단면에서의 모재	인장 또는 교번	D	21

주 1) 표 4.1-1 참조
2) 그림 4.1-2 참조
3) 인장응력범위와 인장과 압축이 동시에 발생하는 응력범위를 나타낸다.
4) 응력방향이 용접종축과 수직한 경우에는 부분용입그루브용접을 피해야 한다.
5) 횡방향 응력을 받는 필릿용접 목두께에 대한 허용피로응력범위는 유효목두께 (mm)와 판두께 (mm)의 함수이다.(Frank and Fisher, ASCE Vol. 105, NO. ST9, Sept, 1979 참조)

$$f_r = f_r^c \left(\frac{0.094 + 1.23\, H/t_p}{t_p^{1/6}} \right)$$

여기서, f_r^c는 표 4.1-1에 나타낸 범주 C에 대한 허용응력 범위와 같다. 이것은 용접루트에서 관통되지 않는 것으로 가정한 경우이다.

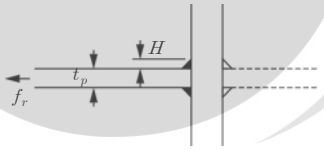
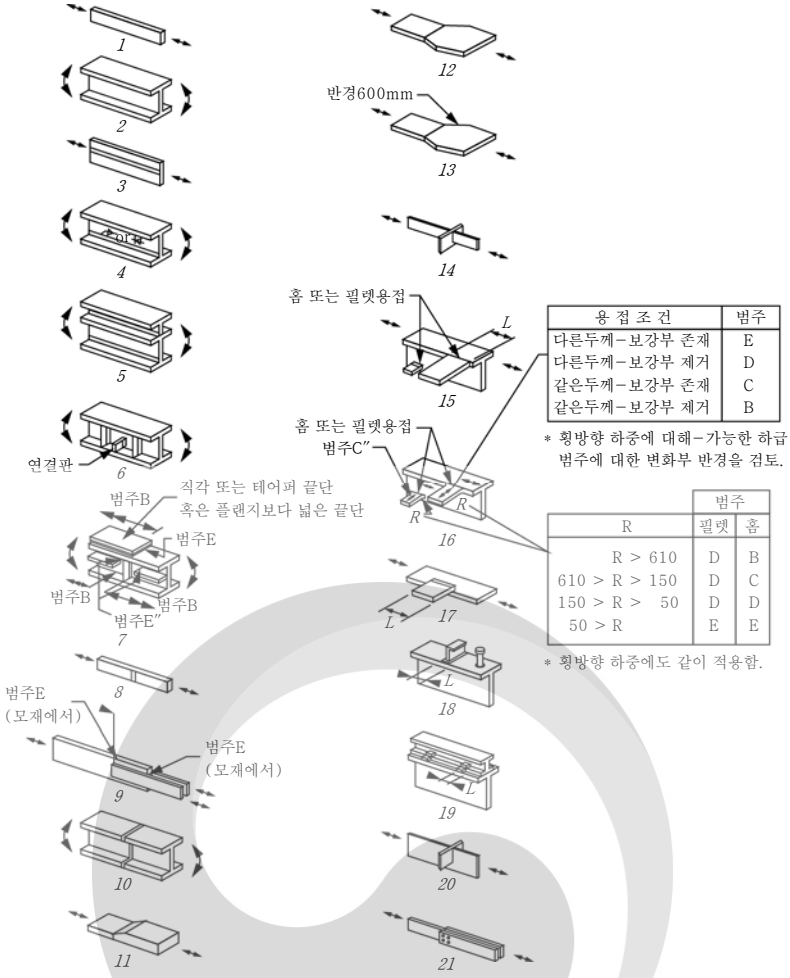


그림 4.1-1 횡방향 응력을 받는 필렛용접 목두께에 대한 허용피로응력범위

6) 거더 플랜지의 바깥면에 연결되는 거셋판은 횡방향 필릿용접만으로 부착시키지 않는다.



용 접 조 건	범주
다른두께-보강부 존재	E
다른두께-보강부 제거	D
같은두께-보강부 존재	C
같은두께-보강부 제거	B

* 횡방향 하중에 대해-가능한 하급 범주에 대한 변화부 반경을 검토.

R	범주 필렛	범주 홈
R > 610	D	B
610 > R > 150	D	C
150 > R > 50	D	D
50 > R	E	E

* 횡방향 하중에도 같이 적용함.

그림 4.1-2 범주의 분류 예

4.1.2.4 구속을 줄이기 위한 상세

용접 구조물은 구속에 의하한 파단을 일으킬 수 있는 과도한 구속과 균열과 같은 기하학적 불연속을 갖지 않도록 상세를 설계해야 한다. 작용 응력방향과 평행한 수평보강재 용접부와 수직보강재 용접부의 교차부에는 용접지단 사이의 간격이 최소 25 mm 이상 되도록 설계한다.

4.1.3 변형유발피로

모든 횡방향 부재를 종방향 부재의 단면을 포함하는 적절한 구조요소에 연결하여, 예상하였거나 예상치 못한 하중을 전달하기에 충분한 하중경로를 제공해 주어야 한다. 이러한 하중경로는 여러 구조요소를 용접 또는 볼트로 연결하여 확보할 수 있다.

4.1.3.1 수직연결판

연결판은 다음과 같은 단면의 압축 및 인장 플랜지 모두에 대해 용접 또는 볼트를 이용해 연결되어야 한다.

(1) 내·외부 다이아프램이나 브레이싱은 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.

(2) 가로보는 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다. 특별한 조건이 주어지지 않는 한, 용접 및 볼트연결은 직선교의 경우 90,000 N의 횡하중에 저항하도록 설계되어야 한다.

4.1.3.2 수평연결판

플랜지에 수평연결판을 붙이는 것이 곤란할 경우에는, 보강된 복부판에 부착되는 수평연결판은 플랜지에서 플랜지폭의 1/2 이상 떨어져야 한다. 비보강 복부판에 부착된 수평연결판은 플랜지에서 150 mm 이상 및 플랜지 폭의 1/2 이상 떨어져야 한다. 수평연결판으로 연결된 수평 브레이싱 부재의 끝은 복부판 및 수직보강재로부터 최소 100 mm의 거리를 유지해야만 한다. 보강재가 사용된 복부판의 수평연결판은 보강재의 중심선에 맞추어 설치되어야 한다. 수평연결판과 보강재가 복부판의 같은 면에 위치한 경우에는 수평연결판을 보강재에 부착해야 한다. 이 경우에 수직보강재는 압축플랜지로부터 인장플랜지까지 연속되어 있어야 하며, 양쪽 플랜지 모두에 부착되어야 한다.

4.2 인성요구조건

(1) 국내의 지역별 온도구역은 표 4.2-1에 따르며, 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 사용강재는 표 4.2-2에 따라서 샤르피 흡수에너지로 나타내는 저온인성 규격을 만족해야 한다.

(2) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 최대 허용 판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도구역에 따라 표 4.2-2에 규정한 값으로 한다.

(3) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시해야 한다.

표 4.2-1 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구분	최저 공용온도(T)[2]	대상 지역[1]
온도구역 I	-15℃ ≤ T	부산, 울산, 광주 전체지역
		전라남도 전체지역
		경상남도 전체지역
		경상북도 전체지역 (온도구역 Ⅱ 지역 제외)
		제주도 전체지역
온도구역 Ⅱ	-25℃ ≤ T < -15℃	서울, 인천, 대구, 대전 전체지역
		경기도 동부를 제외한 지역
		충청남도 전체지역
		전라북도 전체지역

강구조 피로 및 파단 설계기준(허용응력설계기준)

구분	최저 공용온도(T)[2]	대상 지역[1]
		경상북도 내륙지역
		강원도 해안지역
온도구역 Ⅲ	-35℃ ≤ T < -25℃	경기도 동부지역 (동두천, 이천, 양평 등)
		강원도 내륙지역
		충청북도 전체지역

주 1) 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30년 내 최저기온에 따라 온도구역을 구분한다.
2) 최저 공용온도(T)라 함은 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(100년 재현주기 최저 기온과 유사)을 말한다.

표 4.2-2 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역 별 최대 허용판두께

온도구역 강종				온도구역 Ⅰ (-15℃)[1]	온도구역 Ⅱ (-25℃)[1]	온도구역 Ⅲ (-35℃)[1]
구분	기호	충격시험[3]		최대허용판 두께[2] (mm)		
		시험온도	샤르피 흡수에너지			
용접 구조용 압연 강재	SM400	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
	SM490-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
	SM520-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	95	80	70
	SMA570	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
교량 구조용 압연 강재	HSB500	-5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB500L	-20 ℃	47 J 이상	100	95	80
	HSB500W	-5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB600	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB600L	-20 ℃	47 J 이상	95	80	65
	HSB600W	-5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB800	-20 ℃	47 J 이상	55	45	40
	HSB800L	-40 ℃	47 J 이상	80	70	60

주 1) 선형보간법에 따라 최대 허용판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도
2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)를 알고 있는 경우, 주 1의 기준공용온도에 따른 선형보간법을 적용하여 최대 허용판두께를 산정해도 좋다. 예를 들어 SM520C의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 -20 ℃라면 구역 Ⅰ의 -15 ℃와 구역 Ⅱ의 -25 ℃를 기준으로 하여 최대 허용판 두께는 77.5 mm(≒78 mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 -15 ℃ ≤T < -35 ℃일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.
3) KS B 0810 에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지흡수능력으로 표현하는 값임.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목	배두병	국민대학교	교수
	토목	심창수	중앙대학교	교수
	건축	이경구	단국대학교	교수
	토목	오창국	국민대학교	교수
	건축	엄태성	단국대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목	박영석	명지대학교
	건축	김상섭	한국기술교육대학교
	건축	이명재	중앙대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	토목	조재병	경기대학교
	토목	최동호	한양대학교
	토목	신동구	명지대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	이은택	중앙대학교
	건축	이철호	서울대학교
	건축	김주우	세명대학교
	건축	양재근	인하대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	토목	성택룡	포스코
	건축	신경재	경북대학교

강구조 피로 및 파단 설계기준(허용응력설계기준)

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	백인열	가천대학교
		박동욱	서울시
		이은택	중앙대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

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

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 30 20 : 2016

강구조 피로 및 파단 설계기준(허용응력설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길 21
☎ 02-400-7101 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 30 25 : 2016

강구조 연결 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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
허용응력설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조구조물, 관로구조물, 철탑구조물 등의 일반 강구조물의 설계와 건축물의 구조설계에 활용할 수 있는 표준적인 설계기준과 설계방법을 제시	제정 (2003.12)
KDS 14 30 25 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계" 전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

2. 조사 및 계획 ····· 1

3. 재료 ····· 1

4. 설계 ····· 1

4.1 일반사항 ····· 1

4.2 용접 ····· 4

4.3 고력볼트 ····· 6

4.4 리벳 및 볼트 ····· 8

4.5 블록전단 강도 ····· 9

4.6 접합요소 ····· 9

4.7 끼움재 ····· 9

4.8 이음 ····· 9

4.9 허용지압응력도 ····· 9

4.10 앵커볼트 ····· 10

강구조 연결 설계기준(허용응력설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 용접, 볼트 등 강구조 접합부의 구조설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 30 05의 3에 따른다.

4. 설계

4.1 일반사항

4.1.1 설계일반

(1) 접합은 보강재, 거세트 플레이트, 브라켓 등 접합소재와 용접, 볼트로 구성된다.

(2) 이러한 요소들은 구조체에 작용하는 하중에 대한 필요강도 이상이 되거나 또는 접합부가 충분한 내력을 발휘할 수 있는 강도 이상이어야 한다.

4.1.2 단순접합

(1) 설계도서에서 별도 지정이 없는 경우 작은보, 큰보, 트러스의 접합은 통상적으로 전단력에 대해서만 설계한다.

(2) 보접합은 단순보로서 충분한 단부의 회전능력이 있어야 하며, 이를 위해서는 비탄성변형도 허용할 수 있다.

4.1.3 강접합

보 및 트러스의 강접합은 접합강성으로 유발되는 모멘트와 전단의 조합력에 따라 설계해야 한다.

4.1.4 편심접합

편심력이 작용되는 접합에서는 편심의 영향을 고려하여야 한다.

4.1.5 기둥의 이음 및 지압접합

기둥 이음부의 고력볼트 및 용접 접합은 이음부의 응력을 전달함과 동시에 이들 접합허용내력은 피접합재 부재내력의 1/2 이상이어야 한다. 다만, 이음부에서 단면에 인장응력이 발생할 염려가 없고, 접합부 단부면이 절삭 마감에 의하여 밀착되는 경우에는 소요 압축력 및 소요 휨모멘트 각각의 1/4은 접촉면에 의해 직접 응력전달을 시킬 수 있다.

4.1.6 접합부의 최소강도

접합부는 30 KN 이상 지지하도록 설계해야 한다. 다만, 연결재, 새그로드, 띠장은 제외한다.

4.1.7 용접 또는 볼트의 배열

(1) 편심에 대한 별도의 지정이 없는 경우, 축방향 힘을 전달하는 부재의 단부에서 용접이나 볼트의 군은 그 군의 중심이 부재의 중심과 일치하도록 배열하여야 한다.

(2) 정적으로 재하되는 ㄱ형강, 쌍 ㄱ형강부재 또는 이와 유사한 부재의 단부 접합에서는 상기 (1)은 해당되지 않는다.

4.1.8 용접과 볼트의 병용

(1) 고력볼트는 기본적으로 용접과 조합해서 하중을 부담시킬 수 없다. 이러한 경우, 용접에 전체 하중을 부담시키도록 한다.

(2) 마찰접합의 고력볼트와 용접을 병용할 경우 고력볼트를 먼저 시공한 후 용접을 시공하는 경우에만 하중을 고력볼트와 용접에 분담시킬 수 있다.

(3) 용접에 의하여 기존 구조부에 증축, 개축할 때는 고력볼트는 기존 구조물의 고정하중을 지지하고 있으므로 상기 (2)로 설계할 수 있다.

4.1.9 부분용입 용접

부분용입 용접은 그 이음에 휨모멘트 또는 편심력이 작용하지 않도록 해야한다.

4.1.10 이음부 설계 세칙

(1) 응력을 전달하는 필릿용접 이음부의 길이는 모살치수의 10배 이상 또한 40 mm 이상을 원칙으로 한다.

(2) 응력을 전달하는 겹침이음은 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 하고, 겹침길이는 얇은 쪽 판 두께의 5배 이상 또한 20 mm 이상 겹치게 해야 한다.

(3) 고력볼트, 리벳, 볼트의 구멍의 지름은 표 4.1-1, 표 4.1-2, 표 4.1-3에 따른다.

(4) 고력볼트, 리벳, 볼트의 구멍 중심간 거리는 공칭직경의 2.5배 이상으로 한다.

(5) 고력볼트, 리벳, 볼트의 구멍 중심에서 피접합재의 연단 또는 측단까지의 최소거리는 표 4.1-4에 따른다.

(6) 고력볼트 구멍 중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 접합부재의 연단까지의 최대거리는 판두께의 12배 이하 또한 150 mm 이하로 한다.

표 4.1-1 고력볼트의 구멍지름

고력볼트의 지름 (mm)	볼트구멍의 지름 (mm)
$d \leqq 27$	$d + 2.0$
$d > 27$	$d + 3.0$

d : 고력볼트 축부지름

표 4.1-2 고력볼트의 구멍지름

리벳의 지름 (mm)	리벳 구멍 지름 (mm)
$d < 20$	$d + 1.0$
$d \geqq 20$	$d + 1.5$

d : 리벳의 축부지름

표 4.1-3 볼트의 구멍지름

볼트의 지름 (mm)	볼트 구멍 지름 (mm)
모든 볼트	$d + 0.5$

d : 볼트의 축부지름

표 4.1-4 최소연단거리 (mm)

리벳 또는 볼트의 공칭직경	연단거리	측단거리[1)]
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	44	32
27	50	38
30	54	40

주 1) 자동가스 절단 및 기계톱 절단 시는 측단거리를 적용한다.

4.1.11 접합부 설계세칙

(1) 접합부 판넬의 보플랜지 위치에는 다이어프램을 설치해야 한다.

(2) 중공단면 기둥의 외부 다이어프램 형식의 경우, 중공단면 기둥 및 다이어프램에 국부좌굴이 발생하지 않도록 해야 한다.

(3) 재단접합부의 거세트트플레이트는 접합부재에서의 작용력이 일방향인 것을 제외하고는 인장력, 압축력이 작용하는 것으로 간주하여 설계해야 한다. 특히 압축력이 작용하는 경우는 면외변형을 고려해야 한다.

(4) 트러스부재 단부 접합부의 허용내력은 부재허용내력의 1/2 이상으로 한다.

4.2 용접

4.2.1 맞댐용접

(1) 유효면적

① 맞댐용접의 유효면적은 용접의 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

② 맞댐용접의 유효길이는 접합되는 부분의 폭으로 한다.

③ 완전용입된 맞댐용접의 유효목두께는 접합판 중 얇은 쪽 판두께로 한다.

4.2.2 부분용입용접

(1) 부분용입용접의 유효목두께는 $2\sqrt{t}$ (mm) 이상으로 한다. 다만, t는 두꺼운 쪽 판두께이다.

(2) 부분용입 용접부의 단면형상에 따른 유효목두께 산정은 표 4.2-1에 따른다.

표 4.2-1 부분용입용접의 유효목두께

용접 방법	용접자세	루트부의 개선각도	유효 목두께
쉴드메탈 아크용접 서브머지드 아크용접 가스메탈 아크용접 플럭스코아드 아크용접	전 자세	J 또는 U자 홈	홈의 깊이
		V(베벨) 또는 V자 홈 ≥ 60°	
		V(베벨) 또는 V자 홈 45° 이상 60° 미만	홈의 깊이에서 3 mm 공제

4.2.3 필릿용접

(1) 유효면적

① 필릿용접의 유효면적은 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

② 필릿용접의 유효길이는 필릿용접의 총 길이에서 2배의 모살치수를 공제한 값으로 한다.

③ 필릿용접의 유효목두께는 모살치수의 0.7배로 한다.

④ 구멍모살과 슬로트필릿용접의 유효길이는 목두께의 중심을 잇는 용접 중심선의 길이로 한다.

(2) 최소치수

필릿용접의 최소치수는 표 4.2-2에 따른다.

표 4.2-2 필릿용접의 최소 치수

접합부의 두꺼운 쪽 소재 두께 (mm)	필릿용접의 최소 치수 (mm)
$t < 6$	3
$6 \leq t < 12$	5
$12 \leq t < 20$	6
$20 \leq t$	8

4.2.4 플러그 및 슬롯용접

(1) 유효면적

플러그 및 슬롯용접의 유효 총단면적은 평면 내에서 플러그 및 슬로트의 공칭 단면적으로 한다.

(2) 최소 간격

① 플러그 용접의 최소중심간격은 구멍 직경의 4배로 해야 한다.

② 슬로트 용접길이에 횡방향인 슬로트 용접선의 최소 간격은 슬로트 폭의 4배로 한다. 횡방향의 최소 중심간격은 슬로트 길이의 2배로 한다.

4.2.5 용접부의 허용응력

용접부의 허용응력은 표 4.2-3에 따른다. 다만, 각 강종에 적합한 용접재료를 사용하여야 한다.

표 4.2-3 용접의 허용응력 (MPa)

용접 구분	응력 구분	허용응력
완접 용입용접	유효단면에 직교 인장 또는 압축	모재와 동일
	용접선에 평행한 인장 또는 압축	
	유효단면에 전단	$0.4F_y$
부분 용입용접	유효단면에 직교압축	모재와 동일
	용접선에 평행한 인장 또는 압축	
	용접선에 평행한 전단	$0.4F_y$
	유효단면 직교인장	$0.4F_y$
필릿용접	유효단면의 전단	$0.4F_y$
	용접선에 평행한 인장 또는 압축	모재와 동일
플러그 및 슬롯용접	유효단면에 평행한 전단	$0.4F_y$

4.2.6 용접의 혼용

접합부에서 2가지 이상의 용접유형(맞댐용접, 필릿용접, 플러그용접, 슬롯용접)을 혼용할 경우, 용접군의 축에 대하여 독립적으로 계산해야 한다.

4.3 고력볼트

4.3.1 고력볼트의 설계볼트장력

고력볼트의 설계볼트장력은 표 4.3-1에 따른다. 마찰이음용 고력볼트의 허용력은 표 4.3-2에 따른다.

표 4.3-1 고력볼트의 설계볼트장력 (kN)

종류 \ 호칭	M16	M20	M22	M24	M27	M30
F8T	83.4	130	162	188	245	299
F10T	104	162	201	233	304	372

표 4.3-2 마찰이음용 고력볼트의 허용력 (kN) (1볼트 1마찰면마다)

나사호칭 \ 볼트의 등급	F8T	F10T	S10T[1)]
M 20	31	39	39
M 22	39	48	48
M 24	45	56	56

주 1) S10T : T/S 볼트의 기계적 성질에 따른 등급을 나타내는 기호

4.3.2 고력볼트 허용내력

(1) 고력볼트 허용응력

고력볼트의 허용응력은 표 4.3-3에 따르며, 허용내력은 볼트 축단면적에 대해 산정한다. 지압이음용 고력볼트의 허용전단응력 및 허용지압응력은 표 4.3-4 및 표 4.3-5에 따른다.

표 4.3-3 고력볼트의 허용응력 (MPa)

고력볼트의 종류	인장(F_t)	전단(F_v)
F8T	250	120
F10T	310	150

표 4.3-4 지압이음용 고력볼트의 허용전단응력(MPa)

볼트의 등급	B8T	B10T
허용전단응력	150	190

표 4.3-5 지압이음용 고력볼트의 허용지압응력(MPa)

모재/거세트판 강종 / 판두께 (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 100이하			325	420

(2) 허용전단내력

고력볼트의 허용전단내력 R_v는 다음과 같다.

$$R_v = n A_b F_v \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, n : 전단면의 수

A_b : 볼트 축단면적 (mm²)

F_v : 고력볼트의 허용전단응력도 (MPa)

(3) 허용인장내력

고력볼트의 허용인장내력 R_t는 다음과 같다.

$$R_t = A_b F_t \qquad (4.3\text{-}2)$$

여기서, A_b : 볼트 축단면적 (mm²)

F_t : 고력볼트의 허용인장응력도 (MPa)

4.3.3 인장력 및 전단력 조합시 허용내력

고력볼트가 인장력과 전단력을 동시에 받는 경우, 표 4.3-3의 허용전단응력도는 다음 감소계수를 곱하여 저감시킨다.

$$1 - \frac{f_t A_b}{T_b} \qquad (4.3\text{-}3)$$

여기서, f_t : 볼트에 작용하는 인장응력 (MPa)

A_b : 고력볼트 축단면적 (mm²)

T_b : 설계볼트장력 (N) (표 4.3-1 참조)

4.4 리벳 및 볼트

4.4.1 리벳 및 볼트의 허용내력

(1) 리벳 및 볼트의 허용응력

리벳 및 볼트의 허용응력은 표 4.4-1에 따른다.

표 4.4-1 리벳 및 볼트의 허용응력 (MPa)

재료		인장	전단
리벳	SV330, SV400 SBV330, SBV400	160	120
볼트	SS400, SM400 중볼트	120	90
	SS490, SM490 중볼트	140	110
	SM520 중볼트	180	140
	SM570 중볼트	210	160

(2) 허용전단내력

리벳 및 볼트접합의 허용전단내력 R_v는 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2) 중 작은 값으로 한다.

$$R_v = nA_bF_v \qquad (4.4\text{-}1)$$

$$R_v = d\,tF_p \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서 R_v : 리벳 또는 볼트 1개당 허용전단내력 (N)

n : 전단면의 수

A_b : 리벳 또는 볼트 축부단면적 (mm²)

F_v : 리벳 또는 볼트의 허용전단응력도 (MPa) (표 4.4-1참조)

d : 리벳 또는 볼트의 축지름 (mm)

t : 접합부의 두께 (mm)

F_p : 허용지압응력도 (MPa) (4.9(2) 참조)

(3) 허용인장내력

리벳 및 볼트접합의 허용인장내력R_t는 다음과 같다. 다만, 편심에 영향이 있는 경우 이를 고려해야 한다.

$$R_t = A_bF_t \qquad (4.4\text{-}3)$$

여기서, A_b : 리벳 또는 볼트 축단면적 (mm²)

F_t : 리벳 또는 볼트의 허용인장응력도 (MPa)

4.5 블록전단 강도

인장재 접합단부의 블록전단강도에 대한 허용전단강도를 다음의 식으로 검토하여야 한다.

$$0.3F_uA_v + 0.5F_uA_t \qquad (4.5\text{-}1)$$

여기서, F_u :강재의 인장강도 (MPa)

A_v :순전단면적 (mm²)

A_t :순인장면적 (mm²)

4.6 접합요소

4.6은 보강재, 거세트플레이트, ㄱ형강, 브라켓과 보-기둥의 패널영역과 같은 접합요소의 설계에 적용한다.

4.6.1 편심접합

축방향으로 응력을 받는 교차부재는 그 중심축이 가능하면 한 점에서 만나도록 한다. 만일 그렇지 않으면 편심력에 의한 휨 및 전단응력에 대한 조건을 충족해야 한다.

4.7 끼움재

(1) 용접구조에서 두께 6 mm 이상의 끼움재는 이음판의 연단 밖으로 돌출해야 하며 끼움재의 표면에 작용하는 하중을 이음판에 전달하는데 충분하도록 용접되어야 한다.

(2) 두께가 6 mm 이하인 끼움재의 단부는 이음판 단부와 일치되게 용접해야 한다. 이음 두께에 끼움재 두께를 더한 크기를 수용할 수 있도록 용접해야 한다.

4.8 이음

(1) 플레이트거더 또는 보의 맞댐용접이음은 작은 쪽 이음 단면의 전강도로 설계해야 한다.

(2) 플레이트거더 또는 보의 단면 내에서 다른 형태의 이음은 이음점에서의 소요강도에 충분하도록 설계해야 한다.

4.9 허용지압응력도

(1) 밀 가공면, 핀 구멍, 지점 보강재 등이 지압을 받을 때 접촉면의 허용지압응력도 F_p은 다음과 같이 산정한다.

$$F_p = 0.9F_y \qquad (4.9\text{-}1)$$

(2) 리벳 및 볼트 접합부의 허용지압응력도 F_p는 다음과 같이 산정한다.

$$F_p = 1.25 F_y \qquad (4.9\text{-}2)$$

여기서, F_y : 지압재 모재의 항복강도 (MPa)

4.10 앵커볼트

(1) 앵커볼트는 주각부의 베이스플레이트가 부담해야 할 휨모멘트, 전단력, 인장력 등 모든 설계조건에 대해 저항할 수 있도록 설계되어야 한다. 앵커볼트, 핀, 다듬볼트의 허용응력은 표 4.10-1에 표시한 값과 같다.

(2) 기타 사항은 콘크리트구조설계기준에 따른다.

표 4.10-1 앵커볼트 등의 허용응력 (MPa)

응력종류 \ 강종 / 부재종류		SS400	SM 30C	SM 35C
전단응력	앵커볼트	60	70	80
	핀	100	120	140
	다듬볼트	90	108	120
휨응력	핀	190	230	260
지압응력	다듬볼트	210	250	280
	핀(회전을 동반하지 않는 경우)	210	250	280
	핀 (회전을 동반하는 경우)	105	125	140

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목	배두병	국민대학교	교수
	토목	심창수	중앙대학교	교수
	건축	이경구	단국대학교	교수
	토목	오창국	국민대학교	교수
	건축	엄태성	단국대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목	박영석	명지대학교
	건축	김상섭	한국기술교육대학교
	건축	이명재	중앙대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	토목	조재병	경기대학교
	토목	최동호	한양대학교
	토목	신동구	명지대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	이은택	중앙대학교
	건축	이철호	서울대학교
	건축	김주우	세명대학교
	건축	양재근	인하대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	토목	성택룡	포스코
	건축	신경재	경북대학교

강구조 연결 설계기준(허용응력설계법)

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	백인열	가천대학교
		박동욱	서울시
		이은택	중앙대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

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

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 30 25 : 2016

강구조 연결 설계기준(허용응력설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길 21
☎ 02-400-7101 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 30 50 : 2016

강구조 사용성 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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
허용응력설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조구조물, 관로구조물, 철탑구조물 등의 일반 강구조물의 설계와 건축물의 구조설계에 활용할 수 있는 표준적인 설계기준과 설계방법을 제시	제정 (2003.12)
KDS 14 30 50 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계" 전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 일반 사항 ····· 1
4.2 솟음 ····· 1
4.3 팽창과 수축 ····· 1
4.4 처짐, 진동 및 수평변위 ····· 2
4.5 부식 ····· 2
4.6 물고임 ····· 2

강구조 사용성 설계기준(허용응력설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 강구조물의 사용성 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 30 05의 3에 따른다.

4. 설계

4.1 일반 사항

(1) 사용성 설계는 구조물의 기능, 외관, 유지관리, 내구성, 사용자의 편리함 등을 일정한 기준 이상으로 확보하도록 하는 데 있다.

(2) 구조물의 수평 또는 수직방향의 변위에 대한 제한값은 건축물의 용도에 따라 다르게 정할 수 있다.

4.2 솟음

(1) 바닥보나 트러스와 같이 부재의 처짐이 구조물의 사용성에 문제를 야기할 우려가 있는 경우에는 적절한 솟음을 한다.

(2) 부재의 제작 및 조립 과정에서 발생할 수 있는 과도한 처짐은 사전에 솟음을 하여 조정한다.

4.3 팽창과 수축

구조물은 그 사용성에 적합하도록 팽창과 수축에 대해 적절한 조치를 한다.

4.4 처짐, 진동 및 수평변위

4.4.1 처짐

구조물 또는 부재의 처짐 검토는 다음 식에 의한다.

$$\delta \leq \delta_u \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, δ : 구조물 또는 부재의 처짐으로서 보통 구조체 자중을 제외한 하중작용에 대해서 부재의 총단면적을 적용하여 산출한다.

δ_u : 구조물 또는 부재의 처짐의 한계치. 단, 설계에 있어서 고려해야 할 처짐의 한계치는 관련구조물의 설계기준에 정한 바가 있는 경우에는 그것을 준용하고, 없는 경우에는 합리적인 자료에 기초하여 판단하고 근거를 제시한다.

4.4.2 진동

(1) 부재의 진동에 대한 안전성 검토는 처짐 제한의 형식으로 검토하는 경우에는 식 (4.4-1)을 준용하고, 그 이외의 경우에는 합리적인 방법을 취한다.

(2) 바닥구조는 바닥판, 바닥보, 천장, 칸막이벽의 상하진동으로 불쾌감이 유발되지 않도록 강성, 고유진동수, 감쇠효과 등을 고려하여 설계한다.

(3) 건축물의 구조는 바람하중 등에 의한 수평방향 가속도로 인하여 불안감이 유발되지 않도록 구조물의 형상, 강성, 질량, 진동모드 등을 고려하여 설계한다.

4.4.3 수평 변위

건축물의 구조는 바람이나 지진 등 수평하중에 의한 수평변위로 인하여 생기는 마감재의 손상, 구조물 피해, 인접건축물과 충돌 등이 생기지 않도록 수평강성을 충분히 확보한다.

4.5 부식

(1) 구조요소는 부식에 견디도록 설계되어야 한다.

(2) 구조물의 강도나 사용성을 저해할 수 있는 부식에 노출되어 있는 부재는 내부 표면을 피막하거나 청소 또는 도장을 할 수 있도록 충분한 간격으로 설치한다.

4.6 물고임

(1) 지붕표면은 자연배수가 되도록 경사지게 한다.

(2) 물이 고일 경우에 대비하여 적절한 강도와 안정성을 확보한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	토목	배두병	국민대학교	교수
	토목	심창수	중앙대학교	교수
	건축	이경구	단국대학교	교수
	토목	오창국	국민대학교	교수
	건축	엄태성	단국대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목	박영석	명지대학교
	건축	김상섭	한국기술교육대학교
	건축	이명재	중앙대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	토목	조재병	경기대학교
	토목	최동호	한양대학교
	토목	신동구	명지대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	이은택	중앙대학교
	건축	이철호	서울대학교
	건축	김주우	세명대학교
	건축	양재근	인하대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	토목	성택룡	포스코
	건축	신경재	경북대학교

강구조 사용성 설계기준(허용응력설계법)

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	백인열	가천대학교
		박동욱	서울시
		이은택	중앙대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

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

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 30 50 : 2016

강구조 사용성 설계기준(허용응력설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길 21
☎ 02-400-7101 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 05 : 2017

강구조 설계 일반사항 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 05 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 05 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 2017년 12월 20일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어 ····· 1
1.3 주요기호 ····· 15
1.4 설계원칙 ····· 34
1.5 하중 및 하중조합 ····· 36
1.6 참고기준 ····· 37
2. 조사 및 계획 ····· 38
3. 재료 ····· 38
3.1 강재 ····· 38
3.2 철근 및 콘크리트 ····· 43
3.3 형상 및 치수 ····· 43
3.4 재료의 강도 ····· 44
3.5 물리상수 ····· 46
3.6 기타 강재 ····· 46

강구조 설계 일반사항(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

KDS 14 31 05는 구조용 강재를 사용한 교량 등을 포함한 토목구조물, 건축물 및 공작물(이하 강구조물)의 부재 또는 연결부 해석 및 설계의 일반적인 요구사항을 규정한 것이다. 이 기준은 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.

1.2 용어

- 가상하중: 설계조항에서 설명되어지지 않는 불안정화 효과를 설명하기 위하여 구조해석에서 적용하는 가상하중(notional load)
- 강도저항계수: 공칭강도와 설계강도 사이의 불가피한 오차 또는 파괴모드 및 파괴결과가 부차적으로 유발하는 위험도를 반영하기 위한 계수, ϕ(strength resistance factor)
- 강도한계상태: 항복, 소성힌지의 형성, 골조 또는 부재의 안정성, 인장파괴, 피로파괴 등안정성과 최대하중 지지력에 대한 한계상태(strength limit state)
- 강재 코아: 좌굴방지 가새골조에서 가새의 축력저항요소, 좌굴방지시스템으로 덮여 있는 강재 코아부(steel core)
- 개단면 리브: 강판의 국부좌굴강도를 높이기 위하여 부착하는 폐합되지 않은 보강재(open cross section rib)
- 갭이음: 교차하는 지강관 사이에 주강관의 면에서 간격 또는 공간이 존재하는 강관 트러스이음(gap joint)
- 거셋플레이트: 트러스의 부재, 스트럿, 또는 가새재(브레이싱)를 보 또는 기둥에 연결하는 판요소(gusset plate)
- 게이지: 연결재 게이지선 사이의 응력 수직방향 중심간격(gage)
- 겹침이음: 서로 평행하게 겹쳐진 두 접합부재간의 접합부(lap joint)
- 겹침판: 집중하중에 대하여 내력을 향상시키기 위해, 보나 기둥에 웨브와 평행하도록 부착하는 판재(doubler)
- 경계부재: 강재 단면과(또는) 수직과 수평 보강근으로 보강되어 벽과 다이아프램 가장자리에 배치된 부재(boundary member)

- 계측휨강도: 보-기둥 실험시편에서 기둥 외주면에서 계측된 보의 휨모멘트(measured flexural strength)
- 공극: 자중을 감소시키는 바닥 내부의 빈 공간(opening gap)
- 공칭강도: 하중효과에 저항하기 위한 구조체 혹은 구조부재의 강도(저항계수가 적용되지 않은 값, nominal strength)
- 공칭치수: 단면의 특성을 산정하는데 적용되도록 인정된 치수(nominal dimension)
- 공칭하중: 설계기준에서 규정한 하중값(nominal load)
- 공칭휨강도: 구조체나 구조부재의 하중에 대한 휨저항능력으로서, 규정된 재료강도 및 부재치수를 사용하여 계산된 값(nominal flexural strength)
- 구조적합시간: 합리적이고 공학적인 해석방법에 의하여 화재발생으로부터 건축물의 주요 구조부가 단속 및 연속적인 붕괴에 도달하는 시간(period of structure adequacy)
- 국부좌굴: 부재 전체의 파괴를 유발할 수도 있는 압축 판요소의 좌굴(local buckling)
- 국부크리플링: 집중하중이나 반력에 바로 인접한 부분에서 웨브판의 국부파괴의 한계상태(local crippling)
- 국부항복: 부재의 국부적인 영역에서 발생하는 항복(local yielding)
- 국부휨: 집중 인장하중에 의한 플랜지 변형의 한계상태(local bending)
- 그루브용접: 접합 부재면에 홈을 만들어(개선하여) 이루어지는 용접(groove weld)
- 극한치 : 최대 또는 최소치(limiting value)
- 기둥주각부: 철골 상부구조와 기초 사이에 힘을 전달하는데 동원되는 기둥의 하부의 판재, 접합재, 볼트 및 로드 등의 조합을 지칭(column base)
- 기하축: 웨브, 플랜지 또는 ㄱ형강의 다리와 평행한 축(geometrical axis)
- 끼움재: 부재의 두께를 늘리기 위해 사용되는 판재(filler)
- 내진설계범주: 건물의 내진등급 및 설계응답스펙트럼 가속도 값에 의해 결정되는 내진설계상의 구분(seismic design category)
- 내화구조: 화재에 견딜 수 있는 성능을 가진 구조로서 건설교통부령이 정하는 기준에 적합한 구조(fire-resistant structure)
- 내후성강: 대기중에 있어서의 합금원소 등의 첨가로 부식에 견딜 수 있도록 압연한 강재(weathering steel)
- 노출형 합성보: 강재 단면이 철근콘크리트에 완전히 매입되지 않으며 기계적 연결재에 의해 철근콘크리트 슬래브나 합성슬래브와 합성적으로 거동하는 합성보(unencased composite beam)

- 다이아프램: 지지요소에 힘을 전달하도록 이용된 면내 전단강성과 전단강도를 갖고 있는 플레이트(diaphragm)
- 단곡률 : 곡률에 반곡이 있는 복곡률에 반대되는 것으로서, 한 방향의 연속적인 원호를 그리는 변형상태(single curvature)
- 단부돌림: 동일 평면상의 모서리 주변까지 연결되는 필릿용접의 길이(end return)
- 단부 패널: 한 쪽 면에만 인접하는 패널을 갖는 웨브 패널(end panel)
- 단순접합부: 접합된 부재 간에 무시해도 좋을 정도로 약한 휨모멘트를 전달하는 접합부(simple connection)
- 대각가새: 골조가 수평하중에 대해 트러스 거동을 통해서 저항할 수 있도록 경사지게 배치된 주로 축력이 지배적인 구조부재(diagonal bracing)
- 대각보강재: 기둥의 패널존의 한쪽 혹은 양쪽 웨브에서 플랜지를 향해 대각방향으로 설치된 웨브 보강재(diagonal stiffener)
- 뒴(뒤틀림): 비틀림에 대한 전체저항 중 단면의 뒤틀림에 저항하는 부분(wapping)
- 뒴(뒤틀림)파단: 각형 주강관의 사다리꼴형 뒤틀림에 근거한 강관 트러스이음의 한계상태(warping rupture)
- 등가 띠: 1개의 차선에 작용하는 차륜하중에 의하여 횡적 또는 종적으로 콘크리트 슬래브에 발생하는 실제 단면력을 산정할 수 있도록 구조해석의 목적으로 바닥판으로부터 분리 이상화시킨 선형요소
- 등방성 철근: 본질적으로 같은 성질을 갖는 2방향 철근으로 서로 수직으로 배근되는 철근(isotropic reinforcing bar)
- 등방성 판: 2개의 주방향으로 본질적으로 같은 구조적 성질을 가지는 판
- 뚫림하중: 강관에 수직인 지강관의 하중성분(punching load)
- 띠판: 조립기둥, 조립보, 조립스트럿의 2개의 나란한 요소를 결집하기 위한 판재(tie plate)
- 링크: 편심 가새골조에서, 두 대각가새 단부 사이 또는 가새 단부와 기둥 사이에 위치한 보의 부분을 칭함 (link)
- 링크전단설계강도: 링크의 전단강도 또는 링크의 모멘트강도에 의해 발현 가능한 링크의 전단강도 중 작은 값 (link design strength for shear)
- 링크중간웨브 보강재: 편심 가새골조 링크 내에 설치된 수직웨브 스티프너(link intermediate web stiffener)
- 링크회전각: 전체 층간변위가 설계층간변위에 도달했을 때, 링크와 링크 외측 보 사이의 비탄성 회전각(link rotation angle)

- 마찰접합부: 접합부의 밀착된 면에서 볼트의 조임력이 유발하는 마찰력에 의해 접합된 부재의 저항하도록 설계된 볼트접합부(slip-critical connection)
- 맞춤 지압보강재: 지점이나 집중 하중점에 사용되는 보강재로써, 지압을 통하여 하 중을 전달하기 위하여 보의 한쪽 혹은 양쪽 플랜지에 꼭 맞도록 만든 보강재(fitted bearing stiffener)
- 매입형 합성기둥: 콘크리트 기둥과 하나 이상의 매입된 강재 단면으로 이루어진 합성기둥(encased composite column)
- 매입형 합성보: 슬래브와 일체로 타설되는 콘크리트에 완전히 매입되는 보(encased composite beam)
- 모멘트재분배: 부정정구조물에 비탄성 변형이 발생되어 모멘트가 변하는 과정(moment redistribution)
- 물고임: 평지붕골조의 처짐을 유발하는 물의 고임현상(ponding)
- 밀스케일: 열간압연 과정에서 생성되는 강재의 산화피막(mill scale)
- 밀착조임 접합부 : 볼트를 임팩트렌치로 수회 또는 일반렌치로 최대로 조여서 접합되는 판들이 서로 충분히 밀착되도록 한 접합부(snug-tightened connection)
- 바닥구조: 포장면의 유무와 상관없이 차륜하중을 직접적으로 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되거나 독립적으로 거동하는 구조(floor structure)
- 바닥보: 교량의 바닥틀에서 주거더 또는 주구에 대하여 횡방향으로 설치하는 보(floor beam)
- 바닥틀: 바닥판과 일체를 이루거나 지지부재들의 변형이 바닥판의 거동에 심각한 영향을 주는 상부구조(deck floor system)
- 바닥판 이음부: 구조물의 구성요소들 간의 상대적인 운동을 조절하기 위한 바닥판의 완전한 또는 부분적인 불연속부(floor slab joint)
- 반강접 접합부: 접합된 부재간 무시할 수 없는 회전을 갖고 모멘트에 저항하는 접합부(partially restrained moment connection)
- 반강접 합성접합부: 상부는 슬래브 철근으로 하부플랜지는 시트앵글이나 유사한 방법으로 우력을 제공하여 기둥에 반강접이나 완전합성보로 휨저항하는 접합부(partially restrained composite connection)
- 반응수정계수(응답수정계수): 한계상태설계법 수준으로 지진하중을 저감시키는데 사용되는 계수, R(response modification factor)
- 벌크헤드: 프리스트레싱 힘을 분포시키고 목재의 지압파괴 경향을 감소시키기 위한 가압적층 목재 바닥판의 옆에 부착된 강재요소(bulkhead)
- 베딩: 원형 또는 타원형과 같은 폐합 단면의 파형강판 지중구조물을 설치할 때 하부 강판과 접하는 면에 쿠션역할을 하기 위해 포설하는 양질의 토층(bedding)

- 변형률적합법: 각 재료의 응력-변형률 관계와 단면의 중립축에 대한 위치를 고려하여 합성부재의 응력을 결정하는 방법(strain compatibility method)
- 보강재: 하중을 분배하거나, 전단력을 전달하거나, 좌굴을 방지하기 위해 부재에 부착하는 ㄱ형강이나 판재 같은 구조요소(stiffener)
- 보단면 감소부: 부재의 특정부위에 비탄성 거동을 유도하기 위해 보단면 일부를 감소시킨 부분(reduced beam section)
- 보선법: 비탄성 설계에서 플랜지나 웨브의 유효항복강도를 적용하여 조밀단면의 유효소성모멘트를 계산하는 방법(beam-line method)
- 보통 내진시스템 : 설계지진에 대하여 몇몇 부재가 제한된 비탄성 거동을 일으킨다는 가정하에 설계된 내진시스템(ordinary seismic system)
- 복곡률: 단부모멘트에 의해 부재가 S형태로 변형되는 휨상태(double curvature)
- 복합보: 상, 하부의 플랜지에 사용한 강판보다 낮은 최소항복강도를 갖는 강판을 웨브로 사용한 보(complex beam)
- 부분골조시험체: 프로토타입 가새의 축변형 및 휨변형을 가장 근접하게 모형화하기 위한 가새, 접합부 및 실험장비의 조합체(subassemblage test specimen)
- 부분용입그루브용접: 연결부재의 전체 두께보다 적게 내부 용입된 그루브용접(PJP: Partial Joint Penetration groove weld)
- 부분합성보: 매입되지 않은 합성보로서 그 공칭휨강도가 스터드 전단연결재의 강도에 의해 결정되는 보(partially composite beam)
- 붕괴유발부재: 파괴될 경우 붕괴 또는 그 기능 상실을 유발시키는 부재(fracture critical member)
- 블록전단파단: 접합부에서, 한쪽 방향으로는 인장파단, 다른 방향으로는 전단항복 혹은 전단파단이 발생하는 한계상태(block shear rupture)
- 비골조 단부: 보강재나 접합부 부재에 의한 회전에 대하여 구속되지 않은 부재의 단부(unframed end)
- 비균일 분포하중: 강관접합에서, 피접합재의 단면에 분포하는 응력을 용이하게 산정 할 수 없는 하중조건(uneven load distribution)
- 비지지길이: 한 부재의 횡지지가새 사이의 간격으로서, 가새부재의 도심 간의 거리로 측정(unbraced length)
- 비조밀단면: 국부좌굴이 발생하기 전에 압축요소에 항복응력이 발생할 수 있으나 소성힌지의 회전능력을 갖지 못하는 단면(noncompact section)

- 비탄성재분배: 1개 이상의 단면에 발생한 비탄성 변형에 의해 구조물 또는 부재의 단면력 이 탄성해석에 따른 단면력과 다르게 나타나는 것(inelastic redistribution)
- 비탄성해석: 소성해석을 포함한 재료의 비탄성 거동을 고려한 구조해석(inelastic analysis)
- 비탄성회전: 실험체의 보와 기둥 또는 링크와 기둥 사이의 영구 또는 소성회전각(rad) (inelastic angle)
- 비틀림좌굴: 압축부재가 전단중심축에 대해 비틀리는 좌굴모드(torsional buckling)
- 사양적 내화설계: 건축법규에 명시된 사양적 규정에 의거하여 건축물의 용도, 구조, 층수, 규모에 따라 요구내화시간 및 부재의 선정이 이루어지는 내화설계방법(prescriptive structural design for fire)
- 사용한계상태: 구조물의 외형, 유지 및 관리, 내구성, 사용자의 안락감 또는 기계류의 정상적인 기능 등을 유지하기 위한 구조물의 능력에 영향을 미치는 한계상태(serviceability limit state)
- 사용하중 : 사용한계상태를 평가하기 위한 하중(service load)
- 사각 : 교량의 종방향 축에 수직인 직선과 교좌부 축사이의 각. 0도의 사각은 직각 교량을 의미
- 샤르피V노치충격시험: 시험편을 40 mm 간격으로 벌어진 2개의 지지대에 올려놓고 V노치 부분을 지지대 사이의 중간에 놓고 노치부의 배면을 해머로 1회 타격을 주어 시험편을 파단시켜 그때의 흡수에너지, 충격치, 파면 율, 천이온도 등을 측정하는 시험(Charpy V-notch impact test)
- 설계강도: 공칭강도와 저항계수의 곱, ϕR_n(design strength)
- 설계경간: 바닥판에 대해서 주축방향에 있는 인접한 지지부재들 사이의 중심과 중심거리(design span)
- 설계응력 : 설계강도를 적용되는 단면의 특성으로 나눈 값(design stress)
- 설계지진 : 설계응답스펙트럼으로 표현되는 지진(design earthquake)
- 설계 주목점: 최대 또는 최소 단면력을 발생시키는 활하중의 위치와 방향
- 설계층간변위: 증폭 층간변위(설계지진 내습 시 비탄성 거동을 감안하여 산정된 변위, design story drift)
- 설계판 두께: 단면의 특성을 산정하는데 가정되는 각형강관의 판 두께(design wall thickness)
- 설계하중: 한계상태설계법의 하중조합에 따라 결정되는 적용하중(design load)
- 설계화재: 건축물에 실제로 발행하는 내화설계의 대상이 되는 화재의 크기(design-basis fire)
- 설계휨강도: 부재의 휨에 대한 저항력으로 공칭강도와 저항계수의 곱(design flexural strength)

- 성능적 내화설계: 건축물에 실제로 발생되는 화재를 대상으로 합리적이고 공학적인 해석방법을 사용하여 화재크기, 부재의 온도상승, 고온환경에서 부재의 내력 및 변형 등을 예측하여 건축물의 내화성능을 평가하 는 내화설계 방법(performance-based structural design for fire)
- 세그멘탈 시공: 공장제작 또는 현장타설 등으로 만든 콘크리트 세그먼트를 종방향으로, 현장에서 프리스트레스를 가하면서 조립하는 교량건설 방법(segmental construction)
- 세장비 : 휨축과 동일한 축의 단면2차반경에 대한 유효길이의 비(slenderness ratio)
- 세장판 단면: 탄성범위 내에서 국부좌굴이 발생할 수 있는 세장판 요소가 있는 단면(slender section)
- 소성단면계수: 휨에 저항하는 완전 항복 단면의 단면계수로서 소성중립축 상하의 단면적의 중립축에 대한 1차모멘트(plastic modulus)
- 소성모멘트: 완전히 항복한 단면의 저항모멘트(plastic moment)
- 소성해석: 평형조건은 만족하고 응력은 항복응력이하인 완전 소성거동의 가정에 근거한 구조해석(plastic analysis)
- 소요(요구)강도 : 한계상태설계 하중조합에 대한 구조해석에 의해 산정된 구조부재에 작용하는 힘, 응력, 또는 변형을 지칭(required strength)
- 수직보강재: 웨브에 부착하는 플랜지와 직각을 이루는 웨브 보강재(transverse stiffener)
- 수집재: 바닥 다이아프램과 부재 사이에 하중을 전달해 주는 부재
- 순간격: 인접한 볼트구멍 가장자리 간의 거리
- 순경간: 지지성분들 간의 면과 면사이의 거리
- 순단면: 볼트구멍 등에 의한 단면손실을 고려한 총단면(net area)
- 순두께 : 강재 거푸집의 물결모양으로 타설된 콘크리트를 제외한 콘크리트의 두께(net thickness)
- 순연단거리: 부재 끝에서 볼트구멍 가장자리까지의 거리(net edge distance)
- 스프링라인: 아치형 구조물에서 곡선부가 시작되는 지점이며, 파형강판 지중구조물에서는 최대 단면폭을 형성하는 지점 또는 이 지점을 연결한 선(spring line)
- 슬롯용접: 부재를 다른 부재에 부착시키기 위해 긴 홈을 뚫어서 하는 용접(slot weld)
- 신축롤러: 둥근 강재봉 형태로, 부재의 신축을 수용할 수 있는 지지부(expansion roller)
- 아이바: 균일한 두께를 가진 특수한 형태의 핀접합 부재로서, 핀구멍이 있는 머리와 구멍이 없는 몸체에 거의 동일한 강도를 부여하도록, 몸체의 폭보다 크게 단조되거나 산소절단된 머리폭을 가진 인장부재(eye bar)

- 아치효과: 차륜하중이 주로 슬래브에 형성된 압축 스트럿에 의해 전달되는 구조적 현상(arching effect)
- 아칭: 지중 파형강판 구조물과 주변 뒤채움 토사 간의 상대적 변위에 의해 구조물에 작용하는 연직토압의 일부가 증가 또는 감소하는 현상. 연직토압이 감소하는 경우 정아칭(positive arching), 증가하는 경우는 부아칭(negative arching)이라고 함(arching)
- 안전계수: 공칭강도와 실제강도 사이의 오차, 공칭하중과 실제하중 사이의 오차, 하중을 하중효과로 변환하는 해석과정의 불확실성, 또는 파괴모드 및 파괴결과에 따른 위험도를 반영하기 위한 계수, Ω(safety factor)
- 양연지지판: 하중의 방향과 평행하게 양면이 직각방향의 판요소에 의해 연속된 압축을 받는 평판요소(stiffened element)
- 연결보: 인접한 철근콘크리트 벽부재를 연결하여 함께 횡력에 저항하게 하는 강재보 혹은 합성보(coupling beam)
- 연결재: 볼트, 리벳 또는 다른 연결기구 등을 총괄해서 지칭하는 용어(fastner)
- 연단거리: 볼트의 중심으로부터 부재의 연단까지의 거리(edge distance)
- 연마면: 기계를 사용하여 평평하고 매끄러운 상태로 만든 면(milled surface)
- 열린 격자바닥: 콘크리트 슬래브로 덮이거나 또는 콘크리트로 속이 채워지지 않은 강재격자바닥
- 열절단: 가스, 플라즈마 및 레이저를 이용한 절단(thermally cut)
- 예상인장강도: 공칭인장강도 F_u에 R_t를 곱하여 산정되는 부재의 인장강도(expected tensile strength)
- 예상항복강도: 공칭항복강도 F_y에 R_y를 곱하여 산정되는 부재의 항복강도(expected yield strength)
- 오버랩이음: 교차하는 지강관이 겹치는 강관 트러스이음(overlap connection)
- 완성된 면: ANSI/ASME B46.1에 따라 측정된 거칠기 높이 값이 500 이하인 제작된 표면
- 완전 강접합: 접합되는 부재사이에 무시할 정도의 상대 회전 변형이 발생하면서 모멘트를 전달할 수 있는 접합(fully restrained moment connection)
- 완전용입그루브용접: 용접재가 조인트 두께를 넘어 완전히 용접되는 그루브용접(강관구 조접합부에서는 예외). (CJP: Complete-Joint-Penetration groove weld)
- 완전 합성보: 충분한 개수의 전단연결재를 사용하여 합성단면의 공칭소성휨강도를 발휘하는 합성보(fully composite beam)
- 용입재: 용접접합을 구성하는데 첨가되는 금속 또는 합금재(filler metal)

- 용착금속: 용접과정에서 완전히 용융된 부분. 용착금속은 용접과정에서 열에 의해 녹은 용입재와 모재로 구성되어 있음(deposited metal 혹은 weld metal)
- 용접접근공: 뒷받침판 등의 설치를 위한 구멍, 일명 스켈럽(weld access hole)
- 우각부: 따내기나 용접접근공에서 오목한 노출면의 방향이 급변하는 절단면(reentrant)
- 웨브 좌굴: 웨브의 횡방향 불안정 한계상태(web buckling)
- 웨브 횡좌굴: 집중압축력 작용점 반대편의 인장플랜지의 횡방향좌굴 한계상태(web sideway buckling)
- 유효순단면: 전단지체의 영향을 고려하여 보정된 순단면적(effective net area)
- 유효좌굴길이: 압축재 좌굴공식에 사용되는 등가좌굴길이 KL로서 분기좌굴해석으로부터 결정(effective length)
- 유효좌굴길이계수: 유효좌굴길이와 부재의 비지지길이의 비, K(effective length factor)
- U형박스 단면: 상부플랜지가 서로 연결되어 있지 않은 U자 모양의 단면
- 응력: 축방향력, 모멘트, 전단력이나 비틀림 등이 유발한 단위면적당 힘(stress)
- 응력범위: 하중의 통과로 인한 최대응력과 최소응력과의 차이(stress range)
- 응력재분배: 모멘트재분배의 결과로 발생한 휨응력(stress redistribution)
- 이음부: 2개 이상의 단부, 표면, 가장자리가 접합되는 영역. 사용되는 파스너 또는 용접의 형태와 하중전달 방법에 의해 분류됨(joint).
- 인버트: 구조물의 하부부분으로서 수심이 최대가 되는 지점 또는 부분
- 인장강도: 재료가 견딜 수 있는 최대 인장응력(tensile strength)
- 인장역작용: 프랫 트러스와 유사하게 전단력이 작용할 때 웨브의 대각방향으로 인장력이 발생하고 수직보강재에 압축력이 발생하는 패널의 거동(tension field action)
- 인장파단: 인장력에 의한 파단한계상태(tensile rupture)
- 인장항복: 인장에 의한 항복(tensile yielding)
- 일정진폭피로한계: 부재가 피로파괴 없이 무한대의 반복횟수에 견딜 수 있는 최대응력의 변화폭
- 자유돌출판: 하중의 방향과 평행하게 한 쪽 끝단이 직각방향의 판요소에 의해 연접된 평판요소(unstiffened element)
- 재하경로: 하중이 작용점에서부터 지점까지 전달되는 과정에 있는 부재와 연결부의 연속
- 적합성: 함께 연결된 요소 또는 부재들의 사이에 발생하는 변형이 같게 되는 성질(compatibility)

- 전단연결재: 합성부재의 2가지 다른 재료사이의 전단력을 전달하도록 강재에 용접되고 콘크리트 속에 매입된 스터드, ㄷ형강, 플레이트 또는 다른 형태의 강재(shear connector)
- 전단 연속성: 전단과 변위가 부재들 사이에서 또는 하나의 부재 내부에서 전달되는 조건
- 전단 키: 부재들 사이의 전단연속성을 제공하려는 의도로 만들어진 그라우트로 채워질 프리캐스트 부재의 측면에 미리 형성된 구멍 또는 세그멘트의 표면에 움푹 파인 곳과 돌출부의 시스템(shear key)
- 직교이방성 판: 2개의 주방향으로 서로 다른 구조적 성질을 가지는 판
- 직접해석법: 2차 해석 시 강성을 저감시키고 가상하중을 작용시킴으로써 잔류응력과 골조의 초기 불완전성에 대한 효과를 고려하는 안정성 설계방법(direct analysis)
- 전단뒤짐(전단지연): 접합부에서 응력이 집중되거나 응력이 전달되지 않는 현상(shear lag)
- 전단좌굴: 면내에 순수전단력에 의해 보의 웨브와 같은 판요소가 변형하는 좌굴모드(shear buckling)
- 전단파단: 전단력에 의한 파단한계상태(shear rupture)
- 전단항복(뚫림): 강관접합에서, 지강관이 붙어있는 주강관의 면외 전단강도에 기반한 한계상태(shear yielding(punching))
- 전체링크회전각: 링크 한 쪽 단부의 상대 쪽 단부에 대한 상대변위(변형되지 않은 링크의 재축의 횡방향으로 측정함)를 링크 길이로 나눈 값. 전체 링크회전각은 링크 및 링크단부에 접합된 부재의 탄성 및 비탄성 변형요소를 모두 포함(total link rotation)
- 접지면: 차륜과 도로표면 사이의 접촉면적(contact area)
- 접촉면: 2개의 요소 또는 부재들이 만나는 위치; 전단력을 전달하는 접합부요소의 접촉된 면(faying surface)
- 접합: 2개 이상의 단부, 표면 혹은 모서리가 접착된 영역. 연결재 혹은 용접의 사용여부와 하중전달 방법에 따라 종류를 나눌 수 있음(joint)
- 접합부: 2개 이상의 부재 사이에 힘을 전달하는 데 사용되는 구조요소 또는 조인트의 집합체(connection)
- 정적항복강도: 변형률 효과 또는 관성력 효과가 발생치 않게 느린 속도로 진행된 단조가력 파괴실험을 기초로 산정된 구조부재 또는 접합부의 강도(static yield strength)
- 조립부재: 용접, 볼트접합, 리벳접합된 구조용 금속소재로 제작된 부재(built-up member)
- 조밀단면: 휨을 받을 때 플랜지나 웨브에 국부좌굴이 일어나지 않고 완전소성상태에 도달하는 단면으로서 이 단면은 플랜지와 웨브의 세장비와 가새(브레이싱)에 관한 요구조건들을 만족해야 함.(compact section)

- 조정가새강도: 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 변위에서의 좌굴방지 가새골조의 가새강도(adjusted brace strength)
- 좌굴: 임계하중상태에서 구조물이나 구조요소가 기하학적으로 갑자기 변화하는 한계상태(buckling)
- 좌굴방지 가새골조: 가새시스템의 모든 부재가 주로 축력을 받고, 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 힘과 변형에 대해서도 가새의 압축좌굴이 발생치 않는 골조(buckling-restrained brace frame, BRBF)
- 좌굴방지 시스템: 좌굴방지 가새골조에서 강재 코아의 좌굴을 구속하는 시스템. 좌 굴방지시스템에는 강재 코아의 캐이싱과 접합부를 연결하는 구조 요소 모두가 포함됨. 좌굴방지 시스템은 설계층간변위의 2.0배 에 상당하는 변위에 대해서 강재 코아의 횡방향 팽창과 길이방향 수축이 가능하도록 거동해야 함.(buckling-restraining system)
- 주강관: 강관 트러스접합의 주강관부재(chord)
- 주강관 소성화: 강관접합에서 지강관이 접합된 주강관에서 면외 휨 항복선 기구에 기반한 한계상태(chord plastification)
- 주 방향 : 등방성 바닥의 경우는 짧은 경간방향; 직교이방성 판의 경우는 주하중 전달 요소방향
- 중간 내진시스템: 설계지진에 대하여 몇몇 부재가 중간정도의 비탄성적 거동을 일으킨다는 가정하에 설계된 내진시스템(intermediate seismic system)
- 중공바닥판 : 공극면적이 전체면적의 40% 이상 초과하지 않는 콘크리트 바닥
- 증폭지진하중: 지진하중의 수평성분 E에 시스템초과강도계수 Ω_o를 곱한 것(amplified seismic load)
- 지강관: 강관접합에서 주강관 또는 주요부재에 붙어있는 부재(branch member)
- 지레작용: 하중점과 볼트, 접합된 부재의 반력사이에서 지렛대와 같은 거동에 의해 볼트에 작용하는 인장력이 증폭되는 작용(praying action)
- 지압: 볼트접합부에서 볼트가 접합요소에 전달하는 전달력에 의한 한계상태(bearing)
- 지압형식 볼트접합부: 접합부재에 대한 볼트의 지압으로써 전단력이 전달되는 볼트접합부(bearing-type bolt connection)
- 지진응답수정계수: 지지하중 효과를 강도수준으로 감소하는 계수(seismic response modification coefficient)
- 지진하중 저항시스템: 스트럿, 집합부재, 현재, 다이아프램과 트러스 등을 포함한 건물 내의 지진하중 저항 구조요소의 집합체(seismic load resisting system)
- 직접부착작용: 합성단면의 강재와 콘크리트 사이에서 힘이 부착응력에 의해 전달되는 매커니즘(direct bond interaction)

- 차륜하중: 규정된 설계축하중의 1/2
- 초과강도계수: 증폭지진하중을 산정할 경우 사용되는 계수, Ω_o(overstrength factor)
- 최소기대사용온도: 100년의 평균재현기간을 기준으로 1시간 평균최저온도(lowest anticipated service temperature)
- 최소토피두께: 파형강판 지중구조물의 안정적 거동을 보장하기 위한 최소한의 토피 두께
- 충전형 합성기둥: 콘크리트로 충전된 사각 또는 원형강관으로 이루어진 합성기둥
- 층간변위각: 층간변위를 층고로 나눈 값, (rad) (interstory drift angle)
- 커버플레이트: 단면적, 단면계수, 단면2차모멘트를 증가시키기 위하여 부재의 플랜지에 용접이나 볼트로 연결된 플레이트(cover plate)
- 콘크리트압괴: 콘크리트가 극한변형률에 도달함으로써 압축파괴를 일으키는 한계상태(concrete crushing)
- 콘크리트헌치: 데크플레이트를 사용하는 합성바닥구조에서 데크플레이트를 절단한 후 간격을 벌림으로써 형성되는 거더 위의 콘크리트 단면(concrete haunch)
- 케이싱: 가새축에 직각방향의 힘에 저항함으로써 강재 코아의 좌굴을 방지하는 케이싱
- 타이다운: 접촉면에서 수직한 상대적 운동을 방지하는 역학적 장치
- 타이드아치: 아치리브의 수평하중이 수평인장부재에 의해 저항되는 아치(tied arch)
- 타이플레이트: 조립기둥, 조립보, 조립스트럿의 2개의 나란한 요소를 결집하기 위한 판재(tie plate)
- 탄성해석: 구조체가 하중제거 후에도 탄성이라는 가정에 근거한 구조해석(elastic analysis)
- 탄성단면계수: 단면2차모멘트를 도심축에서 단면의 양 끝까지의 거리로 나눈 값
- 토피: 파형강판 지중구조물 정점부부터 지표면까지의 채워지는 흙
- 통합자동응력법: 비탄성설계에서 모든 항복점에서 연속관계 및 회전관계를 만족하도록 소성회전각과 모멘트를 산정하는 방법(unified auto stress method)
- 특수 내진시스템: 설계지진하에서 몇몇 부재가 상당한 비탄성적 거동을 일으킨다는 가정 하에서 설계된 내진시스템(special seismic system)
- 파괴인성: 구조용 재료 또는 요소가 파괴되지 않고 흡수할 수 있는 에너지의 양. 일반적으로 샤르피V노치충격시험에 의해 결정함.
- 파형강판 : 일정크기의 구조용 강판을 정해진 규격의 파형주름을 주어 성형한 금속판
- 파형강판 지중구조물: 파형강판을 볼트로 조립하여 단면을 형성한 후 주변과 상부를 흙으로 다짐하여 흙-구조물 상호작용으로부터 외부하중을 지지하는 구조물. 지중강판 구조물이라고도 함.

- 패널존: 접합부를 관통하는 보와 기둥의 플랜지의 연장에 의해 구성되는 보-기둥 접합부의 웨브영역으로, 전단패널을 통하여 모멘트를 전달하는 영역(panel zone)
- 표면지압판: 철근콘크리트 벽이나 기둥 안에 묻히는 강재에 접합되는 보강재로 철근콘크리트의 표면에 위치하여 구속력을 제공하고 하중을 직접 지압에 의해 콘크리트에 전달하는 판(face bearing plate)
- 표준최소인장강도: KS에 의해 명시된 재료의 인장강도의 하한선(specified minimum tensile strength)
- 표준최소항복응력: KS에 의해 규정된 재료에 따른 최소항복응력의 하한선(specified minimum yield stress)
- 프로토타입: 실제건물의 골조에서 사용되는 접합부, 부재크기 및 강재특성과 그 밖의 설계, 상세와 공사특성(prototype)
- 프리텐션 접합부: 규정된 최소의 프리텐션으로 조여진 고장력볼트 접합부(preten sioned joint)
- 플레이트거더: 조립보(plate girder)
- 피로 : 인장성분을 가진 수직응력의 반복적인 작용으로 인한 균열의 발생 및 진행(fatigue)
- 피로강도 : 특정 반복횟수 동안 부재에 파괴가 일어나지 않고 저항할 수 있는 최대 응력범위(fatigue strength)
- 피로설계수명: 피로균열의 발생 없이 설계교통하중에 저항할 수 있는 기간
- 필릿용접: 용접되는 부재의 교차되는 면 사이에 일반적으로 삼각형의 단면이 만들어지는 용접(fillet weld)
- 필릿용접 보강: 그루브용접을 보강하기 위해 추가된 필릿용접
- 하중저항 철근: 소요하중에 저항할 수 있도록 설계하고 배근한 합성부재 내의 철근(restraining bar)
- 한계상태: 구조체 또는 구조요소가 사용하기에 부적당하게 되고 의도된 기능을 더 이상 발휘하지 못하는 상태(사용한계상태) 또는 극한하중 지지능력에 도달한 상태(강도한계상태)(limit state)
- 한계상태설계법: 한계상태설계법 하중조합 하에서 부재의 설계강도가 소요강도 이 상이 되도록 구조요소를 설계하는 방법(LSD: Limit State Design method)
- 합성가새 : 철근콘크리트에 매입된 강재 단면(압연 또는 용접단면) 또는 콘크리트가 충 전된 강재 단면으로써 가새로 사용되는 부재 (composite brace)
- 합성기둥: 철근콘크리트가 피복된 강재 단면이나 콘크리트가 충전된 강재 단면의 기둥(composite column)

- 합성보: 강재보가 슬래브와 연결되어 하나의 구조물로서 구조적 거동을 할 수 있는 보로서, 노출형 합성보와 매입형 합성보가 있음(composite beam)
- 합성슬래브: 데크플레이트에 부착되고 지지된 콘크리트 슬래브로, 지진하중 저항시스템의 부재 사이에 하중을 전달하는 다이아프램으로 거동하는 것(composite slab)
- 합성작용: 2개 또는 그 이상들의 요소 또는 부재들이 그들 사이의 상대운동을 방지함으로써 함께 작용하도록 만들어진 조건(composite action)
- 합성전단벽: 매입되지 않은 강재 단면이나 철근콘크리트에 매입된 강재 단면을 경계부재로 갖는 철근콘크리트 벽(composite shear wall)
- 항복강도: 응력과 변형의 비례상태의 규정된 변형한계를 벗어날 때의 응력(yield strength)
- 항복모멘트: 부재에 작용하는 휨모멘트가 항복모멘트에 도달하여 단면의 최연단부가 항복하는 것(yield moment)
- 항복선 방법: 콘크리트 슬래브의 여러 개의 가능한 항복선 형태 중에서 최소하중 전달능력을 결정하는 해석방법
- 항복선: 소성힌지선
- 항복선 해석: 소성힌지 메카니즘 형성에 근거를 둔 부재의 하중전달 능력을 결정하는 방법
- 항복응력: 항복점, 항복강도 또는 항복응력 레벨(yield stress)
- 허용강도: 공칭강도를 안전계수로 나눈 값(allowable strength)
- 허용강도설계법: 구조요소의 요구강도보다 구조요소의 허용강도가 동일하거나 초과되도록 구조요소를 설계하는 설계법(ASD: Allowable Strength Design)
- 허용응력: 허용강도를 안전률로 나눈 값(allowable stress)
- 현재: 각형강관에서 트러스 접합부를 통해 연결되는 주요부재(chord member)
- 횡가새: 대각가새, 전단벽 또는 이에 상응하는 방법으로 면내 횡방향 안정을 제공하는 부재(lateral bracing)
- 횡방향보강재: 웨브에 부착되고 플랜지와 수직을 이루는 웨브 보강재(transverse stiffener)
- 횡방향 철근: 매입형 합성기둥에서 강재 코아 주위의 콘크리트를 구속하는 역할을 하는 폐쇄형타이나 용접철망과 같은 철근(transverse reinforcement)
- 횡비틀림좌굴: 횡방향 변형과 비틀림을 동반하는 좌굴(lateral-torsional buckling)
- 횡지지부재: 주 골조부재의 횡좌굴 또는 횡비틀림좌굴이 방지되도록 설계된 부재(lateral bracing)
- 횡하중: 풍하중 또는 지진하중과 같이 횡방향으로 작용하는 하중(lateral load)
- 휨비틀림좌굴: 단면형상의 변화없이 압축부재에 휨과 비틀림 변형이 발생하는 좌굴모드(flexural-torsional buckling)

- 휨 연속성: 부재들 사이 또는 부재 내부에서 모멘트와 회전을 전달하는 능력
- 휨좌굴: 단면의 비틀림이나 형상의 변화없이 압축부재가 휨으로 휘는 좌굴모드(flexural buckling)
- K-이음: 주강관을 횡단하는 지강관 또는 접합요소의 하중이 주강관의 같은 측면에서 다른 지강관 또는 접합요소의 하중에 의해 평형을 이루는 강관이음(K-connection)
- K형 가새골조: 다이아프램이나 면외 지지가 없는 위치에서 기둥과 접합된 가새로 구성된 골조(K-braced frame)
- T-이음: 지강관 또는 접합요소가 주강관에 수직이고 주강관의 황방향 하중을 주강관에서 전단에 의해 평형을 이루는 강관이음(T-connection)
- V형 가새골조: 보의 상부 또는 하부에 위치한 한 쌍의 대각선가새가 보의 경간 내의 한 점에 연결되어 있는 중심 가새골조. 대각선가새가 보 아래에 있는 경우는 역V형 가새골조라고도 함.(V-braced frame)
- X-이음: 주강관을 횡단하는 지강관 또는 접합요소의 하중이 주강관의 반대편 다른 지강관 또는 접합요소의 하중에 의하여 평형을 이루는 강관이음(X-connection)
- X형 가새골조: 한 쌍의 대각가새들이 가새의 중간 근처에서 교차하는 중심 가새골조(X-braced frame)
- Y-이음: 지강관 또는 접합요소가 주강관에 수직이 아니며 주강관을 횡단하는 하중 이 주강관에서 전단에 의해 평형을 이루는 강관이음(Y-connection)
- Y형 가새골조: Y자형의 스템 부분이 링크 역할을 하는 편심 가새골조(Y-braced frame)

1.3 주요기호

A : 단면적 (mm^2); 피로상세범주; 지간계수; 리브 웨브의 간격 중에서 큰 것 (mm)

A_B : 콘크리트의 재하면적 (mm^2)

A_b : 볼트의 공칭단면적 (mm^2); 핀 플레이트의 지압면적; 수평경계요소의 단면적 (mm^2)

A_{bi} : 겹치는 지강관의 단면적 (mm^2)

A_{bj} : 겹친 지강관의 단면적 (mm^2)

$A_{¥}$: 하부플랜지의 단면적 (mm^2)

A_c : 압축플랜지 단면적; 콘크리트 단면적; 유효폭 내의 콘크리트 단면적; 수직경계요소의 단면적 (mm^2); 시공장비 축하중(kN)

A_d, e_{ff} : 종방향 리브를 포함한 바닥판의 유효단면적 (mm^2)

$ADTT$: 일평균 트럭교통량

$ADTT_{SL}$: 일차선 당 일평균 트럭교통량

A_e : 유효순단면적 (mm^2)

A_{eff} : 감소된 유효폭(b_e)을 고려하여 산정한 유효단면적의 합 (mm^2)

A_f : 집중하중을 전달하는 플랜지의 면적; 기둥의 플랜지면적 (mm^2); 단면형상과 토피고에 따른 무차원 아칭계수

A_{fb} : 하부플랜지의 단면적 (mm^2)

A_{fc} : 압축플랜지의 단면적 (mm^2)

A_{fg} : 플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{fn} : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_{ft} : 인장플랜지의 단면적 (mm^2)

A_g : 부재의 총단면적; 설계벽두께를 기초로 한 강관의 전단면적; 합성부재의 총단면적 (mm^2)

A_{gn} : 부재의 순단면적에서 A_{ne}를 뺀 값 (mm^2)

A_{gt} : 인장저항 총단면적 (mm^2)

A_{gv} : 전단저항 총단면적 (mm^2)

A_H : 수평가속도계수

A_L : 차량축하중 (kN)

A_n : 부재의 순단면적 (mm^2)

A_{ne} : 순단면적 (mm^2)

A_{nt} : 인장저항 순단면적 (mm^2)

A_{nv} : 전단저항 총단면적 (mm^2)

A_o : 박스형단면의 내부단면적 (mm^2)

A_p : 핀의 단면적; 연결부의 윗 판과 아랫 판의 접합단면적의 합이나 연결판의 면적 중 적은 면적 (mm^2)

A_{pb} : 투영된 지압면적 (mm^2)

A_{pn} : 지압보강재의 유효단면적 (mm^2)

A_r : 콘크리트 슬래브의 유효폭 내에 있는 적절하게 정착된 길이방향 철근의 단면적; 주철근의 단면적; 플랜지 유효폭 내의 철근 단면적 (mm^2)

A_s : 강재의 단면적; 슬래브의 단면적; 보강재의 전단면적 (mm^2); 내부지점부에서 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

A_{sa} : 강재스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

A_{sc} : 스터드연결재의 단면적 (mm^2)

A_{sh} : 띠철근의 최소단면적 (mm^2)

A_{sp} : 합성전단벽의 강판 수평단면적 (mm^2)

A_{sr} : 연속된 길이방향 철근의 단면적 (mm^2)

A_{st} : 보강재의 단면적 (mm^2)

A_t : 인장플랜지의 단면적 (mm^2)

A_{tf} : 합성단면에서 유효폭 내의 철근과 플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{tg} : 블록전단상태에서 인장파단 총단면적 (mm^2)

A_{tn} : 블록전단상태에서 인장파단 순단면적 (mm^2)

A_V : 수직가속도계수

A_v : 사인장을 지지하는 수직철근의 단면적 (mm^2)

A_{vg} : 블록전단상태에서 전단파단 총단면적 (mm^2)

A_{vn} : 블록전단상태에서 전단파단 순단면적 (mm^2)

A_w : 웨브의 단면적; 용접의 유효면적 (mm^2)

A_1 : 베이스플레이트의 면적 (mm^2); 콘크리트의 재하면적 (mm^2)

A_2 : 베이스플레이트와 닮은꼴의 콘크리트 지지부분의 최대면적 (mm^2)

B : 접합평면과 90°를 이루는 각형 강관폭 (mm); 접합평면과 90°를 이루는 각형주강관의 폭 (mm); 수직보강재 단면에 대한 상수

B_b : 접합평면과 90°를 이루는 각형 지강관의 폭 (mm)

B_{bi} : 겹치는 지강관의 폭 (mm)

B_{bj} : 겹친 지강관의 폭 (mm), 즉 겹쳐진 다른 한 지관을 의미함

B_p : 접합평면과 90°를 이루는 판폭 (mm)

B_r : 지압강도 (N)

B_1 : 압축과 휨을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 $P-\delta$효과를 설명하기 위한 증폭 계수

B_2 : 구조물의 각 층의 층횡변위의 방향에 대한 $P-\Delta$효과를 설명하기 위한 증폭계수

C : 전단좌굴응력 대 전단항복강도의 비; 직교이방성에 있는 리브를 조절하기 위한 바닥홈의 두께 (mm); 강관의 비틀림상수

C_b : 횡좌굴모멘트 수정계수; 모멘트변화 보정계수

C_m : 골조의 횡변위가 발생하지 않는 것으로 가정할 때의 계수

C_r : 횡처짐좌굴 상관계수

C_s : 뒤채움 흙과 구조물의 상대 축강성 매개변수

C_v : 웨브의 전단상수

C_w : 뒴(뒤틀림)상수 (mm^6)

C_1 : 차량 축 개수와 지간에 따른 감소계수

C_1, C_2, C_3 : 충전형 합성압축부재의 유효강성을 위한 계수

D : 원형 강관의 외경; 부재의 외경; 설계하중에 의한 1차 층간변위; 웨브 높이; 수평보강재 안의 최대 웨브 높이; 핀 직경 (mm)

D' : 콘크리트 슬래브의 최대 변형율이 파쇄변형률 이론치와 같을 때 조밀단면이 소성모멘트 한계치에 도달할 때의 조밀단면 높이 (mm)

D_b : 원형 지강관의 외경; 지강관의 외경 (mm)

D_c : 압축력을 받는 웨브높이 (mm)

D_{cp} : 소성모멘트 상태에서의 압축력을 받는 웨브높이 (mm)

D_h : 구조물 스프링라인 사이 거리 (m); 설계지간 (m)

D_p : 성모멘트 상태의 합성단면에서 슬래브 상부에서 중립축 간의 거리; 수평보강재간의 최대 웨브 높이 (보강재가 없을 경우 웨브높이) (mm)

D_s : 플레이트거더에 사용되는 수직보강재의 종류와 관계있는 계수

D_v : 구조물단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)

D/L : 구조물의 모든 층에 대한 최대 L에 대한 D의 비

E : 강재의 탄성계수 (MPa); 지진하중

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

E_m : 뒤채움 흙의 탄성계수 (MPa)

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa); 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)

E_{sr} : 철근의 탄성계수 (MPa)

EI_{eff} : 합성단면의 유효강성 (N·mm^2)

EI^* : 해석에서 사용되는 휨강성
(직접해석법 : $0.8\tau_b EI$, 유효좌굴길이법과 1차해석법: EI)

FCM : 붕괴유발부재

F_c : 가용응력 (MPa)

F_{cb} : 플랜지의 공칭압축좌굴강도 (MPa)

F_{cf} : 이음점에서의 제어 플랜지에 대한 설계응력 (MPa)

F_{cr} : 임계 좌굴응력 (MPa)

F_{crs} : 보강재의 국부좌굴강도 (MPa)

F_{crw} : 웨브의 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_e : 탄성좌굴응력, 합성부재의 공칭압축강도 (MPa)

F_{ex} : x축에 대한 휨탄성좌굴응력 (MPa)

F_{exx} : 용접금속의 분류강도 (MPa)

F_{ey} : y축에 대한 휨탄성좌굴응력 (MPa)

F_{fat} : 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위로서 F_{fat1}과 F_{fat2} 중 큰 값 (N/mm)

F_{fat1} : 브레이싱 간 곡률효과에 의한 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

F_{fat2} : 사교와 같이 비틀림효과에 의한 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

F_{in} : 공칭부착응력 (MPa)

F_L : 형강의 잔류응력을 고려하여 공칭강도의 산정에 이용된 응력 (MPa)

F_m : 병렬구조물에 따른 감소계수

F_n : 응력으로 표현된 공칭휨강도; 공칭비틀림강도 (MPa)

F_{nc} : 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

F_{nt} : 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

F_{nt}' : 전단응력의 효과를 고려한 공칭인장응력 (MPa)

F_{nw} : 용접모재의 공칭강도 (MPa)

F_r : 응력으로 표현된 설계휨강도 (MPa)

F_{ra} : 설계축방향응력 (MPa)

F_{rbw} : 강축에 대한 설계휨응력 (MPa)

F_{rbz} : 약축에 대한 설계휨응력 (MPa)

F_{rc} : 상부플랜지에서 크로스프레임 또는 다이아프램의 작용력의 순범위 (N)

F_s : 사용하중에 의한 이음점 플랜지의 설계응력 (MPa)

F_u : 강재의 최소인장강도; 풍하중을 제외한 설계하중에 의한 바닥플랜지의 휨응력; 스터드연결재의 최소인장강도; 강관의 인장강도; 강관부재의 극한강도; 피접합재의 공칭인장강도 (MPa); 스터드 전단연결재의 설계기준 인장강도 (MPa)

F_{ub} : 볼트의 최소인장강도 (MPa)

F_{vr} : 박스플랜지의 계수 비틀림전단강도 (MPa)

F_w : 용접 모재의 인장강도; 풍하중에 의한 플랜지 연단의 휨응력 (MPa)

F_y : 핀의 항복강도; 강재의 항복강도; 강재의 설계기준 항복강도; 강관의 항복강도; 기둥웨브의 명시된 최소항복응력; 주강관의 항복강도 (MPa)

F_{yb} : 바닥플랜지의 최소항복강도; 지강관의 항복강도 (MPa)

F_{ybi} : 겹치는 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

F_{ybj} : 겹친 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

F_{yc} : 압축플랜지의 최소항복강도; 기둥 플랜지의 항복강도 (MPa)

F_{yce} : 압축플랜지의 유효항복강도 (MPa)

F_{yf} : 플랜지의 최소항복강도; 보플랜지의 항복강도 (MPa)

F_{yh} : 띠철근의 공칭항복강도 (MPa)

F_{yp} : 판재의 항복강도 (MPa)

F_{yr} : 잔류응력이 고려된 압축플랜지의 항복강도 또는 최소항복강도 중 작은 값 (MPa); 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서의 압축플랜지 응력 (MPa)

F_{yre} : 주철근의 유효항복강도 (MPa)

F_{ys} : 보강재의 최소항복강도 (MPa)

F_{ysr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

F_{yst} : 보강재의 설계항복강도 (MPa)

F_{yt} : 인장플랜지의 최소항복강도 (MPa)

F_{yte} : 인장플랜지의 유효항복강도 (MPa)

F_{yw} : 웨브의 최소항복강도 (MPa)

F_{ywe} : 웨브의 유효항복강도 (MPa)

G : 강재의 전단탄성계수 (MPa)

H : 접합평면에서 측정한 각형 주강관의 높이; 층고 (mm); 토피고 (m); Δ_H를 계산하기 위해 사용된 횡하중에 의하여 고려되는 변위의 방향으로 발생하는 층전단력 (N)

H' : 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 1/2 (m)

H_b : 접합평면에서 측정한 각형 지강관의 높이 (mm)

H_{bi} : 겹치는 지강관의 높이 (mm)

$H_{c.}$: 시공 중 안정성 검토대상 토피고 (m)

H_{uw} : 이음점에서 웨브의 높이 중앙에 작용하는 수평합력 (N)

I : 휨평면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_c : 콘크리트 단면의 단면2차모멘트; 웨브판에 수직인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_l : 수평보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_p : 이음판으로 연결된 웨브 볼트군의 극관성모멘트 (mm^4)

I_s : 단부를 기준으로 한 수평보강재의 단면2차모멘트; 아치리브 보강재의 단면2차모멘트; 강재 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{sr} : 철근단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_t : 수직보강재의 총 단면2차모멘트 (mm^4)

I_x : x축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_y : y축에 대한 단면2차모멘트; 단부를 기준으로 한 수직보강재의 단면2차모멘트; 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yc} : y축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트 또는 복곡률의 경우 압축플랜지 중 작은 플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : y축에 대한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_z : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

IM : 충격계수

J : 비틀림상수(순수비틀림상수) (mm^4); 보강재의 휨강성변수

K : 유효좌굴길이계수; 인접한 흙에 대한 구조물의 상대강성계수

K_h : 볼트연결부에서의 구멍크기계수

K_i : 서로 맞닿은 ㄱ형강일 경우 0.5; 서로 맞닿은 ㄷ형강일 경우 0.75; 다른 모든 경우 0.86

K_{m1}, K_{m2}, K_{m3}:고정하중 시공단계 및 활하중 재하 시 휨강성비에 따른 무차원계수

K_s : 볼트연결부에서의 표면상태계수

K_x : x축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_y : y축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_z : z축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_1 : 횡방향으로 구속된 골조에 대해 산정한 휨평면에 대한 유효좌굴길이계수

K_2 : 횡방향으로 구속되지 않은 골조에 대해 산정한 휨평면에 대한 유효좌굴길이계수

L : 지간길이; 부재길이; 연결부의 길이; 부재의 횡좌굴에 대한 비지지길이; 중심라인에서 작업구간 사이의 부재길이; 층고; 횡좌굴에 대한 비지지길이; 부재의 횡지지길이; 수직경계요소의 중심간 거리 (mm)

L_b : 비지지길이; 부재 단부에서 첫 가새점까지의 거리; 횡지지길이 (mm)

L_c : ㄷ형강 전단연결재의 길이; 볼트구멍 순간격 혹은 볼트 연단거리 (mm)

L_{cf} : 수직경계요소 플랜지 사이의 순거리 (mm)

L_{cp} : 덮개판 길이 (mm)

L_e : 각형강관에서 맞댐용접과 필릿용접의 총유효길이 (mm)

L_h : 보 소성힌지 사이의 거리 (mm)

L_{in} : 하중도입부의 길이 (mm)

L_n : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 호의 길이 (mm)

L_p : 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm); 최대정모멘트(활하중+충격하중)에 인접한 지점과 거더 단부 사이의 호의 길이 (mm)

L_r : 비탄성 횡방향 비틀림좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

L_v : 최대전단력 작용점과 전단력이 0인 점 사이의 거리 (mm)

L_E : 활하중

M_A : 비지지구간에서 1/4지점의 모멘트 (N・mm)

M_B : 비지지구간에서 중앙부의 단부모멘트 (N・mm); 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m)

M_C : 비지지구간에서 3/4지점의 모멘트 (N・mm); 설계하중에 의한 기둥모멘트 (N・mm); 시공 중 활하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cD} : 고정하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cE} : 지진하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cf} : 정점부 설계휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cL} : 활하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_D : 상부아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m); 정점부와 어깨부의 고정하중 및 휨모멘트의 합 (kN・m/m)

M_e : 탄성 횡좌굴모멘트 (N・mm)

M_f : 완공 후 작용하는 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{fb} : 가로보의 설계모멘트 (N・mm)

M_{fl} : 인접보로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 종방향 설계모멘트 (N・mm)

M_{ft} : 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 횡방향 설계모멘트 (N・mm)

M_h : 소성힌지에서의 설계모멘트 (N・mm)

M_{hD} : 고정하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{hE} : 지진하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{hf} : 어깨부 설계 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{hL} : 활하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_L : 완공 후 활하중에 의한 휨모멘트; 트럭하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m)

M_l : 비지지부재 단부에서의 설계하중에 의한 최소모멘트 (N・mm)

M_{lt} : 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N・mm)

$M_{\max}$: 최대휨강도; 비지지구간에서 모멘트 중 가장 큰 값 (N・mm)

M_{mid} : 비지지길이 구간 중앙점에서의 강축에 대한 휨모멘트 (N・mm)

M_n : 공칭휨강도 (N・mm)

M_{nc} : 압축플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_{np} : 내측 지점에서의 공칭휨강도 (N・mm)

M_{nt} : 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N・mm); 인장플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_o : M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. (N・mm)

M_p : 소성휨강도 (N・mm)

M_{pc} : 기둥의 공칭소성휨강도 (N・mm)

M_{pe} : 유효소성휨강도 (N・mm)

M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN・m/m)

M_{ps} : 콘크리트로 채워진 부재에서 강재 단면의 소성휨강도 (N・mm)

M_r : 설계휨강도 (N・mm); 하중조합으로 구해진 소요 2차휨강도 (N・mm)

M_{rb} : 가로보의 설계휨강도 (N・mm)

M_{rr} : 종방향 리브의 설계휨강도 (N・mm)

M_{rt} : 인접 리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 설계휨강도 (N・mm)

M_{rx}, M_{ry} : x-방향, y-방향의 설계하중에 의한 휨모멘트 (N・mm)

M_{r-ip} : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요 면내휨강도 (N・mm)

M_{r-op} : 중조합을 사용하는 지강관의 소요 면외휨강도 (N・mm)

M_u : 설계하중에 의한 휨모멘트 ; 설계하중에 의한 최대 패널모멘트; 하중조합을 사용하는 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

M_{ur} : 강바닥판 리브의 국부 설계휨모멘트 (N・mm)

M_{uv} : 소성힌지 위치에서 기둥 중심선까지의 전단증폭에 의한 누가모멘트 (N・mm)

M_{uw} : 이음점에서 웨브 높이 중앙에서의 설계모멘트 (N・mm)

M_{ux}, M_{uy} : x-방향, y-방향에서의 설계하중에 의한 휨모멘트 (N・mm)

M_w : 설계풍하중에 의한 바닥플랜지의 최대 횡방향모멘트 (N・mm)

M_y : 항복휨강도 ; 웨브항복을 고려하지 않을 경우의 항복휨모멘트 (N・mm)

M_{yc} : 콘크리트로 채워진 부재에서 합성단면의 항복휨강도 (N・mm); 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_{yr} : 웨브의 항복을 고려할 경우 항복모멘트강도 (N・mm)

M_{yt} : 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_1 : 상부아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m); M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, M_2와 M_o또는 M_{mid}를 선형 보간하여 구한 모멘트 중 C_b값을 작게 발생시키는 것으로 한다. (N・mm)

M_2 : 브레이싱 양단지점에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 휨모멘트의 최댓값 (N・mm)

N : 응력범위의 반복횟수; 강관축과 나란한 하중지지 길이; 집중하중이 작용하는 폭(다만, k 보다 작지 않아야 함) (mm); 베어링의 길이 (mm)

NDT : 파괴검사

N_b : 인장력을 받는 볼트의 수

N_F : 구조물과 흙의 휨강성비

N_i : i층에 적용되는 가상하중; 추가적인 횡하중 (N)

N_s : 전단단면수; 볼트 당 전단단면수

O_v : 오버랩 접합계수

P : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 콘크리트 바닥판의 총 공칭전단력 (N)

P_A : 비지지구간의 1/4지점에서 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_B : 비지지구간의 중앙지점에서 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_c : 압축강도; 설계 축방향 압축 또는 인장강도; 비지지구간의 3/4지점에서 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_{co} : 면외휨을 고려한 압축강도 (N)

P_{DB} : 축당 설계하중 (kN)

$P_{e\,story}$: 고려하는 변위의 방향으로의 층에 대한 탄성좌굴강도 (N)

P_{e1} : 휨평면 상에서 횡방향으로 단부가 구속된 부재의 탄성좌굴강도 (N)

P_h : 설계하중에 의해 최대모멘트가 발생될 때의 가새점에서의 압축플랜지의 하중 (N)

P_k : 골조의 횡변위가 발생할 때의 1차축강도 (N)

P_l : 설계하중에 의해 최소모멘트가 발생될 때의 가새점에서의 압축플랜지의 하중 (N)

P_{lt} : 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차축강도 (N)

$P_{\max}$: 비지지구간에서 최대 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_{mf} : 고려되는 변위의 방향으로의 모멘트골조가 있는 층에서 기둥에 작용하는 전체 수직하중(가새골조 시스템에 대해서는 0이다.)

P_n : 공칭강도; 공칭지압강도; 공칭압축강도 (N); 축방향 공칭설계강도 (N); 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 내측 지점부에 위치한 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 P_{1n}과 P_{2n} 중 작은 값 (N)

P_{no} : 세장효과를 고려하지 않은 합성부재의 공칭압축강도 (N)

P_{1n} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 내측 지점부에 위치한 거더의 종방향 힘 (N)

P_{2n} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 내측 지점부에 위치한 콘크리트 바닥판의 종방향 힘 (N)

P_{nt} : 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중조합으로 구해진 1차축강도 (N)

P_{ny} : 전단면의 항복에 대한 공칭인장강도 (N)

P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭인장강도 (N)

P_o : 편심이 없는 합성기둥의 공칭축강도 (N)

P_p : 콘크리트의 공칭지압강도 (N); 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위해 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 P_{1p}와 P_{2p} 중 작은 값 (N)

P_{1p} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위해 최대 정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 종방향 힘 (N)

P_{2p} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위해 최대 정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 거더의 종방향 힘 (N)

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m)

P_r : 축방향 설계강도; 핀 보강판의 설계지압강도; 바닥판의 공칭인장강도 (N); 하중조합으로 구해진 소요2차축강도; 하중조합으로 구해진 소요축압축강도 (N); 합성부재에 가해지는 소요외력 (N)

P_{rs} : 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 힘 (N)

P_{story} : 층에 의해 지지되는 전체 수직하중, 이 하중은 횡하중 저항시스템이 아닌 기둥에 작용하는 하중도 포함한 하중조합임. (N)

P_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 P_p와 P_n의 합 (N)

P_t : 볼트의 최소 소요인장력 (N)

P_u : 설계 축방향 하중; 설계하중에 의한 볼트당 인장력 혹은 전단력; 강바닥판 리브의 하중; 합성기둥의 소요축강도; 기둥의 소요압축강도; 링크의 소요압축강도 (N)

P_y : 부재의 항복강도; 축항복강도 (N)

P_ν : 순단면의 파단에 대한 공칭인장강도 (N)

Q : 설계하중(소요강도); 단면 중립축에 대한 조밀단면의 환산단면의 단면1차모멘트 (mm^3); 단기 합성단면의 중립축에 대한 바닥판 환산단면적의 단면1차모멘트 (mm^3); 모든 세장압축 판요소를 고려하는 순감소계수

Q_a : 세장한 양연지지판의 저감계수

Q_{ct} : 설계인장강도 (N)

Q_{cv} : 설계전단강도 (N)

Q_f : 주관-응력상관변수

Q_{fl} : 플랜지의 좌굴강도에 대한 항복강도의 비

Q_n : 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

Q_{nt} : 강재스터드 전단연결재의 공칭인장강도 (N)

Q_{nv} : 강재스터드 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

Q_p : M_r이 되기 위한 웨브와 압축플랜지의 세장비

Q_r : 전단연결재의 설계전단강도 (N)

Q_{rt} : 소요인장강도 (N)

Q_{rv} : 소요전단강도 (N)

Q_s : 세장한 자유돌출판의 저감계수

Q_u : 설계하중에 의한 볼트당 프라잉 인장력 (N)

R : 소성회전, 전단 상관계수; 응답수정계수; 파형강판 지중구조물 상부 또는 측면 곡률반경 (m); 패널 내의 최소 거더반경 (mm)

R_a : 허용강도설계법의 요구강도

R_B : 단면형상에 따른 감소계수

R_b^* : 조밀단면의 하중저감계수(load-shedding factor)

R_b, R_h : 플랜지 응력감소계수

R_c : 파형강판 구조물 상부의 곡률반경 (m)

R_{cf} : 이음점에서 F_{cf}와 f_{cf}비의 절댓값

R_e : 등가곡률반경 (mm)

R_g : 그룹의 효과를 고려한 계수

R_L : 휨강성비; 지간 및 토피고에 따른 감소계수

R_M : $P-\Delta$에 대한 $P-\delta$의 영향을 설명하는 계수

R_m : 단면형상계수

R_n : 볼트연결부의 공칭강도 (N 또는 MPa); 공칭강도(=1.0 가새골조구조시스템; =0.85 모멘트골조 및 혼합골조); 집중하중에 대한 공칭 저항강도 (N); H형강 또는 강관의 전 둘레길이와 하중도입부의 길이에 해당하는 공칭부착강도 (N)

R_p : 전단연결재의 위치에 따른 효과를 고려한 계수

$(R_{pB})_r$: 핀의 지압강도 (N)

R_{pc} : 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수 (MPa)

R_{pg} : 휨강도 감소계수

R_{pt} : 인장플랜지에 대한 웨브 소성화계수 (MPa)

R_r : 강도한계상태에서 볼트 또는 용접연결부의 설계강도 (N 또는 MPa)

R_s : 전단과 인장을 동시에 받는 볼트의 공칭전단강도 (N)

$(R_{sb})_n$: 지압보강재의 공칭지압강도 (N)

$(R_{sb})_r$: 지압보강재의 설계지압강도 (N)

R_t : 예상인장강도 대 최소인장강도의 비

R_U : 지간 및 토피고에 따른 하중감소계수

R_u : 한계상태설계법의 요구강도 (N); 계수 집중하중 또는 베어링 반력 (N)

R_v : 패널존의 공칭전단강도 (N)

R_y : 예상항복강도 대 최소항복강도의 비

S : 탄성단면계수 (mm^3); 유효경간길이 (mm); 병렬구조물의 인접구조물 간 최소거리 (m)

S_c : 휨축에 대한 다리 압축부분의 탄성단면계수 (mm^3)

S_{eff} : 압축플랜지의 유효폭 b_e에 대한 유효단면계수 (mm^3)

S_s : 이음부 공칭강도 (kN/m)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xc} : 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xe}, S_{xt} : 플랜지의 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xt}, S_{xc} : 인장과 압축플랜지에 대한 단면계수 (mm^3); 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_y : ㄷ형강의 경우 최소단면계수 (mm^3)

T : 설계하중으로 인한 내적토크 (N・mm)

T_C : 시공장비에 의한 압축력 (kN/m)

T_c : 비틀림강도 (N・mm)

T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_E : 지진하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_f : 설계압축력 (kN/m)

T_L : 활하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_n : 공칭비틀림강도 (N・mm); 볼트의 공칭인장강도 (N)

T_o : 설계볼트장력 (N)

T_r : 소요비틀림강도 (N・mm)

T_u : 한계상태설계법의 하중조합에 의한 인장력; 하중조합에 의한 볼트 1개가 받는 인장력 (N)

U : 전단뒤짐(전단지연)에 의한 감소계수

U_{in} : H형강 또는 강관의 둘레길이 (mm)

V : 유공판에 추가적으로 작용하는 전단력; 기둥에 작용하는 전단력 (N)

V' : 전단연결재에 의해 전달되는 전단력 (N)

V_c : 전단강도 (N)

V_{cr} : 인접 웨브패널의 공칭전단좌굴강도 중 작은 값 (N)

V_f : 피로하중조합 하의 연직전단력 발생범위 (N)

V_{fat} : 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

V_h : 전단연결재가 받는 수평전단력의 합 (N)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_{ns} : 합성전단벽 내 강판의 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단강도 (N)

V_r : 설계전단강도; 보강재 설치지점의 소요전단강도 (N)

V_{sr} : 단위길이 당 수평방향 피로전단력의 범위 (N)

V_u : 소요전단강도; 설계하중에 의한 전단력 (N)

V_{ui} : 경사진 웨브의 설계하중에 의한 전단력 (N)

V_{uw} : 이음점 웨브의 설계전단력 (N)

W : 상부아치 위 뒤채움 흙과 포장의 자중 (kN/m)

Y_{con} : 강재보의 상부에서 콘크리트 슬래브 또는 외피재(케이싱)의 상부까지의 거리 (mm)

Y_i : 하중조합에 의해 i층에 적용되는 중력하중 (N)

Y_{PNA} : 콘크리트의 최대 압축섬유에서 소성중립축까지의 최대거리 (mm)

Z : 소성단면계수 (mm^3); 수평보강재의 필요 휨강성 산정을 위한 곡률인자

Z_b : 휨축에 관한 지강관의 소성단면계수 (mm^3)

Z_r : 전단연결재의 1개의 전단피로강도 (N)

Z_{RBS} : 보 단면 감소부의 최소 소성단면계수 (mm^3)

Z_x : x축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

a : 응력 중심에서 중립축까지의 거리; 볼트 중심에서 연단까지의 거리; 핀 구멍의 연단으로부터 힘의 방향과 평행하게 측정한 부재의 연단까지의 최단거리; 다중 박스단면에서 인접 박스 간의 플랜지 중심간 거리; 보강재의 간격; 접합재 사이의 거리 (mm)

a/r_i : 각 개재의 최대 기둥세장비

b : 압축 판요소의 폭; 자유돌출판의 폭; 아이바 몸체의 폭; 압축을 받는 다리부분의 외측; 전단력을 저항하는 ㄱ형강다리의 폭; 연결재 게이지선 사이의 간격 (mm)

b_c : 압축플랜지의 폭 (mm)

b_{cf} : 기둥 플랜지의 폭 (mm)

b_e : 감소된 유효폭

b_{eff} : 유효연단거리

b_{eoi} : 주강관에 용접된 지강관 면의 유효폭 (mm)

b_{eov} : 겹친 브레이스에 용접된 지강관 면의 유효폭 (mm)

b_f : 플랜지의 폭 (mm)

b_{fb} : 하부플랜지의 폭 (mm)

b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)

b_{ft} : 인장플랜지의 폭 (mm)

b_l : 종방향보강재의 폭; ㄱ형강의 긴 쪽 다리의 길이 (mm)

b_s : ㄱ형강의 짧은 쪽 다리의 길이 (mm); 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

b_t : 인장플랜지의 폭; 수직보강재의 폭 (mm)

b_w : 풍하중을 받는 바닥플랜지의 폭; 전단력방향과 직각으로 측정된, 콘크리트 단면 폭과 형강 폭의 차이 (mm)

c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm); 휨강도 결정계수

c_e : 플랜지면에 대한 콘크리트의 유효폭두께 (mm)

d : 강재 단면의 높이; T형강의 공칭높이; 볼트 직경; 스터드 직경; 휨면에서의 부재높이; 전단면에서의 부재 높이; 유효길이; 외측 압축연단과 인장철근 중심 사이의 거리(mm); 파형강판의 골 깊이 (mm)

d_b : 보의 높이 (mm)

d_c : 기둥의 높이 (mm)

d_n : 합성단면의 하부플랜지 하단에서 중립축까지의 거리 (mm)

d_o : 수직보강재의 간격 (mm)

d_s : 강재의 높이 (mm)

d_z : 연속판 사이의 패널존의 높이 (mm)

e : 트러스접합의 편심; 링크길이 (mm)

e_{mid-ht} : 스터드 몸체의 바깥면으로부터 데크플레이트 웨브(데크골의 중간높이)까지의 거리이며 스터드의 하중저항방향, 즉 단순보에서 최대모멘트의 방향으로의 거리 (mm)

f_b : 모멘트확대계수를 고려한 설계하중에 의한 최대응력 (MPa); 설계좌굴강도 (MPa)

f_{bu} : 종방향 휨을 고려하지 않고 계산된 고려 중인 단면의 계수하중에 의한 종방향 플랜지 응력 (MPa)

f_c : 설계하중에 의한 압축플랜지 응력 (MPa)

f_c' : 콘크리트의 최소압축강도 (MPa)

f_{cf} : 설계피로하중의 2배와 영구사용하중에 의한 압축플랜지의 탄성 휨응력 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

f_f : 설계하중에 의한 탄성 플랜지 응력 (MPa)

f_{fl} : 각 플랜지의 설계하중에 의한 응력과 최소 항복응력 중 작은 값 (MPa)

f_{fr} : 재분배된 플랜지 응력 (MPa)

f_g : 바닥판의 전체 축방향 응력 (MPa)

f_{ncf} : 설계하중으로 인한 비제어 플랜지 중앙점의 휨응력 (MPa)

f_r : M_y 상태의 철근응력; 리브 웨브에서 면외 휨응력 (MPa)

f_s : 사용하중조합I에 의한 이음점에서 검토대상 플랜지 두께 중앙에서의 최대 휨응력(MPa)

f_{sr} : 교각 주철근의 휨응력 범위 (MPa); 피로하중조합 하의 종방향 철근의 응력범위(MPa)

f_t : 서로 다른 하중으로 발생하는 인장플랜지 휨응력의 합 (MPa)

f_u : 설계하중에 의한 패널의 최대 플랜지응력 (MPa)

f_{ua} : 하중조합으로 구해진 소요축방향응력 (MPa)

f_{ubw} : 강주축에 대한 소요휨응력 (MPa)

f_{ubz} : 약주축에 대한 소요휨응력 (MPa)

f_v : 박스거더에서 플랜지의 최대 비틀림전단응력; 소요전단응력 (MPa)

f_{vg} : 바닥판의 전체 전단응력 (MPa)

g : 볼트열 간의 거리; 갭 K이음에서 용접부를 무시한 지강관 끝 사이의 간격 (mm)

h : 압연강재의 경우 필릿 또는 코너 반경을 제외한 플랜지 간 순거리, 조립단면의 경우 연결재선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지 간 순거리; 수평경계요소의 중심간 거리 (mm); 좌굴의 부재축에 수직인 각 요소의 중심 간의 거리 (mm)

h' : 리브웨브의 경사부분의 길이 (mm)

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 필릿 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값; 조립단면의 경우 중립축으로부터 연결재선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

h_{cc} : 합성기둥 내부 구속코아의 단면치수, 횡철근의 중심 간 거리로 측정 (mm)

h_o : 상하부플랜지 간 중심거리 (mm)

h_p : 중립축으로부터 압축플랜지의 최단 연결재선 사이의 거리의 2배 값 또는 용접에 의한 경우 압축플랜지의 내면까지 거리의 2배 값 (mm)

h_{sc} : 구멍의 종류에 따른 계수

h_w : 항복된 웨브 높이 (mm)

i : 충격계수

j : 수직보강재의 최소 단면2차모멘트를 산정할 때 사용되는 계수

k : 전단좌굴계수; 플랜지 하면에서 필릿용접 끝단까지의 거리; 판 좌굴계수; 리브를 따라 휨모멘트의 분포를 나타내는 계수; 플랜지의 바깥쪽 면으로부터 웨브 플릿선단까지의 거리; 강관 모서리의 외부 반경, 모르면 1.5 t로 함. (mm); 정점부 휨모멘트 분배계수

k_c : 자유돌출 세장판 요소의 계수; 플랜지 국부좌굴계수

k_R : 어깨부 휨모멘트 감소계수

k_s : 인장과 전단 조합 시 마찰접합의 감소계수

k_v : 웨브좌굴계수

k_1 : 웨브의 중심선으로부터 플랜지 필릿선단까지의 거리; 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수

k_2 : 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수

k_3 : 활하중 재하 시 지간 및 토피에 따른 계수

k_4 : 등가선하중 환산계수

l : 지압길이; 하중점에서 각 플랜지의 횡방향 비지지길이; 가새부재의 좌굴길이 (mm); 브레이싱점 사이의 거리 (mm)

l_l : 연직 대 수평경사 2:1로 산정한 차량진행 직각방향 활하중 분포폭 (m)

l_t : 연직 대 수평경사 1:1로 산정한 차량진행 방향 활하중 분포폭 (m)

m : 웨브 이음판 볼트의 수직방향 열수

m_f : 차량하중이 재하되는 차선수에 따른 보정계수

n : 트럭당 응력범위의 반복횟수; 강재에 대한 콘크리트의 탄성계수비; 전단연결재의 수; 볼트의 수; 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수; 차선 수

n_{AC} : 부모멘트영역에서의 비합성단면의 고정하중에 의한 모멘트부호 변환점에서 요구되는 추가 전단연결재의 개수

p : 전단연결재의 핏치; 주강관에 대한 겹치는 지강관의 투영길이 (mm)

q : 하중강도 (MPa); 2개 지강관 아래에 있는 주강관의 접합면을 따라 측정된 겹친길이 (mm)

q_i : 하중 또는 하중효과

r : 좌굴축에 대한 단면2차반경(회전반경) (mm); 파형강판의 회전반경 (mm)

r_i : 개별부재의 최소단면2차반경(회전반경) (mm)

r_{ib} : 좌굴의 부재축에 평행한 중심축에 대한 각 요소의 단면2차반경(회전반경) (mm)

r_s : 좌굴휨이 발생하는 축에 대한 강재의 회전반경 (mm)

r_t : 지지점 사이에서 압축플랜지와 압축을 받는 웨브의 1/3을 포함한 단면의 최소회전반경 (mm)

r_x : 접합된 다리와 평행한 축에 대한 단면2차반경(회전반경) (mm); x축에 대한 단면2차

반경 (mm)

r_y : y축에 대한 단면2차반경(회전반경); 지지점 사이에서 연직축에 대한 강단면의 최소 회전반경 (mm)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경(회전반경) (mm)

$\overline{r_0}$: 전단중심에 대한 극2차반경(회전반경) (mm)

s : 구멍의 핏치 ; 횡방향 철근의 종방향 간격; 합성 구조 부재의 종축을 따라 배치된 횡철근의 간격 (mm)

s_t : 합성 박스플랜지에서 전단연결재 사이의 횡방향 최대간격 (mm)

t : 판 두께; 집중하중을 받는 플랜지의 두께; 슬래브 또는 판의 두께; ㄱ형강 다리의 두께; 강관의 벽두께; 부재의 두께; 부재벽의 두께; 용접 피접합재의 두께; 주강관의 두께; 휨축과 평행한 방향의 강봉 단면의 폭; 기둥 웨브 또는 패널존 보강판의 두께(mm)

t_b : 압축플랜지의 두께; 지강관의 두께 (mm)

t_{bf} : 보플랜지의 두께 (mm)

t_{bi} : 겹치는 지강관의 두께 (mm)

t_{bj} : 겹친 지강관의 두께 (mm)

t_c : 보강될 플랜지의 두께 (mm)

t_{cf} : 기둥 플랜지의 두께 (mm)

t_{cw} : 기둥 웨브의 두께 (mm)

$t_{d,e_{ff}}$: 표면의 보강효과를 포함하는 바닥판의 유효두께 (mm)

t_f : 플랜지의 두께; ㄷ형강 전단연결재 플랜지의 두께 (mm)

t_{fb} : 하부플랜지의 두께 (mm)

t_{fc} : 압축플랜지의 두께 (mm)

t_h : 강재 단면 플랜지 위의 콘크리트 헌치두께 (mm)

$t_{\min}$: 콘크리트 충전 각형강관의 최소 벽두께 (mm)

t_p : 횡방향 하중을 받는 판의 두께; 보강재의 두께; 판재의 두께 (mm)

t_r : 리브 웨브의 두께 (mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께; 보강재의 두께 (mm)

t_t : 강재의 인장플랜지의 두께 (mm)

t_w : 웨브 또는 강관의 두께; ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

v_{cf} : 활하중에 의한 전단력; 순수단면 웨브에 작용하는 전단력 (N)

w : 플랜지에 있는 수평보강재의 간격과 웨브에 가장 가까운 플랜지 수평보강재와 웨브 간의 거리 중 큰 값 (mm); 박스단면에서 플랜지의 중심 간격 (mm); 대주축 휨을 나타 내는 아래첨자; 플랜지에 직각방향으로 측정된 ㄷ형강 전단연결재의 길이(mm); 콘크 리트 바닥판의 유효폭 길이 (mm)

w_c : 콘크리트의 단위체적당 무게

w_r : 콘크리트 리브 또는 헌치의 평균폭 (mm)

w_z : 기둥 플랜지 사이의 패널존의 폭 (mm)

X : 부재연결에서 전단을 받는 연결면과 단면도심 간 거리 (mm); 강축을 나타내는 아래첨자

x_0, y_0 : 단면의 도심에서 대한 전단중심까지의 거리 (mm)

y : 약축을 나타내는 아래첨자

z : 주축휨을 나타내는 아래첨자

Δ : 하중조합으로 구해진 1차 층간변위

Δ_b : 실험을 위한 가력제어하는데 사용하는 변형량 (부분골조 실험체의 경우 가새단부의 전체 회전각, 그리고 가새 실험체의 경우는 가새의 전체 축변형)

Δ_{bm} : Δ_b 가운데 설계층간변위에 상응하는 변형량

Δ_{by} : Δ_b 가운데 실험체가 처음으로 상당한 항복을 할 때의 변형량

Δ_H : 횡하중에 의한 1차 층간변위

Σ_H : Δ_H를 계산하는데 사용되는 횡하중에 의한 층전단력

ΣP_{e2} : 횡방향으로 구속되지 않은 골조의 좌굴해석에 의한 부재의 탄성좌굴저항

ΣP_{nt} : 중력기둥하중을 포함한 중력하중의 합

Ω_o : 시스템 초과강도계수

α : 선팽창계수; 분리비율(separation ratio); 플랜지 이음판 설계 시 적용되는 계수

α_D : 고정하중 하중계수

α_E : 지진하중 하중계수

α_L : 활하중 하중계수

β : 압축강도 보정계수; 플랜지 유효단면적 계산 시 플랜지 전단면적에 적용되는 계수; 폭비(원형강관의 주강관에 대한 지강관 지름의 비, 각형강관의 주강관에 대한 지강관 폭의 비); 수평보강재의 필요 휨강성 산정을 위한 곡률보정계수

β_{eff} : 유효폭 비; K이음에서 2개 지강관의 원주를 주강관 폭의 8배로 나눈 총합

(Δf) : 활하중의 응력범위 (MPa)

(ΔF)cn : 상세범주 C에 대한 공칭피로강도 (MPa)

$(\Delta F)_n$: 공칭피로강도 (MPa)

(ΔFTH) : 일정진폭 피로한계값 (MPa)

μ : 평균 미끄러짐계수

γ : 주강관 세장비; 뒤채움 흙의 단위중량 (kN/m^3)
원형강관에서 관두께에 대한 1/2 지름의 비
각형강관에서 관두께에 대한 1/2 폭의 비

γ_i : 하중계수

γ_{total} : 전체 링크회전각

ζ : 갭비
각형강관에서 주강관 폭에 대한 갭 K이음의 지강관 사이의 간격비
각형강관의 주강관에 대한 지강관 폭의 비

η : 각형강관에서만 적용할 수 있는 하중길이 변수

η_i : 하중 수정계수

θ : 지강관과 주강관 사이의 실제 각도 (°); 층간변위각

λ : 기둥의 세장비 계수; 판요소의 폭두께비

λ_f : 압축플랜지의 세장비

λ_p : 조밀판요소에 대한 폭두께비 한계값

λ_{pf} : 조밀플랜지의 한계세장비

λ_{ps} : 내진 조밀판요소에 대한 판폭두께비 제한값

λ_{pw} : 조밀웨브의 한계세장비

$\lambda_{pw(D_c)}$: $2D_c/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$\lambda_{pw(D_{cp})}$: $2D_{cp}/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

λ_r : 비조밀 판요소에 대한 폭두께비 한계값

λ_{rf} : 비조밀 플랜지의 한계세장비

λ_{rw} : 비조밀 웨브의 한계세장비

λ_w : 탄성모멘트에 대한 웨브 세장비

ν : 포아송비

ρ : 토피고를 고려한 감소계수

ρ_{sr} : 길이방향 철근의 최소 철근비

σ_{flg} : 플랜지 횡방향휨을 고려하지 않은 하부플랜지의 종방향 피로응력 발생범위 (MPa)

θ : 웨브의 경사각

ϕ : 강도저항계수

ϕ_B : 콘크리트의 지압에 대한 강도저항계수

ϕ_b : 휨저항계수; 지압에 대한 강도저항계수

φ_{bb} : 지압볼트의 강도저항계수

φ_{bc} : 블록전단에 대한 강도저항계수

ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수

φ_{e1} : 완전그루브용접에 사용되는 용접재료의 전단 또는 인장에 대한 강도저항계수

φ_{e2} : 부분그루브용접에 사용되는 용접재료의 강도저항계수

φ_f : 휨에 대한 강도저항계수

ϕ_h : 완공 후 소성힌지 저항계수

ϕ_{hc} : 시공 중 소성힌지 저항계수

ϕ_j : 이음부 저항계수
φ_s : 볼트의 전단에 대한 강도저항계수
φ_{sc} : 전단연결재의 강도저항계수
ϕ_t : 좌굴저항계수; 인장저항계수
φ_t : 인장저항계수; 고장력볼트의 인장에 대한 강도저항계수
φ_u : 인장부재의 파단에 대한 강도저항계수
φ_v : 전단에 대한 강도저항계수
φ_w : 필릿용접의 전단에 대한 강도저항계수
φ_y : 인장부재의 항복에 대한 강도저항계수

1.4 설계원칙

1.4.1 일반사항

각 부재와 연결부(접합부)는 시공성, 경제성, 미관 및 유지관리를 고려한 안전성 및 사용성을 확보하기 위하여 규정된 한계상태에 대하여 설계한다. 해석의 종류에 상관없이 한계상태에 따라 조합된 하중의 효과는 식 (1.4-1)을 만족해야 한다.

$$\sum \eta_i \gamma_i q_i \leq \phi R_n \qquad (1.4\text{-}1)$$

여기서, η_i : 하중수정계수
γ_i : 하중계수
q_i : 하중 또는 하중효과
ϕ : 공칭저항에 곱하는 강도저항계수
R_n :공칭저항

소요강도의 계산에서 정의 영향을 발생시키는 하중에 대해서는 최대의 하중계수를, 부의 영향을 발생시키는 하중에 대해서는 최소의 하중계수를 적용한다.

1.4.2 한계상태

강재로 된 부재 또는 다른 재료와 강재가 합성으로 된 부재는 제작, 운반, 시공 및 사용 중의 각 단계에서 검토해야 한다. 부재 및 연결부의 설계는 일반적으로 다음의 한계상태를 만족해야 하며, 구조물의 상황 및 조건에 따라 적절한 한계상태를 적용한다. 각 한계상태에서 적용하는 하중, 하중계수, 저항계수 등은 구조물별 설계기준에 따른다.

(1) 강도한계상태

부재와 연결부의 강도 및 국부적 또는 전체적 안정성을 고려하는 한계상태이다.

(2) 사용한계상태

정상적인 사용하중상태에서 응력, 변형, 또는 균열 등을 고려하는 한계상태이다. 휨부재의 사용한계상태의 검토는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.4 및 4.3.3.2.4)의 규정을 적용한다.

(3) 피로 및 파단한계상태

피로 및 재료의 인성에 관계된 파괴를 고려하는 한계상태이며, KDS 14 31 20의 규정에 따라 검토한다.

(4) 극한하중한계상태

지진, 홍수 또는 선박충돌 등의 극한적 상황을 고려하는 한계상태이다.

1.4.3 설계요구조건

1.4.3.1 강도

부재 및 연결부의 설계강도(ϕR_n)가 강도한계상태의 하중조합에 근거하여 산정된 소요강도($\sum \eta_i \gamma_i q_i$) 이상이 되어야 한다.

1.4.3.2 안전성

부재 및 연결부의 안전성은 KDS 14 31 10과 KDS 14 31 25의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.3 연결부

용접 및 고장력볼트를 이용한 이음 및 연결부의 설계는 KDS 14 31 25의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.4 피로 및 파단

반복되는 변동하중에 의한 피로 및 재료의 인성에 따른 파단에 대한 설계는 KDS 14 31 20의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.5 사용성

처짐 또는 변형은 구조적 측면뿐만 아니라, 미적 또는 심리적 측면에서 제어해야 한다. 영구변형에 대한 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.4 및 4.3.3.2.4)에 따라 검토한다. 필요한 경우, 사용성 측면에서 균열, 진동 및 주행편의성 등에 대하여 검토한다.

1.4.3.6 내구성

구조용 강재는 부식에 대한 충분한 저항성을 갖도록 설계한다. 흙이나 물에 직접적으로 접하는 강재의 내구성도 검토한다.

1.4.3.7 시공성 및 유지관리

강구조물은 점검 사다리, 점검 통로, 조명 등 용이한 점검 및 유지관리를 위하여 필요한 시설을 갖추어야 한다. 점검이 어려울 것으로 예상되는 구조시스템은 피해야 한다.

1.5 하중 및 하중조합

1.5.1 일반사항

본 하중 및 하중조합은 구조용 강재를 사용하는 구조물에 적용한다. 구조물에 작용하는 일반적인 하중의 종류는 1.5.2와 같으며 개별하중에 대한 상세규정, 한계상태별 하중조합, 하중계수 및 하중수정계수 등은 구조물별 설계기준이나 설계시방서를 따른다.

1.5.2 하중의 종류

설계 시에 고려하는 하중의 종류는 구조물별 설계기준을 참고하되, 일반적인 하중의 종류는 다음과 같다.

(1) 고정하중

(2) 활하중

(3) 지붕의 활하중

(4) 충격하중

(5) 풍하중

(6) (적)설하중

(7) 지진하중

(8) 빗물하중

(9) 수압, 부력, 양압력 및 파압

(10) 토압

(11) 프리스트레스하중

(12) 크리프 및 건조수축에 의한 하중

(13) 초기변형도에 의한 하중

(14) 온도하중

(15) 충돌하중

(16) 원심하중

(17) 제동하중 및 시동하중

(18) 지반변동 및 지점이동에 의한 하중

(19) 마찰하중

(20) 차량횡하중, 탈선하중 및 장대레일 종하중

(21) 가설 시 하중

1.5.3 하중계수와 하중조합

부재와 연결부 설계 시에 하중계수를 고려한 총 설계하중 또는 소요강도는 식 (1.5-1)과 같다.

$$Q = \Sigma\, \eta_i \gamma_i\, q_i \qquad (1.5\text{-}1)$$

여기서, q_i : 하중 또는 하중효과

γ_i : 하중계수

η_i : 하중수정계수

구조물 가설위치의 여러 조건과 구조에 따라 적절한 하중 및 하중의 조합을 선정해야 하며 모든 하중을 모두 고려할 필요는 없다. 하중조합에는 구조물별 설계기준에서 정의된 여러 한계상태별 하중조합을 고려한다. 다만 도로교의 경우 지진 및 선박충돌에 대한 하중은 별도로 고려한다. 하중계수들은 최대 하중조합 효과가 계산되도록 선정하며, 각 하중조합에서 정과 부의 극한상태를 모두 검토한다. 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 하중조합에서는 그러한 하중에 최소의 하중계수를 적용한다.

1.6 참고기준

- KDS 11 00 00 지반설계기준
- KDS 14 00 00 구조설계기준
- KDS 24 00 00 교량설계기준
- KDS 41 00 00 건축설계기준
- KCS 14 00 00 구조재료공사 표준시방서
- KCS 24 00 00 교량공사 표준시방서
- AASHTO (2004), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Ed.
- AASHTO (2007), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Ed.
- AASHTO (2012), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Interim Revisions, 2nd Ed.
- AISC (2001), Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction.
- AISC (2005), Steel Construction Manual, 13th edition, American Institute of Steel

Construction.
- AISC (2010), Steel Construction Manual, 14th edition, American Institute of Steel Construction.
- Federal Emergence Management Agency (FEMA 2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings, REP No. FEMA350 Prepared by the SAC Joint Venture for FEMA, Washington, D.C.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 강재

이 절은 강구조에 적용하는 강재를 대상으로 한다. 다만, 시설물 기준에서 강재의 별도 규정을 정한 경우, 시설물 기준의 재료규정을 따른다.

3.1.1 사용강재

(1) 구조용 강재는 표 3.1-1에 나타낸 한국산업표준(이하 'KS'라 한다)에 적합한 것을 사용한다.

표 3.1−1 구조용 강재의 표준 및 기호

	표준		강재기호
주요 구조용 강재	KS D 3503[1)]	일반 구조용 압연 강재	SS235, SS275, SS315, SS410, SS450, SS550
	KS D 3515	용접 구조용 압연 강재	SM275A, B, C, D − TMC SM355A, B, C, D − TMC SM420A, B, C, D − TMC SM460B, C − TMC
	KS D 3529	용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA275AW, AP, BW, BP, CW, CP SMA355AW, AP, BW, BP, CW, CP SMA460W, P
	KS D 3003	항만 및 해양 구조용 내식성 강재	HSM500
	KS D 3861	건축구조용 압연 강재	SN275A, B, C SN355B, C SN460B, C
	KS D 3866	건축구조용 열간 압연 형강	SHN275, SHN355, SHN420, SHN460

	표준		강재기호
	KS D 3868	교량구조용 압연 강재	HSB380, L, W HSB460, L, W HSB690, L, W
	KS D 5994	건축구조용 고성능 압연강재	HSA650
강관	KS D 3566[2)]	일반 구조용 탄소 강관	SGT275, SGT355, SGT410, SGT450, SGT550
	KS D 3568[2)]	일반 구조용 각형 강관	SRT275, SRT355, SRT410, SRT450, SRT550
	KS D 3632	건축 구조용 탄소 강관	SNT275E, SNT355E, SNT460E, SNT275A, SNT355A, SNT460A
	KS D 3777	철탑용 고장력강 강관	SHT410, SHT460
	KS D 3864	건축구조용 각형 탄소 강관	SNRT295E, SNRT360E, SNRT275A, SNRT355A
	KS F 4602	기초용 강관 말뚝	STP275, STP355, STP380, STP450, STP550
	KS F 4605	강관 시트 파일	SKY400, SKY490
	KS D 3300	항만 및 해양구조용 내식성강관	STKM500
경량 및 기타구조용 강재	KS D 3530	일반 구조용 경량 형강	SSC275
	KS D 3558	일반 구조용 용접 경량 H형강	SWH275, L SWH355, L SWH420, L SWH460, L
	KS D 3602	강제갑판	SDP1, 2, 3
	KS D 3858	냉간 성형 강 널말뚝	SPY345, W SPY450 SPY345M, SPY380M
	KS F 4603	H형강 말뚝	SHP275, W SHP355W, SHP450W
	KS F 4604	열간압연강 널말뚝	SY300, W SY400, W
	KS D 3542	고 내후성 압연 강재	SPA-H, SPA-C

주1) KS D 3503 강재 적용은 비용접부재로 한정한다. 다만, 판 두께 22mm 이하의 가설자재로 사용하는 경우나, 2차 부재로서 용접구조용 강재(예 : SM재)의 입수가 곤란한 경우에는 용접 시공시험을 통해 용접성에 문제가 없음을 확인한 후 SS275 강종에 한하여 사용 가능하다.

주2) KS D 3566 및 KS D 3568의 SGT, SRT 강관은 원칙적으로 주요 구조 부재로 사용하는 경우 용접하여 사용하지 않는다. 용접성이 요구되는 강관에는 KS D 3632, KS D 3864를 사용한다.

(2) 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품은 표 3.1-2에 나타낸 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 3.1－2 표면처리제품, 단조품, 선재 및 선재2차제품 강재의 표준 및 대표 기호

강재의 종류	표준		강재 대표 기호
표면처리제품	KS D 3506	용융 아연도금 강판 및 강대	SGHC, SGH－Y, SGCC, SGCH, SGCD, SGC－Y
	KS D 3030	용융 아연 알루미늄 마그네슘 합금 강판 및 강대	SGMHC, SGMH
단조품[1)]	KS D 3752	기계 구조용 탄소 강재	SM－C SM－CK
	KS D 3710	탄소강 단강품	SF－A, SF－B
선재 및 선재2차제품	KS D 3509	피아노 선재	SWRS－A -B
	KS D 3510	경강선	SW－A, SW－B, SW－C
	KS D 3514	와이어 로프	－
	KS D 3556	피아노 선	PW－1, PW－2, PW－3
	KS D 3559	경강 선재	HSWR －A －B
	KS D 7002	PC 강선 및 PC 강연선	SWPC, SWPD
	KS D 3505	PC 강봉	SBPR, SBPD
	KS D 7048	이형선 로프	－

주1) 단조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

(3) 강구조에 적용하는 강재의 허용 판 두께는 3.4를 따른다.

(4) 교량용 강판의 경우 인장 또는 교번응력을 받는 부재에 대해서는 KDS 14 31 20을 따른다. 판 두께가 8 mm 미만의 강재에 대해서는 KDS 24 14 31의 강바닥판 구조 세목에 따른다.

(5) 주강품은 표 3.1-3의 한국주물공업협동조합 단체표준을 참고한다.

표 3.1-3 주강품 강재의 표준 및 대표 기호

강재의 종류	표준		강재 대표 기호
주강품	SPS-KFCA-D4101-5004	탄소강 주강품	SC
	SPS-KFCA-D4102-5005	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	SCMn
	SPS-KFCA-D4106-5009	용접 구조용 주강품	SCW
	SPS-KFCA-D4118-5014	도로 교량용 주강품	SCHB
	SPS-KFCA-D4301-5015	회 주철품	GC
	SPS-KFCA-D4302-5016	구상 흑연 주철품	GCD

1) SPS-KFCA-D4106-5009에 해당되는 SCW 강재는 용접하여 사용 가능하며 그 외 주조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

3.1.2 접합재료

(1) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트와 턴버클 등은 표 3.1-4에 나타낸 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 3.1-4 볼트. 고장력볼트 및 기초볼트 등의 제품 규격

번호	명칭	종류
KS B 1002	6각 볼트	4.6
KS B 1010	마찰 접합용 고장력 6각 볼트, 6각 너트, 평 와셔의 세트	1종(F8T/F10/F35)[1)] 2종(F10T/F10/F35)[1)] 4종(F13T/F13/F35)[1)]
KS B 1012	6각 너트	4.6
KS B 1016	기초 볼트	모양: L형, J형, LA형, JA형 강도등급구분: 4.6, 6.8, 8.8
KS B 1324	스프링 와셔	-
KS B 1326	평 와셔	-
KS F 4512 KS F 4513	건축용 턴버클 볼트 건축용 턴버클 몸체	S,E, D ST, PT
KS F 4521	건축용 턴버클	-

주1) 각각 볼트/너트/와셔의 종류

(2) 용접재료

용접재료는 표 3.1-5에 나타낸 KS에 적합한 것으로 하고, 모재의 재질 및 용접조건을 고려하여 적절히 선택한다.

표 3.1－5 용접재료

번호	명칭
KS D 3508	피복 아크 용접봉 심선재
KS D 3550	피복 아크 용접봉 심선
KS D 7004	연강용 피복아크 용접봉
KS D 7005	연강용 가스 용접봉
KS D 7006	고장력 강용 피복아크 용접봉
KS D 7023	저온용 강용 피복아크 용접봉
KS D 7025	연강 및 고장력강용 마그용 용접 솔리드 와이어
KS D 7101	내후성강용 피복아크 용접봉
KS D 7104	연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플럭스 코아선
KS D 7105	일렉트로 가스 아크용접용 플럭스 코아선
KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드 와이어
KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크용접 플럭스 충전 와이어

표 3.1-6 용접재료의 강도

용접재료	강도(MPa)		적용 가능 강종
	F_y	F_u	
KS D 7004 연강용 피복아크 용접봉	345	420	인장강도 400MPa급 연강
KS D 7006 고장력 강용 피복아크 용접봉	390	490	인장강도 490 MPa~780 MPa 고장력강
	410	520	
	490	570	
	500	610	
	550	690	
	620	750	
	665	780	
KS D 7104 연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플럭스코어선	340	420	인장강도 400MPa급 연강 인장강도 490 MPa, 540 MPa, 590 MPa급 고장력강
	390	490	
	430	540	
	490	590	
KS D 7025 연강 및 고장력강용 마그용접솔리드와이어	345	420	인장강도 400MPa급 연강인장강도 490 MPa, 590 MPa급 고장력강
	390	490	
	490	570	
KS D 7101 내후성강용 피복아크 용접봉 KS D 7106 내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드와이어 KS D 7109 내후성강용 탄산가스 아크용접 플럭스충전와이어	390	490	인장강도 400MPa ~ 570MPa급 내후성 고장력강
	490	570	

비고 1) 서브머지드아크용접(SAW) 용가재의 강도는 표의 피복아크 용접봉 값을 사용하거나, 구기준(KS B 0531 탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크 용착 금속의 품질 구분 및 시험방법)의 값을 참고한다.

3.2 철근 및 콘크리트

철근 및 콘크리트의 품질은 KDS 14 20 00을 따른다.

3.3 형상 및 치수

(1) 구조용 강재의 형상, 치수 및 그 허용차와 관련하여 건축물 강구조와 관련되는 강재는 KDS 41 31 00의 규정에 따르며 교량 강구조용 강재는 KDS 24 00 00의 규정에 따른다.

(2) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트 및 턴버클 등 접합요소의 형상 및 치수는 표 3.1-4에 나타낸 KS의 규정에 적합한 것으로 한다.

(3) 용접에 의한 조립재는 KDS 41 31 00 및 KCS 24 00 00에서 규정하는 제품정밀도기준에 적합한 형상 및 치수로 한다.

3.4 재료의 강도

3.4.1 강재의 강도

(1) 표 3.1-1에 나타낸 구조용 강재의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u는 표 3.4-1~표 3.4-3에 나타낸 값으로 한다. 다만, 표 3.4-1~표 3.4-3에 항복강도 및 인장강도가 정의 되지 않은 강재는 표 3.1-1의 관련 KS표준에 명시된 재료의 강도값을 사용한다.

표 3.4−1 주요 구조용 강재의 재료강도 (MPa)

강도	강재 기호 / 판 두께	SS235	SS275	SM275 SMA275[1)]	SS315	SM355 SMA355[1)]	SS410	SM420	SS450	SM460[2)] SMA460[3)]	SS550
F_y	16mm 이하	235	275	275	315	355	410	420	450	460	550
	16mm 초과 40mm 이하	225	265	265	305	345	400	410	440	450	540
	40mm 초과 75mm 이하	205	245	255	295	335	−	400	−	430	−
	75mm 초과 100mm 이하	205	245	245	295	325	−	390	−	420	−
	100mm 초과	195	235	235	275	305	−	380	−	−	−
F_u		330	410	410	490	490	540	520	590	570	690

주1) SMA275CW,CP, SMA355CW, CP 적용두께 100mm 이하
주2) SM460B, C는 주문자 제조자 협정에 따라 150mm 이하 강판 제조 가능
주3) SMA460W, P 적용두께는 100mm 이하

표 3.4-1 주요 구조용 강재의 재료강도 (MPa) (계속)

강도	강재기호 / 판 두께	HSB380 HSM500[1]	HSB460	HSB690[2]	HSA650[2]	SM275-TMC[3]	SM355-TMC[3]	SM420-TMC[3]	SM460-TMC[3]
F_y	100mm 이하	380	460	690	650	275	355	420	460
F_u	100mm 이하	500	600	800	800	410	490	520	570

주1) HSM500 적용두께는 22mm 이하
주2) HSA650, HSB690 적용두께는 80mm 이하
주3) 열가공제어(TMC)를 한 경우 두께에 따른 항복강도의 저감없이 기준값(16mm이하의 항복강도)을 적용한다
건축 강구조에 적용되는 TMC강재의 적용두께는 80mm 이하

표 3.4-1 주요 구조용 강재의 재료강도 (MPa) (계속)

강도	강재기호 / 판 두께	SN275	SN355	SN460	SHN275[2]	SHN355[2]	SHN420[2]	SHN460[2]
F_y	6mm 초과 40mm 이하	275	355	460	275	355	420	460
	40mm 초과 100mm이하	255[1]	335	440				
F_u	100mm이하	410	490	570	410	490	520	570

주1) SN275A의 항복강도는 265MPa
주2) SHN강의 적용두께는 75 mm 이내

표 3.4-2 강관의 재료강도 (MPa)

강도 \ 강재기호	SGT275[1] SRT275[2] STP275[5]	SGT355[1] SRT355[2] STP355[5]	SGT410[1] SRT410[2]	STP380 SIKM500[4]	SGT450[1] SRT450[2] STP450	SGT550[1] SRT550[2] STP550	SHT410	SHT460[3]	SKY400	SKY490
F_y	275	355	410	380	450	550	410	460	235	315
F_u	410	500	540	500	590	690	550	590	400	490

주1) 적용두께는 40mm 이하
주2) 적용두께는 30mm 이하
주3) 적용두께는 25mm 이하, 세립 킬드강
주4) 적용두께는 22mm 이하
주5) STP275, STP355강의 인장강도(F_u)는 각각 400, 490MPa 이상
비고1) 강제갑판(SDP)의 재료강도는 모재의 강도 적용

표 3.4-2 강관의 재료강도 (MPa) (계속)

강도	강재 기호 / 판 두께	SNT275E SNT275A	SNT355E SNT355A	SNT460E SNT460A	SNRT295E[1)]	SNRT360E[1)]	SNRT275A[2)]	SNRT355A[2)]
F_y	40mm 이하	275	355	460	295	360	275	355
	40mm 초과 100mm이하	255	335	440	–	–	–	–
F_u	100mm이하	410	490	570	410	490	410	490

주1) SNRT-E 강관의 적용두께는 6~22mm, 두께 12mm를 기준으로 항복비와 연신률이 다름
주2) SNRT-A 강관의 적용두께는 6~40mm, 두께 12mm를 기준으로 항복비와 연신률이 다름

표 3.4-3 경량 및 기타 구조용 강재의 재료강도 (MPa)

강도 \ 강재 기호	SWH275 SSC275 SHP275[1)]	SWH355 SHP355[1)]	SWH420	SHP450[1)]	SWH460	SPY345[2)]	SPY380M	SPY450	SY300	SY400	SPA[3)]
F_y	275	355	420	450	460	345	380	450	300	400	355
F_u	410	490	520	550	570	450	500	550	500	550	490[4)]

주1) 16mm 이상의 SHP 강의 항복강도(F_y)는 각각 265, 345, 440MPa
주2) SPY345M의 인장강도(F_u)는 485MPa 이상
주3) SPA -H 적용두께는 16mm 이하 열간압연 강판, 강대 및 형강, SPA-C 적용두께는 0.6mm 이상, 2.3mm 이하 냉간압연 강판 및 강대
주4) 두께 3mm 미만 SPA-H 강판 및 강대의 인장강도는 주문자 제조자 협정에 따라 510 MPa 이상 적용가능

(2) 표 3.1-2에 나타낸 표면처리제품, 단조품, 선재 및 선재2차제품의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u는 해당 KS 표준에 명시된 재료의 강도 값을 사용한다. 특히, 단조품의 경우 해당 KS 표준에서 명시하고 있는 열처리 조건에 따른 재료의 강도 값을 사용해야 한다.

3.4.2 접합재료의 강도

(1) 고장력볼트의 규정 최소강도는 표 3.4-4에 나타낸 값으로 한다.

표 3.4-4 고장력볼트의 재료강도 (MPa)

최소 강도 \ 볼트 등급	F8T	F10T	F13T
F_y	640	900	1170
F_u	800	1000	1300

(2) 일반볼트의 규정 최소강도는 표 3.4-5에 나타낸 값으로 한다.

표 3.4-5 일반볼트의 최소인장강도 (MPa)

최소강도 \ 볼트 등급	4.6[1)]
F_y	240
F_u	400

주 1) KS B 1002에 따른 강도 등급

(3) 용접이음재료의 강도는 강재의 용접 후 모재의 재료강도 이상을 확보해야 한다.

3.4.3 철근 및 콘크리트의 강도

철근 및 콘크리트의 강도는 KDS 14 20 00을 따른다.

3.5 물리상수

설계 계산에 사용되는 강재의 물리상수의 값은 표 3.5-1을 사용한다.

표 3.5-1 물리상수

종류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수(MPa)	210,000
PS강선, PS강봉의 탄성계수(MPa)	205,000
PS강연선의 탄성계수(MPa)	195,000
주철의 탄성계수(MPa)	100,000
강의 전단탄성계수(MPa)	81,000
강과 주강의 포아송비	0.30
주철의 포아송비	0.25
강의 열팽창계수(1/℃)	1.2×10^{-5}

3.6 기타 강재

3.6.1 핀, 롤러 및 록커

핀, 롤러 및 록커의 재료강도는 3.1.1의 해당 재료의 KS 표준에 따른다.

3.6.2 스터드 전단연결재

스터드 전단연결재의 줄기 지름은 19 mm, 22 mm 및 25 mm를 표준으로 하며 재질은 KS B 1062를 따른다. 스터드 전단연결재의 항복강도는 235 MPa 이상, 인장강도는 400 MPa 이상으로 한다.

3.6.3 스테인레스 강재

스테인레스 강재는 KS D 3698, KS D 3705, KS D 3706, KS D 3697 등의 KS표준에 따른다.

3.6.4 케이블

케이블로 사용되는 강재는 표 3.1-2의 선재·선재 2차제품의 관련 KS표준에 따른다.



집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수
		김희동	인하공업전문대학	교수
		박찬휘	포스코	책임연구원
		심현주	현대제철	과장

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 05 : 2017

강구조 설계 일반사항(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길 21
☎ 02-400-7101 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 10 : 2017

강구조 부재 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 10 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 10 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제　　정 : 2016 년 6월 30일　　개　　정 : 2017년 12월 20일
심　　의 : 중앙건설기술심의위원회　　자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회
소관부서 : 국토교통부 기술기준과
관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1. 인장부재 ····· 1
4.2. 압축부재 ····· 8
4.3. 휨부재 ····· 33
4.4. 조합력과 비틀림부재 ····· 120
4.5. 기타 부재 ····· 125

부록
A. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨저항강도 ····· 146
A.1 일반사항 ····· 146
A.2 웨브 소성화계수 ····· 148
A.3 압축플랜지 항복기준 휨저항강도 ····· 149
A.4 인장플랜지 항복기준 휨저항강도 ····· 153
B. 휨부재의 특성계산 ····· 153
B.1 소성모멘트 ····· 153
B.2 항복모멘트 ····· 156
B.3 압축을 받는 웨브의 높이 ····· 157
B.4 C_B>1.0인 경우의 횡비틀림좌굴식 ····· 159
B.5 지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중 ····· 160

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조 인장부재, 압축부재, 휨부재, 조합력과 비틀림부재 및 기타 부재의 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

4.1. 인장부재

이 장은 중심축 인장력을 받는 부재에 적용한다.

4.1.1 세장비 제한

(1) 교량을 제외한 강구조의 경우, 인장을 받는 부재의 설계 시 최대 세장비의 제한은 없다. 다만, 인장력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비 L/r은 가급적 300을 넘지 않도록 한다. 이 제한은 인장력을 받는 강봉이나 매달린 부재에는 적용하지 않는다.

(2) 교량 강구조의 경우, 아이바, 봉강, 케이블, 판을 제외한 모든 인장부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

① 교번응력을 받는 주부재	$L/r \leq 140$
② 교번응력을 받지 않는 주부	$L/r \leq 200$
③ 2차 부재	$L/r \leq 240$

4.1.2 단면적의 산정

4.1.2.1 총단면적

부재의 총단면적 A_g는 부재축의 직각방향으로 측정된 각 요소단면의 합이다.

4.1.2.2 순단면적

부재의 순단면적 A_n은 식 (4.1-1) 또는 식 (4.1-2)와 같이 두께와 계산된 각 요소의 순폭을 곱한 값들의 합이다. 인장과 전단을 받는 부재의 순단면적을 산정하는 경우 볼트구멍의 폭은 KDS 14 31 25 표 4.1-1의 공칭구멍직경의 값으로 한다. 중심인장을 받는 연결재 접합부재의 순단면적은 연결재 구멍의 영향을 고려하여 산정해야 한다. 순단면적 A_n은 최소 순단면적을 갖는 파단선으로부터 구한다.

(1) 정열배치인 경우

$$A_n = A_g - ndt \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, n : 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수
d : 연결재 구멍의 직경 (mm)
t : 부재의 두께 (mm)

(2) 불규칙배치(엇모배치)인 경우

$$A_n = A_g - ndt + \Sigma\frac{s^2}{4g}t \qquad (4.1\text{-}2)$$

여기서, s : 인접한 2개 구멍의 응력 방향 중심간격 (mm)
t : 연결재 게이지선 사이의 응력 수직방향 중심간격 (mm)

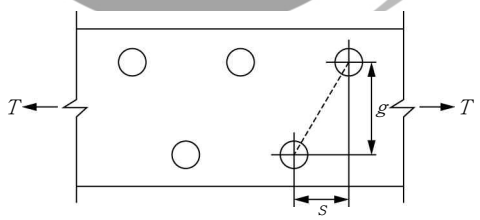


그림 4.2.2−1 불규칙배치인 경우,
s 와 g 의 정의

볼트구멍이 있는 ㄱ형강의 순단면적은 다리를 동일평면에 전개한 후 산정한다. 이 경우 전개된 인접한 두 면의 구멍의 게이지는 ㄱ형강의 뒷면으로부터 산정한 게이지들의 합에서 두께를 감한 값이다. 강관 단면의 슬롯에 거세플레이트를 용접하는 경우 강관의 순단면적은 총단면적에서 슬롯에 의해 공제된 단면적으로 한다. 플러그용접이나 슬롯용접된 부재의 순단면적을 계산할 때, 용접재는 순단면적 계산에 포함되지 않는다.

4.1.2.3 유효순단면적

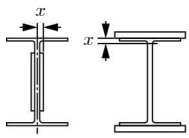
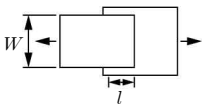
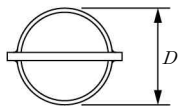
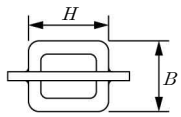
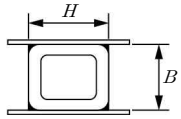
유효순단면적 A_e는 다음과 같이 산정한다.

$$A_e = UA_n \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, U: 전단뒤짐에 의한 감소계수 (표 4.1-1 참조)

단일ㄱ형강, 쌍ㄱ형강, T형강 부재의 접합부는 전단뒤짐에 의한 감소계수가 0.6 이상이어야 한다. 다만, 4.4.1.2 및 4.4.2에 따라 편심효과를 고려하여 설계하는 경우, 0.6 보다 작은 값을 사용할 수 있다.

표 4.1−1 인장재접합부의 전단뒤짐에 의한 감소계수

사례	요소 설명		전단뒤짐에 의한 감소 계수, U	예
1	인장력이 용접이나 연결재를 통해 각각의 단면요소에 직접적으로 전달되는 모든 인장재(사례 4, 5, 6과 같은 경우는 제외한다.)		$U = 1.0$	−
2	인장력이 길이방향 용접이나 연결재를 통해 단면요소의 일부에 전달되는, 판재와 강관을 제외한 모든 인장재(H형강은 사례7을 적용할 수도 있고, ㄱ형강은 사례8을 적용할 수 있다.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	인장력이 가로방향 용접을 통해 단면요소의 일부에 전달되는 모든 인장재		$U = 1.0$ 그리고 A_n = 직접 접합된 요소의 면적	−
4	인장력이 길이방향 용접만을 통해서 전달되는 판재		$l \geq 2w \ldots U = 1.00$ $2w > l \geq 1.5w \ldots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \ldots U = 0.75$	
5	중심축에 단일 거셋플레이트를 용접한 원형강관		$l \geq 1.3D \ldots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = D/\pi$	
6	각형강관 부재	중심축에 단일 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		양측면에 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

사례	요소 설명		전단뒤짐에 의한 감소 계수, U	예
7	H형강 또는 T형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 3개 이상의 연결재로 접합한 플랜지의 경우	$b_f \geq 2/3d \ldots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \ldots U = 0.85$	–
		하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재로 접합한 웨브연결의 경우	$U = 0.70$	–
8	단일 ㄱ형강 혹은 쌍 ㄱ형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재가 있는 경우	$U = 0.80$	–
		하중방향으로 매 열당 2개 또는 3개의 연결재가 있는 경우	$U = 0.60$	–

주 1) x : 접합길이 (mm); w : 플레이트 폭 (mm); $\bar{x}$: 연결편심 (mm); B : 각형강관의 양끝 폭, 접촉면에 대해 90°로도 측정 (mm); H : 각형강관의 양끝 높이 (mm), 접촉면으로부터 측정; l : 힘의 방향과 평행한 접합부 길이 (mm)

4.1.3 인장강도

인장재의 설계인장강도 $\phi_t P_n (= \phi_t P_t)$은 총단면의 항복한계상태과 유효순단면의 파단한계상태에 대해 식 (4.1-4)과 식 (4.1-5)에 의해 산정된 값 중 작은 값으로 한다.

4.1.3.1 총단면의 항복한계상태

총단면의 항복에 대한 공칭인장강도 P_n은 다음 식과 같다.

$$P_n = F_y A_g \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)
F_y : 항복강도 (MPa)
P_n : 공칭인장강도 (N)

4.1.3.2 유효순단면의 파단한계상태

유효순단면의 파괴에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = F_u A_e \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, A_e : 유효 순단면적 (mm^2)
F_u : 인장강도 (MPa)

구멍이 없는 부재가 용접에 의해 접합되는 경우 식 (4.1-5)에서 사용된 유효순단면적은 4.1.2.3에 따른다. 용접에 의해 접합되거나 플러그 또는 슬롯용접이 사용된 부재에 구멍이 있는 경우, 구멍의 유효순단면적은 식 (4.1-5)을 적용하여 산정한다.

4.1.4 조립 인장부재

판재와 형강 등으로 조립 인장부재를 구성하는 경우 조립부재가 일체가 되도록 다음 조건에 맞게 적절하게 조립해야 한다.

(1) 판재와 형강 또는 2개의 판재로 구성되어 연속적으로 접촉되어 있는 조립 인장부재의 재축방향 긴결간격은 다음 값 이하로 해야 한다.
   ① 도장된 부재 또는 부식의 우려가 없어 도장되지 않은 부재의 경우 얇은 판 두께의 24배 또는 300 mm
   ② 대기 중 부식에 노출된 도장되지 않은 내후성강의 경우 얇은 판두께의 14배 또는 180 mm

(2) 끼움재를 사용한 2개 이상의 형강으로 구성된 조립인장재는 개별부재의 세장비가 가급적 300을 넘지 않도록 한다.

(3) 띠판은 조립 인장부재의 비충복면에 사용할 수 있으며, 다음 조건에 맞도록 해야 한다.
   ① 띠판의 재축방향 길이는 조립부재 개별부재를 연결시키는 용접이나 연결재 사이거리의 2/3 이상이 되어야 하고, 띠판 두께는 이 열 사이거리의 1/50 이상 되어야 한다.
   ② 띠판에서의 단속용접 또는 연결재의 재축방향 간격은 150 mm 이하로 한다.
   ③ 띠판 간격을 결정할 때, 조립부재 개별부재의 세장비는 가급적 300을 넘지 않도록 한다.

4.1.5 핀접합부재

4.1.5.1 인장강도

핀접합부재의 설계인장강도 $\phi_t P_n$은 인장파단, 전단파단, 지압 및 항복의 한계상태 중 가장 작은 값으로 한다.

4.1.5.1.1 유효순단면적에 대한 인장파단

유효순단면의 인장파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = 2tb_{eff}F_u \qquad (4.1\text{-}6)$$

여기서, b_{eff} : 유효연단거리 (= $2t$+16) (mm)
다만, 볼트구멍 연단으로부터 작용하는 힘의 직각방향으로 측정한 부재의 연단까지 거리보다 크지 않아야 한다.
t : 판재의 두께 (mm)
F_u : 인장강도 (MPa)

4.1.5.1.2 유효단면적에 대한 전단파단

유효단면의 전단파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = 0.6F_uA_{sf} \qquad (4.1\text{-}7)$$

여기서, $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ (mm^2)

a : 핀구멍의 연단으로부터 힘의 방향과 평행하게 측정한 부재의 연단까지의 최단거리 (mm)

d : 핀직경 (mm)

t : 판재의 두께 (mm)

4.1.5.1.3 핀의 투영면적에 대한 지압

핀의 투영면적에 대한 지압에 의한 공칭인장강도는 KDS 14 31 25(4.1.7)에 따른다.

4.1.5.1.4 총단면적에 대한 항복

총단면의 항복에 의한 공칭인장강도는 식 (4.1-4)에 따라 산정한다.

4.1.5.2 핀접합부재의 구조제한

(1) 건축물 강구조를 포함한 일반 강구조물의 핀접합부재에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 핀구멍은 부재의 중앙에 위치해야 한다.

② 핀이 전하중상태에서 접합재들 간의 상대변위가 발생할 경우, 핀구멍의 직경은 핀직경보다 1 mm 이상 크면 안 된다.

③ 핀구멍이 있는 플레이트의 폭은 $2b_{eff}+d$ 이상이어야 하며, 재축에 평행한 핀구멍의 연단거리 a는 $1.33b_{eff}$ 이상이어야 한다.

(2) 교량강구조의 핀접합부재에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 핀구멍의 중심선을 지나는 횡단면에서 모재판과 핀 보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적의 1.4배 보다 커야 한다.

② 핀구멍을 지나 종방향으로의 모재판과 핀 보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적보다 커야 한다.

③ 핀구멍의 중심은 모재판의 종축선 상에 위치해야 한다. 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.

④ 최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재의 경우 구멍의 직경은 모재판과 핀 보강판의 두께를 합한 값의 5배를 초과해서는 안 된다.

⑤ 모재판과 핀 보강판의 두께의 합은 구멍 끝에서 핀 연단거리의 12% 보다 작아서는 안 된다. 모재판의 두께는 핀구멍이 없는 단면의 폭의 12%보다 커야 한다.

4.1.6 아이바

4.1.6.1 인장강도

아이바의 인장강도는 4.1.3에 따른다. 다만, 아이바 몸체의 단면적은 A_g로 한다. 아이바 몸체의 폭은 두께의 8배를 초과하지 않도록 한다.

4.1.6.2 아이바의 구조제한

(1) 건축물 강구조를 포함한 일반 강구조 아이바에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 아이바의 원형 머리부분과 몸체 사이부분의 반지름은 아이바 머리의 직경보다 커야 한다. 핀 직경은 아이바 몸체폭의 7/8배 보다 커야하고, 핀 구멍의 직경은 핀 직경보다 1 mm 이상 크면 안 된다.

② F_y가 460 MPa을 초과하는 강재의 구멍직경은 플레이트 두께의 5배를 초과할 수 없고 아이바 본체의 폭은 그에 따라 감소시켜야 한다.

③ 플레이트 두께는 핀 플레이트와 필러 플레이트를 조임하기 위해 외부 너트를 사용하는 경우에만 13 mm 이하의 두께 사용이 허용된다.

④ 핀구멍의 연단으로부터 힘의 방향에 수직으로 측정한 플레이트의 연단까지의 폭은 아이바 몸체폭의 2/3보다 커야 하고, 3/4보다 커서는 안 된다.

(2) 교량 강구조의 아이바에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 아이바의 두께는 13 mm 이상 그리고 50 mm 이하이어야 한다.

② 핀구멍의 중심선에서 측정한 머리부분의 순폭은 필요한 몸체부의 폭의 135% 이상이어야 한다.

③ 핀구멍을 지나 아이바의 길이방향에서 측정한 머리부분의 순폭은 몸체부 폭의 75% 이상이어야 한다.

④ 몸체부의 폭은 두께의 8배를 초과해서는 안 된다.

⑤ 핀구멍의 중심은 아이바 몸체의 중심축 선상에 있어야 한다.

⑥ 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.

⑦ 최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재를 사용할 경우 구멍의 직경은 아이바 두께의 5배를 초과할 수 없다.

4.1.6.3 연결

(1) 여러 개의 아이바가 동시에 사용될 경우 가능한 한 서로 평행해야 하고, 연결되는 부재의 중심면에 대하여 대칭으로 배열해야 한다. 아이바는 횡방향 이동 및 사교에서 발생할 수 있는 횡방향 뒤틀림에 대하여 구속해야 한다.

(2) 인접한 아이바의 간격은 13 mm 이상이어야 한다. 동일한 핀으로 연결된 인접한 아이바의 사이를 고리모양으로 된 끼움재를 사용해야 한다. 대각선으로 교차하는 아이바 간격이 작을 경우 교차점에서 서로 크램핑시켜야 한다.

4.1.7 합성부재의 인장강도

매입형 합성부재의 인장강도는 4.2.8.2.1.3을 따르며, 충전형 합성부재의 인장강도는 4.2.8.2.2.3을 따른다.

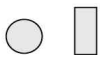
4.2. 압축부재

이 기준은 중심축 압축력을 받는 부재에 적용한다.

4.2.1 일반사항

설계압축강도 $\phi_c P_n$은 다음과 같이 산정한다. 공칭압축강도 P_n은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴, 휨-비틀림좌굴의 한계상태 중 작은 값으로 한다. 강도저항계수는 $\phi_c = 0.90$을 적용한다. 표 4.2-1은 압축부재 단면의 형상과 세장판 유무에 따라 적용하는 절과 그 한계상태를 나타낸다.

표 4.2−1 압축부재에 적용하는 절과 한계상태

단면	세장판이 없는 경우(비세장판 단면)		세장판이 있는 경우(세장판 단면)	
	절	한계상태	절	한계상태
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 비틀림좌굴
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.3	휨좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴
	4.2.3	휨좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.3 4.2.4 4.2.6	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.6 4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.5		4.2.5	
	4.2.3	휨좌굴	해당없음	해당없음
ㄱ형강을 제외한 비대칭 단면	4.2.4	휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨비틀림좌굴

4.2.1.1 국부좌굴에 대한 단면의 분류

압축력을 받는 판 단면은 비세장판 단면 및 세장판 단면으로 구분된다.

(1) 비세장판 단면 : 압축 판요소의 폭두께비 λ가 표 4.2-2의 λ_r를 초과하지 않는 단면 ($\lambda \leq \lambda_r$)

(2) 세장판 단면 : 압축 판요소의 폭두께비 λ가 표 4.2-2의 λ_r를 초과하는 단면 ($\lambda > \lambda_r$)

4.2.1.1.1 자유돌출판

압축력 방향과 평행한 면 중에서 한 쪽 면에만 지지되어 있는 자유돌출판의 폭은 다음 값을 취하고, 그 치수는 표 4.2-2에 따른다.

(1) I, H형강 및 T형강 플랜지에 대한 폭 b는 전체 플랜지폭 b_f의 반이다.

(2) ㄱ형강의 다리, ㄷ형강 및 Z형강의 플랜지에 대한 폭 b는 전체 공칭치수이다.

(3) 플레이트에 대한 폭 b는 자유단으로부터 연결재의 첫 번째 줄 혹은 용접선까지의 길이이다.

(4) T형강의 스템에 대한 d는 단면의 전체 공칭높이로 한다.

4.2.1.1.2 양연지지판

압축력 방향과 평행한 양쪽 면에 지지된 양연지지판의 폭은 다음 값으로 취하고, 그 치수는 표 4.2-2에 따른다.

(1) 압연이나 성형단면의 웨브에 대하여, h는 각 플랜지에서 필릿이나 모서리반경을 감한 플랜지사이의 순간격이다. h_c는 도심에서 필릿이나 모서리반경을 감한 압축플랜지의 내측 면까지 거리의 2배이다.

(2) 조립단면의 웨브에 대하여, h는 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접한 경우 플랜지 사이의 순간격이며, h_c는 도심으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다. h_p는 소성중립축으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재 열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다.

(3) 조립단면에서 플랜지 또는 다이아프램 플레이트에 대하여, 폭 b는 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접선간의 거리이다.

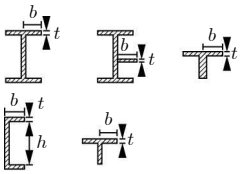
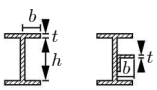
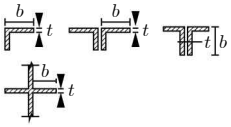
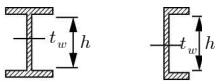
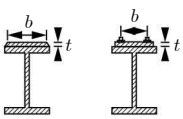
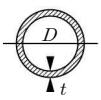
(4) 각형강관 단면의 플랜지에 대하여, 폭 b는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 웨브 사이의 순간격이다. 각형강관 단면의 웨브에 대하여, h는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격이다. 만일 모서리 반경을 알 수 없으면 b와 h는 각 외측 치수에서 두께의 3배를 감한 값으로 취한다. 여기서, t는 설계벽두께이다. 여기서 t는 전기저항용접 각형강관의 경우는 공칭벽두께의 0.93배, 서브머지드 아크용접 각형강관의 경우는 공칭벽두께를 사용한다.

(5) 유공커버플레이트의 경우, b는 인접한 연결재의 열간 수직거리이고 플레이트의 순단면적은 가장 넓은 구멍이 있는 곳에서 취한다.

4.2.1.1.3 압축판요소의 폭두께비

압축력을 받는 압축판요소의 비세장판 요소와 세장판 요소를 구분하는 폭두께비 한계값은 표 4.2-2에 따른다.

표 4.2−2 압축력을 받는 압축 판요소의 폭두께비

단면	구분	판요소에 대한 설명	폭두께비	폭두께비 한계값 λ_r (비세장/세장)	예
자유돌출판	1	− 압연 H형강의 플랜지 − 압연 H형강으로부터 돌출된 플레이트 − 서로 접한 쌍ㄱ형강의 돌출된 다리 − ㄷ형강의 플랜지 − T형강의 플랜지	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	− 용접 H형강의 플랜지 − 용접 H형강으로부터 돌출된 플레이트 또는 ㄱ형강 다리	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ 1)	
	3	− ㄱ형강의 다리 − 껄판을 낀 쌍ㄱ형강의 다리 − 그 외 모든 한쪽만 지지된 판 요소	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	− T형강의 스템	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
양연지지판	5	− 2축 대칭 H형강의 웨브와 ㄷ형강	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	− 균일한 두께를 갖는 각형강관과 박스의 벽	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	− 플랜지 커버플레이트 − 연결재 또는 용접선 사이의 다이아프램 플레이트	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	− 그 외 모든 양쪽이 지지된 판요소	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	− 원형강관	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

주 1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \le k_c \le 0.76$

4.2.2 유효좌굴길이와 세장비 제한

(1) 건축물 강구조와 일반 강구조의 경우, 유효좌굴길이계수 K와 기둥의 세장비(KL/r)의 산정은 표 4.2-4에 따른다. 압축력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비(KL/r)는 가급적 200을 넘지 않도록 한다.

(2) 교량 강구조의 경우, 압축부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

①주부재 : $KL/r \leq 120$

②가새 : $KL/r \leq 140$

여기서, L : 횡좌굴에 대한 비지지길이 (mm)

r : 단면2차반경 (mm)

K : 표 4.2.2-1에서 결정되는 유효좌굴길이계수

(3) 다음 조건을 만족할 때 회전반경은 단면의 일부를 제외한 가상단면으로 계산할 수 있다.

①실제 단면적과 회전반경에 의한 부재의 저항강도가 설계하중을 초과하고,

②감소된 단면적과 그 회전반경에 의한 가상부재의 저항강도가 설계하중을 초과할 경우

표 4.2-4 유효좌굴길이계수 K

기둥의 좌굴형태를 점선으로 표시	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
이론값	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
설계값	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
단부조건		회전고정 및 이동고정				
		회전자유 및 이동고정				
		회전고정 및 이동자유				
		회전자유 및 이동자유				

4.2.3 비세장판 단면을 가진 부재의 휨좌굴에 대한 압축강도

이 조항은 균일압축을 받는 비세장판 압축부재에 적용된다. 비틀림에 대한 비지지길이가 횡좌굴에 대한 비지지길이보다 큰 경우, H형강이나 그와 유사한 형상의 기둥의 설계는 4.2.4를 따른다. 공칭압축강도 P_n은 휨좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (4.2\text{-}1)$$

좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

(1) $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 또는 $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$인 경우

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad (4.2\text{-}2)$$

(2) $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 또는 $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$인 경우

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, F_e : 탄성좌굴해석을 통하여 구하는 탄성좌굴응력

$$= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \text{ (MPa)} \qquad (4.2\text{-}4)$$

A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

E : 강재의 탄성계수 (MPa)

K : 유효좌굴길이계수

L : 부재의 횡좌굴에 대한 비지지길이 (mm)

r : 좌굴축에 대한 단면2차반경 (mm)

4.2.4 비세장판 단면을 가진 부재의 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴에 대한 압축강도

1축대칭 부재, 비대칭 부재, 균일압축을 받는 비세장판 요소를 가진 +형 또는 조립기둥과 같은 2축대칭 부재에 적용한다. 그리고 비틀림에 대한 비지지길이가 횡좌굴에 대한 비지지길이를 초과할 경우 비세장판 요소를 가진 모든 2축대칭 부재에 적용된다. 또한 $b/t > 20$인 단일ㄱ형강 부재의 경우에도 적용된다.

공칭압축강도 P_n은 비틀림좌굴과 휨비틀림좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (4.2\text{-}5)$$

좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

(1) 쌍ㄱ형강과 T형강 압축부재의 경우

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서 F_{cry}는 y축대칭에 대한 휨좌굴에 대해서는 식 (4.2-2)와 식 (4.2-3)에서 구한 F_{cr} 값, T형강 압축부재에 대해서는 $\frac{KL}{r} = \frac{K_y L}{r_y}$, 쌍ㄱ형강 압축부재에 대해서는 4.2.6으로부터 $\frac{KL}{r} = \left(\frac{KL}{r}\right)_m$ 을 사용한다.

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \overline{r_0}^2} \qquad (4.2\text{-}7)$$

(2) 다른 모든 경우

F_{cr} 값은 다음에서 산정되는 탄성비틀림좌굴응력과 탄성휨비틀림좌굴응력 F_e를 사용하여, 식 (4.2-2)와 식 (4.2-3)에 따라 산정한다.

① 2축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \qquad (4.2\text{-}8)$$

② y축에 대칭인 1축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \qquad (4.2\text{-}9)$$

③ 비대칭 부재의 경우 다음 방정식의 해 중 가장 작은 해를 F_e로 사용한다.

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{\overline{r_0}}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\overline{r_0}}\right)^2 = 0 \qquad (4.2\text{-}10)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

C_w : 뒤틀림상수 (mm^6)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{A_g \overline{r_0}^2}$$

G : 강재의 전단탄성계수

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\overline{r_0}^2}$$

I_x, I_y : 주축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

J : 비틀림상수 (mm^4)

K_x : x축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_y : y축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_z : z축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

$\overline{r_0}$: 전단중심에 대한 극2차반경 (mm)

$$\overline{r_0}^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

r_x : x축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_y : y축에 대한 단면2차반경 (mm)

x_0, y_0 : 단면의 도심에서 전단중심까지의 거리(mm)

2축대칭 H형단면의 경우, $C_w = I_y h_0^2/4$ 값을 사용할 수 있다. 여기서, h_0는 플랜지 도심 간의 거리를 나타낸다. T형강과 쌍ㄱ형강의 경우, F_{ez}를 계산할 때 C_w를 포함한 항을 삭제하고 x_0를 0으로 놓는다.

4.2.5 단일ㄱ형강 압축부재

단일ㄱ형강 부재의 공칭압축강도 P_n은 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 규정한 유효세장비 KL/r을 사용하여 4.2.3 또는 4.2.7에 따라 산정한다. $b/t > 20$인 단일ㄱ형강 부재는 4.2.4에 따라 산정한다.
단일ㄱ형강 압축부재가 하나의 다리를 통하여 양단에서 압축력을 받고, 용접이나 최소한 2개의 볼트로 접합되고, 부재 중간에 횡하중을 받지 않는다면, 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 규정한 유효세장비 중 하나를 사용하여 압축부재를 평가할 때 단일ㄱ형강의 편심에 대한 효과는 무시할 수 있다.
단일ㄱ형강이 긴 다리와 짧은 다리의 비가 1.7 이상 또는 부재중간에 횡하중을 받고, 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 설명된 조건과 다른 단부조건일 경우 축력과 휨의 조합된 힘을 받는 부재에 대한 4.4의 규정에 따른다.

(1) 등변ㄱ형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변ㄱ형강이 단일 부재이거나 또는 평면트러스의 웨브재로 인접한 웨브재와 거셋플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우

① $0 \le \frac{L}{r_x} \le 80$일 때

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_x} \qquad (4.2\text{-}11)$$

② $\frac{L}{r_x} > 80$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_x} \leq 200 \qquad (4.2\text{-}12)$$

부등변ㄱ형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 ㄱ형강의 짧은 다리가 접합되면, 식 (4.2-11)과 식 (4.2-12)에 $4\left[(b_l/b_s)^2 - 1\right]$를 더하여 KL/r을 산정한다. 다만, 이 값은 $0.95L/r_z$ 이상이어야 한다.

(2) 등변ㄱ형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변ㄱ형강이 박스형 또는 입체트러스의 웨브재로 인접한 웨브재와 거셋플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우

① $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8\frac{L}{r_x} \qquad (4.2\text{-}13)$$

② $\frac{L}{r_x} > 75$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \qquad (4.2\text{-}14)$$

부등변ㄱ형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 ㄱ형강의 짧은 다리가 접합되면 식 (4.2-13)과 식 (4.2-14)에 $6\left[(b_l/b_s)^2 - 1\right]$를 더하여 KL/r을 산정한다. 다만, 이 값은 $0.82L/r_z$ 이상이어야 한다.

여기서, L : 부재길이 (mm)

b_l : ㄱ형강의 긴 쪽 다리의 길이 (mm)

b_s : ㄱ형강의 짧은 쪽 다리의 길이 (mm)

r_x : 접합된 다리와 평행한 축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

4.2.6 조립 압축재

4.2.6.1 압축강도

볼트나 용접으로 접합되거나 또는 유공커버플레이트나 타이플레이트를 갖는 가새와 접합된 개단면을 1개 이상 갖고 있는 2개의 부재로 구성된 조립부재에 적용한다. 단부 연결은 용접되거나 클라스 A 또는 B 접촉면의 프리텐션볼트로 연결된다.

볼트나 용접으로 접합된 2개의 부재로 구성된 조립재의 공칭압축강도는 아래와 같이 수정하여 4.2.3, 4.2.4 또는 4.2.7에 따라 산정한다. 만일 좌굴모드가 각 개별부재간의 접합재에 전단력을 발생시키는 상대변형을 포함하고 있다면 KL/r 대신에 아래와 같이 계산된 $(KL/r)_m$ 을 사용한다.

(1) 1차조임의 볼트로 접합된 경우

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (4.2\text{-}15)$$

(2) 용접이나 볼트로 접합된 경우

① $\frac{a}{r_i} \le 40$일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (4.2\text{-}16)$$

② $\frac{a}{r_i} > 40$일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (4.2\text{-}17)$$

여기서, $\left(\frac{KL}{r}\right)_m$: 조립부재의 수정된 기둥세장비

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$: 고려하는 좌굴방향으로 단일부재로 거동하는 조립부재의 세장비

K_i= 0.5 (서로 맞닿은 ㄱ형강일 경우)

= 0.75 (서로 맞닿은 ㄷ형강일 경우)

= 0.86 (다른 모든 경우)

a : 접합재 사이의 길이 (mm)

r_i : 개별부재의 최소 단면2차반경 (mm)

4.2.6.2 치수 요구조건

(1) 2개 이상의 형강들로 구성된 압축부재의 개별 구성요소들은 연결재 사이의 각 형강의 유효세장비 Ka/r_i가 조립부재의 최대세장비 KL/r의 3/4배를 초과하지 않도록 간격 a로 서로 접합한다. 여기서 r_i는 각 구성요소의 최소 곡률반경이다.

(2) 기초판 또는 완성된 면을 지압하는 조립 압축부재의 단부에서는 서로 접촉된 모든 구성요소들을 부재의 최대폭보다 길게 용접하거나, 부재 최대폭의 1.5배 이상의 구간에 대하여 길이방향으로 볼트직경의 4배 이하 간격으로 볼트접합한다.

(3) 단부 접합부 사이의 조립 압축부재의 길이를 따라 단속용접 또는 볼트접합의 길이방향 간격은 소요강도를 전달하기에 적절해야 한다. 연속적으로 접촉하는 판과 형강 또는 2개의 판요소들을 접합하는 연결재의 길이방향 간격에 대한 제한조건은 KDS 14 31 25(4.1.1.10)에 규정하고 있다. 조립 압축부재가 구성요소로서 커버플레이트를 가질 경우, 구성요소의 모서리를 따라 단속용접할 때 그 최대간격 또는 각 단면의 모든 게이지선에서 연결재의 최대간격은 가장 얇은 커버플레이트 두께의 $0.75\sqrt{E/F_y}$ 배 그리고 305 mm 이하로 한다. 연결재가 불규

칙배치될 경우 각 게이지선에서 연결재의 최대간격은 가장 얇은 커버플레이트 두께의 $1.12\sqrt{E/F_y}$ 배 그리고 460 mm 이하로 한다.

판 또는 형강으로 조립한 압축부재의 개단면에는 일련의 작업구멍을 갖는 연속된 유공커버플레이트가 적용될 수 있다. 4.2.1.1에 규정한 유공커버플레이트의 비지지폭은 작업 개구부에서 다음의 요구조건을 만족할 때 설계강도 계산에 고려된다.

① 폭두께비는 4.2.1.1의 제한조건을 만족해야 한다. 표 4.2-2의 7번 경우에는 폭 b를 가장 가까운 연결재 열간 횡거리로 폭두께 한계비에 사용하면 보수적이다. 판의 순단면적은 가장 큰 구멍이 있는 곳에서 취한다. 이러한 방법 대신에 폭두께 한계비는 해석을 통해 결정될 수 있다.

② 응력방향의 개구부의 길이는 개구부 폭의 2배 이하로 한다.

③ 응력방향의 개구부 순거리는 가장 가까운 연결재 열 간 또는 용접선 간의 횡거리보다 길어야한다.

④ 개구부의 둘레 모든점에서의 곡률반경은 38 mm 이상으로 한다.

(4) 유공커버플레이트의 대안으로써, 래티스 설치에 지장이 있는 경우 단부와 중간부에 띠판을 설치할 수 있다. 띠판은 단부에 가깝게 설치하는 것이 실용적이다. 단부 띠판 폭은 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재 열 간 또는 용접선 간 거리보다 길어야 하고, 중간부 띠판 폭은 이 거리의 1/2 이상이어야 한다. 띠판 두께는 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재 열간 또는 용접선 간 거리의 1/15 이상이어야 한다. 띠판을 접합하는 각 용접선의 길이는 띠판 길이의 1/3 이상이어야 한다. 띠판에서 응력방향으로 볼트간격은 볼트직경의 6배보다 작아야 하며, 띠판은 각 구성요소에 3개 이상의 연결재로 접합되어야 한다.

(5) 평강, ㄱ형강, ㄷ형강 및 기타형강이 래티스로 사용되며, 이 래티스의 간격은 부재의 플랜지 요소의 세장비 L/r이 부재전체의 최대세장비의 3/4를 초과하지 않도록 한다. 래티스는 조립부재 설계압축강도의 2%와 같은 전단강도를 부재축에 수직하게 갖도록 배치해야 한다. 단일 래티스부재 세장비 L/r은 140 이하로 하고, 복 래티스의 경우에는 200 이하로 한다. 복 래티스부재들은 교차부분에서 연결되어야 한다. 압축을 받는 래티스부재의 길이 L은 단일 래티스의 경우 주부재와 래티스를 접합하는 용접 또는 연결재 사이의 래티스 비지지길이이고, 복 래티스의 경우 이 거리의 70%로 한다.

부재의 축에 대한 래티스부재의 경사각은 단일 래티스의 경우 60°, 복 래티스의 경우 45° 이상이어야 한다. 부재의 플랜지에서 용접선 간 또는 연결재 간 거리가 380 mm 이상이면, 래티스를 복 래티스로 하거나 ㄱ형강으로 하는 것이 바람직하다.

4.2.7 세장판단면을 갖는 압축부재

균일압축을 받는 단면에 대하여 4.2.1.1에서 정의된 것처럼 세장판단면을 갖는 압축부재에 적용한다. 공칭압축강도 P_n은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴 한계상태 중 가장 작은 값으로 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (4.2\text{-}18)$$

좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

(1) $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ 또는 $\frac{QF_y}{F_e} \le 2.25$일 경우

$$F_{cr} = Q\left[0.658^{\frac{QF_y}{F_e}}\right]F_y \qquad (4.2\text{-}19)$$

(2) $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ 또는 $\frac{QF_y}{F_e} > 2.25$일 경우

$$F_{cr} = 0.877F_e \qquad (4.2\text{-}20)$$

여기서, F_e : 탄성좌굴응력, 2축대칭 부재는 식 (4.2-4)와 식 (4.2-8), 1축대칭 부재는 식 (4.2-4)와 식 (4.2-5), 비대칭 부재는 식 (4.2-6), 그리고 $b/t > 20$인 단일ㄱ형강은 식 (4.2-4)를 사용하여 산정한다.

Q : 모든 세장 압축요소를 고려하는 순감소계수로서, 균일압축을 받는 단면에 대해 4.2.1.1에서 정의된 것처럼 세장판요소가 없는 부재는 1.0, 세장판요소를 갖는 부재는 $Q_s Q_a$로 산정한다. 세장한 자유돌출판으로만 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s (Q_a = 1.0)$, 세장한 양연지지판으로만 조합된 경우, $Q = Q_a (Q_s = 1.0)$, 양연지지판과 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s Q_a$로 산정한다. 여러 개의 세장한 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, 더 세장한 판으로 구해진 작은 Q_s를 사용하는 것이 보수적이다.

4.2.7.1 세장한 자유돌출판

세장한 자유돌출판의 저감계수 Q_s는 다음과 같이 산정한다.

(1) 압연기둥 또는 다른 압축부재로부터 돌출된 플랜지, ㄱ형강 및 플레이트

① $b/t \le 0.56\sqrt{E/F_y}$일 경우

$$Q_s = 1.0 \qquad (4.2\text{-}21)$$

② $0.56\sqrt{E/F_y} < b/t < 1.03\sqrt{E/F_y}$일 경우

$$Q_s = 1.415 - 0.74\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad (4.2\text{-}22)$$

③ $b/t \geq 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2\text{-}23)$$

(2) 조립된 H형강 기둥 또는 다른 압축부재로부터 돌출된 플랜지, ㄱ형강 및 플레이트

① $b/t \leq 0.64\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2.\text{-}24)$$

② $0.64\sqrt{Ek_c/F_y} < b/t \leq 1.17\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.415 - 0.65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (4.2\text{-}25)$$

③ $b/t > 1.17\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2\text{-}26)$$

여기서, b : 4.2.1.1에서 정의된 자유돌출판의 폭 (mm)

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 < k_c \leq 0.76$

t : 부재의 두께 (mm)

(3) 단일ㄱ형강

① $b/t \leq 0.45\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2\text{-}27)$$

② $0.45\sqrt{E/F_y} < b/t \leq 0.91\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.2\text{-}28)$$

③ $b/t > 0.91\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2\text{-}29)$$

여기서, b : ㄱ형강의 가장 긴 다리의 폭 (mm)

(4) T형강의 스템

① $d/t \leq 0.75\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2\text{-}30)$$

② $0.75\sqrt{E/F_y} < d/t \leq 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.908 - 1.22\left(\frac{d}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad (4.2\text{-}31)$$

③ $d/t > 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{d}{t}\right)^2} \qquad (4.2\text{-}32)$$

여기서, d : T형강의 공칭높이 (mm)

`

4.2.7.2 세장한 양연지지판

세장한 양연지지판의 저감계수 Q_a는 다음과 같이 산정한다.

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} \qquad (4.2\text{-}33)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

A_e : 감소된 유효폭 b_e를 고려하여 산정한 유효단면적의 합 (mm^2)

감소된 유효폭 b_e는 다음과 같이 산정한다.

(1) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형 단면의 플랜지를 제외하고, 균일압축을 받는 세장판 단면 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \qquad (4.2\text{-}34)$$

여기서, f는 $Q=1.0$일 때의 F_{cr}의 값이다.

(2) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형의 세장판 단면의 플랜지 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \qquad (4.2\text{-}35)$$

여기서, $f = P_n/A_e$. 반복계산을 요하는 $f = P_n/A_e$를 구하는 대신, f는 F_y와 같다고 할 수 있다. 이 경우에는 기둥의 유효강도를 약간 보수적으로 추정한다.

(3) 축력을 받는 원형단면 $0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$ 일 경우

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \qquad (4.2\text{-}36)$$

여기서, D : 원형강관의 외경 (mm)

t : 부재의 두께 (mm)

4.2.8 합성부재

압연형강, 용접형강 또는 강관이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 합성 부재에 적용한다.

4.2.8.1 일반사항

합성부재를 포함하는 구조물의 부재 및 접합부에 작용하는 하중을 산정할 때는 작용하중 단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려해야 한다.

4.2.8.1.1 콘크리트와 철근

합성구조에 사용된 콘크리트와 철근에 관련된 설계, 배근상세 및 재료성질은 KDS 14 20 00에 따른다. 추가적으로, 다음의 예외사항 및 제한사항을 준용한다.

(1) KDS 14 20 00 중 아래 내용에 대해 제외한다.
① 기둥 및 접합부 철근의 특별 배치상세 중 강재 심부에 대한 사항
② 합성 콘크리트 압축부재의 설계에 관한 사항
③ 내진설계 시 특별 고려사항

(2) 콘크리트와 철근의 재료강도에 대한 제한사항은 4.2.8.1.3을 따른다.

(3) 횡방향 철근에 대한 구조 제한사항은 4.2.8.2.1.1(2)와 KDS 14 20 50을 따른다.

(4) 매입형 합성부재에서 길이방향 철근의 최소철근비는 4.2.8.2.1.1(3)을 따른다.

(5) KDS 14 20 00에 따라 설계된 콘크리트와 철근의 설계는 한계상태설계법의 하중조합에 따른다.

4.2.8.1.2 합성단면의 공칭강도

합성단면의 공칭강도는 소성응력분포법과 변형률적합법에 따라 결정한다. 합성단면의 공칭강도를 결정하는데 있어 콘크리트의 인장강도는 무시한다. 4.2.8.1.4에 정의된 충전형 합성부재는 국부좌굴의 영향을 고려해야 한다. 매입형 합성부재는 국부좌굴을 고려할 필요가 없다.

4.2.8.1.2.1 소성응력분포법

소성응력분포법에서는 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트는 축력과/또는 휨으로 인한 압축으로 $0.85f_{ck}$의 응력에 도달한 것으로 가정하여 공칭강도를 계산한다. 충전형 원형강관 합성기둥의 콘크리트가 축력과 휨, 축력 또는 휨으로 인한 압축응력을 받는 경우 구속효과를 고려한다. 원형강관의 구속효과를 고려한 콘크리트의 소성압축응력은 축압축력을 받는 원형 충전강관 기둥부재에서는 $0.85\left(1+1.56\frac{f_y t}{D_c f_{ck}}\right)f_{ck}$로 하고, 축압축력을 받지 않는 원형 충전강관 휨부재에서는 $0.95f_{ck}$로 한다.

4.2.8.1.2.2 변형률적합법

변형률적합법에서는 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포한다고 가정하며 콘크리트의 최대 압축변형률을 0.003으로 가정한다. 강재 및 콘크리트의 응력-변형률관계는 공인된 실험을 통해 구하거나 유사한 재료에 대한 공인된 결과를 사용한다.

4.2.8.1.3 재료강도 제한

합성구조에 사용되는 구조용 강재, 철근 및 콘크리트는 실험 또는 해석으로 검증되지 않을 경우 다음과 같은 제한조건들을 만족해야 한다.

(1) 설계강도의 계산에 사용되는 콘크리트의 설계기준 압축강도는 21 MPa 이상이어야 하며 70 MPa를 초과할 수 없다. 경량 콘크리트의 경우에는 설계기준 압축강도는 21 MPa 이상이어야 하며 42 MPa를 초과할 수 없다.

(2) 합성기둥의 강도를 계산하는 데 사용되는 구조용 강재 및 철근의 설계기준 항복강도는 650 MPa를 초과할 수 없다. 다만, 매입형 합성기둥의 강도산정은 합성부재 4.2.8.2을 따른다.

(3) 교량의 합성기둥인 경우, 강재의 단면적이 전체단면의 4% 이상일 때에는 4.2.8.2.1.2의 규정에 의해 압축강도를 결정한다. 강재 또는 강판의 단면적이 전체단면적의 4% 이하일 경우에는 철근콘크리트 기둥으로 계산한다. 콘크리트의 압축강도는 21 MPa 이상 55 MPa 이하로 한다. 공칭압축강도 계산을 위한 강재의 길이방향 철근의 항복강도는 420 MPa를 넘지 않도록 한다.

4.2.8.1.4 국부좌굴에 대한 충전형 합성단면의 분류

압축력을 받는 충전형 합성부재의 단면은 조밀, 비조밀, 세장요소(표 4.2-5를 참조)로 분류한다. 충전형 합성단면의 압축 강재요소 중 최대 폭두께비가 λ_p를 초과하지 않는다면 조밀로 분류한다. 하나 또는 그 이상의 압축 강재요소의 최대 폭두께비가 λ_p를 초과하고 λ_r를 초과하지 않는다면 비조밀로 분류한다. 압축 강재요소 중에서 최대 폭두께비가 λ_r를 초과하는 요소가 있으면 세장으로 분류한다. 최대 허용 폭두께비는 표 4.2-5를 따른다.
각형강관과 원형강관의 폭(b) 또는 직경(D)과 두께(t)에 대한 정의는 표 4.2-2를 참고한다.

표 4.2−5 압축력을 받는 충전형 합성부재 압축 강재요소의 폭두께비 제한 (4.2.8.2.2에 사용)

구분	폭두께비	λ_p 조밀/비조밀	λ_r 비조밀/세장	λ_{max} 최대허용
각형강관[1)]	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
원형강관	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주 1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄.

4.2.8.2 축력을 받는 부재

이 규정은 매입형 합성부재와 충전형 합성부재에 적용한다.

4.2.8.2.1 매입형 합성부재

4.2.8.2.1.1 구조제한

매입형 합성기둥 부재는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 강재 코아의 단면적은 합성부재 총단면적의 1% 이상으로 한다.

(2) 강재 코아를 매입한 콘크리트는 연속된 길이방향 철근과 띠철근 또는 나선철근으로 보강되어야 한다. 횡방향 철근의 중심간 간격은 직경 D10의 철근을 사용할 경우에는 300 mm 이하, 직경 D13 이상의 철근을 사용할 경우에는 400 mm 이하로 한다. 이형철근망이나 용접철근을 사용하는 경우에는 앞의 철근에 준하는 등가단면적을 가져야 한다. 또한 횡방향 철근의 최대간격은 강재코어의 설계항복강도가 450 MPa 이하일 경우에는 부재단면에서 최소크기의 0.5배를 초과할 수 없으며 강재코어의 설계기준 항복강도가 450 MPa를 초과하는 경우는 부재단면에서 최소크기의 0.25배를 초과할 수 없다.

(3) 연속된 길이방향 철근의 최소철근비 ρ_{sr}는 0.004로 하며 다음과 같은 식으로 구한다.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad (4.2\text{-}37)$$

여기서, A_{sr} : 연속 길이방향 철근의 단면적 (mm^2)

A_g : 합성부재의 총단면적 (mm^2)

(4) 교량의 매입형 합성기둥 부재인 경우, 합성단면은 최소한 하나의 대칭축을 가져야 하고 콘크리트로 둘러싸인 강재 단면은 길이방향 및 횡방향으로 보강해야 한다. 보강방법에 대해서는 콘크리트 단면의 설계규정을 따르고, 횡방향 띠철근 간격은 다음을 초과할 수 없다.

① 길이방향 철근지름의 16배

② 띠철근 지름의 48배

③ 합성단면 최소변길이의 1/2

4.2.8.2.1.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 매입형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$은 기둥세장비에 따른 휨좌굴 한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$\phi_c = 0.75$$

(1) $\frac{P_{no}}{P_e} \le 2.25$ 인 경우

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{\left(\frac{P_{no}}{P_e}\right)}\right] \qquad (4.2\text{-}38)$$

(2) $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ 인 경우

$$P_n = 0.877 P_e \quad (4.2\text{-}39)$$

여기서, $P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f_{ck} A_c$ (4.2-40)

P_e : 탄성임계좌굴하중

$= \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$ (4.2-41)

A_s : 강재 단면적 (mm^2)

A_c : 콘크리트 단면적 (mm^2); 단, 강재코어의 설계기준 항복강도가 450 MPa를 초과할 경우는 $A_c = A_{ce}$ 로 해야 한다.

A_{ce} : 피복두께와 띠철근 직경을 제외한 심부콘크리트 유효단면적 (mm^2)

A_{sr} : 연속된 길이방향철근의 단면적 (mm^2)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa)

E_{sr} : 철근의 탄성계수 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

F_y : 강재의 설계기준 항복강도 (MPa)

F_{ysr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

I_c : 콘크리트 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_s : 강재 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{sr} : 철근단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

K : 부재의 유효좌굴길이계수

L : 부재의 횡지지길이 (mm)

P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (4.2-40), 충전형 합성부재는 식 (4.2-46)에 의해 구한다.

w_c : 콘크리트의 단위체적 당 무게 ($1{,}500 \le w_c \le 2{,}500 kg/m^3$)

EI_{eff} : 합성단면의 유효강성 ($N \cdot mm^2$). 단, 설계기준강도가 450MPa 초과하여도 콘크리트 전체단면적(A_c)을 사용한다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (4.2\text{-}42)$$

$$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \le 0.3 \quad (4.2\text{-}43)$$

여기서, C_1는 매입형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

4.2.8.2.1.3 인장강도

매입형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$는 항복한계상태로부터 다음과 같이 구하며 강도저항계수 $\phi_t = 0.90$을 적용한다.

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \quad (4.2\text{-}44)$$

4.2.8.2.1.4 상세요구사항

(1) 강재코어와 길이방향 철근의 최소 순간격은 철근직경의 1.5배 이상 또는 40 mm 중 큰 값으로 한다.

(2) 플랜지에 대한 콘크리트 순피복두께는 플랜지폭의 1/6 이상으로 한다.

(3) 합성단면이 2개 이상의 형강재를 조립한 단면인 경우 형강재들은 콘크리트가 경화하기 전에 가해진 하중에 의해 각각의 형강재가 독립적으로 좌굴하는 것을 막기 위해 띠판 등과 같은 부재들로 서로 연결해야 한다.

4.2.8.2.2 충전형 합성부재

4.2.8.2.2.1 구조제한

강관의 단면적은 합성기둥 총단면적의 1% 이상으로 한다.
충전형 합성부재는 4.2.8.1.4에 따라서 국부좌굴효과를 고려하여 분류한다.

4.2.8.2.2.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 충전형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 4.2.8.2.1.2에 따라 휨좌굴 한계상태로부터 구하며 다음 식을 사용한다.

(1) 조밀단면

$$P_{no} = P_p \tag{4.2-45}$$

여기서, $P_p = F_y A_s + C_2 f_{ck}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_{sr}}{E_c}\right)$ (4.2-46)

C_2 : 사각형 단면에서는 0.85, 원형 단면에서는 $0.85\left(1+1.56\frac{F_y t}{D_c f_{ck}}\right)$,

$D_c = D - 2t$

t : 강관의 두께

(2) 비조밀단면

$$P_{no} = P_p - (P_p - P_y)\frac{(\lambda - \lambda_p)^2}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \tag{4.2-47}$$

여기서, λ, λ_p와 λ_r은 표 4.2-5의 폭(직경)두께비 제한값이며,
P_p는 식 (4.2-46)에 의해 결정된다.

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_{ck}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_{sr}}{E_c}\right) \tag{4.2-48}$$

(3) 세장단면

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_{ck}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_{sr}}{E_c}\right) \tag{4.2-49}$$

여기서,

① 사각형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \quad (4.2\text{-}50)$$

② 원형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{[(D/t)(F_y/E_s)]^{0.2}} \quad (4.2\text{-}51)$$

합성단면의 유효강성은 다음 식으로 구한다.

$$EI_{eff} = E_sI_s + E_{sr}I_{sr} + C_3E_cI_c \quad (4.2\text{-}52)$$

여기서, C_3는 충전형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

$$C_3 = 0.6 + 2\left[\frac{A_s}{A_c + A_s}\right] \le 0.9 \quad (4.2\text{-}53)$$

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

4.2.8.2.2.3 인장강도

충전형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$은 항복한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$P_n = F_yA_s + F_{ysr}A_{sr} \quad (4.2\text{-}54)$$

$$\phi_t = 0.90$$

4.2.8.2.3 전단강도

충전형 및 매입형 합성부재의 설계전단강도 $\phi_v V_n$은 다음 중에서 1가지 방법으로 구한다.

(1) 강재 단면 만의 설계전단강도

(2) KDS 14 20 22에 따른 철근콘크리트 만의 전단강도. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

단, 무근콘크리트로 채운 충전형 합성부재는 KDS 14 20 00에 따른다.

(3) 강재 단면의 공칭전단강도와 KDS 14 20 00에 따른 철근의 공칭전단강도의 합으로 한다. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

4.2.8.2.4 하중전달

4.2.8.2.4.1 일반요구사항

(1) 외력이 매입형 합성부재 또는 충전형 합성부재에 축방향으로 가해질 때, 부재로의 힘 도입과 부재 안에서의 길이방향 전단력의 전달은 이 조항에 있는 힘의 분배에 대한 요구사항에 따라 평가한다.

(2) 4.2.8.2.4.3에 따라 결정된 적절한 힘 전달기구의 설계강도 ϕR_n은 4.2.8.2.4.2에서 구한 길이방향 소요전단력 V_r' 이상이어야 한다.

4.2.8.2.4.2 힘의 분배

강재와 콘크리트 간에 전달되어야 할 힘의 크기는 다음 요구사항에 따른 외력의 분배로 한다.

(1) 외력이 강재 단면에 직접 가해지는 경우

모든 외력이 강재 단면에 직접 가해지는 경우, 콘크리트에 전달되어야 할 힘 V_r'은 다음과 같이 구한다.

$$V_r' = P_r(1 - F_y A_s / P_{no}) \qquad (4.2\text{-}55)$$

여기서, P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (4.2-40), 충전형 합성부재는 식 (4.2-45)에 의해 구한다.

P_r : 합성부재에 가해지는 소요외력 (N)

(2) 외력이 콘크리트에 직접 가해지는 경우

모든 외력이 피복 콘크리트 또는 충전 콘크리트에 직접 가해지는 경우, 강재에 전달되어야 할 힘 V_r'은 다음과 같이 구한다.

$$V_r' = P_r(F_y A_s / P_{no}) \qquad (4.2\text{-}56)$$

(3) 외력이 강재 단면과 콘크리트에 동시에 가해지는 경우

외력이 강재 단면과 매입 콘크리트 또는 충전 콘크리트에 동시에 가해지는 경우, 콘크리트에서 강재 또는 강재에서 콘크리트로 전달되어야 할 힘 V_r'은 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 P_{rs}와 식 (4.2-56)에서 산정한 힘 V_r'과의 차이로 한다.

$$V_r' = P_{rs} - P_r(F_y A_s / P_{no}) \qquad (4.2\text{-}57)$$

여기서, P_{rs} : 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 힘 (N)

4.2.8.2.4.3 힘 전달기구

직접부착작용, 전단열결 및 직접지압에 의한 힘 전달기구의 공칭강도 R_n은 다음 규정에 따라 산정된다. 이 중에서 가장 큰 공칭강도의 힘 전달기구를 사용할 수 있으나, 이러한 힘 전달기구들은 중첩하여 사용할 수 없다.

길이방향 전단력 V_r'이 직접부착강도에 의한 설계전단강도를 초과할 경우에는 (1) 또는 (2)에 의한 힘의 전달기구를 사용하여야 한다.

(1) 직접지압강도

힘이 내부지압기구에 의한 직접지압에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 설계지압강도는 다음과 같이 콘크리트압괴의 한계상태로부터 구한다.

$$R_n = 1.7 f_{ck} A_1 \qquad (4.2\text{-}58)$$

$$\phi_B = 0.65$$

여기서, A_1 : 관통 거셋플레이트 또는 베어링 플레이트 등의 하부 지압면적(mm^2)

(2) 전단접합

힘이 전단접합에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_c = \Sigma Q_{cv} \qquad (4.2\text{-}59)$$

여기서, ΣQ_{cv} : 4.2.8.2.4.4에 정의한 하중도입부 길이 안에 배치된 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단 연결재의 설계전단강도 ϕQ_{nv}의 합 (N); 스터드 전단연결재의 ϕQ_{nv}는 4.2.8.2.5.2로부터, ㄷ형강 전단연결재의 ϕQ_{nv}는 4.2.8.2.5.3으로부터 구한다.

(3) 직접부착강도

힘이 직접부착작용에 의해 충전형 합성부재 및 매입형 합성부재에 전달되는 경우, 강재와 콘크리트 사이의 설계부착강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_n = U_{in} L_{in} F_{in} \qquad (4.2\text{-}60)$$

$$\phi = 0.45$$

여기서, R_n : H형강 또는 강관의 전둘레 길이와 하중도입부의 길이에 해당하는 공칭부착강도 (N)

U_{in} : H형강 또는 강관의 둘레길이 (mm)

L_{in} : 4.2.8.2.4.4에서 규정한 하중도입부의 길이 (mm)

F_{in} : 표 4.2-6에서 규정된 공칭부착응력 (MPa)

표 4.2-6의 공칭부착응력은 콘크리트와 접하는 강재단면 표면에 도장, 기름, 윤활유 및 녹 등이 없는 경우에 가정된 값이다.

표 4.2−6 공칭부착응력, F_{in}

단면 종류		$F_{\in}$, MPa
콘크리트에 완전히 매입된 강재단면		0.66
콘크리트충전 각형강관 단면	조밀단면	0.40
	비조밀, 세장단면	0.40
콘크리트충전 원형강관 단면	조밀단면	1.22
	비조밀, 세장단면	0.40

※ 일반적이지 않은 형상은 별도의 실험으로 증명한 공칭부착응력을 사용할 수 있다.

표 4.2-6에 주어진 콘크리트에 완전 매입된 H형강 단면의 공칭부착응력 F_{in}은 플랜지에 대한 콘크리트의 최소 유효 피복두께가 40 mm이고 4.2.8.2.1.5의 (1)과 (2)를 만족하고, 4.2.8.2.1.1에 따른 횡방향 철근과 길이방향 철근이 있는 단면에 적용할 수 있다. 플랜지에 대한 유효 피복두께가 더 두껍고, 플랜지의 피복 콘크리트를 충분히 구속시킬 수 있는 횡방향 철근과 길이방향 철근이 있는 경우에는 좀 더 높은 부착응력 값을 사용할 수 있다. 피복두께를 고려한 공칭부착응력은 실험으로 증명되지 않는 한, $\beta_c F_{in}$ 값을 사용하여야 하며, β_c는 식 (4.2-61)에 의해 결정한다.

$$\beta_c = 1 + 0.02\, c_e \left(1 - \frac{40}{c_e}\right) \leq 2.5 \qquad (4.2\text{-}61)$$

여기서, c_e : 플랜지면에 대한 콘크리트의 유효 피복두께 (mm). 유효 피복두께는 플랜지 면에 대한 콘크리트의 순피복 두께에서 띠철근의 외부 면에 대한 순피복 두께를 제외한 두께로 한다.

4.2.8.2.4.4 상세요구사항

(1) 매입형 합성부재

① 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 하중도입부의 길이 안에 배치한다. 하중도입부의 길이는 하중작용방향으로 합성부재 단면의 최소폭의 2배와 부재길이의 1/3 중 작은 값 이하로 한다. 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 강재 단면의 축에 대해 대칭인 형태로 최소한 2면 이상에 배치한다.

② 하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 4.2.8.2.5에 따른다.

(2) 충전형 합성부재

① 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 하중도입부의 길이 안에 배치한다. 하중도입부의 길이는 하중작용방향으로 합성부재 단면의 최소폭의 2배와 부재길이의 1/3 중 작은 값 이하로 한다.

② 하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 4.2.8.2.5에 따른다.

4.2.8.2.4.5 하중도입부 이외 구간의 길이방향 전단력

① 부재의 직각방향 하중 또는 단부모멘트 또는 직각방향 하중과 단부모멘트에 의해 발생되는 하중도입부 이외 구간에서의 콘크리트와 강재 사이 접촉면의 길이방향 소요 전단응력 분포를 확인해야 한다. 길이방향 소요전단응력이 표 4.2-6의 값에 강도저감계수 $\phi = 0.45$를 곱한 설계전단응력 ϕF_{in}을 초과하는 경우에는 4.2.8.2.5에 따라서 전단연결재로 보강해야 한다.

② 보다 정밀한 방법에 의하지 않는 한, 접촉면에서의 길이방향 소요전단응력은 콘크리트의 장기효과와 균열을 고려한 탄성해석에 의해 구한 값을 사용할 수 있다.

4.2.8.2.5 강재 전단연결재

4.2.8.2.5.1 일반사항

이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 KDS 14 20 00을 사용할 수 있다.

(1) 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.

(2) 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 공칭강도는 KDS 14 20 00을 따른다.

(3) 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경의 1.6배 이상으로 한다.

(4) 표 4.2-7은 각 하중조건에 대한 스터드 전단연결재의 최소 길이 / 직경비를 나타낸 것이다.

표 4.2−7 스터드 전단연결재의 최소 길이/직경비

하중조건	보통콘크리트	경량콘크리트
전단	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
인장	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
전단과 인장의 조합력	$h/d \geq 8$	*

h/d : 몸체직경에 대한 스터드 전단연결재의 길이의 비

*: 경량콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 KDS 14 20 00에 따른다.

4.2.8.2.5.2 스터드 전단연결재의 전단강도

(1) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \qquad (4.2\text{-}62)$$

$$\phi_v = 0.65$$

여기서, Q_{nv} : 스터드 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

A_{sa} : 스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 스터드 전단연결재의 설계기준인장강도 (MPa)

(2) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도인 경우, 스터드 전단연결재 1개에 대한 설계전단강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

① 스터드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스터드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv}는 식 (4.2-62)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.3 스터드 전단연결재의 인장강도

(1) 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스터드 전단연결재의 중심간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상인 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 설계인장강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \qquad (4.2\text{-}63)$$

$$\phi_t = 0.75$$

여기서, Q_{nt} : 강재 스터드 전단연결재의 공칭인장강도 (N)

A_{sa} : 강재 스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 강재 스터드 전단연결재의 설계기준 인장강도 (MPa)

(2) 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이고, 스터드 전단연결재의 중심 간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 공칭인장강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

① 스터드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스터드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt}는 식 (4.2-63)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.4 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 강도

(1) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스터드 전단연결재의 중심간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상이면, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음과 같이 구한다.

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}}\right)^{5/3}+\left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}}\right)^{5/3}\right]\le 1.0 \qquad (4.2\text{-}64)$$

여기서, Q_{rt} :소요인장강도 (N)

$Q_{ct}=\phi_t Q_{nt}$:설계인장강도 (N)

Q_{rv} :소요전단강도 (N)

$Q_{cv}=\phi_v Q_{nv}$:설계전단강도 (N)

(2) 소요인장강도 Q_{rt}와 소요전단강도 Q_{rv}는 설계요구사항에 따른 하중조합에서 요구하는 강도이다. 강도저감계수는 다음과 같다.

$\phi_t = 0.75$, 인장저항계수

$\phi_v = 0.65$, 전단저항계수

한계상태가 콘크리트 전단파괴강도인 경우이거나, 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이거나, 스터드 전단연결재의 중심간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

① 스터드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 식 (4.2-64)에 사용하는 스터드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv}는 식 (4.2-62)로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 하고, 스터드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt}는 식 (4.2-63)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.5 ㄷ형강의 전단강도

ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 식 (4.2-65)에 따라 구한 공칭전단강도와 다음의 강도저감계수에 의해 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \qquad (4.2\text{-}65)$$

$$\phi_v = 0.75$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지 두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브 두께 (mm)

L_a : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

ㄷ형강 전단연결재의 강도는 편심의 영향을 고려하여 Q_n의 힘을 받을 수 있도록 보플랜지에 용접되어야 한다.

4.2.8.2.5.6 상세요구사항

강재 전단연결재의 측 방향의 콘크리트 순 피복두께는 25 mm이상으로 한다. 스터드 전단연결재의 중심간 최소간격은 어느 방향이든 몸체직경의 4배로 한다. 스터드 전단연결재의 중심간 최대간격은 어느 방향이든 몸체직경의 32배로 한다. ㄷ형강 전단연결재의 중심간 최대간격은 600 mm로 한다.

4.3. 휨부재

4.3.1 일반사항

하중이 단면의 주축과 전단중심을 통과하여 비틀림이 발생하지 않는 형강 및 조립부재에 적용한다.

4.3.2 형강 및 강관

4.3.2.1 단일부재

4.3.2.1.1 휨강도

4.3.2.1.1.1 일반사항

공칭휨강도를 산정할 때 다음의 내용은 이 절에 포함된 모든 부재에 공통적으로 적용한다. 이 절에서 포함하는 단면의 종류는 표 4.3-1과 같고 단면의 폭두께비 제한은 표 4.3-2와 같다.

(1) 공칭휨강도의 산정

공칭휨강도 M_n은 4.3.2.1.1.2~4.3.2.1.1.12에 따라 적용한다. M_n은 4.4의 M_r과 같다.

(2) 횡비틀림좌굴 보정계수 C_b

모멘트분포가 일정하지 않은 휨부재의 횡비틀림좌굴강도 산정 시 보정계수 C_b는 다음과 같다.

$$C_b = \frac{12.5\,M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad (4.3\text{-}1)$$

단,

① 자유단이 횡지지되지 않은 캔틸레버와 내민보의 경우 $C_b = 1.0$

② 횡지지점 사이에 횡하중이 없는 2축 대칭부재에서 C_b는 다음 값을 초과할 수 없다.

가. 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 같은 경우에는 1.0

나. 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 반대인 경우에는 2.27

다. 한쪽 단부모멘트가 0인 경우에는 1.67

여기서, $M_{\max}$: 비지지구간에서 최대모멘트 절댓값 (N・mm)

M_A : 비지지구간에서 1/4지점의 모멘트 절댓값 (N・mm)

M_B : 비지지구간에서 중앙부의 모멘트 절댓값 (N・mm)

M_C : 비지지구간에서 3/4지점의 모멘트 절댓값 (N・mm)

복곡률이 발생하는 1축 대칭부재의 경우에는 상하플랜지 모두에 대하여 횡비틀림좌굴강도를 검토한다. C_b의 값은 모든 경우에 있어서 안전측으로 1.0을 사용할 수 있다.

표 4.3-1 휨부재 단면의 분류

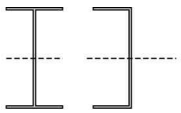
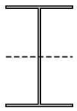
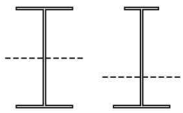
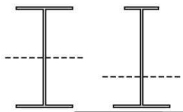
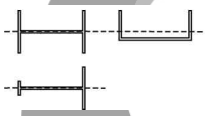
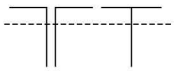
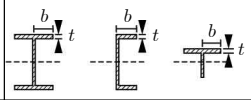
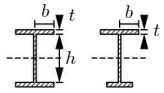
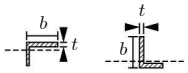
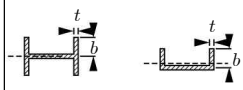
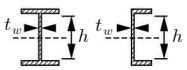
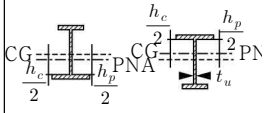
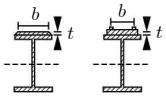
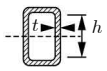
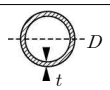
해당 절	단면의 형태	플랜지	웨브	한계상태
4.3.2.1.1.2		조밀단면	조밀단면	항복 횡비틀림좌굴
4.3.2.1.1.3		비조밀단면 세장판 단면	조밀단면	횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.4		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
4.3.2.1.1.5		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	세장판 단면	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
4.3.2.1.1.6		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	–	항복 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.7		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 플랜지 국부좌굴 웨브 국부좌굴
4.3.2.1.1.8		–	–	항복 국부좌굴
4.3.2.1.1.9		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	–	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.10		–	–	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.11		–	–	항복 횡비틀림좌굴
4.3.2.1.1.12	비대칭 단면	–	–	모든 한계상태 포함

표 4.3-2 휨부재 단면의 폭두께비 제한

	판요소에 대한 설명	폭 두께비	폭두께비 제한 값		예
			λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)	
자유돌출판	① 압연 H형강, ㄷ형강 및 T형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	② 2축 또는 1축 대칭인 용접 H형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ 1),2)	
	③ 단일 ㄱ형강의 다리	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	④ 약축 휨을 받는 압연 H형강, ㄷ형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑤ T형강의 플랜지	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
양연지지판	① -2축 대칭 H형강의 웨브 -ㄷ형강의 웨브	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	② 1축 대칭 H형강의 웨브	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2} \le \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	③ 균일한 두께를 갖는 각형강관과 박스의 플랜지	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	④ -플랜지 커버플레이트 -연결재 또는 용접선 사이의 다이아프램 플레이트	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑤ 각형강관과 박스의 웨브	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑥ 원형강관	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

주 1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \le k_c \le 0.76$

2) $F_L = 0.7F_y$: 약축 휨을 받는 경우, 웨브가 세장판 단면인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우, 그리고 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브이고 $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우

$F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \ge 0.5F_y$: 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브이고 $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우

표 4.3-3 휨을 받는 충전형 합성부재의 압축 강재요소에 대한 폭두께비 제한

구분	폭두께비	λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)	λ_{max} (최대허용)
각형강관[1]의 플랜지	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
각형강관[1]의 웨브	h/t	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
원형강관	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주 1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄.

4.3.2.1.1.2 강축 휨을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 조밀단면 부재

이 조항은 강축에 대한 휨을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 부재의 웨브와 플랜지가 모두 조밀단면인 경우에 적용한다.

(1) 소성모멘트

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{4.3-2}$$

여기서, F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

Z_x : x축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

(2) 횡비틀림좌굴강도

① $L_b \le L_p$의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 고려하지 않아도 된다.

② $L_p < L_b \le L_r$의 경우

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \tag{4.3-3}$$

③ $L_b > L_r$의 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \le M_p \tag{4.3-4}$$

여기서, L_b : 보의 비지지길이 (mm)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \tag{4.3-5}$$

E : 강재의 탄성계수 (MPa)

J : 단면비틀림상수 (mm^4)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

식 (4.3-5)에서 $\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$ 값은 안전측으로 설계할 경우, 1.0 값을 사용할 수 있다.

소성한계 비지지길이 L_p 및 비탄성한계 비지지길이 L_r은 다음과 같이 산정한다.

$$L_p = 1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.3-6}$$

$$L_r = 1.95\, r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1+\sqrt{1+6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\frac{S_x h_o}{Jc}\right)^2}} \tag{4.3-7}$$

여기서, $r_{ts}^2 = \dfrac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$ (4.3-8)

$c = 1$: 2축대칭 H형강의 경우 (4.3-8a)

$c = \dfrac{h_o}{2}\sqrt{\dfrac{I_y}{C_w}}$: ㄷ형강의 경우 (4.3-8b)

h_o : 상하부 플랜지 간 중심거리 (mm)

4.3.2.1.1.3 강축 휨을 받는 2축대칭 H형강(웨브 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재

이 조항은 강축에 대한 휨을 받는 2축대칭 H형강(웨브 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재에 적용한다.

(1) 횡비틀림좌굴강도

횡비틀림좌굴강도의 산정은 4.3.2.1.1.2(2)에 따른다.

(2) 압축플랜지 국부좌굴강도

① 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \tag{4.3-9}$$

② 세장판 단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \frac{0.9E\, k_c S_x}{\lambda^2} \tag{4.3-10}$$

여기서, $\lambda = \dfrac{b_f}{2t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2에 제시된 조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2에 제시된 비조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$k_c = \dfrac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \le k_c \le 0.76$

h : 표 4.3-2에 명시된 값

4.3.2.1.1.4 강축 휨을 받는 기타 H형강(웨브 조밀 또는 비조밀단면)부재

이 조항은 비조밀단면 웨브를 갖는 강축에 휨을 받는 2축대칭 H형강 단면과 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브를 갖는 강축에 휨을 받는 1축대칭 H형강 단면에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \qquad (4.3\text{-}11)$$

여기서, M_{yc}는 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)이다.

(2) 횡비틀림좌굴강도

① $L_b \le L_p$의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

② $L_p < L_b \le L_r$의 경우

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le R_{pc} M_{yc} \qquad (4.3\text{-}12)$$

③ $L_b > L_r$의 경우

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \le R_{pc} M_{yc} \qquad (4.3\text{-}13)$$

여기서, $M_{yc} = F_y S_{xc}$ (4.3-14)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \qquad (4.3\text{-}15)$$

가. $\frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.23$의 경우, J의 값은 0으로 한다. I_{yc}는 y축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트이다.

응력 F_L은 다음과 같이 산정한다.

(가) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.7$의 경우

$$F_L = 0.7 F_y \qquad (4.3\text{-}16a)$$

(나) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$의 경우

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.5 F_y \qquad (4.3\text{-}16b)$$

항복한계상태에서의 한계 비지지길이 L_p는

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.3-17}$$

비탄성 비틀림좌굴 한계상태에서의 한계 비지지길이 L_r은

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76\left(\frac{F_L}{E} \frac{S_{xc} h_o}{J}\right)^2}} \tag{4.3-18}$$

나. 웨브 소성화계수 R_{pc}는 다음과 같이 산정한다.

(가) $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{4.3-19a}$$

(나) $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{4.3-19b}$$

여기서, $M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y$

S_{xc}, S_{xt} : 압축, 인장플랜지 각각의 탄성단면계수 (mm^3)

$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 모살 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값; 조립단면의 경우 중립축으로부터 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$I_{yc}/I_y \leq 0.23$인 경우는 $R_{pc} = 1.0$으로 한다.

다. 횡비틀림좌굴에 대한 유효단면2차반경 r_t는 다음과 같이 산정한다.

(가) 사각형 압축플랜지를 갖는 H형강 부재의 경우

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6}a_w\frac{h^2}{h_o d}\right)}} \qquad (4.3\text{-}20)$$

여기서, $a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$ (4.3-21)

b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)

t_{fc} : 압축플랜지의 두께 (mm)

a_w : 압축 웨브면적에 2배한 값과 압축플랜지 면적의 비

(나) 압축플랜지에 ㄷ형강으로 캡을 씌우거나 커버플레이트가 부착된 H형강 부재의 경우 사각형 압축플랜지를 갖는 H형강 부재의 경우, 다음의 근사식을 대신 사용할 수 있다.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}a_w\right)}} \qquad (4.3\text{-}22)$$

여기서, r_t : 압축플랜지와 압축 측 웨브의 1/3에 해당하는 면적을 합한 단면의 y축에 대한 단면2차반경 (mm)

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지인 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지의 경우

$$M_n = \left[R_{pc}M_{yc} - \left(R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad (4.3\text{-}23)$$

③ 세장판 단면플랜지의 경우

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \qquad (4.3\text{-}24)$$

여기서, F_L : 식 (4.3-16a) 또는 식 (4.3-16b)에 따라 산정한다.

R_{pc} : 웨브 소성화계수. 식 (4.3-19a) 또는 식 (4.3-19b)에 따라 산정한다.

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \le k_c \le 0.76$

$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

(4) 인장플랜지 항복강도

① $S_{xt} \geq S_{xc}$의 경우 인장플랜지 항복강도를 산정하지 않는다.

② $S_{xt} < S_{xc}$의 경우

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \tag{4.3-25}$$

여기서, $M_{yt} = F_y S_{xt}$

인장플랜지 항복 시 적용하는 웨브단면 소성화계수 R_{pt}는 다음과 같이 산정한다.

가. $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{4.3-26a}$$

나. $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{4.3-26b}$$

여기서, $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 웨브 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 웨브 한계 폭두께비

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 모살 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값; 조립단면의 경우 중립축으로부터 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

4.3.2.1.1.5 강축 휨을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재

이 조항은 강축에 휨을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \tag{4.3-27}$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \tag{4.3-28}$$

① $L_b \leq L_p$의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

② $L_p < L_b \le L_r$의 경우

$$F_{cr} = C_b\left[F_y - (0.3F_y)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le F_y \qquad (4.3\text{-}29)$$

③ $L_b > L_r$의 경우

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \le F_y \qquad (4.3\text{-}30)$$

여기서, L_p : 식 (4.3-17)에 따라 산정한다.

$$L_r = \pi r_t\sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \qquad (4.3\text{-}31)$$

R_{pg} : 휨강도 감소계수

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w}\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \le 1.0 \qquad (4.3\text{-}32)$$

여기서, a_w는 식 (4.3-21)에 따라 산정하며 10을 초과할 수 없다. r_t는 4.3.2.1.1.4에 제시된 횡좌굴에 대한 유효단면2차반경이다.

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

$$M_n = R_{pg}F_{cr}S_{xc} \qquad (4.3\text{-}33)$$

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3F_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad (4.3\text{-}34)$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} \qquad (4.3\text{-}35)$$

여기서, $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \le k_c \le 0.76$

$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

h : 압연강재의 경우 모살 또는 코너반경을 제외한 플랜지 간 순거리, 조립단면의 경우 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지 간 순거리 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

(4) 인장플랜지 항복강도

① $S_{xt} \geq S_{xc}$의 경우 인장플랜지 항복강도를 산정하지 않는다.

② $S_{xt} < S_{xc}$의 경우

$$M_n = F_y S_{xt} \tag{4.3-36}$$

4.3.2.1.1.6 약축 휨을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재

이 조항은 약축에 휨을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트) 및 플랜지 국부좌굴강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \tag{4.3-37}$$

여기서, Z_y : 약축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

S_y : 약축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) 플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \tag{4.3-38}$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_y \tag{4.3-39}$$

여기서, $F_{cr} = \dfrac{0.69E}{\left(\dfrac{b_f}{2t_f} \right)^2}$ (4.3-40)

$\lambda = \dfrac{b_f}{t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

S_y : y 축에 대한 탄성단면계수(mm^3); ㄷ형강의 경우 최소단면계수

b_f : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

4.3.2.1.1.7 각형강관

이 조항은 강축 또는 약축 휨을 받는 조밀 또는 비조밀단면 웨브 및 조밀, 비조밀 또는 세장판 단면플랜지를 갖는 직사각형, 정사각형 및 2축대칭 각형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 플랜지 국부좌굴강도 및 웨브 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (4.3\text{-}41)$$

여기서, Z: 소성단면계수 (mm^3)

(2) 플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left(3.57\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0\right) \le M_p \qquad (4.3\text{-}42)$$

여기서, b : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

S : 탄성단면계수 (mm^3)

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_y S_{eff} \qquad (4.3\text{-}43)$$

여기서, S_{eff} : 압축플랜지의 유효폭 b_e에 대한 유효단면계수

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0.38}{b/t_f}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right] \le b \qquad (4.3\text{-}44)$$

(3) 웨브 국부좌굴강도

① 조밀단면의 경우에는 웨브 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀 웨브를 갖는 단면의 경우에는

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x)\left(0.305\frac{h}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738\right) \le M_p \qquad (4.3\text{-}45)$$

여기서, h : 웨브의 폭 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

4.3.2.1.1.8 원형강관

이 조항은 D/t 비가 $0.45E/F_y$보다 적은 원형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트) 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (4.3\text{-}46)$$

여기서, Z: 소성단면계수 (mm^3)

(2) 국부좌굴강도

① 조밀단면인 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면의 경우

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{(D/t)} + F_y\right) S \qquad (4.3\text{-}47)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S \qquad (4.3\text{-}48)$$

여기서, $F_{cr} = \dfrac{0.33E}{(D/t)}$ (4.3-49)

S: 탄성단면계수 (mm^3)

D: 원형강관의 외경 (mm)

t : 원형강관의 두께 (mm)

4.3.2.1.1.9 T형강 및 쌍ㄱ형강

이 조항은 대칭면에 하중을 받는 T형강 및 쌍ㄱ형강에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 플랜지 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}50)$$

여기서, $M_p = F_y Z_x \le 1.6 M_y$ (스템이 인장인 경우) (4.3-51)

$\le M_y$ (스템이 압축인 경우) (4.3-52)

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_y GJ}}{L_b}\left[B + \sqrt{1+B^2}\right] \qquad (4.3\text{-}53)$$

여기서, $B = \pm 2.3\left(\dfrac{d}{L_b}\right)\sqrt{\dfrac{I_y}{J}}$ (4.3-54)

L_b : 횡지지길이 (mm)

I_y : y축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

G: 강재의 전단탄성계수 (MPa)

J : 비틀림상수 (mm^4)

(+)부호는 스템이 인장인 경우에 적용하며, (−)부호는 스템이 압축인 경우에 적용한다. T형강스템의 연단이 압축을 받는 경우에는 (−)부호를 적용한다.

(3) T형강의 플랜지 국부좌굴강도

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \tag{4.3-55}$$

여기서, S_{xc} : 압축플랜지의 탄성단면계수 (mm^3)

F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

① 휨압축을 받는 조밀플랜지를 갖는 단면의 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 휨압축을 받는 비조밀 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xc})\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \le 1.6M_y \tag{4.3-56}$$

③ 휨압축을 받는 세장판 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} \tag{4.3-57}$$

여기서, b_f : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

(4) 휨압축을 받는 T형강 스템의 국부좌굴강도

$$M_n = F_{cr} S_x \tag{4.3-58}$$

여기서, S_x : 탄성단면계수 (mm^3)

임계응력 F_{cr}은 다음과 같이 구한다.

① $\frac{d}{t_w} \le 0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = F_y \tag{4.3-59}$$

② $0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \le 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = \left[2.55 - 1.84\frac{d}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right]F_y \tag{4.3-60}$$

③ $\frac{d}{t_w} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} \quad (4.3\text{-}61)$$

4.3.2.1.1.10 단일ㄱ형강

이 조항은 횡비틀림 지지가 있거나 횡비틀림 지지가 없는 단일ㄱ형강에 대하여 적용한다. 연속적인 횡비틀림 지지가 되어 있는 단일ㄱ형강의 경우에는 기본축인 x, y축을 기준으로 한 단면제계수를 이용하여 설계가능하며, 연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에는 단면의 주축(강축, 약축)을 기준으로 한 단면제계수를 이용하여 설계해야 한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도, ㄱ형강 다리의 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = 1.5\,M_y \quad (4.3\text{-}62)$$

여기서, M_y : 휨축에 대한 항복모멘트 (N・mm)

(2) 횡비틀림좌굴강도

연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에 대하여

① $M_e \le M_y$의 경우

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y}\right)M_e \quad (4.3\text{-}63)$$

② $M_e > M_y$의 경우

$$M_n = \left(1.92 - 1.17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right)M_y \le 1.5M_y \quad (4.3\text{-}64)$$

여기서, M_e는 탄성횡비틀림좌굴모멘트이며 다음과 같이 산정한다.

가. 횡비틀림 지지가 없는 등변ㄱ형강의 경우

(가) 형강의 다리 끝부분이 최대압축을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66E\,b^4\,t\,C_b}{L^2}\left[\sqrt{1+0.78\left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2} - 1\right] \quad (4.3\text{-}65a)$$

(나) 형강의 다리 끝부분이 최대인장을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66E\,b^4\,t\,C_b}{L^2}\left[\sqrt{1+0.78\left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2} + 1\right] \quad (4.3\text{-}65b)$$

M_y의 값은 x, y축에 대한 단면계수를 사용하여 계산된 항복모멘트에 0.8배를 곱한 값을 취한다.

나. 최대모멘트가 발생한 위치에만 횡비틀림 지지가 되어 있는 경우

M_e의 값은 식 (4.3-65a) 또는 식 (4.3-65b)에 산정된 M_e값에 1.25배를 곱한 값을 취한다.

M_y의 값은 x, y축에 대한 단면계수를 사용하여 산정된 항복모멘트 값을 취한다.

다. 등변ㄱ형강이 강축에 휨을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.46 E b^2 t^2 C_b}{L_b} \qquad (4.3\text{-}66)$$

라. 부등변ㄱ형강이 강축에 휨을 받는 경우

$$M_e = \frac{4.9 E I_z C_b}{L_b^2}\left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052\left(\frac{L_b t}{r_z}\right)^2} + \beta_w\right] \qquad (4.3\text{-}67)$$

여기서, C_b : 식 (4.3-1)에 따라 산정한 횡비틀림좌굴 보정계수로 1.5를 초과해서는 안 된다.

L_b : 횡비지지길이 (mm^3)

I_z : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

t : ㄱ형강다리의 두께

$\beta_w = \frac{1}{I_w} = \int_A z(w^2 + z^2) dA - 2z_0$

여기서, z_0는 단면중심에서 z축의 전단중심까지의 거리이고 I_w는 주축에 대한 단면2차모멘트이다. 압축을 받는 다리길이가 짧은 경우 (+)의 값을, 압축을 받는 다리길이가 긴 경우 (−)의 값을 갖는다.

(3) ㄱ형강 다리의 국부좌굴강도

① 조밀단면인 경우에는 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면의 경우

$$M_n = F_y S_c\left[2.43 - 1.72\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right] \qquad (4.3\text{-}68)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_c \qquad (4.3\text{-}69)$$

여기서, $F_{cr} = \frac{0.71E}{(b/t)^2}$ (4.3-70)

b : 압축을 받는 다리부분의 외측 폭 (mm)

S_c : 휨축에 대한 다리 압축부분의 탄성단면계수 (mm^3).

연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우, S_c의 값은 기본축인 x, y축에 대해 산정한 값의 0.8배를 취한다.

4.3.2.1.1.11 각형 또는 원형강봉

이 조항은 각형 또는 원형강봉에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트) 및 횡비틀림좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

① $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$을 만족하는 강축 휨을 받는 각형강봉, 약축 휨을 받는 각형강봉 또는 원형강봉의 경우

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 M_y \tag{4.3-71}$$

(2) 횡좌굴강도

① 강축 휨을 받는 각형강봉에서 $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$인 경우

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \tag{4.3-72}$$

② 강축 휨을 받는 각형강봉에서 $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$인 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \tag{4.3-73}$$

여기서,

$$F_{cr} = \frac{1.9 E C_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \tag{4.3-74}$$

t : 휨축과 평행한 방향의 강봉단면의 폭 (mm)
d : 각형강봉의 두께 (mm)
L_b : 횡비지지길이 (mm)
C_b : 횡비틀림좌굴 보정계수

③ 약축에 대해 휨을 받는 원형강봉 또는 각형강봉의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

4.3.2.1.1.12 비대칭 단면

이 조항은 단일ㄱ형강을 제외한 모든 비대칭 단면에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

$$M_n = F_n S \tag{4.3-75}$$

여기서, S : 휨축에 대한 탄성단면계수 중 최솟값 (mm3)

(1) 항복강도

$$F_n = F_y \tag{4.3-76}$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \tag{4.3-77}$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

(3) 국부좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \tag{4.3-78}$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

4.3.2.1.1.13 휨부재의 단면산정

(1) 구멍단면적 공제에 따른 강도저감

이 조항은 전체단면에 의해 휨강도가 산정되는 구멍이 있는 압연형강, 용접형강 및 커버플레이트를 사용한 휨재에 적용한다. 이와 같은 경우 다른 조항에 규정된 한계상태에 추가하여 인장플랜지의 인장파괴 한계상태를 추가로 산정한다.

① $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$의 경우, 인장파괴에 대한 한계상태를 산정하지 않는다.

② $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$의 경우, 인장플랜지에 구멍이 있는 위치에서의 공칭휨강도는 다음의 값을 초과할 수 없다.

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \tag{4.3-79}$$

여기서, A_{fg} : 4.1.2.1에 따라 산정된 인장플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{fn} : 4.1.2.2에 따라 산정된 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

Y_t =1.0 ($F_y/F_u \leq 0.8$의 경우)

=1.1 (그 이외의 경우)

F_u : 인장강도 (MPa)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) H형강 부재의 단면제한

1축대칭 H형강 부재는 다음 사항을 만족해야 한다.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \qquad (4.3\text{-}80)$$

여기서, I_{yc} : y축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트 또는 복곡률의 경우 압축플랜지 중 작은 플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_y : y축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

또한 세장판 단면 웨브를 갖는 H형강 부재는 다음 사항도 만족해야 한다.

① $\frac{a}{h} \leq 1.5$의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = 11.7\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (4.3\text{-}81)$$

② $\frac{a}{h} > 1.5$의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = \frac{0.42E}{F_y} \qquad (4.3\text{-}82)$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)

h : 웨브의 높이 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

보강재가 없는 보는 h/t_w의 값이 260을 초과해서는 안 되며, 웨브의 면적은 압축플랜지면적의 10배를 초과할 수 없다.

(3) 커버플레이트

휨재에 볼트로 체결된 커버플레이트의 단면적은 전체 플랜지 단면적의 70%를 넘지 않아야 한다. 플랜지와 웨브 또는 커버플레이트와 플랜지를 접합하는 고장력볼트나 용접은 보의 휨모멘트에 의해 발생한 전체 수평전단력에 저항할 수 있어야 한다. 이러한 볼트 또는 단속용접의 종방향 분포는 전단력의 크기에 비례해야 한다. 그러나 종방향 간격은 4.1 또는 4.2에 대한 최대 허용간격을 초과하지 않아야 한다. 플랜지에 작용하는 하중이 직접 지압에 의해 웨브에 전달되는 것이 아닐 경우에는, 플랜지와 웨브를 접합하는 볼트 또는 용접은 플랜지에 작용하는 모든 하중이 웨브에 전달되도록 해야 한다.

부분적인 커버플레이트의 길이는 이론 상의 절단점을 넘어 연장해야 하며, 그 연장부분은 절단점에서 발생하는 보의 휨응력 중 커버플레이트가 부담하는 응력을 전달할 수 있도록 마찰형 고장력볼트나 필릿용접으로 플랜지에 접합해야 한다.

이 때 고장력볼트, 필릿용접은 KDS 14 31 25의 규정을 만족해야 한다. 용접한 커버플레이트의 경우, 그 연장길이는 이론 상 절단점에서 보의 휨응력 중 커버플레이트가 부담하는 응력을 발휘할 수 있도록 커버플레이트의 2연단을 따라 양단 연속용접해야 한다. 그리고 그 연장길이는 다음과 같다.

① 커버플레이트 단부면의 전체폭에 걸쳐 용접치수가 커버플레이트 두께의 $3/4$ 이상인 연속용접을 하였을 경우

$$\text{연장길이} = \text{커버플레이트 폭} \qquad (4.3\text{-}83)$$

② 커버플레이트 단부면의 전체폭에 걸쳐 용접치수가 커버플레이트 두께의 $3/4$ 미만인 연속용접을 하였을 경우

$$\text{연장길이} = (\text{커버플레이트 폭}) \times 1.5 \qquad (4.3\text{-}84)$$

4.3.2.1.2 전단강도

4.3.2.1.2.1 일반사항

(1) 적용범위

이 기준은 웨브에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면, 단일ㄱ형강과 강관, 약축방향 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면에 적용한다.

(2) 공칭전단강도

① 전단강도는 다음과 같은 2가지 방법으로 산정한다.

가. 4.3.2.1.2.2는 부재의 후좌굴강도(인장역작용)를 이용하지 않고 산정한다.

나. 4.3.2.1.2.3은 인장역작용을 고려하여 산정한다.

4.3.2.1.2.2 웨브가 수직보강재에 의해 보강 또는 보강되지 않은 부재

(1) 공칭전단강도

① 이 조항은 웨브면내에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면과 ㄷ형강의 웨브에 적용한다.

② 수직보강재에 의해 보강 또는 보강되지 않은 웨브의 공칭전단강도 V_n은 전단항복과 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \qquad (4.3\text{-}85)$$

여기서, A_w : 웨브의 단면적 (mm^2)

가. $h/t_w \le 2.24\sqrt{E/F_y}$ 인 압연H형강의 웨브의 강도저항계수 $\phi_v = 1.00$ 및 $C_v = 1.0$을 적용한다.

나. 원형강관을 제외한 모든 2축대칭 단면, 1축대칭 단면 및 ㄷ형강의 전단상수 C_v는 다음과 같이 산정한다.

(가) $h/t_w \le 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = 1.0 \tag{4.3-86}$$

(나) $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \le 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \tag{4.3-87}$$

(다) $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \tag{4.3-88}$$

여기서, A_w : 부재 전체높이 d와 웨브의 두께 t_w의 곱 (mm^2)

h : 웨브의 높이 (mm)

다. 웨브 판 좌굴계수 k_v는 다음과 같이 산정한다.

(가) T형강의 스템을 제외한 $h/t_w < 260$ 인 비구속지지된 판요소 웨브

$$k_v = 5 \tag{4.3-89}$$

(나) $h/t_w < 260$인 T형강의 스템

$$k_v = 1.2 \tag{4.3-90}$$

(다) 구속판 요소 웨브

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \tag{4.3-91}$$

㉮ $a/h > 3.0$ 또는 $a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$인 경우

$$k_v = 5 \tag{4.3-92}$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)

h : 압연형강의 플랜지 간 순거리에서 필릿 또는 코너반경을 뺀거리 (mm), 용접형강의 경우 플랜지 간 순거리 (mm), 볼트 조립단면에서는 파스너 열간거리 (mm)

(2) 수직보강재

① $h/t_w \le 2.46\sqrt{E/F_y}$ 이거나 계수하중에 의한 구조해석으로 결정된 소요전단강도가 4.3.2.1.2.2(1)의 $k_v = 5$를 적용하여 산정한 전단강도 이하일 때 수직보강재는 필요하지 않다.

② 양면 보강재의 경우 웨브 중심축에 대한 단면2차모멘트와 단일 보강재의 경우 웨브판과 보강재의 접합면에 대한 단면2차모멘트는 $at_w^3 j$ 이상이어야 한다.

$$\text{여기서, } j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \ge 0.5 \qquad (4.3\text{-}93)$$

③ 수직보강재는 집중하중이나 반력을 전달하기 위한 지압이 필요하지 않는 경우 인장플랜지에 접합하지 않아도 된다. 이 경우 수직보강재를 웨브에 접합시키는 용접은 웨브와 플랜지가 만나는 끝에서 웨브두께의 4배 이상 그리고 6배 이하에서 끝나야 한다.

가. 사각형의 단일 보강재가 사용될 때 부재의 비틀림에 의한 플랜지의 상향 변형에 저항하기 위하여 보강재는 압축플랜지에 용접해야 한다.

나. 단일 또는 양면 보강재에 횡가새가 설치되어 있을 때 플랜지가 ㄱ형강만으로 구성되어 있지 않으면 총 플랜지 응력의 1%를 전달할 수 있도록 압축플랜지에 접합시킨다.

④ 거더 웨브에 보강재를 접합시키는 볼트의 중심간격은 300 mm 이하로 한다.

⑤ 단속 필릿용접을 사용하면 용접간 순간격은 웨브 두께의 16배 또는 250 mm 이하이어야 한다.

4.3.2.1.2.3 인장역작용을 이용한 설계공칭전단강도

(1) 인장역작용 사용의 제한사항

① 인장역작용을 사용하기 위해서는 웨브의 4면 모두가 플랜지나 보강재에 의해 지지되어 있어야 한다.

② 다음과 같은 경우에는 인장역작용을 사용할 수 없고 공칭전단강도는 4.3.2.1.2.2에 따라 산정한다.

가. 수직보강재를 갖는 모든 부재내의 단부패널

나. $a/h > 3.0$ 또는 $a/h > \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$ 인 경우

다. $\frac{2A_w}{A_{fc}+A_{ft}} > 2.5$ 인 경우

라. $\frac{h}{b_{fc}} > 6.0$ 또는 $\frac{h}{b_{ft}} > 6.0$ 인 경우

여기서, A_{fc} : 압축플랜지의 단면적 (mm^2)
A_{ft} : 인장플랜지의 단면적 (mm^2)
b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)
b_{ft} : 인장플랜지의 폭 (mm)
A_w : 웨브의 단면적 (mm^2)
h : 웨브의 높이 (mm)
a : 보강재의 간격 (mm)

(2) 인장역작용을 이용한 공칭전단강도

인장역작용을 이용한 공칭전단강도 V_n은 인장역항복의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

① $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \qquad (4.3\text{-}94)$$

② $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w\left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right) \qquad (4.3\text{-}95)$$

여기서, C_v : 웨브 전단항복응력에 대한 선형좌굴이론에 따른 웨브 임계응력의 비율을 나타내는 정수로써 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

k_v : 웨브 판 좌굴계수로 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

(3) 수직보강재

인장역작용을 이용할 때 수직보강재는 4.3.2.1.2.2(2) 및 다음 조건을 만족해야 한다.

① $(b/t)_{st} \leq 0.56\sqrt{E/F_{yst}}$ (4.3-96)

② $I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1})\left[\frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}}\right]$ (4.3-97)

여기서, $(b/t)_{st}$: 보강재의 폭두께비

F_{yst} : 보강재의 항복강도 (MPa)

I_{st} : 양면 보강재의 경우 웨브중심축, 일면 보강재의 경우 웨브면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{st1} : 인장장이 없는 경우의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{st2} : 좌굴 또는 후좌굴 전단강도가 발현되는 단면2차모멘트 (mm^4)

$$= \frac{h^4\rho_{st}^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5}$$

V_r : 하중조합에 의한 인접 웨브패널의 소요전단강도 중 큰 값 (N)

V_{c1} : 인장장 작용없이 계산된 인접 웨브패널의 전단강도 중 작은 값 (N)

V_{c2} : 인장장 작용을 고려해 계산된 인접 웨브패널의 전단강도 중 작은 값 (N)

ρ_{st} : F_{yw}/F_{yst}와 1 중 큰 값

F_{yw} : 웨브의 항복강도 (MPa)

4.3.2.1.2.4 단일ㄱ형강

단일ㄱ형강 다리의 공칭전단강도 V_n은 식 (4.3-85)로 산정한다. 이 식에서 $C_v = 1.0$을 적용하며 $A_w = bt$ (mm²)이다. 여기서, b는 전단력을 저항하는 ㄱ형강 다리의 폭 (mm)이고 t는 다리의 두께 (mm)이다.

4.3.2.1.2.5 각형강관 및 상자형단면

각형강관 및 상자형 단면의 공칭전단강도 V_n은 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한다. 이 때 $A_w = 2ht$ (mm²) 및 $k_v = 5.0$이다. 여기서, h는 코너반경 안쪽의 플랜지 간 순거리 (mm)이며 코너반경을 모르는 경우 단면 외부치수에서 두께의 3배를 감한 값이며 $t_w = t$이다.

4.3.2.1.2.6 원형강관

원형강관의 공칭전단강도 V_n은 전단항복 및 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \tag{4.3-98}$$

여기서, F_{cr}은 다음 중 큰 값을 사용하되 $0.6F_y$를 초과해서는 안 된다.

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \tag{4.3-99}$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \tag{4.3-100}$$

여기서, A_g : 강관의 전단면적 (mm²)

D : 강관의 외경 (mm)

L_v : 최대전단력 작용점과 전단력이 0인 점 사이의 거리 (mm)

t : 강관의 두께 (mm)

4.3.2.1.2.7 약축에 대해 전단이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면

약축에 하중이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면의 각 저항요소에 대한 공칭전단강도 V_n은 식 (4.3-85)와 4.3.2.1.2.2(1)②나.에 따라 산정한다. 단, $A_w = b_f t_f$(mm²) 및 $k_v = 1.2$이다.

4.3.2.1.2.8 웨브에 구멍이 있는 보

강재보 및 합성보의 웨브에 구멍이 있을 때에는 그 효과를 고려하여 공칭전단강도를 산정한다. 웨브에 구멍이 있는 부분의 소요전단강도가 설계전단강도를 초과하는 경우 이를 적절히 보강해야 한다.

4.3.2.2 합성부재

이 규정은 압연형강, 용접형강 또는 강관이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 철근콘크리트 슬래브와 이를 지지하는 강재보가 서로 연결되어 보와 슬래브가 함께 휨에 저항하도록 구성된 교량용 거더를 제외한 합성보에 적용한다. 교량용 강합성거더의 설계는 4.3.3에 따른다. 강재 전단연결재를 갖는 단순 및 연속합성보 그리고 매입형 합성보에도 동바리 사용여부와 상관없이 적용한다.

4.3.2.2.1 일반사항

합성보를 포함하는 구조물의 부재 및 접합부에 작용하는 하중을 산정할 때는 작용 하중단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려해야 한다. 합성보에 사용된 콘크리트와 철근에 관련된 설계, 배근상세 및 재료적 성질은 KDS 14 20 00에 따른다. 합성보 단면의 공칭강도, 재료강도의 제한 및 강재 전단연결재에 관한 사항은 앞의 4.2.8.1에서 제시한 바에 따른다.

4.3.2.2.2 휨부재

4.3.2.2.2.1 일반사항

이 규정은 휨을 받는 다음 3종류의 합성부재에 적용한다. 즉 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강앵커로 구성된 강재 전단연결재가 있는 합성보, 매입형 합성부재 및 충전형 합성부재이다.

(1) 유효폭

콘크리트 슬래브의 유효폭은 보중심을 기준으로 좌우 각 방향에 대한 유효폭의 합으로 구하며 각 방향에 대한 유효폭은 다음 중에서 최솟값으로 구한다.

① 보경간(지지점의 중심간)의 1/8

② 보중심선에서 인접보 중심선까지 거리의 1/2

③ 보중심선에서 슬래브 가장자리까지의 거리

(2) 시공 중의 강도

동바리를 사용하지 않는 경우, 콘크리트의 강도가 설계기준강도의 75%에 도달하기 전에 작용하는 모든 시공하중은 강재단면 만에 의해 지지해야 한다. 강재 단면의 휨강도는 4.3.2.1.1에 따라 구한다.

4.3.2.2.2.2 강재 전단연결재를 갖는 합성보

강재 전단연결재는 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재를 사용한다.

(1) 정모멘트에 대한 휨강도

정모멘트에 대한 설계휨강도 $\phi_b M_n$은 항복한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

① $h/t_w \le 3.76\sqrt{E/F_y}$인 경우

M_n은 합성단면의 항복한계상태에 대해 소성응력분포로부터 산정한다(소성모멘트).

② $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$인 경우

M_n은 동바리의 영향을 고려하여 항복한계상태에 대해 탄성응력을 중첩하여 구한다(항복모멘트).

여기서, h : 웨브의 높이 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

(2) 부모멘트에 대한 휨강도

부모멘트에 대한 설계휨강도 $\phi_b M_n$은 4.3.2.1.1에 따라 강재단면 만을 사용하여 구해야 한다. 또는 부모멘트에 대한 설계휨강도는 아래와 같은 계수를 사용하여 항복한계상태(소성모멘트)에 대해 합성단면의 소성응력분포로부터 구할 수 있다.

$$\phi_b = 0.90$$

다만, 이 때에는 다음과 같은 조건들을 만족해야 한다.

① 강재보는 조밀단면이며 4.3.2.1.1에 따라 적절히 횡지지해야 한다.

② 부모멘트구간에서는 콘크리트 슬래브와 강재보 사이에 강재 전단연결재를 설치해야 한다.

③ 유효폭 내의 강재보에 평행한 슬래브철근은 적절히 정착해야 한다.

(3) 골데크플레이트를 사용한 합성보

① 일반사항

강재보와 데크플레이트 슬래브로 이루어진 합성부재의 설계휨강도는 4.3.2.2.2.2(1)과 4.3.2.2.2.2(2)에 따라 구하되 다음과 같은 조건들을 만족해야 한다.

가. 데크플레이트의 공칭골깊이는 75 mm 이하이어야 한다. 더 큰 골높이의 사용은 실험과 해석을 통하여 정당성을 증명해야 한다. 골의 폭 또는 헌치의 평균폭 w_r은 50 mm 이상이어야 하며 계산에 사용될 경우 데크플레이트 상단의 최소 순폭 이하로 한다.

나. 콘크리트 슬래브와 강재보를 연결하는 스터드는 직경이 19 mm 이하이어야 하며 데크플레이트를 통하거나 아니면 강재보에 직접 용접해야 한다. 스터드는 부착 후 데크플레이트 상단 위로 38 mm 이상 돌출해야 하며 스터드 전단연결재의 상단 위로 13 mm 이상의 콘크리트피복이 있어야 한다.

다. 데크플레이트 상단 위의 콘크리트두께는 50 mm 이상이어야 한다.

라. 데크플레이트는 지지부재에 450 mm 이하의 간격으로 고정해야 한다. 데크플레이트의 고정은 스터드나 스터드와 점용접의 조합, 또는 설계자에 의해 명시된 방법에 의해 이루어져야 한다.

② 데크플레이트의 골방향이 강재보와 직각인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정이나 A_c의 계산에 포함할 수 없다.

③ 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정에 포함될 수 있으며 A_c의 계산에 포함한다. 지지보 위의 데크플레이트 골은 길이방향으로 절단한 후 간격을 벌림으로써 콘크리트 헌치를 형성하도록 할 수 있다. 데크플레이트의 공칭깊이가 40 mm 이상일 때 골 또는 헌치의 평균 폭 w_r은 스터드가 일렬배치인 경우에는 50 mm 이상이어야 하며 추가되는 스터드마다 스터드 직경의 4배를 더해 주어야 한다.

(4) 강재와 슬래브 사이의 하중전달

① 정모멘트구간에서의 하중전달

4.3.2.2.2.3의 매입형 합성단면을 제외하고는, 강재보와 슬래브면 사이의 전체 수평전단력은 강재 전단연결재에 의해서만 전달된다고 가정한다. 휨모멘트를 받는 강재보와 콘크리트가 합성작용을 하기 위해서는, 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 총 수평전단력 V'는 콘크리트의 압괴, 강재 단면의 인장항복, 그리고 강재 전단연결재의 강도 등의 3가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 가장 작은 값으로 한다.

가. 콘크리트 압괴

$$V' = 0.85 f_{ck} A_c \qquad \text{(4.3-101a)}$$

나. 강재단면의 인장항복

$$V' = F_y A_s \qquad \text{(4.3-101b)}$$

다. 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \qquad \text{(4.3-101c)}$$

여기서, A_c : 유효폭 내의 콘크리트 단면적 (mm^2)

A_s : 강재 단면적 (mm^2)

ΣQ_n : 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0인 위치 사이 강재 전단연결재 공칭강도의 합 (N)

② 부모멘트 구간에서의 하중전달

연속합성보에서 부모멘트구간의 슬래브 내에 있는 길이방향 철근이 강재보와 합성으로 작용하는 경우, 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 총수평전단력 V'는 슬래브철근의 항복과 강재 전단연결재의 강도 등의 2가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 작은 값으로 한다.

가. 슬래브철근의 인장항복

$$V' = F_{yr} A_r \qquad (4.3\text{-}102a)$$

여기서, A_r : 콘크리트 슬래브의 유효폭 내에 있는 적절하게 정착된 길이방향 철근의 단면적(mm^2)

F_{yr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

나. 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \qquad (4.3\text{-}102b)$$

(5) 합성보의 강재 전단연결재

스터드 전단연결재의 직경은 강재단면의 웨브판과 직접 연결된 플랜지 부분에 용접하는 경우를 제외하고 플랜지 두께의 2.5배를 초과할 수 없다. 용접 후 밑면에서 머리 최상단까지의 스터드 전단연결재 길이는 몸체직경의 4배 이상으로 한다.

① 스터드 전단연결재의 강도

콘크리트 슬래브 또는 합성슬래브에 매입된 스터드 전단연결재 1개의 공칭강도 Q_n은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \le R_g R_p A_{sc} F_u \qquad (4.3\text{-}103)$$

여기서, A_{sc} : 스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스터드 전단연결재의 인장강도 (MPa)

$R_g = 1$: (a) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스터드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

(b) 스터드 전단연결재가 일렬로 강재에 직접 용접된 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 스터드 전단연결재가 데크를 통해 일렬로 용접되며 골의 평균폭과 골의 높이의 비가 1.5 이상인 경우

$R_g = 0.85$: (a) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 당 스터드 전단연결재의 개수가 2개인 경우

(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며, 스터드 전단연결재가 데크를 통해 용접되며 골의 평균폭과 골의 높이의 비가 1.5보다 작으며 스터드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

$R_g = 0.7$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스터드 전단연결재의 개수가 3개 이상인 경우

$R_p = 0.75$: (a) 형강에 직접 용접된 스터드 전단연결재

(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} \geq 50$ mm인 합성슬래브에 용접되는 스터드 전단연결재의 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 합성슬래브에 매입되는 스터드 전단연결재가 데크플레이트를 통해 용접되는 경우

(d) 거더의 채움재로 (큰보의 강재보와 데크플레이트 사이의 길쭉한 틈에) 사용되는 강재 데크 또는 평판을 통하여 용접된 스터드 전단연결재, 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 합성슬래브에 매입되는 스터드 전단연결재의 경우

$R_p = 0.6$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} < 50$ mm인 합성슬래브에 용접되는 스터드의 경우

e_{mid-ht} : 스터드 몸체의 바깥면으로부터 데크플레이트 웨브(데크골의 중간높이)까지의 거리이며 스터드의 하중저항방향, 즉 단순보에서 최대모멘트의 방향으로의 거리

w_c : 콘크리트의 단위체적 당 무게 ($1{,}500 \leq w_c \leq 2{,}500$ kg/m^3)

표 4.3-4는 여러 가지 경우에 대한 R_g와 R_p의 값을 나타낸 것이다.

표 4.3-4 R_g와 R_p의 값

조건			R_g	R_p
골데크플레이트를 사용하지 않은 경우			1.0	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 경우	$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$		1.0	0.75
	$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$		0.85*	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각인 경우에 데크플레이트의 골 당 스터드 전단연결재의 개수	약한 위치의 스터드 전단연결재	1개	1.0	0.6
		2개	0.85	0.6
		3개 이상	0.7	0.6
	강한 위치의 스터드 전단연결재	1개	1.0	0.75
		2개	0.85	0.75
		3개 이상	0.7	0.75

h_r : 리브의 공칭높이 (mm)

w_r : 콘크리트 리브 또는 헌치의 평균 폭 (mm)

* : 스터드 전단연결재가 1개인 경우

- 약한 위치의 스터드 전단연결재 : $e_{mid-ht} < 50$ mm인 경우
- 강한 위치의 스터드 전단연결재 : $e_{mid-ht} \geq 50$ mm인 경우

② ㄷ형강 전단연결재의 강도

중실형 콘크리트 슬래브에 매입된 ㄷ형강 전단연결재 1개의 공칭강도는 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \qquad (4.3\text{-}104)$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

L_a : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

ㄷ형강 전단연결재는 편심의 영향을 고려하여 Q_n의 힘을 받을 수 있도록 보플랜지에 용접해야 한다.

③ 강재 전단연결재의 소요개수

정 또는 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 배열되는 강재 전단연결재의 소요개수는 4.3.2.2.2.2(4)에서 구한 총수평전단력을 강재 전단연결재의 공칭강도로 나눈 값으로 구한다. 집중하중이 작용하는 위치와 이와 가장 가까운 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 강재 전단연결재의 소요개수는 집중하중이 작용하는 위치의 최대모멘트를 받을 수 있도록 충분한 수를 사용한다.

④ 상세요구사항

가. 별도의 시방이 없는 한, 정 또는 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 일정한 간격으로 배치한다.

나. 데크플레이트의 골에 설치되는 강재 전단연결재를 제외하고, 전단연결재의 측면 피복은 25 mm 이상이 되어야 한다. 강재 전단연결재의 중심에서 전단력 방향에 있는 가장자리까지의 거리는 보통콘크리트에서는 200 mm 이상, 경량콘크리트에서는 250 mm 이상으로 한다. 강재보의 웨브 위에 위치하지 않는 경우, 전단연결재의 직경은 용접되는 플랜지 두께의 2.5배를 초과해서는 안 된다. 이 규정 대신에 KDS 14 20 00을 사용할 수 있다.

다. 스터드 전단연결재의 중심 간 간격은 합성보의 길이방향으로는 스터드 전단연결재 직경의 6배 이상이 되어야 하며 직각방향으로는 직경의 4배 이상이 되어야 한다. 다만 골방향이 강재보에 직각인 데크플레이트의 골 내에 설치되는 경우, 중심간 간격은 모든 방향으로 스터드 전단연결재 직경의 4배 이상이 되어야 한다. 스터드 전단연결재의 중심 간 간격은 슬래브 총 두께의 8배 또는 900 mm를 초과할 수 없다.

⑤ 합성구성요소 내부에 사용하는 강재 전단연결재

이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 KDS 14 20 00에 의한 방법을 사용할 수 있다.

가. 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.

나. 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 공칭강도는 KDS 14 20 00에 따른다.

다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경의 1.6배 이상으로 한다.

표 4.3-5는 각 하중조건에 대한 스터드 전단연결재의 최소 h/d 값을 나타낸 것이다.

표 4.3−5 스터드 전단연결재의 최소 길이/직경비 h/d

하중조건	보통콘크리트	경량콘크리트
전단	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
인장	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
전단과 인장의 조합력	$h/d \geq 8$	*

h/d=몸체직경에 대한 스터드 전단연결재의 길이의 비
* 경량 콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 KDS 14 20 00에 따른다.

4.3.2.2.2.3 매입형 합성부재의 휨강도

매입형 합성부재의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n은 다음 방법 중의 하나를 사용하여 구한다.

(1) 항복한계상태(항복모멘트): 동바리의 효과를 고려하여 합성단면에 작용하는 탄성응력을 중첩하여 산정한다.

(2) 강재 단면의 항복한계상태(소성모멘트): 강재 단면만의 소성응력분포를 사용하여 구한다.

(3) 합성단면에 작용하는 소성응력분포를 사용하여 구하거나 변형률적합법을 사용하여 구한다. 매입형 합성부재에는 강재 전단연결재를 사용해야 한다.

4.3.2.2.2.4 충전형 합성부재의 휨강도

충전형 합성단면은 4.2.8.1.4에 따라 국부좌굴에 의해 분류한다.
충전형 합성단면의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n은 다음과 같이 구한다.

(1) 조밀단면

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}105)$$

여기서, M_n :합성단면의 소성응력분포로부터 구한 모멘트 (N・mm)

(2) 비조밀단면

$$M_n = M_p - (M_p - M_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad (4.3\text{-}106)$$

여기서, λ, λ_p와 λ_r은 표 4.3-2의 판폭(직경)두께비 제한값

M_n : 인장플랜지의 항복과 압축플랜지의 첫 항복에 대응하는 항복모멘트(N・mm). 첫 항복에서의 저항능력은 0.7 f_{ck}의 최대 콘크리트 압축응력과 f_y의 최대 강재응력의 선형탄성 응력분포로 가정하여 계산한다.

(3) 세장단면

공칭휨강도는 첫 항복모멘트로부터 구한다. 압축플랜지 응력은 식 (4.2-50) 또는 식 (4.2-51)로부터 구한 국부좌굴응력 F_σ로 제한한다. 콘크리트 응력분포는 최대압축응력을 0.7f_{ck}로 한 선형탄성 응력분포로 한다.

4.3.2.2.3 휨과 축력의 조합

합성부재에 압축력과 휨이 동시에 작용하는 경우 KDS 14 31 05에서 요구되는 안정성을 고려해야 한다. 설계압축강도와 설계휨강도는 4.2.8.2.1.2와 4.3.2.1.1에 따라서 각각 구한다. 압축강도에 미치는 길이의 영향을 고려한 부재의 공칭압축강도는 4.2.8.2.1.2에 따라 구한다.

매입형 합성부재와 조밀단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (4.4-1)의 상호관계식 또는 식 (4.4-2)에서 규정한 방법 중의 1가지 방법에 따른다.

비조밀 또는 세장단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (4.4-1)의 상호관계식에 따른다.

4.3.3 교량용 거더

4.3.3.1 플레이트거더

4.3.3.1.1 일반사항

이 규정들은 웨브 중심선을 통과하는 수직축에 대하여 대칭인 I형 압연 또는 조립 직선 교량과 직선 부재가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 교량의 휨설계에 적용한다. 이 규정들은 4.3.3.1.1.1부터 4.3.3.1.1.8까지의 요구조건에 정의된 합성 또는 비합성단면, 하이브리드 또는 균질 단면, 그리고 웨브의 높이가 일정한 단면 또는 변단면에도 적용된다. 또한 이 규정들은 비틀림모멘트 등으로 인하여 발생하는 플랜지 횡방향 휨과 주축 휨의 영향을 함께 고려한 것이다.

휨을 받는 모든 I형 단면은 최소한 다음의 규정을 만족하도록 설계해야 한다.

(1) 단면비 제한조건 : 4.3.3.1.2

(2) 시공성 요구조건 : 4.3.3.1.3

(3) 사용한계상태 요구조건 : 4.3.3.1.4

(4) 피로 및 파괴한계상태 요구조건 : 4.3.3.1.5

(5) 강도한계상태 요구조건: 4.3.3.1.6

세장한 웨브 부재의 웨브 휨좌굴강도는 4.3.3.1.1.9에 따라 결정한다. 하이브리드 단면 또는 세장한 웨브 부재의 플랜지 응력감소계수는 4.3.3.1.1.10에 따라 결정한다.

4.3.3.1.1.1 합성단면

4.3.3.1.10에 의해 설계된 전단연결재로 강재단면과 콘크리트 바닥판이 결합되어 강재에 대한 횡방향지지 및 확실한 합성거동이 보장되는 경우에는 합성단면으로 설계할 수 있다.

(1) 응력

① 하중 재하순서

합성단면 임의의 점에서 외력에 의해 발행하는 탄성응력은 다음과 같은 단면에 각각 작용하는 하중에 의해 발생한 응력의 합으로 구한다.

가. 강재단면

나. 단기 합성단면

다. 장기 합성단면

동바리 공법을 적용하지 않고 시공하는 경우, 콘크리트 바닥판이 굳기 전이나 합성이 완료되기 전에 작용하는 영구하중은 강재단면 만이 지지하는 것으로 간주해야 한다. 합성이 완료된 이후에 작용하는 영구하중과 활하중은 합성단면이 지지하는 것으로 간주한다. 동바리 공법을 적용하여 시공하는 경우 모든 영구하중은 콘크리트 바닥판이 굳었거나 합성이 완료된 후에 작용하는 것으로 간주해야 하며, 관련 계약문서 상에도 그 사항을 명시해야 한다.

② 정모멘트 단면의 응력

정모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때의 합성단면은 강재단면과 콘크리트 바닥판 유효폭에 대한 환산단면으로 구성된다.

단기 합성단면에 작용하는 활하중에 대해서는, 단기 합성단면에 대한 탄성계수비 n을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구해야 한다. 장기 합성단면에 작용하는 영구하중에 대해서는 탄성계수비 $3n$을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구한다.

강도한계상태에서 활하중과 영구하중에 의해 발생한 모멘트들의 부호가 반대인 경우, 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 압축이라면 이 같은 방법으로 활하중 및 영구하중에 대한 바닥판의 환산단면적을 구하면 된다. 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 인장인 경우에는 ③으로 강재단면의 응력을 구해야 하며, 콘크리트 바닥판의 응력은 ④로 구해야 한다.

탄성계수비는 다음과 같이 계산한다.

$$n = \frac{E}{E_c} \qquad (4.3\text{-}107)$$

여기서, E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

③ 부모멘트 단면의 응력

부모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때, 별도로 ④, 4.3.3.1.4.2 또는 KDS 14 31 20(4.1.2.1)에서 규정된 경우를 제외하고, 단기와 장기 합성단면은 강재 단면과 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근으로 이루어진다.

④ 콘크리트 바닥판 응력

모든 영구하중과 활하중에 의한 콘크리트 바닥판의 종방향 휨응력을 계산할 때는 단기 탄성계수비 n을 사용한다.

⑤ 콘크리트 바닥판의 유효폭

바닥판이 유효폭을 결정하는 특별한 다른 방법이 없을 경우에는 아래의 일반적인 보의 유효폭 규정을 적용한다. 유효지간길이는 단순보의 경우는 실제 지간길이로 하고, 연속보의 경우는 장기하중에 의한 처짐 곡선의 변곡점 간의 거리로 한다.

내측 보의 유효폭은 다음 중 최솟값으로 한다.

가. 유효 지간길이의 1/4

나. 바닥판 평균두께의 12배에 웨브두께와 상부플랜지 폭의 1/2 중 큰 값을 합한 값

다. 인접한 보와의 평균 간격

외측 보의 유효폭은 인접한 내측 보의 유효폭의 1/2과 다음 중 최솟값을 합한 값으로 한다.

라. 유효 지간길이의 1/8

마. 바닥판 평균두께의 6배에 웨브두께의 1/2과 상부플랜지 폭의 1/4 중 큰 값을 합한 값

바. 내민 폭

4.3.3.1.1.2 비합성단면

4.3.3.1.10에 따라 설계된 전단연결재로 콘크리트 바닥판이 강재단면에 연결되지 않은 단면은 비합성단면으로 설계한다.

4.3.3.1.1.3 하이브리드 단면

웨브의 최소항복강도는 강도가 더 큰 플랜지 최소항복강도의 65% 보다 작아서는 안 된다. 휨강도나 전단강도를 구할 때, 한 쪽 혹은 양 쪽 플랜지 보다 웨브의 항복강도가 큰 경우 웨브의 항복강도는 항복강도가 작은 플랜지 최소항복강도의 120% 이하이어야 한다. 정모멘트를 받는 합성단면에서는, 웨브의 항복강도가 압축플랜지의 항복강도보다 높은 경우 웨브의 항복강도를 그대로 적용할 수 있다.

4.3.3.1.1.4 웨브 높이가 변하는 부재

단면의 추축에 관한 휨에 의해 발생되는 하부플랜지의 응력을 산정할 때 하부플랜지 경사의 효과를 고려해야 한다. 정적 평형을 고려하여 영구하중에 의한 웨브의 전단력은 하부플랜지에 작용하는 수직력 성분만큼 감소시킬 수 있다. 하부플랜지가 수평을 유지하는 지점에서는 플랜지에 작용하는 수직력 성분을 웨브에 다시 전달시켜야 한다.

4.3.3.1.1.5 강성

휨부재의 강성을 구할 때 적용하는 단면은 다음과 같다:

(1) 비합성단면에 작용하는 하중에 대하여: 강재단면

(2) 합성단면에 작용하는 영구하중에 대하여: 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 장기 합성단면

(3) 합성단면에 작용하는 활하중에 대하여: 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 단기 합성단면

4.3.3.1.1.6 플랜지응력과 부재 휨모멘트

휨강도가 횡비틀림좌굴에 의해 지배되는 경우

(1) 응력 f_{bu}는 고려 대상 플랜지가 있는 비지지길이 구간에서 발생하는 횡방향 휨응력을 제외한 플랜지 압축응력 중 가장 큰 값으로 한다.

(2) 휨모멘트 M_u는 비지지길이 구간 내에 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 값 중 가장 큰 값으로 한다.

(3) 응력 f_l은 고려 대상 플랜지가 있는 비지지길이 구간에서 작용하는 횡방향 휨에 의한 응력 중 가장 큰 값으로 한다.
휨강도가 항복, 플랜지 국부좌굴 또는 웨브 휨좌굴에 지배되는 경우에는, f_{bu}, M_u와 f_l은 고려 중인 단면에 해당되는 값으로 한다.
f_{bu}, M_u와 f_l의 값은 계수하중으로 구하고, 모든 강도식의 부호는 양으로 한다.

연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡방향 휨응력은 0으로 한다. 불연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡방향 휨응력은 구조해석으로 구해야 하고 다음을 만족해야 한다.

$$f_l \le 0.6F_{yf} \tag{4.3-108}$$

다음을 만족할 경우 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지의 횡방향 휨응력 f_l은 1차탄성해석으로부터 직접 구할 수 있다.

$$L_b \le 1.2L_p\sqrt{\frac{C_bR_b}{f_{bu}/F_{yc}}} \tag{4.3-109}$$

또는

$$L_b \le 1.2L_p\sqrt{\frac{C_bR_b}{M_u/M_{yc}}} \tag{4.3-110}$$

여기서, C_b : 4.3.3.1.8.2(3) 또는 부록 A.3.3에 규정된 모멘트구배 보정계수

f_{bu} : 고려 중인 플랜지에서 횡방향 휨을 고려하지 않고 전체 비지지길이 내에 발생하는 압축응력 중 가장 큰 값 (MPa)

L_b : 비지지길이 (mm)

L_p : 4.3.3.1.8.2(3)에 규정된 비지지길이 한계 (mm)

M_u : 고려 대상 플랜지압축부의 비지지길이 내에서 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값 (N・mm)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 압축플랜지에 대한 항복모멘트 (N・mm)

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

식 (4.3-109) 또는 식 (4.3-110)을 만족하지 않는 경우에는 2차 탄성해석으로 압축플랜지 횡방향 휨응력을 구해야 한다. 엄밀 2차탄성해석을 하지 않고 근사적으로 1차 탄성해석값을 다음과 같이 확대시켜 2차 횡방향 응력을 구할 수 있다.

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1-\frac{f_{bu}}{F_{cr}}}\right) f_{l1} \ge f_{l1} \tag{4.3-111}$$

또는

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1-\frac{M_u}{F_{cr}S_{xc}}}\right) f_{l1} \ge f_{l1} \tag{4.3-112}$$

여기서, f_{bu} : 고려 대상 플랜지의 횡방향 휨을 고려하지 않고 전체 비지지길이 내에서 발생하는 압축응력 중 가장 큰 값 (MPa)

f_{l1} : 고려 대상 단면에서 1차 압축플랜지 횡방향 휨응력 또는 비지지길이에 걸친 압축플랜지의 최대 1차 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{cr} : 식 (4.3-174) 또는 부록 식 (A.3.3-8)로부터 결정된 플랜지의 탄성 횡비틀림좌굴응력. 식 (A.3.3-8)은 웨브가 조밀 또는 비조밀인 직선 I-거더교에도 적용할 수 있다.

M_u : 고려 대상 플랜지압축부의 비지지길이 내에서 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값

S_{xc} : 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수(= M_{yc}/F_{yc})(mm^3)

4.3.3.1.1.7 부모멘트 구간의 최소 바닥판철근

계수시공하중에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 인장응력이 ϕf_r을 초과하는 경우, 교축방향 철근단면적은 바닥판 총단면적의 1% 이상이어야 한다. 여기서, ϕ는 인장을 받는 콘크리트에 적용하는 강도저항계수이며, f_r은 콘크리트의 파괴계수이다. 이 때 적용하는 철근의 최소항복강도는 400 MPa 이상이어야 하며, D19 이하의 철근을 사용해야 한다. 교축방향 철근은 바닥판 전폭에 걸쳐서 2단 등간격으로 배근하며, 2/3를 위쪽에 배치해야 한다. 또한 철근의 간격은 300 mm를 넘지 않도록 배근해야 한다.

전단연결재를 설치하지 않은 부모멘트구간의 경우, 모든 교축방향 철근은 4.3.3.1.10.3에 규정된 추가 전단연결재 설치구간을 지나 정모멘트구간까지 연장해야 한다.

4.3.3.1.1.8 순단면 파단

강도한계상태 또는 시공성에 대하여 휨부재를 검토할 때 인장플랜지에 구멍이 있는 모든 단면은 다음의 추가적인 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_t \le 0.84\left(\frac{A_n}{A_g}\right)F_u \le F_{yt} \qquad (4.3\text{-}113)$$

여기서, A_n : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_g : 인장플랜지의 전단면적 (mm^2)

f_t : 플랜지의 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 계수하중에 의한 인장플랜지의 전단면에 발생하는 응력 (MPa)

F_u : 인장플랜지의 최소인장강도 (MPa)

4.3.3.1.1.9 웨브 휨좌굴강도

(1) 수평보강재가 없는 웨브

공칭휨좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{crw} = \frac{0.9Ek}{(D/t_w)^2} \qquad (4.3\text{-}114)$$

그러나 $R_h F_{yc}$ 와 $F_{yw}/0.7$ 중 작은 값을 초과해서는 안 된다. 여기서 휨좌굴계수 k는 다음 식으로 구한다.

$$k = \frac{9}{(D_c/D)^2} \qquad (4.3\text{-}115)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k는 7.2를 사용한다.

(2) 수평보강재가 있는 웨브

다른 합리적인 해석법을 적용하지 않는 경우 공칭휨좌굴강도는 식 (4.3-114)에 의해 결정하며 휨좌굴계수는 다음과 같다.

① $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{5.17}{(d_s/D)^2} \geq \frac{9}{(D_c/D)^2} \qquad (4.3\text{-}116)$$

② $\frac{d_s}{D_c} < 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2} \qquad (4.3\text{-}117)$$

여기서, d_s : 종방향 수평보강재 중심선과 압축플랜지 안쪽 면 사이의 거리 (mm)

웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k는 7.2를 사용한다.

4.3.3.1.1.10 플랜지 응력감소계수

(1) 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

압연, 균질 조립단면과 웨브강도가 양측 플랜지강도보다 큰 경우 Rh는 1.0을 사용한다. 그렇지 않으면 다른 합리적인 해석 대신 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수는 다음 식으로 구한다.

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \qquad (4.3\text{-}118)$$

여기서, $\beta = \dfrac{2D_n t_w}{A_{fn}}$ (4.3-119)

ρ : F_{yw}/f_n과 1.0 중에 작은 값

여기서, A_{fn} : 플랜지 단면적과 D_n방향에 위치한 플랜지 덮개판 면적의 합 (mm^2). 부모멘트를 받는 합성단면인 경우 상부플랜지에 대한 A_{fn}값은 종방향 철근단면적을 포함시킨다.

D_n : 단면의 탄성중립축으로부터 양 플랜지의 안쪽 면까지의 거리 중 큰 값 (mm). 중립축의 위치가 웨브중앙에 위치하는 경우에는 중립축으로부터 먼저 항복이 발생하는 중립축 측 플랜지 안쪽 면까지의 거리.

f_n : D_n방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근에서 처음으로 항복이 발생하는 단면의 경우에는 A_{fn}산정 시 포함된 각 요소의 최소항복강도 (MPa). 그 밖의 경우에는 D_n과 반대방향에서 최초 항복 발생 시 D_n방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근의 탄성응력 중 가장 큰 값

(2) 웨브의 국부좌굴에 따른 플랜지 응력감소계수, R_b

4.3.3.1.3.2에 따라 시공성을 검토할 때 또는

① 합성단면이고 정모멘트를 받으며 웨브가 4.3.3.1.2.1(1) 또는 4.3.3.2.2.1(2)의 규정을 만족하는 경우, 또는

② 1개 또는 그 이상의 종방향 수평보강재가 설치되고 다음을 만족하는 경우,

$$\frac{D}{t_w} \le 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}120)$$

또는

③ 웨브가 다음 식을 만족하는 경우,

$$\frac{2D_c}{t_w} \le \lambda_{rw} \qquad (4.3\text{-}121)$$

R_b는 1.0을 사용한다.

그 밖의 경우,

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300 a_{wc}} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_{rw} \right) \leq 1.0 \qquad (4.3\text{-}122)$$

여기서, λ_{rw} = 비조밀 웨브에 대한 세장비 한계

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}123)$$

a_{wc} = 압축을 받는 웨브의 2배 면적과 압축플랜지의 비

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \qquad (4.3\text{-}124)$$

정모멘트를 받는 수평보강재가 있는 합성단면의 경우,

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc} + b_s t_s (1 - f_{DC1}/F_{yc})/3n} \qquad (4.3\text{-}125)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

f_{DC1} : 콘크리트 바닥판이 경화되기 전이나 합성되기 전에 작용하는 설계영구하중에 대한 압축플랜지 응력(MPa)이며, 이 때 플랜지 횡방향 휨에 의한 응력은 포함하지 않는다.

k : 4.3.3.1.1.9(2)에 규정된 수평보강재가 설치된 웨브의 휨좌굴계수

n : 6.3.1.1.1(1)②에 규정된 탄성계수비

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께 (mm)

D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

4.3.3.1.2 단면비 제한

4.3.3.1.2.1 웨브단면비

(1) 수평보강재가 없는 웨브

웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad (4.3\text{-}126)$$

(2) 수평보강재가 있는 웨브

웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \qquad (4.3\text{-}127)$$

4.3.3.1.2.2 플랜지 단면비

압축플랜지와 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \qquad (4.3\text{-}128)$$

$$b_f \geq D/6 \qquad (4.3\text{-}129)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \qquad (4.3\text{-}130)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \qquad (4.3\text{-}131)$$

여기서, I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

4.3.3.1.3 시공성 검토

4.3.3.1.3.1 일반사항

주요 시공단계 중에는 적절한 강도가 확보되도록 해야 한다. 또한 주요부재에 대해서는 하이브리드 단면웨브의 항복을 제외하고 공칭항복강도를 초과하지 않도록 설계해야 하며, 후좌굴강도를 고려해서는 안 된다. 이는 시공단계에서 4.3.3.1.3.2와 4.3.3.1.3.3의 규정을 따르면 만족된다. 최종단계에서는 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트부 단면의 경우에는 4.3.3.1.3.4를 적용한다. 휨부재에 대한 시공성 검토 시 모든 하중은 해당 설계기준에 규정된 계수를 고려해야 한다. 처짐 계산 시에는 하중계수 1.0을 사용한다.

베어링에서 부재를 들어 올릴 가능성에 대해서도 각각의 주요 시공단계에서 검토해야 한다.

바닥판을 통하지 않고 전달되는 집중하중이 작용하는 위치에서 지압보강재가 설치되지 않은 웨브는 부록 B.5의 규정을 만족해야 한다.

만약 인장플랜지에 구멍이 있다면 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8의 규정을 만족해야 한다.

휨부재에 위치하거나 연결된 하중에 저항하는 볼트연결부는 각각의 중요한 시공단계에서 설계하중 하에서의 미끄럼이 방지되도록 설계하고 KDS 14 31 25(4.1.3.6)의 규정으로 연결부미끄럼을 검토해야 한다.

4.3.3.1.3.2 휨

(1) 불연속으로 횡지지된 압축플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래의 식을 모두 만족해야 한다. 세장한 웨브를 가진 단면의 경우 f_l이 0인 경우에는 식 (4.3-132)을 검토하지 않아도 된다. 조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면의 경우 식 (4.3-134)는 검토하지 않아도 된다.

$$f_{bu} + f_l \le \phi_f R_h F_{yc} \qquad (4.3\text{-}132)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \le \phi_f F_{nc} \qquad (4.3\text{-}133)$$

그리고

$$f_{bu} \le \phi_f F_{crw} \qquad (4.3\text{-}134)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_{nc} : 플랜지의 공칭휨저항강도 (MPa)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 압축플랜지에 관한 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) 불연속으로 횡지지된 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + f_l \le \phi_f R_h F_{yt} \qquad (4.3\text{-}135)$$

(3) 연속적으로 횡지지된 압축 또는 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}136)$$

세장한 웨브와 압축을 받는 플랜지를 갖는 비합성단면은 식 (4.3-134)도 만족해야 한다.

(4) 콘크리트 바닥판

주요 시공단계에 대해서 종방향 철근이 4.3.3.1.1.7의 규정에 따라 설계된 경우 외에는 설계하중에 의한 바닥판 교축방향 인장응력은 ϕf_r을 초과하지 않도록 설계한다. 콘크리트 바닥판의 종방향 응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 산정해야 한다. ϕ와 f_r은 4.3.3.1.1.7에 따라 산정해야 한다.

4.3.3.1.3.3 전단

웨브는 주요 시공단계에서 아래 식을 만족해야 한다.

$$V_u \le \phi_v V_{cr} \qquad (4.3\text{-}137)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도감소계수

V_u : 비합성단면에 적용된 설계시공하중과 설계영구하중에 의해 작용하는 웨브의 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (4.3-190)로부터 구한 전단좌굴저항강도 (N)

4.3.3.1.3.4 바닥판 시공

최종적으로 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트단면들은 다양한 바닥판 시공단계 중 4.3.3.1.3.2에 따라 휨에 대한 검토를 수행해야 한다.
기하학적인 특성, 브레이싱 길이 및 공칭휨저항강도를 계산하기 위한 응력들은 강재단면에만 국한한다. 여러 바닥판 시공단계에서 하중, 강성 및 브레이싱의 변화를 고려해야 한다.

4.3.3.1.3.5 고정하중 처짐

고정하중 처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용한다.

4.3.3.1.4 사용한계상태

4.3.3.1.4.1 탄성처짐

탄성처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용해야 한다.

4.3.3.1.4.2 영구처짐

(1) 일반사항

① 이 규정을 적용할 때에는 사용한계상태조합을 적용해야 한다.

②사용한계상태조합에서 강재의 응력을 계산할 때 다음의 방법을 적용할 수 있다.

가. 4.3.3.1.1.7을 만족하면서 전 길이에 걸쳐 전단연결재가 부착된 부재의 경우 합성단면에 별개로 작용하는 하중에 의한 휨응력은 단기 또는 장기 합성단면으로 가정하여 계산한다. 사용한계상태조합 하에서 교축방향으로 발생하는 콘크리트의 최대인장응력이 $2f_r$보다 작은 경우 콘크리트 바닥판은 정모멘트 및 부모멘트 구간에서 모두 유효하다고 가정할 수 있다. 여기서, f_r은 콘크리트의 균열응력이다.

나. 부모멘트 구간에서 합성단면 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대인장응력이 $2f_r$보다 큰 경우에는 사용한계상태조합 하에서 강재의 휨응력 계산 시 강재단면과 콘크리트 바닥판의 유효단면 내에 있는 철근만을 고려한다.

다. 부모멘트를 받는 비합성단면의 경우 강재의 휨응력을 구할 때 강재단면만 유효한 것으로 본다.

③ 콘크리트 바닥판의 교축방향 응력은 4.3.3.1.1.1(1)④에 의하여 계산해야 한다.

(2) 휨

① 플랜지는 아래의 요구조건을 만족해야 한다.

가. 합성단면 상부플랜지의 경우

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}138)$$

나. 합성단면 하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}139)$$

다. 비합성단면 상하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80 R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}140)$$

여기서, f_f : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않은 사용한계상태조합에 의한 플랜지 응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 사용한계상태조합에 의한 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

② 동바리 공법을 이용하여 시공한 정모멘트부의 합성 조밀단면의 경우 사용한계상태조합에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 압축응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 구하며 $0.6 f_c'$을 초과해서는 안 된다.

③ 4.3.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하는 웨브를 가진 정모멘트부 합성단면을 제외하고 모든 단면은 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_c \leq F_{crw} \qquad (4.3\text{-}141)$$

여기서, f_c : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 사용한계상태조합에 의한 단면의 압축플랜지 응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)

4.3.3.1.5 피로 및 파단한계상태

4.3.3.1.5.1 피로

(1) 피로상세는 KDS 14 31 20(4.1)의 피로규정에 따라 검토해야 한다.

(2) 수평곡선 플레이트거더교의 경우 주축 휨에 의한 피로응력범위에 횡방향 휨응력을 합하여 적용해야 한다.

(3) 전단연결재는 4.3.3.1.10.2와 4.3.3.1.10.3의 피로규정들을 적용해야 한다.

4.3.3.1.5.2 파단

계약 문서에 명시된 파단인성 요구조건은 KDS 14 31 20(4.2)의 규정을 따라야 한다.

4.3.3.1.5.3 웨브의 피로요구조건

이 조항을 적용하는 경우에 한하여 설계피로하중은 피로하중조합으로 계산한 값의 2배를 적용한다. 수직보강재가 설치된 웨브 내측 패널은 수평보강재 유무에 관계없이 아래 규정을 만족해야 한다.

$$V_u \leq V_{cr} \qquad (4.3\text{-}142)$$

여기서, V_u : 하중계수를 곱하지 않은 영구하중과 설계피로하중으로 발생하는 웨브 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (4.3-180)로 구한 전단좌굴강도 (N)

4.3.3.1.6 강도한계상태

4.3.3.1.6.1 일반사항

해당 설계기준에 규정된 강도한계상태 하중조합을 적용해야 한다.

4.3.3.1.6.2 휨

(1) 일반사항

인장플랜지에 구멍이 있는 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트부의 합성단면

① 직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 합성단면은 비조밀단면으로 간주하며 4.3.3.1.7.2를 만족해야 한다.

② 아래의 요구조건을 만족하는 직선교의 합성단면은 조밀단면으로 간주한다.

가. 플랜지의 최소항복강도가 460 MPa를 초과하지 않고,

나. 웨브는 4.3.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하며,

다. 웨브세장비 한계를 만족하는 단면

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}143)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축 측 웨브의 높이 (mm)

③ 조밀단면은 4.3.3.1.7.1을 만족해야 한다. 그렇지 않으면 단면은 비조밀단면으로 간주하고 4.3.3.1.7.2를 만족해야 한다.

④ 조밀단면 및 비조밀단면은 4.3.3.1.7.3에 규정된 연성조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트부의 합성단면 및 비합성단면

① 직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 단면은 4.3.3.1.8의 규정을 적용하여 설계해야 한다.

② 직교 혹은 사각이 20° 미만인 사교에 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치되어 있고, 다음의 조건을 만족하면 부록 A에 명시된 조밀 또는 비조밀 웨브 단면의 규정에 따라 설계할 수 있다.

가. 플랜지의 최소항복강도가 460 MPa를 초과하지 않고,

나. 웨브가 비조밀단면 세장비 한계를 만족하며,

$$\frac{2D_c}{t_w} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}144)$$

그리고

다. 플랜지가 아래의 비율을 만족하는 단면

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \ge 0.3 \qquad (4.3\text{-}145)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

위의 조건을 만족하지 않으면 4.3.3.1.8을 따라야 한다.

4.3.3.1.6.3 전단

4.3.3.1.9를 적용해야 한다.

4.3.3.1.6.4 전단연결재

4.3.3.1.10.4를 적용해야 한다.

4.3.3.1.7 휨강도-정모멘트부 합성단면

4.3.3.1.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 아래 식을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \le \phi_f M_n \qquad (4.3\text{-}146)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

M_n : 4.3.3.1.7.1(2)에 규정된 공칭휨강도 (N・mm)

M_u : 4.3.3.1.1.6에 규정된 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N・mm)

M_{yt} : 부록 B.2에 규정된 인장플랜지에 관한 항복모멘트 (N・mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) 공칭휨강도

① 공칭항복강도가 460 MPa 이하인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 460 MPa 이하이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

가. $D_p \le 0.1 D_t$인 경우

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}147)$$

나. 그 밖의 경우

$$M_n = M_p\left(1.07 - 0.7\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad (4.3\text{-}148)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N・mm)

② 공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

가. $D_p \le 0.1 D_t$인 경우

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}149)$$

나. $0.1 D_t < D_p \le 0.2 D_t$인 경우

$$M_n = M_p\left(1.19 - 1.9\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad (4.3\text{-}150)$$

다. $D_p > 0.2D_t$인 경우

$$M_n = M_p\left(1.0 - 0.95\frac{D_p}{D_t}\right) \quad (4.3\text{-}151)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N・mm)

③ 연속교의 경우 단면의 공칭휨강도는 다음 식을 만족해야 한다.

$$M_n \leq 1.3R_h M_y \quad (4.3\text{-}152)$$

여기서, M_y : 부록 B.2에 규정된 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

4.3.3.1.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

① 강도한계상태에서 압축플랜지는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3\text{-}153)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산한 플랜지응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.1.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

② 인장플랜지는 다음의 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3\text{-}154)$$

여기서, f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nt} : 4.3.3.1.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

③ 동바리 공법을 이용한 경우 강도한계상태에서 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대압축응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 구할 수 있으며 $0.6f_c'$을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

① 압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.3\text{-}155)$$

여기서, R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

② 인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.3\text{-}156)$$

4.3.3.1.7.3 연성 요구조건

조밀 및 비조밀단면은 아래의 식을 만족해야 한다.

(1) 공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면인 경우

$$D_p \leq 0.3 D_t \quad (4.3\text{-}157)$$

(2) 그 밖의 단면인 경우

$$D_p \leq 0.42 D_t \quad (4.3\text{-}158)$$

여기서, D_p : 소성모멘트 상태에서 콘크리트 바닥판의 상단에서 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

4.3.3.1.8 휨강도-부모멘트부의 합성단면과 비합성단면

4.3.3.1.8.1 일반사항

(1) 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서는 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3\text{-}159)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지 응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.1.8.2에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(2) 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3\text{-}160)$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.1.8.3에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(3) 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (4.3\text{-}161)$$

4.3.3.1.8.2 압축플랜지 휨저항강도

(1) 일반사항

식 (4.3-150)을 검토할 때 F_{nc}는 4.3.3.1.8.2(2)에 규정된 국부좌굴강도와 4.3.3.1.8.2(3)에 규정된 횡비틀림좌굴강도를 적용한다.

(2) 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

① $\lambda_f \le \lambda_{pf}$인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-162}$$

② 그 밖의 경우

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-163}$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_f}{2t_f} \tag{4.3-164}$$

λ_{pf} = 조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.3-165}$$

λ_{rf} = 비조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \tag{4.3-166}$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력의 영향을 포함한 공칭항복강도에 도달할 때 압축플랜지 응력. 압축플랜지 횡방향 휨은 고려치 않으며 $0.7F_{yc}$와 F_{yw} 가운데 작은 값이지만 $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

(3) 횡비틀림좌굴강도

① 비지지길이 내에서 균일 단면을 갖는 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

가. $L_b \le L_p$인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-167}$$

나. $L_p < L_b \le L_r$인 경우

$$F_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] R_b R_h F_{yc} \le R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-168}$$

다. $L_b > L_r$인 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \le R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-169}$$

여기서, L_b : 비지지길이 (mm)

L_p = 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.3-170}$$

L_r = 비탄성 횡비틀림좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \tag{4.3-171}$$

C_b : 모멘트 보정계수

(가) 브레이싱이 없는 캔틸레버나 f_{mid}/f_2>1 또는 f_2=0인 부재

$$C_b = 1.0 \tag{4.3-172}$$

(나) 그 밖의 모든 경우

$$C_b = 1.75 - 1.05\left(\frac{f_1}{f_2}\right) + 0.3\left(\frac{f_1}{f_2}\right)^2 \le 2.3 \tag{4.3-173}$$

F_{cr} = 탄성 횡비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b R_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \tag{4.3-174}$$

r_t = 압축플랜지와 압축을 받는 웨브 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 유효회전반경 (mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} \tag{4.3-175}$$

여기서,

F_{yr} : 잔류응력의 영향을 포함한 공칭항복강도에 도달할 때 압축플랜지 응력. 압축플랜지 횡방향 휨은 고려치 않고 $0.7F_{yc}$와 F_{yw} 가운데 작은 값이지만 $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

f_{mid} : 고려 중인 플랜지의 비지지길이 구간 중앙점에서의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로 최대 압축응력을 발생시키거나 압축이 전혀 작용하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 설계모멘트로 산정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값이며 인장인 경우는 음의 값이다 (MPa).

f_0 : f_2에 대응하는 반대지점의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로 최대 압축응력을 발생시키거나 압축이 전혀 작용하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 설계모멘트로 산정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값이며 인장인 경우는 음의 값이다(MPa).

f_1 : f_2에 대응하는 반대쪽 브레이싱 지점의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로, C_b 값을 가장 작게 발생시키는 f_2와 f_0 (또는 f_{mid}) 간 선형보간하여 구한 응력으로 다음과 같이 구한다(MPa).

㉮ 브레이싱 양단 지점 간의 거리에 따라 모멘트의 변화가 오목한 형태인 경우

$$f_1 = f_0 \tag{4.3-176}$$

㉯ 그 밖의 경우

$$f_1 = 2f_{mid} - f_2 \geq f_0 \tag{4.3-177}$$

f_2 : 브레이싱 양단 지점에서 발생하는 압축응력 중 큰 값 (MPa). 가장 불리한 계수하중을 적용하며 항상 양의 값을 갖는다. 브레이싱 양 지점에서 플랜지의 응력이 0이거나 인장으로 작용하는 경우에는 0으로 한다.

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

② 비지지구간이 역곡률 휨을 받고 비합성 비대칭 단면으로 구성된 부재들로 이루어진 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡방향으로 지지되지 않았다면, 양쪽플랜지 모두 횡비틀림좌굴강도를 검토해야 한다.

③ 비지지구간에서 불균일 단면을 갖는 경우, 각각의 단면에서 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 비지지구간 내에서 단면이 균일한 것으로 가정하고 식 (4.3-167), (4.3-168) 및 (4.3-169)으로 구한 값 중 작은 값으로 적용한다. 이 경우에는 모멘트 보정계수를 1.0을 적용하고 L_b는 유효길이계수에 의해 수정하지 않는다.

④ 브레이싱 구간 길이의 20% 이하에 걸쳐 작은 단면으로 변하는 경우, 플랜지의 횡방향 단면 모멘트나 작은 단면의 양측 플랜지의 단면모멘트가 큰 단면 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀림좌굴강도를 구한다.

4.3.3.1.8.3 인장플랜지 휨강도

인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \qquad (4.3\text{-}178)$$

여기서, R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

4.3.3.1.9 전단강도

4.3.3.1.9.1 일반사항

(1) 강도한계상태에서 직선 및 곡선 웨브 패널은 다음을 만족해야 한다.

$$V_u \le \phi_v V_n \qquad (4.3\text{-}179)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

V_n : 4.3.3.1.9.2 및 4.3.3.1.9.3에 규정된 공칭전단강도 (N)

V_u : 설계하중에 의한 웨브의 전단력 (N)

(2) 중간수직보강재는 4.3.3.1.11.1로 설계하며 수평보강재는 4.3.3.1.11.3에 따라 설계한다.

(3) 균질 거더 및 하이브리드 거더의 내측 웨브의 경우에는 아래와 같이 수직보강재를 설치하고 4.3.3.1.9.3을 적용하여 설계한다.

① 수평보강재가 없는 경우 중간수직보강재 간격은 $3D$를 초과하지 말아야 하고 또는

② 1개 이상의 수평보강재가 있는 경우 중간수직보강재의 간격은 $1.5D$를 초과하지 않도록 한다.

(3) 만일 패널을 보강할 필요가 없을 경우에는 6.3.1.9.2를 적용한다.

(4) 단부 패널에 대한 수직보강재 설계는 4.3.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다.

4.3.3.1.9.2 비보강 웨브의 공칭강도

비보강 웨브의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C\,V_p \qquad (4.3\text{-}180)$$

$$V_p = 0.58\,F_{yw}\,D\,t_w \qquad (4.3\text{-}181)$$

여기서, C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비로서, 전단좌굴계수 k는 5.0으로 한다.

V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단력 (N)

4.3.3.1.9.3 보강 웨브의 공칭강도

(1) 일반사항

① 수직보강재나 수평보강재가 있는 내측 웨브 패널의 공칭전단강도는 4.3.3.1.9.3(2)의 규정으로, 단부 웨브 패널의 공칭전단강도는 4.3.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다. 수평보강재가 있는 웨브 패널의 공칭전단강도를 구할 때에는 웨브의 전체높이 D를 사용한다. 수직보강재는 패널에 작용하는 최대 전단력을 고려하여 간격을 정한다.

② 보강재는 4.3.3.1.11에서 규정한 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 내측 패널

내측 웨브 패널이 4.3.3.1.9.1에 따라 설계되고 전체 패널 단면이 다음 단면비를 만족하는 경우에는,

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc}+b_{ft}t_{ft})} \le 2.5 \qquad (4.3\text{-}182)$$

① 공칭전단강도는 다음 식으로 구한다.

$$V_n = V_p\left[C+\frac{0.87\,(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}}\right] \qquad (4.3\text{-}183)$$

여기서, $V_p = 0.58\,F_{yw}\,Dt_w$ (4.3-184)

d_0 : 보강재 간격 (mm)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단력 (N)

C : 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력비

② 전단좌굴응력비 C는 아래와 같이 계산한다.

가. $\frac{D}{t_w} < 1.12\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = 1.0 \qquad (4.3\text{-}185)$$

나. $1.12\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \le \frac{D}{t_w} \le 1.40\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = \frac{1.12}{(D/t_w)}\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \qquad (4.3\text{-}186)$$

다. $\frac{D}{t_w} > 1.40\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2}\left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (4.3\text{-}187)$$

여기서, k = 전단좌굴계수

$$= 5 + \frac{5}{(d_0/D)^2} \quad (4.3\text{-}188)$$

③ 그 밖의 경우 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} + \frac{d_0}{D}\right)}\right] \quad (4.3\text{-}189)$$

(3) 단부 패널

① 단부 패널의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C\,V_p \quad (4.3\text{-}190)$$

여기서, V_p = 소성전단력 (N)

$$= 0.58\,F_{yw}\,D\,t_w \quad (4.3\text{-}191)$$

C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비

V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

② 수평보강재가 있거나 없는 단부 패널에서 수직보강재의 간격은 $1.5D$를 초과하면 안 된다.

4.3.3.1.10 전단연결재

4.3.3.1.10.1 일반사항

(1) 합성단면에서 콘크리트 바닥판과 강재 단면 사이의 내부전단에 저항하기 위해 스터드나 ㄷ형강의 전단연결재를 설치해야 한다.

(2) 단경간 합성교는 지간 전체에 걸쳐 전단연결재를 설치한다. 직선 연속 합성교는 보통 교량의 전체길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다. 부모멘트 영역에서 교축방향 철근이 합성단면의 일부분으로 고려되는 구간에는 전단연결재를 설치한다. 그렇지 않을 경우, 전단연결재를 부모멘트 영역에 설치할 필요는 없지만, 4.3.3.1.10.3의 규정에 따라 영구하중에 의하여 휨모멘트부호가 변하는 변곡점 구간에는 추가적인 연결재를 설치해야 한다.

(3) 부모멘트 영역에서 전단연결재를 설치하지 않은 구간에서는 4.3.3.1.1.7에 따라 교축방향 철근을 정모멘트 구간 내로 연장시켜야 한다.

(4) 곡선 연속 합성교는 교량의 전체 길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다.

(5) 형태

① 스터드와 ㄷ형강 전단연결재는 본 규정에 따라 설계해야 한다. 전단연결재는 표면전체가 콘크리트와 접촉될 수 있도록 콘크리트를 철저히 다짐할 수 있는 형태이어야 한다. 전단연결재는 콘크리트와 강재 사이에서 수직 및 수평 등 모든 방향의 이동에 저항할 수 있어야 한다.

② 스터드 전단연결재의 직경에 대한 높이의 비는 4.0 이상이어야 한다.

③ ㄷ형강 전단연결재는 5 mm 이상의 치수로 필릿용접을 해야 한다.

(6) 피치

① 전단연결재의 피치는 4.3.3.1.10.2와 4.3.3.1.10.3에 규정된 피로한계상태를 만족해야 한다. 전단연결재의 개수는 4.3.3.1.10.4에 규정된 강도한계상태를 만족하기 위한 소요개수 이상이어야 한다.

② 전단연결재의 피치 p는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$p \le \frac{nZ_r}{V_{sr}} \tag{4.3-192}$$

여기서,

V_{sr} = 단위길이 당 수평방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

$$= \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} \tag{4.3-193}$$

V_{fat} = 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

$$= \frac{V_f Q}{I} \tag{4.3-194}$$

F_{fat} = 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

다음 중 큰 값을 적용한다.

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot}\sigma_{flg} l}{wR} \tag{4.3-195}$$

또는

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w} \tag{4.3-196}$$

σ_{flg} : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않은 하부플랜지의 종방향 피로응력 발생범위 (MPa)

A_{bot} : 하부플랜지의 단면적 (mm^2)

F_{rc} : 상부플랜지에서 크로스프레임 또는 다이아프램의 작용력의 순범위 (N)

I : 단기 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

l : 브레이싱점 사이의 거리 (mm)

n : 한 단면 내에 배치된 전단연결재의 개수

p : 전단연결재의 거더 축방향피치 (mm)
Q : 단기 합성단면의 중립축에 대한 바닥판 환산단면적의 단면1차모멘트 (mm^3)
R : 패널 내의 최소 거더반경 (mm)
V_f : 피로하중조합 하의 수직전단력 발생범위 (N)
w : 콘크리트 바닥판의 유효폭 길이로 1,220 mm이며, 측경간 단지점에서는 610 mm이다. (mm)
Z_r : 4.3.3.1.10.2에 의해 결정된 전단연결재 1개의 전단피로강도 (N)

③ 직선 경간 또는 경간 일부가 직선인 경우, 식 (4.3-195)로부터 구한 반경 방향 피로전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다. 직선교 또는 사각이 20°를 초과하지 않는 수평 곡선교는 식 (4.3-196)로부터 구한 반경 방향 피로 전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다.

④ 전단연결재의 중심과 중심사이의 피치는 600 mm를 초과해서는 안 되며, 직경의 6배 이상이어야 한다.

(7) 횡방향 간격

① 전단연결재는 상부플랜지의 횡방향으로 배치해야 하며 규칙적이거나 다양한 간격을 갖도록 설계할 수 있다.

② 스터드 전단연결재는 거더 직각방향으로 스터드의 중심과 중심 사이의 간격이 스터드 직경의 4배 이상이어야 한다.

③ 상부플랜지의 연단과 가장 인접한 전단연결재의 순연단 거리는 25 mm 이상이어야 한다.

(8) 덮개와 관입

전단연결재 위의 콘크리트 피복덮개 높이는 50 mm 이상이어야 한다. 전단연결재는 적어도 50 mm를 슬래브 내부로 관입시켜야 한다.

4.3.3.1.10.2 피로강도

(1) 전단연결재의 피로강도 Z_r 은 다음과 같이 구한다.

① 스터드 전단연결재의 경우

가. 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 18.9\,d^2 \qquad (4.3\text{-}197)$$

나. 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = \alpha\,d^2 \qquad (4.3\text{-}198)$$

여기서, $$\alpha = 238.0 - 29.5\log N \qquad (4.3\text{-}199)$$

② ㄷ형강 전단연결재의 경우

가. 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 183.9w \qquad (4.3\text{-}200)$$

나. 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = Bw \qquad (4.3\text{-}201)$$

여기서, $$B = 1641.6 - 189.2\log N \qquad (4.3\text{-}202)$$

여기서, d : 스터드의 직경 (mm)

N : KDS 14 31 20(4.1.2.5)에 규정된 하중반복회수

w : 플랜지에 직각방향으로 측정된 ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

(2) 전단연결재의 피치는 Z_r 값과 전단력 범위 V_{sr} 을 이용하여 식 (4.3-192)로부터 구한다. 전단연결재가 플랜지의 피로강도에 미치는 효과는 KDS 14 31 20(4.1.2)로 검토한다.

4.3.3.1.10.3 영구하중에 의한 휨 변곡점구간에 대한 특별요구사항

(1) 최종조건이 부모멘트부의 비합성 부재인 경우, 영구적인 하중으로 인한 휨의 변곡점구간에는 추가적인 전단연결재를 설치해야 한다.

(2) 추가적인 전단연결재의 개수 n_{ac}는 다음과 같다.

$$n_{ae} = \frac{A_s f_{sr}}{Z_r} \qquad (4.3\text{-}203)$$

여기서, A_s : 내부지점부에서 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

f_{sr} : 피로하중조합 하의 종방향 철근의 응력범위 (MPa)

Z_r : 4.3.3.1.10.2에 규정한 전단연결재 한 개의 전단피로강도 (N)

(3) 추가적인 전단연결재는 강재자중에 의한 휨 변곡점에서 양쪽으로 바닥판 유효폭의 1/3 거리 이내에 설치해야 한다. 추가 전단연결재를 포함한 모든 전단연결재의 중심간 피치는 4.3.3.1.10.1(2)의 규정을 만족해야 한다. 현장 이음판은 전단연결재와 간섭되지 않도록 배치해야 한다.

4.3.3.1.10.4 강도한계상태

(1) 일반사항

강도한계상태에서 전단연결재의 설계전단강도 Q_r은 다음과 같이 구한다.

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \qquad (4.3\text{-}204)$$

여기서, Q_n : 4.3.3.1.10.4(3)에 규정된 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

ϕ_{sc} : 전단연결재에 대한 강도저항계수

강도한계상태에서 전단연결재의 최소개수는 다음과 같이 구한다.

$$n = \frac{P}{Q_r} \qquad (4.3\text{-}205)$$

여기서, P : 4.3.3.1.10.4(2)에 규정된 총 공칭전단력 (N)

Q_r : 식 (4.3-204)로부터 구하는 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도 (N)

(2) 공칭전단력

① 단순교 및 최종조건이 부모멘트부의 비합성단면 연속교인 경우, 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점과 양측으로 인접한 모멘트가 0인 구간에서의 총 공칭전단력 P는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \qquad (4.3\text{-}206)$$

여기서,

P_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다 (N).

$$P_{1p} = 0.85 f_c' b_s t_s \qquad (4.3\text{-}207)$$

또는

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \qquad (4.3\text{-}208)$$

F_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력 (N) 으로서 다음과 같다.

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R} \qquad (4.3\text{-}209)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

L_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중)에 인접한 지점과 거더단부 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_p 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께 (mm)

② 직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_p를 0으로 할 수 있다.

③ 최종조건이 부모멘트부의 합성 연속교인 경우, 최대 정모멘트(활하중+충격하중)지점과 이에 인접한 부재 단부 사이의 총 공칭전단력 P는 식 (4.3-206)으로 구한다. 최대 정모멘트(활하중+충격하중) 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 총 공칭전단력 P는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2} \qquad (4.3\text{-}210)$$

여기서,

P_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음과 같이 구한다. (N)

$$P_T = P_p + P_n \qquad (4.3\text{-}211)$$

P_n : 내측 지점부의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다(N).

$$P_{1n} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \qquad (4.3\text{-}212)$$

또는

$$P_{2n} = 0.45 f_c' b_s t_s \qquad (4.3\text{-}213)$$

F_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이에 위치한 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력으로 다음과 같이 구한다. (N)

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R} \qquad (4.3\text{-}214)$$

여기서, L_n : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_n 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

④ 직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_T를 0으로 할 수 있다.

(3) 공칭전단강도

①콘크리트 바닥판 내에 매입된 스터드 전단연결재 1개의 공칭전단강도는 다음과 같다. 단, 아래 강도식은 스터드의 직경이 25 mm 이하이고 최소인장강도가 500 MPa 이하인 경우에 적용한다.

$$Q_n = 0.27 d^2 \sqrt{f_c' E_c} \le 0.8 A_{sc} F_u \qquad (4.3\text{-}215)$$

여기서, d : 스터드의 직경 (mm)

A_{sc} : 스터드 전단연결재의 단면적 (mm2)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스터드 전단연결재의 최소인장강도 (MPa)

② 콘크리트에 매립된 ㄷ형강 전단연결재의 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_c{}'E_c} \qquad (4.3\text{-}216)$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

L_c : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

4.3.3.1.11 보강재

4.3.3.1.11.1 중간수직보강재

(1) 일반사항

① 수직보강재는 판 또는 L형강을 사용하여 웨브의 한쪽 또는 양쪽에 볼트나 용접으로 접합한다. 직선교에서 다이아프램이나 수직 브레이싱의 이음판으로 사용되지 않은 보강재는 압축플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 하나, 인장플랜지와는 밀착시키지 않아도 된다. 수평 곡선교에서 웨브 한쪽 면에만 설치된 수직보강재는 상·하 플랜지에 모두 접합시켜야 하고, 수직보강재를 양쪽 모두 설치할 때에는 상·하 플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 한다.

② 다이아프램이나 수직 브레이싱의 이음판으로 사용되는 보강재는 상·하 플랜지에 접합시켜야 한다.

③ 수직보강재-웨브 용접단부와 이에 인접한 웨브-플랜지 용접부 또는 수평보강재-웨브 용접단까지의 거리는 $4t_w$ 이상 그리고 $6t_w$와 100 mm 이하이어야 한다.

(2) 돌출폭

돌출폭 b_t는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \qquad (4.3\text{-}217)$$

그리고

$$16t_p \geq b_t \geq b_f/4 \qquad (4.3\text{-}218)$$

여기서, b_f : I-단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; U-형단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; 폐단면 박스거더의 경우 $b_f/4$ 제한치는 적용되지 않는다. (mm)

t_p : 수직보강재의 두께 (mm)

(3) 단면2차모멘트

① 수직보강재 양쪽 웨브에서 전단력 V_u가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$보다 크지 않은 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t는 다음 값 중 작은 값을 만족해야 한다.

$$I_t \geq I_{t1} \tag{4.3-219}$$

그리고

$$I_t \geq I_{t2} \tag{4.3-220}$$

여기서,

$$I_{t1} = b t_w^3 J \tag{4.3-221}$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5} \tag{4.3-222}$$

$$J = \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0 \geq 0.5 \tag{4.3-223}$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \tag{4.3-224}$$

$$V_{cr} = C V_p \tag{4.3-225}$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \tag{4.3-226}$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

V_{cr} : 인접 웨브 패널의 공칭전단좌굴강도 중 작은 값 (N)

V_u : 설계조합하중에 의한 인접 웨브의 전단력 중 큰 값 (N)

I_t : 한 쪽 면만 보강된 경우는 웨브와의 접합면에 대하여, 양면 보강된 경우에는 웨브의 중심축에 대한 수직보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)

b : d_0와 D 중 작은 값 (mm)

d_0 : 인접한 웨브 폭들 중 작은 값 (mm)

J : 보강재 휨강성 변수

ρ_t : F_{yw}/F_{crs}와 1.0 중 큰 값

F_{crs} : 보강재의 국부좌굴강도 (MPa)

F_{ys} : 보강재의 최소 항복강도 (MPa)

C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴강도의 비. 비보강 웨브의 경우 $k=5.0$을 적용한다.

V_p : 소성전단력 (N)

②수직보강재의 한쪽 또는 양쪽 웨브에서 전단력 V_u가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$보다 커서 웨브의 후좌굴강도 또는 사인장강도가 요구되는 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t는 다음을 만족해야 한다.

가. $I_{t2} \geq I_{t1}$ 인 경우

$$I_t \geq I_{t1} + (I_{t2} - I_{t1})\left(\frac{V_u - \phi_v V_{cr}}{\phi_v V_n - \phi_v V_{cr}}\right) \tag{4.3-227}$$

나. 그 밖의 경우

$$I_t \geq I_{t2} \qquad (4.3\text{-}228)$$

여기서, V_n : 4.3.3.1.9.3에 규정된 전단좌굴강도와 사인장강도의 조합공칭강도로 산정한 인접 웨브 패널의 공칭전단강도 중 작은 값 (N)

다. 수평보강재가 있는 경우, 수직보강재는 또한 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_l}\right)\left(\frac{D}{3.0d_0}\right)I_l \qquad (4.3\text{-}229)$$

여기서, b_t : 수직보강재의 돌출폭 (mm)

b_l : 수평보강재의 돌출폭 (mm)

I_l : 4.3.3.1.11.3(3)에 규정된 수평보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)

4.3.3.1.11.2 하중집중점 지압보강재

(1) 일반사항

① 지압보강재는 모든 지점부 위치에 설치해야 한다. 압연 형강보의 지점부 위치나 조립단면 또는 압연형강이 바닥판을 통하지 않고 집중하중을 받는 위치에는 지압보강재를 설치하거나 웨브를 부록 B.5에 따라 설계해야 한다.

② 지압보강재는 단일 또는 여러 개의 판 또는 L형강을 웨브 양면에 용접 또는 볼트로 접합시켜 설계하중에 의한 전체 수직력을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

③ 지압보강재는 웨브의 전체높이까지 연장시켜야 하며, 가능한 한 플랜지 연단까지 연장시켜야 한다. 각 지압보강재는 플랜지에 밀착되어 하중을 지지할 수 있도록 공장가공을 하거나 완전용입홈용접으로 플랜지와 접합시켜야 한다.

(2) 돌출폭

지압보강재의 돌출폭 b_t는 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \leq 0.48t_p\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad (4.3\text{-}230)$$

여기서, F_{ys} : 지압보강재의 최소항복강도 (MPa)

t_p : 지압보강재의 두께 (mm)

(3) 지압강도

설계지압강도는 다음과 같이 구한다.

$$(R_{sb})_r = \phi_b(R_{sb})_n \qquad (4.3\text{-}231)$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

$(R_{sb})_n$ = 지압보강재의 공칭지압강도 (N)

$$= 1.4 A_{pn} F_{ys} \quad (4.3\text{-}232)$$

A_{pn} : 웨브 용접면으로부터 돌출된 지압보강재의 단면적으로서 플랜지 연단 위의 돌출부는 포함하지 않는다. (mm^2)

F_{ys} : 지압보강재의 최소항복강도 (MPa)

(4) 지압보강재의 축방향 강도

① 일반사항

설계축방향강도 P_r은 지압보강재의 최소항복강도 F_{ys}를 사용하여 4.2에 따라 결정한다. 회전반경은 웨브 중심축에 대해 계산하며 유효좌굴길이는 $0.75D$로 한다. 여기서, D는 웨브 높이이다.

② 유효단면

가. 웨브에 볼트로 접합된 보강재의 경우는 지압보강재 만을 유효 기둥단면으로 취급한다.

나. 웨브에 용접된 보강재의 경우, 유효 기둥단면에 웨브의 일부를 포함한다. 웨브에 용접으로 접합된 2개의 지압보강재가 사용된 경우는 지압보강재의 양쪽으로 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효 기둥단면으로 본다. 만약 1쌍 이상의 지압보강재가 사용된 경우에는 지압보강재 중 가장 외측 보강재들로부터 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효 기둥단면으로 본다.

다. 연속지간의 내부지점부 하이브리드 단면에서 웨브의 최소항복강도가 플랜지의 최소항복강도의 70%보다 작으면 웨브는 유효단면에서 제외시켜야 한다.

라. 웨브의 최소항복강도가 보강재의 항복강도보다 작으면 웨브 유효단면은 F_{yw}/F_{ys}의 비로 줄여야 한다.

4.3.3.1.11.3 수평보강재

(1) 일반사항

① 수평보강재가 필요한 부분에 대해서는 웨브의 1면에 수평방향으로 플레이트를 용접접합하거나 혹은 앵글을 볼트로 체결하여 설치한다. 수평보강재는 식 (4.3-134)의 시공성 기준, 식 (4.3-141)의 사용한계상태기준, 그리고 강도한계상태에서의 요구조건을 모두 만족하도록 설치위치를 결정해야 한다. 수평보강재는 계약서에서 허용되지 않는다면 보강재가 필요한 구간에서 가능한 절단하지 않도록 한다. 웨브의 보강재 역할을 하는 수직보강재가 수평보강재에 의해 간섭되는 경우, 수직보강재는 휨과 축방향 강성을 발휘할 수 있도록 수평보강재에 부착시켜야 한다.

② 강도한계상태에서의 설계하중과 시공성을 검토할 때 수평보강재의 휨응력 f_s는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_s \le \phi_f R_h F_{ys} \quad (4.3\text{-}233)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

F_{ys} : 보강재의 최소항복강도 (MPa)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

(2) 돌출폭

수평보강재의 돌출폭 b_l은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_l \le 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \tag{4.3-234}$$

여기서, t_s : 보강재의 두께 (mm)

(3) 단면2차모멘트와 회전반경

수평보강재는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_l = D t_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \tag{4.3-235}$$

그리고

$$r \ge \frac{0.16 d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \tag{4.3-236}$$

여기서 β : 다음과 같이 계산된 수평보강재 휨강성을 위한 곡률보정계수

① 수평보강재가 곡률중심의 반대편 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \tag{4.3-237}$$

② 수평보강재가 곡률중심 쪽 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \tag{4.3-238}$$

$$Z = \text{곡률인자} = \frac{0.95 d_0^2}{R t_w} \le 10 \tag{4.3-239}$$

여기서, d_0 : 수직보강재 간격 (mm)

I_l : 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트 (mm^4).

F_{yw}가 F_{ys}보다 작을 경우 유효단면에 포함된 웨브의 폭을 F_{yw}/F_{ys} 비로 감소시킨다.

R : 해당 패널의 최소 거더반경 (mm)

r : 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 회전반경 (mm)

4.3.3.1.12 덮개판

4.3.3.1.12.1 일반사항

(1) 부재에 덧붙여지는 각 덮개판의 길이 L_{cp}(mm)는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$L_{cp} \geq 2d + 900 \qquad (4.3\text{-}240)$$

여기서, d : 강재 단면의 전체높이 (mm)

(2) 플랜지에 인장응력과 압축-인장 교번응력을 일으키는 반복하중을 받는 단재하경로 구조물에서 두께 20 mm 이상되는 플랜지에는 부분용접을 한 덮개판을 사용해서는 안 된다. 각 덮개판의 최대두께는 덮개판이 붙여지는 플랜지두께의 2배를 초과해서는 안 된다. 덮개판을 여러 겹으로 용접해 붙이는 것은 허용되지 않는다. 덮개판의 폭은 덮개판이 붙여지는 플랜지폭보다 좁거나 넓게 할 수 있다.

4.3.3.1.12.2 단부 요구조건

(1) 일반사항

이론적인 덮개판의 끝단은 설계하중에 의한 휨모멘트 M_u 또는 휨응력 f_{bu}가 플랜지의 설계휨강도와 같은 단면위치로 결정해야 한다. 덮개판은 이론적인 덮개판의 끝단보다 다음 조건들을 만족하도록 연장해야 한다.

① 실제 덮개판의 끝단은 KDS 14 31 20(4.2)에 규정된 피로조건의 응력범위 내에 있어야 한다.

② 설계하중에 의해 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생되는 축력은 덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접이나 볼트를 통하여 전달될 수 있어야 한다.

③ 단면변화를 준 덮개판 끝의 폭은 75 mm 이상이어야 한다.

(2) 용접단

덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접은 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생되는 힘을 충분히 전달할 수 있어야 한다. 덮개판의 폭이 플랜지폭보다 더 넓을 경우 덮개판을 끝돌림용접해서는 안 된다.

(3) 볼트 연결단

① 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 플랜지와 덮개판을 마찰연결하는 경우 연결볼트는 이론적인 끝단에서 설계하중에 의해서 계산되는 덮개판의 축방향력을 충분히 저항할 수 있어야 한다. 단부 볼트연결의 미끄럼강도는 KDS 14 31 25(4.1.3.6)에 따라서 결정한다.

② 덮개판과 플랜지의 종방향 용접은 연속적이어야 하고, 단부 볼트연결부의 첫 번째 볼트열과 만나기 전 볼트 간격만큼 떨어진 곳에서 용접을 끝내야 한다.

4.3.3.2 박스거더

4.3.3.2.1 일반사항

(1) 이 규정은 경간장 105m 이내인 단일 박스거더 또는 다중 박스거더를 갖는 직선 또는 곡선 단순교 또는 연속교에 적용한다. 이 규정은 4.3.3.1.1.1, 4.3.3.1.1.3~4.3.3.1.1.8 및 4.3.3.2.1.1~4.3.3.2.1.4에 정의되거나 기술된 요구조건을 만족하는 합성단면, 하이브리드 단면 및 균질 단면, 그리고 웨브의 높이가 일정하거나 변하는 단면에 적용한다. 4.3.3.1.1.6의 규정은 U형단면의 상부플랜지에만 적용해야 한다.

(2) 단일 박스거더는 전체 단면의 중앙에 위치시켜야 하며, 고정하중의 무게중심은 박스의 전단중심에 가능한 한 가깝게 위치하도록 설계해야 한다. 이 규정은 다실 단일 박스거더 또는 하부플랜지를 콘크리트와 합성시킨 박스단면에는 적용할 수 없다.

(3) 휨을 받은 모든 형태의 박스단면은 최소한 다음조건을 만족하도록 설계해야 한다.
① 4.3.3.2.2에 규정된 단면비 제한
② 4.3.3.2.3에 규정된 시공성
③ 4.3.3.2.4에 규정된 사용한계상태
④ 4.3.3.2.5에 규정된 피로 및 파괴한계상태
⑤ 4.3.3.2.6에 규정된 강도한계상태

(4) 웨브가 세장한 부재의 웨브 휨좌굴강도는 4.3.3.1.1.9에 따라 결정해야 한다. 하이브리드 단면 또는 세장 웨브를 갖는 부재의 플랜지 응력감소계수는 4.3.3.1.1.10에 따라 결정해야 한다.

4.3.3.2.1.1 응력계산

(1) 플랜지의 폭이 유효 경간장의 1/5을 초과하지 않으면 다중 및 단일 박스단면의 플랜지폭 전체를 휨에 대한 유효폭으로 본다. 단경간의 경우 유효 경간장은 경간장과 같다. 연속교의 경우 유효 경간장은 영구하중변곡점 간의 거리 또는 단순지점과 영구하중 변곡점 사이의 거리와 같다. 만약 플랜지의 폭이 유효 경간장의 1/5을 초과할 때에는 경간장의 1/5을 휨에 대한 유효폭으로 본다.

(2) 단일 박스단면, 곡선교의 다중 박스단면과 박스플랜지 전체가 유효하지 않는 단면인 경우, 휨전단과 순수비틀림에 의한 전단의 영향을 고려해야 한다. 강도한계상태에서 계수하중에 의한 박스플랜지의 순수비틀림 전단응력은 플랜지의 계수비틀림 전단강도 F_{vr}을 초과할 수 없다. F_{vr}은 다음과 같이 산정한다.

$$F_{vr} = 0.75\phi_v \frac{F_{yf}}{\sqrt{3}} \qquad (4.3\text{-}241)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항

(3) 또한, 단면 뒤틀림에 의한 횡방향 휨응력은 4.3.3.2.5에 규정된 피로와 강도한계상태에 대하여 고려되어야 한다. 계수하중에 의한 횡방향 휨응력은 강도한계상태에서 135 MPa을 초과해서는 안 된다. 단면 뒤틀림에 의한 종방향 뒴응력은 4.3.3.2.5에 규정된 피로에 대해서는 고려해야 하지만 강도한계상태에 대해서는 무시할 수 있다. 횡방향 휨과 종방향 뒴응력은 합리적인 해석방법에 의해 결정해야 한다. 웨브 또는 박스플랜지에 부착된 수직보강재는 횡방향 휨에 저항하는 것으로 간주한다.

4.3.3.2.1.2 받침

지점에는 단일 또는 이중받침을 설치할 수 있다. 박스거더 단면의 웨브 내외 측에 이중받침을 설치할 수 있다. 단일받침이 하부플랜지 폭보다 좁은 경우는 전단중심선을 따라 배치해야 하며, 기타 지점은 모든 하중경우에 대하여 전도가 발생하지 않도록 배치해야 한다. 하부고정받침을 사용할 때에는 설계 시 이들로부터 야기되는 하중효과도 고려해야 한다.

4.3.3.2.1.3 플랜지와 웨브의 연결

이 절에 규정된 경우를 제외하고는 플랜지-웨브용접의 총 유효두께는 웨브 또는 플랜지의 두께보다 작아서는 안 된다. 1지간 내에 2개 이상의 중간 내측 다이아프램이 설치된 경우에 플랜지-웨브 연결은 필릿용접을 사용할 수 있다. 만약, 필릿용접을 사용할 때는 연결플랜지 또는 웨브의 양측 모두를 용접해야 한다.

4.3.3.2.1.4 접근 및 배수

박스단면의 접근구멍은 응력이 작은 곳의 하부플랜지에 위치시켜야 한다. 접근구멍이 플랜지 응력에 미치는 영향을 모든 한계상태에 대해 조사하여 필요 시 구멍을 보강해야 한다. 압축을 받는 박스플랜지에 있는 접근구멍의 경우, 강도한계상태에서 구멍이 있는 면의 남아 있는 플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.1.8.2(2)의 규정에 따라 결정해야 한다. 이 때 λ_f는 구멍이 있는 면의 플랜지 투영폭을 보강을 포함한 플랜지 두께로 나눈 값으로 적용한다. 박스단면의 내측에 통풍과 배수를 위한 규정을 두어야 한다.

4.3.3.2.2 단면비 요구조건

4.3.3.2.2.1 웨브 단면비

(1) 일반사항

웨브는 경사지거나 또는 수직이어야 한다. 하부플랜지와 수직을 이루는 평면과 웨브판의 경사는 1/4을 초과해서는 안 된다. 경사 웨브의 경우 모든 설계요구조건에서 경사를 고려한 웨브 길이를 적용하여 검토해야 한다. U형단면의 상부플랜지에 부착된 웨브는 플랜지 폭의 중앙점에 부착해야 한다.

(2) 수평보강재가 없는 웨브

웨브는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad (4.3\text{-}242)$$

(3) 수평보강재가 있는 웨브

웨브는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \qquad (4.3\text{-}243)$$

4.3.3.2.2.2 플랜지 단면비

압축 또는 인장을 받는 U형단면의 상부플랜지는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \qquad (4.3\text{-}244)$$

$$b_f \geq D/6 \qquad (4.3\text{-}245)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \qquad (4.3\text{-}246)$$

4.3.3.2.2.3 다중 박스단면의 활하중 분배계수 적용 특별제한

(1) 2개 이상의 단일 박스단면으로 구성된 직선교에서 활하중 분배계수를 적용하여 활하중 휨모멘트를 산정할 경우에는 다음에 언급된 기하학적 조건을 만족해야 한다. 또한, 베어링 연결선은 사각을 이루지 않아야 한다.

(2) 지간 중앙에서의 인접 박스 간 플랜지의 중심간격 a는 그림 4.3-1과 같이 각 박스단면의 플랜지 중심간격 w의 80% 보다 크고 120% 보다 작아야 한다. 또한, 평행하지 않은 박스거더 단면을 사용하는 경우 중앙지간에서의 요구조건 외에 지점에서의 인접한 박스거더의 플랜지 중심간격은 각 박스단면의 플랜지 중심간격의 65% 이상 및 135% 이내이어야 한다. 각 박스단면의 플랜지 중심간격은 동일해야 한다.

(3) 웨브의 경사도는 1/4을 넘어서는 안 된다.

(4) 난간이나 연석을 포함한 바닥판의 내민부는 인접 박스 간 상부 강재플랜지의 평균 중심간격 a의 60%를 초과할 수 없으며, 또한 1,800 mm 이내이어야 한다.

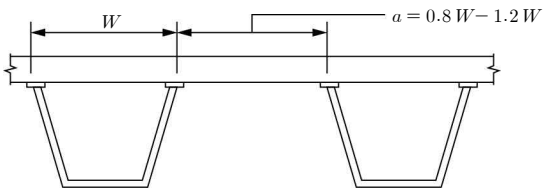


그림 4.3−1 플랜지중심 간 거리

4.3.3.2.3 시공성

4.3.3.2.3.1 일반사항

(1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.3 규정을 적용해야 한다.

(2) 각각의 박스단면의 기하학적 형상은 모든 시공단계 동안 유지되어야 한다. 박스거더 단면의 변형을 제어할 수 있도록 일시적 또는 영구적인 중간 내측 다이아프램 또는 크로스프레임, 외측 다이아프램 또는 크로스프레임, 상부 횡브레이싱 등의 부재 설치를 검토해야 한다.

4.3.3.2.3.2 휨

(1) 주요 시공단계에서 4.3.3.1.3.2(1)~4.3.3.1.3.2(3)의 규정은 U형단면 박스의 상부플랜지에만 적용해야 한다. 비지지길이는 내측 크로스프레임 또는 다이아프램 사이의 거리로 본다. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 U형단면박스 상부플랜지의 횡비틀림좌굴강도를 구하는데 부록 A.3.3의 규정을 적용할 수 없다.

(2) 주요 시공단계에서 압축을 받는 비합성박스의 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nc} \qquad (4.3\text{-}247)$$

그리고

$$f_{bu} \le \phi_f F_{crw} \qquad (4.3\text{-}248)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 종방향 휨을 고려하지 않고 계산된 고려 중인 단면의 계수하중에 의한 종방향 플랜지 응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브의 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa). 시공성검토에서 F_{nc}를 계산할 때 웨브 응력감소계수 R_b는 1.0으로 한다.

(3) 조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면인 경우 식 (4.3-248)은 검토하지 않아야 한다.

(4) 주요 시공단계 검토에서 비합성 박스거더 인장플랜지 및 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f R_h F_{yf} \Delta \qquad (4.3\text{-}249)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yf}}\right)^2} \qquad (4.3\text{-}250)$$

f_v : 고려 중인 단면에서 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림에 의한 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_f} \qquad (4.3\text{-}251)$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)
R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드계수
T : 계수하중에 의한 내부토크 (N・mm)

콘크리트가 굳기 전 또는 합성되기 전에 박스플랜지에 작용하는 하중에 대해서 플랜지는 비합성 박스플랜지로 설계해야 한다. 플랜지 자중을 포함한 계수가 곱해지지 않은 영구하중 및 계수가 곱해지지 않은 시공하중으로 인한 비합성 박스플랜지의 최대 수직처짐은 웨브 사이의 횡방향지간의 1/360 배를 초과해서는 안 된다. 계수영구하중과 계수 시공하중으로 인한 비합성 박스플랜지의 두께방향 휨응력은 135 MPa을 초과해서는 안 된다. 비합성 박스플랜지 위에 놓인 젖은 콘크리트의 무게 및 다른 일시적 또는 영구적인 하중은 박스플랜지가 웨브 사이에 단순보처럼 작용하는 것으로 볼 수 있다. 콘크리트 바닥판이 굳기 전이거나 합성되기 전에 작용하는 하중으로 인한 플랜지의 응력과 처짐을 제어할 필요가 있는 경우에는 플랜지를 보강할 수 있다.

4.3.3.2.3.3 전단

4.3.3.1.3.3에 규정된 전단요구조건을 검토할 때 필요시 4.3.3.2.9의 규정도 함께 적용해야 한다.

4.3.3.2.4 사용한계상태

(1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.4를 적용해야 한다.

(2) 식 (4.3-139)의 f_l 항은 0으로 놓아야 한다. 식 (4.3-140)은 적용할 수 없다. 4.3.3.2.2.1(2) 규정을 만족하는 웨브를 갖는 정모멘트부 단면을 제외하고 모든 단면들은 식 (4.3-141)을 만족해야 한다.

4.3.3.2.5 피로 및 파괴한계상태

(1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.5의 규정을 적용해야 한다.

(2) 전단연결재의 피로인 경우 4.3.3.2.10의 해당규정을 적용해야 한다. 4.3.3.1.10.3에 규정된 전단연결재 피로규정은 적용할 수 없다.

(3) 4.3.3.1.5.3에 규정된 전단 요구조건을 검토할 때 4.3.3.2.9의 해당 규정을 적용해야 한다.

(4) 다음 단면에 대해서는 단면 비틀림으로 인한 종방향 뒴응력과 횡방향 휨응력을 고려해야 한다.
① 단일 박스단면을 갖는 직선교 또는 곡선교
②4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족하지 않는 다중 박스단면 직선교

③ 다중 박스단면 곡선교

④ 4.3.3.2.1.1을 적용했을 때 플랜지 전체가 유효하지 않는 단일 또는 다중 박스단면

(5) 박스단면의 모든 상세에서 모재의 피로강도를 검토할 때, 종방향 뒴으로 인한 응력범위를 고려해야 한다. 플랜지-웨브 필릿용접부에 근접한 모재나 횡방향 요소를 웨브나 박스플랜지에 연결하는 필릿용접 끝단에 근접한 모재의 피로강도 평가 시에 횡방향 응력 범위를 별도의 경우로 고려해야 한다. 횡방향 휨응력 발생범위를 결정할 때, 일회 응력반복횟수는 피로검토가 중요한 2개의 다른 횡방향 위치에서 계수 피로하중의 통과에 의해 결정된 응력범위의 75%로 정의된다. 이와 같이 산정된 응력범위는 어떤 경우에도 단일 차선에 작용시킨 계수 피로하중에 의한 응력범위보다 커야한다.

(6) 크로스프레임 연결판과 플랜지를 연결하는 필릿용접 끝단에서 하부 박스플랜지의 횡방향 휨응력 범위에 저항하는 내측 크로스프레임 내에 있는 하부 횡방향 부재의 필요성 여부에 대해 반드시 검토해야 한다. 플랜지 종방향보강재를 사용하지 않는 경우 박스플랜지 부근에 있는 횡방향 크로스프레임 부재는 박스플랜지에 부착되어야 하며, 종방향보강재를 사용하는 경우에는 횡방향 부재를 볼트로 종방향보강재에 부착시켜야 한다. 이들 횡방향 크로스프레임 부재의 단면2차모멘트는 고려 중인 내측 크로스프레임에 부착되는 가장 큰 연결판의 웨브와 접촉되는 단부를 기준으로 한 단면2차모멘트보다 작아서는 안 된다.

(7) 단일 박스단면에서는 임의 위치에서 플랜지와 웨브가 가상적으로 완전 파단이 지속된 후에도 전체 고정하중과 활하중의 일부를 단면이 지탱하는 것으로 해석을 통하여 판명되지 않는 경우에는 인장플랜지는 파괴유발부재로 보아야 한다. 2개의 박스단면을 갖는 경우 손상된 구조물의 적절한 강도와 안정성을 정밀해석으로 증명하지 않는 한 정모멘트부 하부플랜지만을 파괴유발부재로 간주한다. 2개를 초과하는 박스거더 단면을 갖는 경우에는 박스단면의 모든 요소는 파괴유발부재로 간주하지 말아야 한다.

4.3.3.2.6 강도한계상태

4.3.3.2.6.1 일반사항

4.3.3.2.6은 강도한계상태하중조합에 대해 적용해야 한다.

4.3.3.2.6.2 휨

(1) 일반사항

고려 중인 단면에서 인장플랜지에 구멍이 있는 경우 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8의 요구조건을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트 구간

① 곡선 강거더교 단면은 비조밀단면으로 고려해야 하며 4.3.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

② 아래의 요구조건을 모두 만족하는 직선교 단면은 조밀단면으로 설계해야 한다.

가. 플랜지와 웨브의 최소항복강도가 455 MPa을 초과하지 않으며,

나. 웨브는 4.3.3.2.2.1(2)의 요구조건을 만족하며,

다. 단면은 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족하는 교량의 일부이며,

라. 4.3.3.2.1.1에 따라 플랜지 전체가 유효하며,

마. 웨브가 다음 세장비 한계를 만족하는 경우

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \le 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}252)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

③ 조밀단면은 4.3.3.2.7.1의 요구조건을 만족해야 한다. 그 밖의 경우, 비조밀단면으로 고려해야 하며 4.3.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

④ 조밀 및 비조밀단면은 4.3.3.1.7.3에 규정된 연성요구조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트 구간

4.3.3.2.8을 적용해야 한다. 부록 A의 규정은 적용할 수 없다. 연속교의 내측 지점단면에서 계수하중에 의한 부모멘트를 재분배하여 설계할 수 없다.

4.3.3.2.6.3 전단

4.3.3.2.9의 규정을 적용해야 한다.

4.3.3.2.6.4 전단연결재

4.3.3.1.10.4를 적용해야 한다. 필요 시 4.3.3.2.10을 함께 적용해야 한다.

4.3.3.2.7 휨강도-정모멘트부

4.3.3.2.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \le \phi_f M_n \qquad (4.3\text{-}253)$$

여기서, ϕ_f: 휨에 대한 강도저항계수

M_n : 4.3.3.2.7.1(2)에 규정된 단면의 공칭휨강도 (N・mm)

M_u : 계수하중에 의한 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N・mm)

(2) 공칭휨강도

단면의 공칭휨강도는 4.3.3.1.7.1(2)의 규정으로 구해야 하며, 연속교의 경우 항상 식 (4.3-152)의 한계 이내 값이어야 한다.

4.3.3.2.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

① 압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nc} \tag{4.3-254}$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지 횡방향 휨이나 종방향 뒴을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

② 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nt} \tag{4.3-255}$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.2.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

강도한계상태에서 4.3.3.1.1.1(1)④의 규정으로 산정한 콘크리트 바닥판의 최대 종방향 압축응력은 $0.6f_c'$을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

①U형단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-256}$$

여기서, R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

② 폐단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta \tag{4.3-257}$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2} \tag{4.3-258}$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{fc}} \tag{4.3-259}$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)

T : 계수하중에 의한 내부 비틀림모멘트 (N·mm)

폐단면과 U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta \tag{4.3-260}$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yt}}\right)^2} \tag{4.3-261}$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{ft}} \tag{4.3-262}$$

4.3.3.2.8 휨강도-부모멘트부

4.3.3.2.8.1 일반사항

(1) 압축플랜지

압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nc} \tag{4.3-263}$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지의 횡방향 휨이나 종방향 뒴을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(2) 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nt} \tag{4.3-264}$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.2.8.3에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

4.3.3.2.8.2 압축플랜지의 휨강도

(1) 일반사항

종방향보강재로 보강되지 않은 압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(2)의 규정으로 구해야 한다. 종방향보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(3)의 규정으로 구해야 한다.

(2) 비보강 플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = F_{cb}\sqrt{1-\left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}}\right)^2} \tag{4.3-265}$$

① 여기서, F_{cb}는 플랜지의 공칭압축좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

가. $\lambda_f \le \lambda_p$인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \Delta \tag{4.3-266}$$

나. $\lambda_p < \lambda_f \le \lambda_r$인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc}\left[\Delta - \left(\Delta - \frac{\Delta - 0.3}{R_h}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \tag{4.3-267}$$

다. $\lambda_f > \lambda_r$인 경우

$$F_{cb} = \frac{0.9 E R_b k}{\lambda_f^2} \tag{4.3-268}$$

② F_{cv}는 전단만 작용할 때 플랜지의 공칭전단좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

가. $\lambda_f \le 1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = 0.58 F_{yc} \tag{4.3-269}$$

나. $1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} < \lambda_f \le 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = \frac{0.65\sqrt{F_{yc} E k_s}}{\lambda_f} \tag{4.3-270}$$

다. $\lambda_f > 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = \frac{0.9 E k_s}{\lambda_f^2} \tag{4.3-271}$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비$= \frac{b_{fc}}{t_{fc}}$ (4.3-272)

$$\lambda_p = 0.57\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}\Delta}} \tag{4.3-273}$$

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}} \tag{4.3-274}$$

$$\Delta = \sqrt{1-3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2} \tag{4.3-275}$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{fc}} \tag{4.3-276}$$

F_{yr} = 잔류응력이 고려된 압축플랜지의 항복강도 또는 웨브의 최소항복강도 중 작은 값 (MPa) $= (\Delta - 0.3)F_{yc} \le F_{yw}$ (4.3-277)

k = 균일분포 압축응력에 대한 판의 좌굴계수 = 4.0

k_s = 전단응력에 대한 판의 좌굴계수 = 5.34

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

b_{fc} : 웨브 사이의 압축플랜지 폭 (mm)

A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)

R_b : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브 응력감소계수

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

T : 계수하중에 의한 내부 비틀림모멘트 (N・mm)

(3) 종방향보강재로 보강된 압축플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(2)에 규정된 종방향보강재가 없는 압축플랜지의 공칭휨강도 산정식으로 구해야 하며 이를 적용할 때 다음을 따라야 한다.

① b_{fc}는 w로 대체한다.

② 등분포 수직응력에 대한 판 좌굴계수 k는 아래와 같이 구한다.

③ $n=1$ 인 경우

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{4.3-278}$$

④ $n=2$ 인 경우

$$k = \left(\frac{0.894I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{4.3-279}$$

단, $1.0 \le k \le 4.0$

⑤ 전단응력에 대한 판 좌굴계수 k_s는 아래와 같이 구한다.

$$k_s = \frac{5.34 + 2.84\left(\frac{I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}}}{(n+1)^2} \le 5.34 \qquad (4.3\text{-}280)$$

여기서, I_s : 플랜지와 평행한 축에 대한 보강재 하단에서의 종방향보강재 1개의 단면2차모멘트 (mm^4)

n : 등간격인 종방향보강재의 수

w : 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭 또는 웨브로부터 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값 (mm)

압축플랜지 종방향보강재는 4.3.3.2.11.2 규정을 만족해야 한다.

4.3.3.2.8.3 인장플랜지 휨강도

(1) U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구해야 한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \qquad (4.3\text{-}281)$$

여기서, R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

(2) 폐단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 식 (4.3-260)으로부터 구해야 한다.

4.3.3.2.9 전단강도

(1) 한 쪽 웨브의 설계전단강도를 결정할 때 여기에 명시된 사항 이외에는 4.3.3.1.9의 규정을 적용해야 한다. 경사진 웨브의 경우에는 4.3.3.1.9의 웨브 높이 D는 경사를 따라 측정한 높이를 사용해야 한다. 경사진 웨브의 경우 각 웨브는 계수하중에 의한 전단력 V_{ui}에 대하여 설계되어야 한다.

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos\theta} \qquad (4.3\text{-}282)$$

여기서, V_u : 경사진 웨브 1개에 작용하는 계수하중에 의한 전단력 (N)

θ : 연직축에 대한 웨브의 경사각 ($^\circ$)

(2) 모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 4.3.3.2.1.1의 규정에 따라 플랜지 전체폭이 유효하지 않는 다중 박스단면교인 경우, V_u는 휨전단과 순수비틀림전단의 합으로 구해야 한다.

(3) 식 (4.3-182)를 검토할 때, 박스플랜지의 b_{fc} 또는 b_{ft}는 웨브 사이의 유효플랜지폭의 1/2로 한다. 이 때, 유효플랜지폭은 4.3.3.2.1.1의 규정으로 구하며 그 값은 $18t_f$를 초과하지 않아야 한다. 여기서, t_f는 박스플랜지의 두께이다.

(4) 웨브 보강재는 4.3.3.2.11.1의 요구조건을 만족해야 한다.

4.3.3.2.10 전단연결재

(1) 여기에 명시된 사항 이외에는 4.3.3.1.10의 규정에 따라 전단연결재를 설계해야 한다.

(2) 부모멘트 구간에도 전단연결재를 설치해야 한다.

(3) 모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 4.3.3.2.1.1의 규정에 따라 플랜지 전체폭이 유효하지 않는 다중 박스단면교인 경우, 전단연결재는 휨전단과 순수비틀림전단을 합한 전단력에 대하여 설계해야 한다. U형단면 박스거더의 한 쪽 상부플랜지에 발생하는 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 V_{fat}는 추가적인 휨전단과 비틀림전단을 받는 웨브에 대하여 계산되어야 한다. 산정된 전단연결재 피치는 다른 쪽 상부플랜지에도 동일하게 적용해야 한다. 식 (4.3-195)로 주어진 곡률에 의한 피로전단력 발생범위 F_{fat1}는 직선 또는 곡선 경간 전체 또는 경간 일부분에 있는 박스단면의 설계시에 무시할 수 있다.

(4) 강도한계상태를 만족하도록 전단연결재의 개수를 검토하는 경우, 강박스단면의 단면적과 콘크리트 바닥판의 유효단면적은 식 (4.3-207), 식 (4.3-208), 식 (4.3-212) 및 식 (4.3-213)으로 P를 결정할 때 적용되어야 한다.

(5) 합성박스플랜지의 전단연결재는 플랜지의 폭에 걸쳐 균등하게 분포되어야 한다. 합성박스플랜지에서 전단연결재 사이의 횡방향 최대간격 s_t는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{s_t}{t_f}\sqrt{\frac{F_{yf}}{kE}} \le R_1 \qquad \text{(4.3-283)}$$

여기서, k : 4.3.3.2.8.2에 규정된 균일분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수
R_1 : 식 (4.3-272)로 산정된 박스플랜지의 한계세장비

(6) 피로한계상태에서 합성박스플랜지의 경우, 식 (4.3-192)의 V_{sr}은 식 (4.3-194)에 주어진 종방향 피로전단력 발생범위와 콘크리트 바닥판의 비틀림 피로전단력 발생범위의 벡터 합으로 구해야 한다. 강도한계상태를 만족하는 전단연결재의 개수는 4.3.3.1.10.4에 따라 결정해야 한다. 또한, 전단연결재 1개 당 콘크리트 바닥판의 계수하중에 따른 종방향 및 비틀림 전단력의 벡터 합은 식 (4.3-204)로부터 구한 Q_r을 초과해서는 안 된다.

4.3.3.2.11 보강재

4.3.3.2.11.1 웨브 보강재

(1) 웨브의 중간수직보강재는 4.3.3.1.11.1에 따라 설계해야 한다.

(2) 웨브의 수평보강재는 4.3.3.1.11.3에 따라 설계해야 한다.

(3) 여기에 명시된 사항 이외에 대해서 지압보강재는 4.3.3.1.11.2에 따라 설계해야 한다. 지압보강재는 경사진 웨브보다는 반드시 다이아프램에 부착되어야 한다. 다이아프램에 부착된 지압보강재의 경우 4.3.3.1.11.2(4)②는 웨브보다는 다이아프램에 적용되어야 한다. 신축이음부 베이링에 위치한 지압보강재와 다이아프램 설계 시에는 온도변화로 인한 편심을 고려해야 한다.

4.3.3.2.11.2 압축플랜지 종방향보강재

(1) 박스플랜지에 설치된 압축플랜지 종방향보강재는 플랜지폭을 가로질러 등간격으로 배치해야 한다. 보강재의 최소항복강도는 부착된 박스플랜지의 최소항복강도보다 작아서는 안 된다.

(2) 플랜지 종방향보강재의 돌출폭 b_l은 다음을 만족해야 한다.

$$b_l \le 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}284)$$

여기서, t_s : 종방향보강재 돌출요소의 두께 (mm)

(3) 플랜지와 평행한 축에 대해 보강재하단에서의 보강재 1개의 단면2차모멘트 I_l은 다음을 만족해야 한다.

$$I_l \ge \psi w t_{fc}^3 \qquad (4.3\text{-}285)$$

여기서, $\psi = 0.125k^3$ (n=1인 경우)

$= 1.120k^3$ (n=2인 경우)

k = 등분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수

$= 1.0 \le k \le 4.0$

n : 등간격인 플랜지 종방향보강재의 수

w : 종방향보강재 사이의 플랜지폭과 웨브에서 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값 (mm)

4.3.3.3 기타 휨부재

4.3.3.3.1 일반사항

4.3.3.3.1.1 범위

4.3.3.3은 다음의 경우에 적용한다.

(1) 휨을 받는 비합성 H형 부재

(2) 비합성 박스형 부재

(3) 비합성 원형강관

(4) ㄷ형강, L형강, T형강 및 봉

(5) 매입형 압연형강

(6) 합성강관

4.3.3.3.1.2 강도한계상태

(1) 휨

설계휨강도 M_r은 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \qquad (4.3\text{-}286)$$

여기서, M_n : 4.3.3.3.2.2 및 4.3.3.3.2.3에 규정된 비합성 및 합성부재에 대한 공칭휨강도(N·mm)

ϕ_f : 강도한계상태에서 휨에 대한 강도저항계수

(2) 축방향력과 휨모멘트의 조합

4.4.1.1에 규정된 축방향 압축력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식 또는 4.4.1.2에 규정된 축방향 인장력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식을 적용한다.

(3) 전단력

설계전단강도 V_r은 다음과 같다.

$$V_r = \phi_v V_n \qquad (4.3\text{-}287)$$

여기서, V_n : 비합성부재 및 합성부재의 웨브에 대한 4.3.3.1.9.2 및 4.3.3.3.3에 규정된 공칭전단강도 (N)

ϕ_v : 강도한계상태에서 전단에 대한 강도저항계수

4.3.3.3.2 공칭휨강도

4.3.3.3.2.1 일반사항

횡방향비틀림좌굴에 관한 규정을 합성부재, 비합성 박스형 부재, 웨브와 평행한 축에 대해 휨을 받는 H형 부재 및 원형강관에는 적용할 필요가 없다.

4.3.3.3.2.2 비합성부재

(1) H형 부재

이 규정은 H형 부재와 두개의 ㄷ형강의 플랜지가 웨브판으로 연결되는 부재에 적용한다. 4.3.3.1.8의 규정은 웨브에 수직한 축에 대한 휨의 경우에 적용한다.

웨브와 평행한 축에 대한 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}288)$$

여기서, M_p : 웨브와 평행한 중심축에 대한 소성휨강도 (N·mm)

(2) 박스형 부재

공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S l}{AE} \left(\frac{\Sigma \left(\frac{b}{t} \right)}{I_y} \right)^{0.5} \right] \qquad (4.3\text{-}289)$$

여기서, S : 휨축에 관한 단면계수 (mm^3)
A : 박스를 형성하는 판의 중심선으로 둘러싸인 면적 (mm^2)
l : 비지지길이 (mm)
I_y : 휨축에 수직한 축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
b : 판 사이의 순간격 (mm)
t : 판 두께 (mm)

(3) 원형강관

비합성 원형강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\frac{D}{t} < 2\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}290)$$

$$2\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \le 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_y \qquad (4.3\text{-}291)$$

여기서, D : 원형강관의 외경 (mm)
t : 강관의 두께 (mm)

(4) ㄷ형강, L형강, T형강 및 강봉

① 비틀림이 구속된 ㄷ형강

하중작용점과 지점의 비틀림이 구속된 ㄷ형강의 경우에는 4.3.3.1.8의 규정을 적용한다.

② 기타의 경우

4.3.3.3.2.2(4)①에 포함되지 않은 ㄷ형강, L형강, T형강 및 강봉의 공칭휨강도는 다음 중 최솟값을 취한다.

가. 항복

나. 횡방향 비틀림좌굴

다. 요소의 국부좌굴

4.3.3.3.2.3 합성부재

(1) 매입형 형강

① 4.2.8.2.1.1의 규정을 만족하는 매입형 형강이 압축력을 받지 않는 경우, 공칭휨강도는 다음 값 중 작은 값으로 한다.

$$M_n = M_{ps} \qquad (4.3\text{-}292)$$

$$M_n = M_{yc} \qquad (4.3\text{-}293)$$

② 4.4.1.1의 규정을 고려하기 위하여 압축력과 휨을 동시에 받는 매입형 형강의 공칭휨강도는 다음과 같다.

가. $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \ge 0.3$ 인 경우 :

$$M_n = ZF_y + \frac{(d-2c)A_r F_{yr}}{3} + \left(\frac{d}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f_{ck} b}\right) A_w F_y \qquad (4.3\text{-}294)$$

나. $0.0 < \left(\frac{P_u}{\phi_c P_n}\right) < 0.3$인 경우

M_n은 $P_u = 0$일 때 식 (4.3-292)과 (4.3-293)로 계산되는 M_n과 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$일 때의 식 (4.3-294)에 의한 M_n 사이를 선형보간으로 결정한다.

여기서, P_u : 설계축방향하중 (N)

P_n : 4.2.8.2에 규정된 공칭압축강도 (N)

ϕ_c : 강도한계상태에서 압축에 대한 강도저항계수

M_{ps} : 강재 단면의 소성모멘트 (N・mm)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 합성단면의 항복모멘트 (N・mm)

Z : 소성단면계수 (mm^3)

A_w : 웨브단면적 (mm^2)

f_{ck} : 콘크리트의 최소 28일 압축강도 (MPa)

A_r : 주철근의 단면적 (mm^2)

c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm)

d : 휨평면에서의 부재높이 (mm)

b : 휨평면에 수직인 부재의 폭 (mm)

F_{yr} : 철근의 최소항복강도 (MPa)

(2) 충전형 강관

4.2.8.2의 규정을 만족하는 충전형 강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

① $\frac{D}{t} < 2.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$M_n = M_{ps} \tag{4.3-295}$$

② $2.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$M_n = M_{yc} \tag{4.3-296}$$

4.3.3.3.3 합성부재의 공칭전단강도

4.3.3.3.3.1 매입형 형강

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 0.58 F_{yw} D t_w + \frac{F_{yr} A_v (d - c)}{s} \tag{4.3-297}$$

여기서, F_{yw} : 강재의 웨브의 최소항복강도 (MPa)

F_{yr} : 전단철근의 최소항복강도 (MPa)

D : 강재의 웨브높이 (mm)

t_w : 강재의 웨브두께 (mm)

A_v : 사인장균열에 대한 전단철근의 단면적 (mm^2)
s : 전단철근의 간격 (mm)
d : 전단평면 내의 부재높이 (mm)
c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm)

4.3.3.3.3.2 충전형 강관

(1) 직사각형 강관

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 1.16 D t_w F_y \qquad (4.3\text{-}298)$$

여기서, D : 강관의 웨브높이 (mm)
t_w : 강관의 두께 (mm)

(2) 원형강관

원형강관의 공칭전단강도는 강관만을 고려하여 산정한다.

4.3.3.4 다이아프램 및 수직가새

4.3.3.4.1 일반사항

교량의 단부 및 내부지점과 지간 중간부에는 필요에 따라 다이아프램이나 수직가새를 설치해야 한다. 모든 시공단계 및 사용단계에서 다이아프램이나 수직가새의 필요성을 다음과 같이 검토한다.

(1) 거더하단에서 바닥틀로, 그리고 바닥틀에서 받침부로 횡방향 풍하중의 전달

(2) 모든 하중에 대한 압축플랜지의 안정성

(3) 콘크리트 바닥판이 양생되기 이전의 상부압축플랜지의 안정성

(4) 수직방향의 고정하중 및 활하중의 분배

① 사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직가새 이외에도 시공 중 필요 시에는 임시로 가새를 설치한다.

② 수직가새나 다이아프램이 하중을 받는 경우에는 이에 저항하도록 설계해야 한다. 적어도 다이아프램이나 수직가새는 풍하중을 전달할 수 있도록 설계해야 하며, 4.1.1 또는 4.2.2에 규정된 세장비 규정을 만족해야 한다.

③ 다이아프램과 수직가새의 연결판은 KDS 14 31 20(4.1.3.1)을 만족해야 한다.

④ 교량단부 및 슬래브의 이음부에는 다이아프램을 설치하거나 슬래브의 캔틸레버부를 지지하도록 한다.

4.3.3.4.2 플레이트거더 단면

(1) 압연거더에 설치되는 다이아프램이나 수직가새의 높이는 거더 높이의 1/2 이상으로 하고, 플레이트거더에 설치되는 경우에는 가능한 한 높게 한다.

(2) 단부에 설치되는 다이아프램이나 수직가새는 모든 횡방향하중을 받침부로 전달할 수 있도록 설계한다. 다이아프램이나 수직가새가 교축방향과 수직이 아닌 경우에는 전달되는 힘의 교축방향성분을 고려한다. 사각이 20° 이상인 사교의 중간에 설치되는 수직가새는 교축방향과 직각으로 한다. 사교의 경우 지점부의 수직가새는 받침의 가로방향 연결선과 일치하지 않아도 좋다.

(3) 단부에 설치되는 다이아프램은 바닥틀이나 바닥틀 연결부에서 전달되는 힘과 뒴에 저항할 수 있도록 설계한다. 교축방향부재와 다이아프램의 연결부설계 시 다이아프램의 단부휨모멘트를 고려해야 한다.

4.3.3.4.3 박스거더 단면

(1) 단면의 회전, 변위 및 뒴에 저항할 수 있도록 각 지점부에는 박스거더 단면내부에 다이아프램이나 수직가새를 설치하고, 박스거더로부터 받침부로 비틀림모멘트나 횡방향 하중을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

(2) 인장력에 저항하거나 연결을 위해 다이아프램을 설치할 경우, 박스거더 단면의 웨브와 플랜지에 연결해야 한다. 내부출입문은 가능한 크게 설치해야 하고, 내부 출입문의 설치로 인한 다이아프램의 응력집중을 검토하여 필요 시 보강해야 한다.

(3) 4.3.3.2.1.1의 규정대로 다중 박스거더 단면을 설계할 경우 단면내부나 단면과 단면 사이에 영구적인 다이아프램이나 수직가새를 설치하지 않아도 좋다. 단일 박스거더 단면인 경우에는 단면변형을 방지하기 위하여 적당한 간격으로 내부에 다이아프램이나 수직가새를 설치해야 한다.

4.3.3.4.4 트러스교 및 아치교

(1) 집중하중의 작용점, 가로보 연결부 및 기타 연결부에는 다이아프램을 설치한다. 교량의 뒴을 방지하기 위하여 중간에 다이아프램을 설치하는 것이 좋다.

(2) 트러스교 단부의 지지부 핀에 연결된 연결판은 다이아프램으로 연결한다. 지지부의 웨브는 다이아프램으로 연결한다.

(3) 덮개판이나 웨브판의 단부가 주부재의 교차점으로부터 1200 mm 이상 떨어져 있을 경우에는 주부재를 연결하는 연결판 사이에 다이아프램을 설치한다.

4.3.3.5 수평가새

4.3.3.5.1 일반사항

(1) 모든 시공단계나 사용단계에서 수평가새의 필요성을 반드시 검토하고, 필요 시 플랜지면 근처에 수평가새를 설치한다. 수평가새의 필요성을 검토할 때 다음 사항을 고려한다.
① 횡방향 풍하중의 받침부로의 전달
② 횡방향 지진하중의 전달
③ 제작, 가설 및 바닥틀의 설치 시에 발생하는 변형 방지

(2) 시공 후 필요치 않은 임시수평가새는 철거해도 좋다.

(3) 영구 수평가새의 설계 시에는 적어도 4.1.1 및 4.2.2를 만족해야 한다.

(4) 수평가새의 연결판은 KDS 14 31 20(4.1.3.2)를 만족해야 한다.

(5) 수평가새의 내진설계 시에는 지진하중을 고려해야 한다.

4.3.3.5.2 플레이트거더 단면

(1) 필요할 경우 외측 주형 사이에 수평가새를 설치한다. 충분한 강성을 갖고 있는 바닥틀에 연결된 플랜지에는 수평가새를 설치하지 않아도 좋다.

(2) 연속교 거더의 부모멘트 구간에는 가설 중 부재의 안정성을 위한 수평가새의 필요여부를 검토해야 한다.

4.3.3.5.3 박스거더 단면

(1) 제작, 가설 및 콘크리트의 타설 도중에 발생하는 단면의 변형을 방지하기 위하여 각 박스거더 단면의 플랜지 사이에 상부 수평가새의 필요성을 검토해야 한다.

(2) 바닥 콘크리트가 굳기 이전에 발생하는 전단흐름에 저항할 수 있도록 상부 수평가새를 설치하고, 이 때 박스거더의 휨으로 인해 발생하는 하중을 고려해야 한다.

(3) 가새가 웨브와 연결되어 있는 경우, 가새의 실제 위치를 고려하여 전단흐름을 계산하기 위해 단면적을 감소시켜야 하고, 가새로부터 상부플랜지로 하중이 전달될 수 있도록 적절한 수단을 강구해야 한다.

4.3.3.5.4 트러스교

하로 트러스교와 상로 트러스교에는 상부 수평가새와 하부 수평가새를 각각 설치한다. X형 가새의 경우, 인장 및 압축부재의 세장비 규정을 만족하도록 하며, 교차점에서 서로 연결한다. 압축을 받는 현재에 연결된 가새 부재는 가능한 한 높을수록 좋고, 상・하부플랜지에 연결한다. 수평가새의 설치가 원활하도록 가로보 연결부의 위치를 결정한다. 가로보와 교축방향의 주부재가 만나는 곳에서는 수평가새를 양 부재에 연결한다.

4.4. 조합력과 비틀림부재

4.4에서는 축력과 1축 또는 2축 휨의 조합상태에 비틀림응력이 작용하거나 작용하지 않는 부재 혹은 비틀림응력만을 받는 부재에 적용한다.

4.4.1 휨과 축력이 작용하는 1축 및 2축 대칭단면 부재

4.4.1.1 압축력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

2축 대칭단면 부재와 I_{yc}/I_y의 값이 0.1 이상 0.9 이하로서 기하축(x축 또는/과 y축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 및 2축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 압축력의 상관관계는 식 (4.4-1)과 식 (4.4-2)에 의해 제한된다. 여기서, I_{yc}는 압축력을 받는 플랜지의 y축에 대한 단면2차모멘트를 나타낸다. 이 조항의 규정 대신 4.4.2의 규정을 적용할 수 있다.

(1) $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$인 경우

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad (4.4\text{-}1)$$

(2) $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$인 경우

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요압축강도(N)

P_r : 4.2에 따라 정한 설계압축강도(=$\phi_c P_n$) (N)

M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N・mm)

M_r : 4.3에 따라 정한 설계휨강도(=$\phi_b M_n$) (N・mm)

x : 강축 휨을 나타내는 아래첨자

y : 약축 휨을 나타내는 아래첨자

ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수(=0.90)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

4.4.1.2 인장력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

(1) 기하축(x축 또는/과 y축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 인장력의 상관관계는 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)로 제한한다.

① P_u : 하중조합으로 구한 소요인장강도 (N)

② P_r : 4.1.3.2에 따라 정한 설계인장강도(= $\phi_t P_n$) (N)

③ M_u :하중조합으로 구한 소요휨강도(N・mm)

④ M_r : 4.3에 따라 정한 설계휨강도(= $\phi_b M_n$)(N・mm)

⑤ ϕ_t : 인장에 대한 강도저항계수 (4.1.3 참조)

⑥ ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

(2) 2축대칭 단면을 가진 부재에서 축방향의 인장력과 휨이 동시에 작용할 때, 6의 C_b값은 $\sqrt{1+\frac{P_u}{P_{ey}}}$ 를 곱하여 증가시킬 수 있다. 여기서 $P_{ey}=\frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$ 이다. 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)를 대신해서 인장과 휨과의 상관관계에 대한 좀 더 정밀한 해석결과를 사용할 수 있다.

4.4.1.3 1축 휨과 압축력을 받는 2축 압연형강 조밀단면 부재

(1) 주축에 대한 모멘트와 함께 휨과 압축을 받고 $(KL)_z \le (KL)_y$인 2축 대칭 압연형강 조밀단면 부재는 4.4.1.1의 조합법 대신에 서로 독립적인 두 한계상태인 면내 불안정 한계상태와 면외 좌굴(또는 횡비틀림좌굴) 한계상태에 대하여 개별적으로 고려해도 무방하다.

(2) $M_{uy}/M_{ry} \ge 0.05$인 부재는 4.4.1.1의 규정을 따라야 한다.

① 면내 불안정 한계상태에 대해서는 식 (4.4-1)을 사용한다. P_r, M_{ux}, M_{rx}의 값은 휨이 발생한 면내에서 산정한다.

② 면외좌굴과 횡비틀림좌굴의 한계상태에 대해서는 다음의 식을 사용한다.

$$\frac{P_u}{P_{ry}} \times \left(1.5 - 0.5\frac{P_u}{P_{ry}}\right) + \left(\frac{M_{ux}}{C_b M_{rx}}\right) \le 1.0 \qquad (4.4\text{-}3)$$

여기서, P_{ry} : 면외 휨을 고려한 설계압축강도 (N)

C_b : 4.3.2.1.1.1에 정의된 횡비틀림좌굴 보정계수

M_{rx} : 4.3.2.1.1.1에 따라 $C_b=1$을 이용하여 산정된 강축 휨에 대한 설계횡비틀림좌굴강도 (N·mm)

4.4.2 휨과 축력을 받는 비대칭 단면 부재 및 기타 부재

4.4.2에서는 4.4.1에서 다루지 않는 형강에 대한 휨과 축응력의 상관관계를 규정한다. 4.4.1의 규정 대신에 임의의 형강에 대해 이 절의 다음 규정을 사용할 수 있다.

$$\left|\frac{f_{ua}}{F_{ra}} + \frac{f_{ubw}}{F_{rbw}} + \frac{f_{ubz}}{F_{rbz}}\right| \le 1.0 \qquad (4.4\text{-}4)$$

여기서, f_{ua} : 부재 단면의 특정 위치에서 하중조합으로 구한 소요축방향응력(MPa)

F_{ra} : 설계축방향응력(=$\phi_c F_{cr}$), 압축에 대해서는 4.2에 따라 산정되고 인장에 대해서는 4.1에 따라 산정된다.(MPa)

f_{ubw}, f_{ubz} : 부재 단면의 특정위치에서 하중조합으로 구한 소요휨응력(MPa)

F_{rbw}, F_{rbz} : 4.3에 따라 결정된 설계휨응력(=$\frac{\phi_b M_n}{S}$)(MPa) 특정 위치의 단면계수의 값을 사용하고, 응력의 부호를 고려해야 한다.

w : 강주축 휨을 나타내는 아래첨자

z : 약주축 휨을 나타내는 아래첨자
ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수(=0.90)
ϕ_t : 인장에 대한 강도저항계수(4.1.3 참조)
ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

식 (4.4-4)은 단면의 가장 불리한 부분에서의 휨응력의 부호를 고려하여 주축에 대해 적용한다. 휨응력 항은 부호에 따라 축력 항에 적절히 가감되어야 한다. 압축력이 작용하는 경우는 KDS 14 31 15의 규정에 따라 2차효과를 고려해야 한다. 식 (4.4-4) 대신에 좀 더 엄밀한 해석에 바탕을 둔 휨-인장 상관관계를 사용해도 무방하다.

4.4.3 비틀림 또는 비틀림, 휨, 전단력 또는/과 축력 등을 동시에 받는 부재

4.4.3.1 원형과 각형강관의 비틀림강도

(1) 비틀림항복과 비틀림좌굴의 한계상태를 고려한 원형과 직사각형 강관의 설계비틀림강도 $\phi_T T_n$은 다음과 같이 산정한다.

$$\phi_T = 0.90$$

$$T_n = F_{cr} C \qquad (4.4\text{-}5)$$

여기서, C는 강관의 비틀림상수이며, 임계좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

① 원형강관에 대한 F_{cr}

식 (4.4-6)과 식 (4.4-7)중에 큰 값을 사용한다.

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \qquad (4.4\text{-}6)$$

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \qquad (4.4\text{-}7)$$

여기서, L : 부재의 길이 (mm)
D : 외경 (mm)

② 각형강관에 대한 F_{cr}

가. $h/t \leq 2.45\sqrt{E/F_y}$

$$F_{cr} = 0.6F_y \qquad (4.4\text{-}8)$$

나. $2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07\sqrt{E/F_y}$

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y(2.45\sqrt{E/F_y})}{\left(\frac{h}{t}\right)} \quad (4.4\text{-}9)$$

다. $3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (4.4\text{-}10)$$

여기서, h : 4.2.1.1.2에 정의된 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격 (mm)
t : 설계벽두께

(2) 비틀림전단상수 C는 다음과 같이 안전측으로 취할 수 있다.

원형강관 : $C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2}$

각형강관 : $C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$

4.4.3.2 비틀림, 전단, 휨, 축력을 동시에 받는 강관

소요비틀림강도 T_u가 설계비틀림강도 T_r의 20% 이하이면 강관에 대한 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 4.4.1의 규정에 따라 산정되고 비틀림 효과는 무시한다. T_u가 T_r의 20%를 초과하면 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 다음의 식에 따라 제한한다.

$$\left(\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_u}{M_r}\right) + \left(\frac{V_u}{V_r} + \frac{T_u}{T_r}\right)^2 \leq 1.0 \quad (4.4\text{-}11)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요축강도 (N)
P_r : 4.1 또는 4.2에 따라 산정된 설계인장강도 또는 설계압축강도 ($=\phi P_n$)(N)
M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N・mm)
M_r : 4.3에 따라 산정된 설계휨강도($=\phi_b M_n$) (N・mm)
V_u : 하중조합으로 구한 소요전단강도 (N)
V_r : 4.3.2.1.2에 따라 산정된 설계전단강도($=\phi_v V_n$) (N)
T_u : 하중조합으로 구한 소요비틀림강도 (N・mm)
T_r : 4.4.3.1에 따라 산정된 설계비틀림강도 (N・mm)

4.4.3.3 비틀림과 조합응력을 받는 비강관 부재

(1) 비강관 부재들의 설계비틀림강도은 다음과 같이 수직응력항복 한계상태, 전단응력항복 한계상태, 좌굴 한계상태에 따라 구해진 값들 중 가장 작은 값을 택한다.

$$\phi_T = 0.90$$

① 수직응력항복 한계상태

$$F_n = F_y \qquad (4.4\text{-}12)$$

② 전단응력항복 한계상태

$$F_n = 0.6F_y \qquad (4.4\text{-}13)$$

③ 좌굴 한계상태

$$F_n = F_{cr} \qquad (4.4\text{-}14)$$

여기서, F_{cr}: 해석에 의해 결정된 단면의 좌굴응력 (MPa)

(2) 탄성영역에 이웃한 부분에는 약간의 제한된 국부항복을 허용한다.

4.4.4 구멍이 있는 플랜지의 인장파단

축력과 주축휨이 조합된 하중상태 하에서 인장을 받는 플랜지의 볼트 구멍 위치에서 플랜지의 인장파단강도는 식 (4.4-15)에 의해 제한된다. 축력과 휨에 의해 인장을 받는 각각의 플랜지는 개별적으로 검토되어야 한다.

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} \leq 1.0 \qquad (4.4\text{-}15)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구해진 소요인장강도 (N)

P_t : 4.1.3.2에 따라 산정된 인장파단의 한계상태에 대한 설계인장강도 ($=\phi_t P_n$) (N)

M_{ux} : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N・mm)

M_{rx} : 4.3.2.1.1.13에 따라 정하는 설계휨강도($=\phi_b M_n$) 또는 고려되어지지 않은 볼트 구멍으로 산정된 소성모멘트 M_p (N・mm)

ϕ_t : 4.1.3.2에서 규정된 인장파단에 대한 강도저항계수(=0.75)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

4.5. 기타 부재

4.5.1 기둥과 보의 가새

4.5.1.1 일반사항

(1) 모든 가새는 부재에 대해 직각으로 설치되는 것으로 가정하며, 가새가 경사진 경우나, 대각가새인 경우에는 가새의 강도 및 강성은 경사각에 따라 보정해야 한다. 가새의 강성도를 평가함에 있어 그 부재 특성과 기하학적 특성뿐만 아니라 접합부 및 정착부의 상세의 영향 또한 고려해야 한다.

(2) 가새구조는 상대구속 가새와 절점구속 가새, 이 2가지의 일반적인 형태로 분류한다. 상대구속 가새는 인접 가새점에 대하여 가새점의 거동을 제어하며, 절점구속 가새는 인접 가새점의 직접적인 상호작용과는 관계없이 가새점의 거동을 제어한다. 가새의 허용강도 및 강성은 별도의 구조해석을 통한 결과값이 명시되어 있는 경우를 제외하고는 소요한계강도 및 강성값과 같거나 그 이상이어야 한다.

(3) 가새의 강도와 강성을 산정하기 위하여 구조물의 초기변형이나 부재의 초기변형을 포함한 2차해석을 수행한다면, 그 결과를 이 절의 규정 대신에 사용할 수 있다.

4.5.1.2 기둥 안정용 가새

각각의 기둥은 그 길이에 걸쳐 끝단 및 중간위치에서 상대구속 가새 또는 절점구속 가새구조로 가새지지될 수 있다. 절점구속 가새의 설계식은 기둥 길이에 걸쳐서 등간격으로 가새가 배치된다고 가정한 경우이다.

4.5.1.2.1 상대구속 가새

4.5.1.2.1.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.004\, P_u \qquad (4.5\text{-}1)$$

4.5.1.2.1.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{2P_u}{L_b}\right) \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L_b : 가새 간 길이(비지지길이) (mm)

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

4.5.1.2.2 절점구속 가새

4.5.1.2.2.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.01\, P_u \qquad (4.5\text{-}3)$$

4.5.1.2.2.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{8\, P_u}{L_b}\right) \qquad (4.5\text{-}4)$$

여기서, $\phi = 0.75$

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

L_b 의 값이 L_q (여기서, L_q 는 K값이 1인 기둥의 소요강도에 요구되는 최대 비지지길이) 보다 작은 경우에는 식 (4.5-4)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3 보 안정용 가새

보, 거더 및 트러스의 길이방향 회전에 대한 구속은 부재의 가새 지점에서 확보되는 것으로 한다. 보에 대한 가새는 상부와 하부플랜지의 상대변위, 즉 단면의 비틀림을 방지해야 한다. 보의 횡방향 안정성은 횡가새, 비틀림가새 또는 이 2가지의 조합으로 확보해야 한다. 복곡률 휨을 받는 보에서 변곡점을 가새 지점으로 볼 수 없다.

4.5.1.3.1 횡좌굴 가새

횡좌굴 가새는 압축플랜지 부근에 부착시켜야 한다. 다만, 캔틸레버 보에서 단부에 위치한 가새는 상부(인장)플랜지 부근에 접합해야 한다. 또한, 복곡률 휨을 받는 보에서 변곡점 부근에 횡지지가새를 설치하는 경우 이 가새는 양쪽 플랜지 모두에 접합해야 한다.

4.5.1.3.1.1 상대구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.008\, M_u\, C_d / h_o \qquad (4.5\text{-}5)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{4 M_u C_d}{L_b h_o}\right) \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, $\phi = 0.75$

h_o : 플랜지 도심간의 거리 (mm)

C_d : 단곡률인 경우 1.0, 복곡률인 경우 2.0으로서 변곡점에 가장 가까운 가새에만 적용한다.

L_b : 횡적 비지지길이 (mm)

M_u : 소요휨강도 (N・mm)

4.5.1.3.1.2 절점구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.02\, M_u\, C_d \,/\, h_o \qquad (4.5\text{-}7)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{10 M_u C_d}{L_b h_o}\right) \qquad (4.5\text{-}8)$$

여기서, $\phi = 0.75$

M_u : 소요휨강도 (N·mm)

L_b 의 값이 L_q (여기서, L_q 는 보의 소요휨강도 M_u 에 요구되는 최대 비지지길이)보다 작은 경우에는 식 (4.5-8)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3.2 비틀림좌굴 가새

비틀림좌굴 가새는 절점가새 또는 보 길이에 걸친 연속가새일 수 있다. 비틀림좌굴 가새는 단면의 어떠한 위치에도 부착할 수 있으며, 반드시 압축플랜지 부근에 부착시킬 필요가 없다. 비틀림좌굴 가새와 보 사이의 접합부는 다음과 같이 주어지는 소요모멘트를 저항할 수 있어야 한다.

4.5.1.3.2.1 상대구속 가새

(1) 소요모멘트

$$M_{bu} = \frac{0.024\, M_u\, L}{n\, C_b\, L_b} \qquad (4.5\text{-}9)$$

(2) 크로스프레임 또는 다이아프램가새의 소요강성도

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \dfrac{\beta_T}{\beta_{\text{sec}}}\right)} \qquad (4.5\text{-}10)$$

$$\beta_T = \frac{1}{\phi}\left(\frac{2.4\, L\, M_u^2}{n\, E\, I_y\, C_b^2}\right) \qquad (4.5\text{-}11)$$

$$\beta_{\text{sec}} = \frac{3.3\, E}{h_o}\left(\frac{1.5\, h_o\, t_w^3}{12} + \frac{t_s\, b_s^3}{12}\right) \qquad (4.5\text{-}12)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L : 부재길이 (mm)

n : 경간 내에서 가새 지점의 수

I_y : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

C_b : 4.3의 모멘트 분포에 따른 보정계수
t_w : 보 웨브의 두께 (mm)
t_s : 웨브 보강재의 두께 (mm)
b_s : 웨브 보강재의 폭 (mm)(양면 보강인 경우, 양쪽 폭의 합을 사용)
β_T : 웨브 뒴을 배제한 가새의 강성 (N・mm/rad)
β_{sec} : 웨브의 뒴강성 (N・mm/rad)(웨브의 중간보강재가 있는 경우 이의 효과를 포함)
M_u : 소요휨강도 (N・mm)

만약, $\beta_{\mathrm{sec}} < \beta_T$이면, 식 (4.5-10)은 음수가 되는데, 이는 웨브의 비틀림강성이 부적절하기 때문에 보의 비틀림좌굴가새가 비효율적임을 가리킨다.

필요하다면, 웨브 보강 중간보강재는 보의 전체높이에 걸쳐 설치해야 한다. 특히, 비틀림좌굴가새가 있는 경우에는 가새가 부착되는 플랜지까지 중간보강재를 연장해야 한다. 대안으로서, 비틀림좌굴가새가 직접 부착되지 않는 플랜지의 경우에 보의 중간보강재는 플랜지에서 $4\,t_w$ 거리만큼 떨어진 위치까지만 설치해도 무방하다. 설계한 비지지길이가 L_q 보다 작은 경우에는 식 (4.5-9)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3.2.2 연속 비틀림좌굴 가새

연속 비틀림좌굴 가새의 경우, 식 (4.5-9), 식 (4.5-10) 및 식 (4.5-11)의 사용에 있어 L/n 의 값을 1, L_b 를 L_q 로서 적용하며, 가새의 모멘트와 강성은 단위길이 당의 값으로 주어지게 된다. 비보강 웨브의 뒤틀림강성도는 다음과 같다.

$$\beta_{\mathrm{sec}} = \frac{3.3 E\, t_w^3}{12 h_o} \qquad (4.5\text{-}13)$$

4.5.2 핀

4.5.2.1 위치

편심을 최소화할 수 있도록 핀의 위치를 결정한다.

4.5.2.2 강도

4.5.2.2.1 휨과 전단의 조합

휨과 전단을 동시에 받을 경우에는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{6.0 M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2\, V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \le 0.95 \qquad (4.5\text{-}14)$$

여기서, D : 핀의 직경 (mm)
M_u : 설계하중에 의한 휨모멘트 (N・mm)
V_u : 설계하중에 의한 전단력 (N)

F_y : 핀의 항복강도 (MPa)

ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수로서 ϕ_f=1.0

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수로서 ϕ_v=1.0

M_u와 V_u는 동일한 단면에서 구한 값을 사용한다.

4.5.2.2.2 지압

핀의 지압강도는 다음과 같다.

$$(R_{pB})_r = \phi_b (R_{pB})_n \quad (4.5\text{-}15)$$

$$(R_{pB})_n = 1.5tDF_y \quad (4.5\text{-}16)$$

여기서, t : 판의 두께 (mm)

D : 핀의 직경 (mm)

ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수로서 $\phi_b = 1.0$

4.5.2.3 아이바 핀의 최소치수

핀의 직경 D는 다음의 값보다 커야 한다.

$$D \geq \left(\frac{3}{4} + \frac{F_y}{2760}\right) b \quad (4.5\text{-}17)$$

여기서, F_y : 핀의 최소항복강도 (MPa)

b : 아이바 몸체의 폭 (mm)

4.5.2.4 핀과 너트

핀은 나사부가 연결부재 내에 있지 않도록 충분한 길이를 가져야 한다.

4.5.3 말뚝

4.5.3.1 일반사항

말뚝은 모든 상재하중을 안전하게 지지할 수 있는 구조부재로 설계해야 한다.

횡하중을 받는 연직말뚝 만으로 구성된 군말뚝의 경우, 말뚝의 구조해석 시 말뚝-흙-말뚝 상호작용으로 알려진 군말뚝 효과를 반드시 고려해야 한다.

4.5.3.2 구조적인 저항

강도한계상태의 저항계수 ϕ는 한계상태 관련조항에 규정된 값으로 한다. 말뚝 타입에 의해 손상을 입는 압축력을 받는 말뚝의 축력에 대한 저항계수는 손상을 받기 쉬운 단면에만 적용한다. 그러므로 휨하중 없이 압축력만을 받는 말뚝에 대한 0.50~0.70의 값을 가지는 축저항계수 ϕ_c는 말뚝의 압축 성능에만 적용한다. 저항계수 ϕ_c값 0.70~0.80 그리고 ϕ_f값 1.0은 압축과 휨을 조합한 상관관계식에서 말뚝의 압축과 휨에 대해 각각 적용한다.

4.5.3.3 압축저항

4.5.3.3.1 축압축

압축하중을 받는 말뚝의 경우 저항계수 ϕ_c는 0.9를 사용하고 압축강도는 4.2.3에 규정한 값으로 한다.

4.5.3.3.2 축압축과 휨의 조합

축하중과 휨을 받는 말뚝은 한계상태 관련조항에 규정된 저항계수 ϕ_c와 ϕ_f를 사용하는 4.4.1.1에 따라 설계해야 한다.

4.5.3.3.3 좌굴

수중 또는 대기 중으로 연장된 말뚝의 안정문제는 4.2에 규정된 바와 같이 검토해야 한다. 수중 또는 대기 중으로 연장한 말뚝은 지표면으로부터 적당한 높이에서 고정된 것으로 간주한다. 안정문제는 4.2에 따라 횡방향 비지지길이와 고정점까지의 매입깊이를 합한 말뚝의 등가길이를 적용하여 검토한다. 고정점까지의 깊이는 수직말뚝에 대하여는 $P-\Delta$ 해석을 적용하여 구하고, 경사말뚝에 대하여는 아래와 같이 구한다.

(1) 점성토

$$1.4\left|\frac{E_p I_p}{E_s}\right|^{0.25} \text{(mm)} \qquad (4.5\text{-}18)$$

(2) 사질토

$$1.8\left|\frac{E_p I_p}{n_h}\right|^{0.25} \text{(mm)} \qquad (4.5\text{-}19)$$

여기서, E_p : 말뚝의 변형계수 (MPa)

I_p : 말뚝의 단면2차모멘트 (mm^4)

E_s : 점성토의 변형계수, $67S_u$ (MPa)

S_u : 점성토의 비배수전단강도 (MPa)

n_h : 깊이에 따른 사질토의 변형계수 증가율 (MPa/mm)

표 4.5−1 깊이에 따른 사질토의 변형계수 증가율 (n_h)

연경도(밀도)	건조 또는 습윤	포화
느슨	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
중간	0.025	0.013
조밀	0.063	0.031

4.5.3.4 최대 허용항타응력

(1) 두부 항타 강말뚝의 최대 허용항타응력은 파동방정식 해석이나 파일 항타 시 두부의 하중 및 가속도를 측정하여 구한다.

(2) 최대 허용항타력은 다음을 초과해서는 안 된다.

① 압축 : $0.9F_yA_g$

② 인장 : $0.9F_yA_n$

4.5.4 파형강판 구조물

4.5.4는 구조용 파형강판을 이용한 구조물의 해석 및 설계관련 일반적인 요구사항을 규정한다.

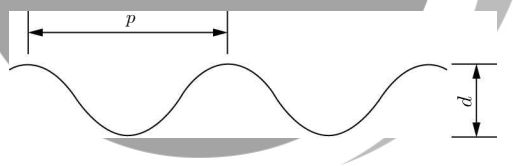
4.5.4.1 일반사항

4.5.4.1.1 파형강판 규격 및 재료

일반형 및 대골형 파형강판의 규격은 표 4.5-2에 따르며, 재료는 KS D 3503 및 KS D 3506을 따른다.

표 4.5－2 파형강판의 규격

종류	골의 피치 (p)	골의 깊이 (d)	최소항복강도
일반형	150~200mm	50~55mm	225 MPa
대골형	380~500mm	140~250mm	275 MPa



4.5.4.1.2 최소두께

구조용 파형강판의 최소두께는 3.0 mm로 한다.

4.5.4.1.3 연결재

일반형과 대골형 파형강판 연결에는 지압면이 구면인 볼트와 너트를 사용한다.

4.5.4.1.4 구조적 뒤채움 재료

구조용 파형강판을 지중구조물에 사용하는 경우에는 주변의 일정한 영역을 구조적 뒤채움 재료로 다짐 시공해야 한다. 구조적 뒤채움 재료는 통일분류법에 의하여 표 4.5-3과 같이 분류되는 재료를 사용한다.

표 4.5-3 파형강판의 규격

분류	구조적 뒤채움 재료 Ⅰ	구조적 뒤채움 재료 Ⅱ
통일분류 기호	GW, GP, SW, SP	GC, SC, SM

상대다짐도에 따른 흙의 할선탄성계수는 표 4.5-4에 따라 적용할 수 있으며 상대다짐도가 표에 제시된 값의 사이값일 경우 흙의 할선탄성계수는 선형 보간하여 적용한다. 다짐밀도는 KS F 2312 'C', 'D' 또는 'E' 방법으로 구한 최대건조밀도를 기준으로 한다.

표 4.5-4 상대다짐도에 따른 흙의 할선탄성계수

상대다짐도	E_s (MPa)	
	구조적 뒤채움 재료 Ⅰ	구조적 뒤채움 재료 Ⅱ
85%	6	3
90%	12	6
95%	24	12
100%	30	15

4.5.4.1.5 한계상태

파형강판 구조물의 구조적 안전성은 강도한계상태 및 사용한계상태에 대하여 검토한다. 강도한계상태는 압축좌굴, 시공 중 압축력과 휨모멘트에 의한 소성힌지 발생, 대골형의 경우 완공 후 압축력과 휨모멘트에 의한 소성힌지 발생 및 이음부 파괴에 대한 것이고, 사용한계상태는 시공 중 변형에 대한 것이다.

4.5.4.1.6 저항계수

아치형과 박스형 파형강판 구조물에 대한 저항계수는 표 4.5-5에 따른다.

표 4.5-5 저항계수

구조물의 종류	저항계수		
아치형	압축강도		ϕ_t = 0.80
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지	시공 중	ϕ_{hc} = 0.90
		완공 후	ϕ_h = 0.85
	이음부강도		ϕ_j = 0.70
박스형	압축강도		ϕ_t = 0.90
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지		ϕ_h = 0.90
	휨모멘트		ϕ_h = 0.90
	이음부강도		ϕ_j = 0.70

4.5.4.1.7 하중

고정하중, 활하중, 지진의 영향을 고려한다. 파형강판 구조물에 대한 하중조합 및 하중계수는 최대하중조합효과가 계산되도록 선정하며 하중조합 및 하중계수는 표 4.5-6에 따른다.

표 4.5-6 하중조합 및 하중계수(α)

하중조합	고정하중(α_D)	활하중(α_L)	지진하중(α_E)
조합Ⅰ	1.25	1.70	-
조합Ⅱ	1.25	-	1.00
조합Ⅲ	1.00	1.00	-
조합Ⅳ	1.35	-	-

조합Ⅰ은 파형강판 구조물설계 시 일반 하중조합 조건이며, 조합Ⅱ는 지진하중 고려 시 적용한다. 조합Ⅲ은 파형강판 구조물의 시공성 검토 시 적용하며, 조합Ⅳ는 고정하중만 작용하는 경우 적용한다.

4.5.4.1.8 토피고

파형강판 구조물의 상부 뒤채움 흙의 높이는 활하중에 의한 응력집중을 분산시켜 구조물의 안정성을 확보할 수 있도록 구조물형식에 따른 최소토피고 $H_{\min}$ 이상 확보해야 한다. 설계토피고 H는 그림 4.5-7과 같이 산정하는데 최소토피고가 확보되지 않는 경우에는 콘크리트 등으로 적절한 보강이 필요하다.

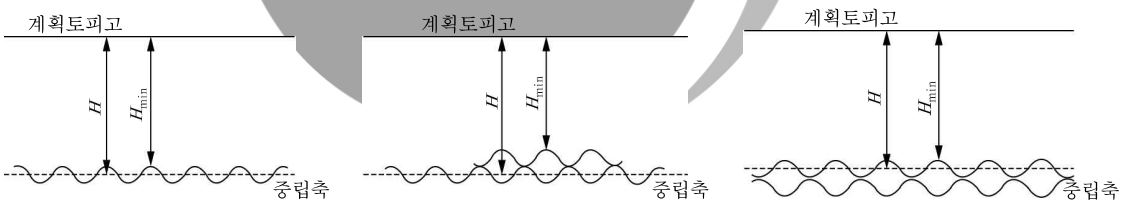


그림 4.5-7 아치형과 박스형구조물의 최소토피고와 설계토피고

4.5.4.1.9 보강단면의 단면계수 산정

파형강판 구조물의 내하력을 증대시키기 위해 구조물을 보강할 수 있다. 강재를 이용한 보강단면의 휨에 대한 단면계수는 원단면과 보강단면 각각의 휨에 대한 단면계수 합으로 산정한다. 강재 원단면과 강재 보강단면으로 폐합된 내부에 콘크리트가 충진된 경우는 콘크리트 단면을 제외한 강재 원단면과 강재 보강단면 만의 휨에 대한 합성단면으로 단면계수를 산정한다. 강재와 콘크리트의 합성효과가 실험으로 입증되는 경우에는 휨에 대한 단면계수 계산에 그 효과를 포함할 수 있다.

4.5.4.1.10 내구성

내구성을 요하는 구조물일 경우 파형강판, 볼트, 너트 및 기타 금속 자재는 용융아연도금 등의 부식방지 처리를 한다.

4.5.4.1.11 정밀해석에 의한 설계

KDS 14 31 10에서 제시하는 관용식은 파형강판 구조물이 연성구조로 거동하고, 뒤채움 흙의 강성기여가 보장될 때에 사용 가능하다. 뒤채움 흙의 강성기여를 고려하지 않거나, 토피고를 고려하지 않을 경우, 또는 뒤채움 흙의 다짐도를 완화하여 준강성 구조로 설계하고자 할 경우에는 정밀해석을 수행해야 한다.

4.5.4.1.12 처짐 검토

파형강판 구조물의 허용변위는 공정단계별로 검토되어야 하며 아치형 파형강판 구조물에서 일반형의 경우에는 그림 4.5-9에서 정의한 구조물의 높이(R)의 5% 이내, 대골형의 경우에는 2% 이내로 한다. 박스형 파형강판 구조물의 경우에는 그림 4.5-11에서 정의한 구조물의 지간(D_s)의 1% 이내로 한다.

4.5.4.2 아치형 파형강판 구조물

4.5.4.2.1 적용범위

그림 4.5-8과 같은 아치형 파형강판 구조물은 구조물 높이(Rise)와 지간(Span)의 비가 0.3 이상이고, 아치단면의 최소곡률반경 $R_{\min}$이 상부아치의 정점부 곡률반경 R_c의 0.2배 이상이고, 종방향 이음부에서 인접하는 두 파형강판의 곡률반경 간의 비가 8 이하인 구조물설계에 적용한다. 그림 4.5-9는 다양한 아치형 파형강판 구조물의 단면형상과 지간 D_h 및 높이 D_v의 정의를 보여준다.

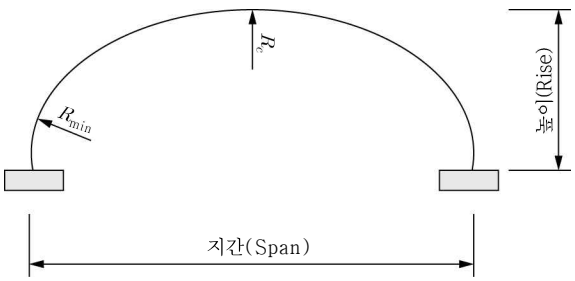


그림 4.5-8 아치형 파형강판 구조물 단면

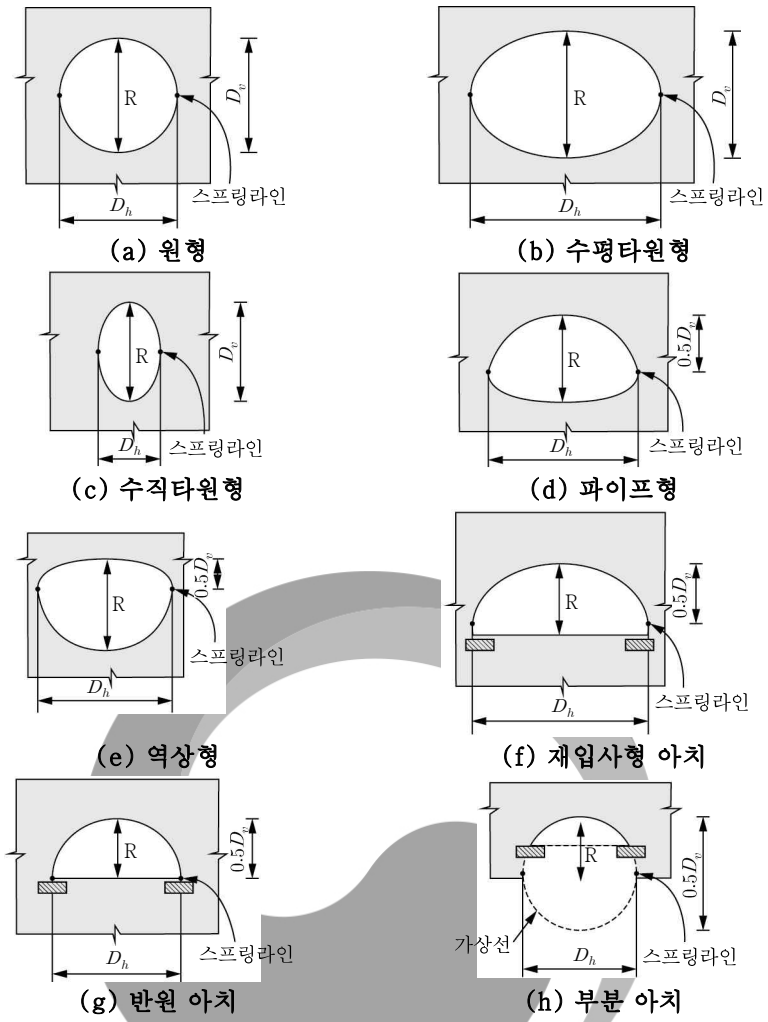


그림 4.5−9 아치형 파형강판 구조물 단면형상 및 R, D_h, D_v

4.5.4.2.2 최소토피고

(1) 최소토피고 $H_{\min}$는 아치형 파형강판 지중구조물의 단면 정점부에서 뒤채움 흙의 최소높이로서, 다음 3가지 값 중 가장 큰 값으로 결정한다.

$$0.6\ (\text{m}),\ \frac{D_h}{6}\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{0.5}\ (\text{m}),\ 0.4\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{2}\ (\text{m}) \qquad (4.5\text{-}20)$$

여기서, D_h : 구조물 스프링라인 사이 거리 (m)

D_v : 구조물 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)

(2) 대골형 파형강판의 최소토피고는 식 (4.5-20)으로 산정한 값과 1.5 m 중 작은 값으로 한다.

4.5.4.2.3 설계압축력

아치형 파형강판 구조물의 설계압축력 T_f(kN/m)는 다음과 같이 산정한다.

$$T_f = \alpha_D T_D + \max\{\alpha_L T_L (1 + i), \alpha_E T_E\} \quad (4.5\text{-}21)$$

여기서, T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)
T_L : 활하중에 의한 압축력 (kN/m)
T_E : 지진하중에 의한 압축력 (kN/m)
α_D : 고정하중 하중계수
α_L : 활하중 하중계수
α_E : 지진하중 하중계수
i : 충격계수

4.5.4.2.3.1 고정하중에 의한 압축력

상부 토피하중에 의한 압축력 T_D는 다음과 같이 산정한다.

$$T_D = 0.5\left(1.0 - 0.1 C_s\right) A_f W \text{ (kN/m)} \quad (4.5\text{-}22)$$

여기서, C_s : 뒤채움 흙과 구조물의 상대 축강성 매개변수 $\left(C_s = \frac{1000 E_s D_v}{EA}\right)$
E_s : 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)
D_v : 구조물 단면의 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)
E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)
A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)
A_f : 단면형상과 토피고에 따른 무차원 아칭계수(그림 4.5-4),
H/D_h 값이 0.2보다 작은 경우는 외삽하여 사용할 수 있다.
W : 상부아치 위 뒤채움 흙과 포장의 자중 (kN/m)

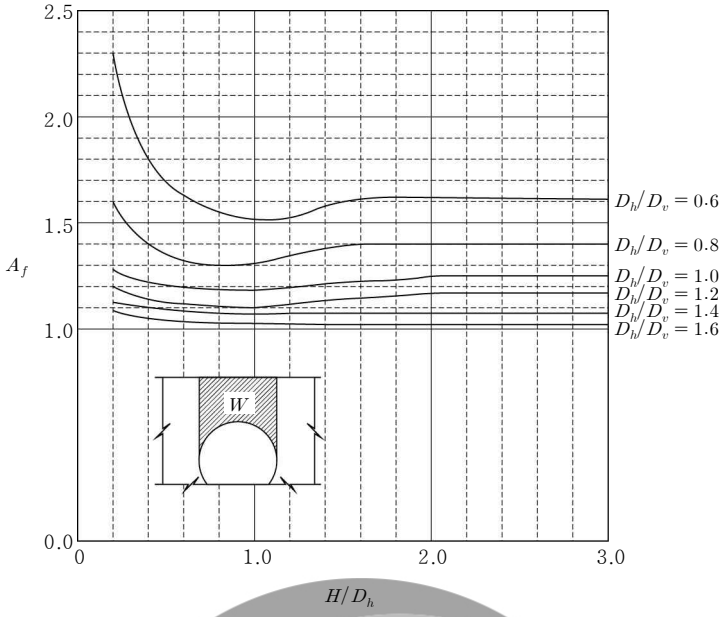


그림 4.5−10 단면형상과 토피고에 따른
무차원 아칭계수(A_f)와 흙의 자중(W)

4.5.4.2.3.2 활하중에 의한 압축력

활하중에 의한 압축력은 차량진행 직각방향 하중분포, 차량진행방향 하중분포, 그리고 윤하중의 작용거리에 따른 영향을 엄밀히 고려하여 식 (4.5-23)으로 산정한다. 지간에 비해 토피가 낮은 구조물에서는 차량진행방향 하중분포 폭을 구조물의 전 지간으로 가정할 경우, 압축력을 과대평가할 수 있으므로 설계지간 D_h와 차량진행방향 하중분포 폭 l_t 중 작은 값을 적용한다.

$$T_L = 0.5 D_h f_L m_f \qquad (4.5\text{-}23)$$

$$= 0.5 l_t f_L m_f \,(\mathrm{kN/m})$$

여기서, f_L : 등가활하중 (kN/m^2) $\left(f_L = \dfrac{n \times P_{DB}}{l_t \times l_l} \right)$

n : 차선수

D_h : 설계지간 (m)

P_{DB} : 축당 설계하중 (kN)

l_l : 연직 대 수평경사 2:1로 산정한 차량진행 직각방향 활하중분포 폭(m)

l_t : 연직 대 수평경사 1:1로 산정한 차량진행 방향 활하중분포 폭 (m)

단, 분산된 하중이 겹칠 때는 하중이 각각의 분산면적 가장자리에 쌓이는 사각형 면적에 균일하게 분포되는 것으로 가정한다.

m_f : 차량하중이 재하되는 차선수에 따른 보정계수

차선수 $n=1$일 때 1.0, $n=2$일 때 0.9, $n=3$일 때 0.8,
$n=4$일 때 0.70, $n=5$일 때 0.6, $n \geq 6$일 때 0.55

4.5.4.2.3.3 지진하중에 의한 압축력

지진하중에 의한 압축력 T_E는 다음과 같이 산정한다.

$$T_E = T_D A_V \text{ (kN/m)} \quad (4.5\text{-}24)$$

여기서, T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

A_V : 수직가속도계수 $\left(A_V = \frac{2}{3} A_H\right)$

A_H : 수평가속도계수

4.5.4.2.3.4 충격계수

도로의 지중구조물인 경우에는 활하중에 따른 충격계수를 적용하며, 충격계수 i는 토피고 H에 따라 다음과 같이 산정한다. 최소 충격계수 $i_{\min}$는 0.1을 적용한다.

$$i = 0.4\,(1 - 0.5 \times H) \geq 0.1 \quad (4.5\text{-}25)$$

여기서, H: 설계토피고 (m)

4.5.4.2.4 압축좌굴

(1) 파형강판 구조물의 압축좌굴 안정성 검토는 다음 식을 따른다.

$$f_c = \frac{T_f}{A} \leq f_b \quad (4.5\text{-}26)$$

여기서, f_c : 설계압축응력 (MPa)

T_f : 설계압축력 (kN/m)

A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)

f_b : 설계좌굴강도 (MPa)

(2) 4.5.4.2.4에서 아치구조물의 정점부의 곡률중심과 정점부를 연결하는 직선에서 각도 $\pm\theta_0$ ($\theta_0 = 1.6 + 0.2\log\left[EI/(E_m R^3)\right]$)만큼 이격되고 정점부 곡률중심을 지나는 두 직선 사이의 아치부분을 상부라 하고 그 이외의 부분을 하부라 한다.

(3) 아치단면의 곡률반경 R과 등가곡률반경 R_e에 따라 설계좌굴강도 f_b는 다음과 같이 산정한다.

① $R \leq R_e$인 경우

$$f_b = \phi_t F_m \left[F_y - \frac{F_y^2}{12 E \rho}\left(\frac{K R}{r}\right)^2\right] \quad (4.5\text{-}27)$$

② $R > R_e$인 경우

$$f_b = \frac{3 \phi_t \rho F_m E}{(K R/r)^2} \quad (4.5\text{-}28)$$

여기서, ϕ_t : 좌굴저항계수

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

F_m: 병렬구조물에 따른 감소계수

단일구조물과 대골형 병렬구조물 : $F_m = 1.0$

대골형을 제외한 병렬구조물 : $F_m = (0.85 + 0.3\,S/D_h) \leq 1.0$

S : 병렬구조물의 인접 구조물 간 최소거리 (m)

R_e : 등가곡률반경 (mm) $\left(R_e = \frac{r}{K}\left[\frac{6\,E\rho}{F_y}\right]^{0.5}\right)$

E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)

r : 파형강판의 회전반경 (mm)

ρ : 토피고를 고려한 감소계수 $\left(\rho = \left[1000\,\frac{(H+H')}{R_c}\right]^{0.5} \leq 1.0\right)$

K : 인접한 흙에 대한 구조물의 상대강성계수 $\left(K = \lambda\left[\frac{EI}{E_m R^3}\right]^{0.25}\right)$

λ : 구조물 높이와 D_h의 비가 0.4 이하인 단일곡률 부분아치의 경우를 제외한 상부는

$\lambda = 1.22\left[1.0 + 1.6\left\{EI/(E_m R_c^3)\right\}^{0.25}\right]$ 이고, 그 외는 $\lambda = 1.22$ 적용

E_m: 뒤채움 흙의 탄성계수 (MPa)

상부 강판에서는 $\left(E_m = E_s\left[1 - \left\{\frac{R_c}{R_c + 1000\,(H+H')}\right\}^2\right]\right)$

측면 및 하부 강판에서는 $E_m = E_s$

E_s : 측면 및 하부 강판 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)

R : 파형강판 지중구조물 상부 또는 측면 곡률반경 (mm)

R_c : 파형강판 구조물 상부의 곡률반경 (mm)

H : 토피고 (m)

H' : 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 1/2 (m)

I : 파형강판의 단면2차모멘트 (mm^4/mm)

4.5.4.2.5 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지

4.5.4.2.5.1 일반사항

파형강판 구조물은 시공 시와 완공 시에 대하여 휨모멘트와 압축력의 복합작용에 의한 소성힌지 검토를 만족해야 한다. 시공 중 검토는 뒤채움 토피가 구조물의 정점부까지 시공된 상태와 다짐 장비하중이 재하될 수 있는 시공단계에 대해 만족해야 한다.

4.5.4.2.5.2 시공 중 검토

시공 중 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지 검토는 다음 식을 따른다.

$$\left(\frac{P}{P_{pf}}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_{pf}}\right| \leq 1 \qquad (4.5\text{-}29)$$

여기서, P : 시공 중 작용하는 압축력 (kN/m) $(P = T_D + T_C)$

T_D : 파형강판에 작용하는 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_C : 파형강판에 작용하는 시공장비에 의한 압축력 (kN/m)

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m) $(P_{pf} = \phi_{hc} A F_y)$

ϕ_{hc} : 시공 중 소성힌지 저항계수

A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

M : 시공 중 작용하는 휨모멘트 (kN·m/m) $(M = M_1 + M_B + M_C)$

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$(M_1 = K_{m1} R_B \gamma {D_h}^3)$

M_B : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$(M_B = -K_{m2} R_B \gamma {D_h}^2 H_c)$

M_C : 시공 중 활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$(M_C = K_{m3} R_L D_h A_c / k_4)$

H_c : 시공 중 안정성 검토대상 토피고 (m)

단, 시공 중 검토대상 토피고 H_c가 최소토피고보다 작은 경우 작용 압축력 P는 0으로 가정한다.

K_{m1}, K_{m2}, K_{m3}: 고정하중 시공단계 및 활하중 재하 시 휨강성비에 따른 무차원계수

$K_{m1} = 0.0046 - 0.0010 \cdot \log_{10}(N_F)$ $(N_F \le 5{,}000)$

$K_{m1} = 0.0009$ $(N_F > 5{,}000)$

$K_{m2} = 0.018 - 0.004 \cdot \log_{10}(N_F)$ $(N_F \le 5{,}000)$

$K_{m2} = 0.0032$ $(N_F > 5{,}000)$

$K_{m3} = 0.120 - 0.018 \log_{10}(N_F)$ $(N_F \le 100{,}000)$

$K_{m3} = 0.030$ $(N_F > 100{,}000)$

N_F : 구조물과 흙의 휨강성비 $(N_F = E_s (1000 D_h)^3 / (EI))$

E_s : 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)

E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)

I : 파형강판의 단면2차모멘트 (mm^4/mm)

γ : 뒤채움 흙의 단위중량 (kN/m^3)

R_B : 단면형상에 따른 감소계수

$R_B = 0.67 + 0.87[(D_v/2D_h) - 0.2]$ $(0.2 \le D_v/2D_h \le 0.35)$

$R_B = 0.80 + 1.33[(D_v/2D_h) - 0.35]$ $(0.35 < D_v/2D_h \le 0.50)$

$R_B = D_v/D_h$ $(0.50 < D_v/2D_h)$

R_L : 휨강성비, 지간 및 토피고에 따른 감소계수

$R_L = [0.265 - 0.053 \log_{10}(N_f)] / (H_c/D_h)^{0.75} \le 1.0$

A_c : 시공장비 축하중 (kN)

k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN·m/m) $(M_{pf} = \phi_{hc} Z F_y)$

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

표 4.5-7 등가선하중 산정을 위한 k_4값

토피고 (m)	k_4 (m)		
	차축 당 2륜	차축 당 4륜	차축 당 8륜
0.3	1.3	1.5	2.6
0.6	1.6	2.0	2.8
0.9	2.1	2.7	3.2
1.5	3.7	3.8	4.1
2.1	4.4	4.4	4.5
3.0	4.9	4.9	4.9
4.6	6.7	6.7	6.7
6.1	8.5	8.5	8.5
9.1	12.2	12.2	12.2

4.5.4.2.5.3 완공 후 검토

대골형 파형강판을 적용한 파형강판 지중구조물은 완공 후 작용하는 압축력과 휨모멘트에 대하여 안전성을 확보해야 하며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\left(\frac{T_f}{P_{pf}}\right)^2 + \left|\frac{M_f}{M_{pf}}\right| \leq 1 \qquad (4.5\text{-}30)$$

여기서, T_f : 설계압축력 T_f는 4.5.4.2.3 식 (4.5-21)을 적용하여 구한다.

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m) $\left(P_{pf} = \phi_h A F_y\right)$

ϕ_h : 완공 후 소성힌지저항계수

A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

M_f : 완공 후 작용하는 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_f = \alpha_D \cdot |M_1 + M_D| + \alpha_L \cdot M_L(1+i)\right)$

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_1 = K_{m1} R_B \gamma {D_h}^3\right)$

M_D : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_D = -K_{m2} R_B \gamma {D_h}^2 H_e\right)$

M_L : 완공 후 활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_L = K_{m3} R_U D_h A_L / k_4\right)$

H_e : 토피고 H와 $D_h/2$ 중 작은 값 (m)

K_{m1}, K_{m2}, K_{m3} 및 R_B : 8.4.2.5.2절의 시공 중 검토식 참조

R_U : 지간 및 토피고에 따른 하중감소계수

$\left(R_U = [0.265 - 0.053\log_{10}(N_f)]/(H/D_h)^{0.75} \leq 1.0\right)$

A_L : 차량축하중 (kN)
k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)
단, 토피고가 3.0m 보다 큰 경우는 4.9m 적용
M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN·m/m) $(M_{pf} = \phi_h Z F_y)$
Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

4.5.4.2.6 이음부 강도

주어진 하중조건에서 파형강판 구조물의 길이방향(구조물 축방향)의 볼트 이음부는 충분한 강도를 보유하여 파괴되지 않아야 한다. 이음부 공칭강도(S_s)는 국내・외 기준에 등재된 값의 사용을 원칙으로 한다.

$$T_f < \phi_j \cdot S_s \qquad (4.5\text{-}31)$$

여기서, T_f : 설계압축력 (kN/m)
ϕ_j : 이음부 저항계수
S_s : 이음부 공칭강도 (kN/m)

기준에 등재된 재료 및 두께와 다를 경우 이음부 공칭강도는 실제 이음부의 특성이 반영 된 공인기관의 실험값을 사용한다.

4.5.4.2.7 구조적 뒤채움 범위

구조적 뒤채움 범위는 연직방향으로 최소토피고까지이고, 횡방향으로 표 4.5-8에 따른다.

표 4.5−8 횡방향 구조적 뒤채움 범위

뒤채움 조건		구조물 스프링라인 외측으로 최소 횡방향거리
절토조건	원지반이 구조적 뒤채움 보다 양호한 절토조건	2.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값
	원지반이 구조적 뒤채움 보다취약한 절토조건	5.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값, 그러나 구조물 높이와 $D_v/2$ 중 작은 값 보다는 큰 값
성토조건		5.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값, 그러나 구조물 높이와 $D_v/2$ 중 작은 값 보다는 큰 값

4.5.4.3 박스형 파형강판 구조물

4.5.4.3.1 적용범위

4.5.4.3에 제시된 박스형 파형강판 구조물의 일반적 형상은 그림 4.5-11과 같으며 4.5.4.3에 제시된 설계법은 높이, 지간 및 토피고의 범위가 표 4.5-9를 만족하는 경우에 적용할 수 있다. 표의 범위를 벗어나는 경우에는 흙과 구조물의 상호작용을 고려하는 엄밀한 구조해석이 필요하다.

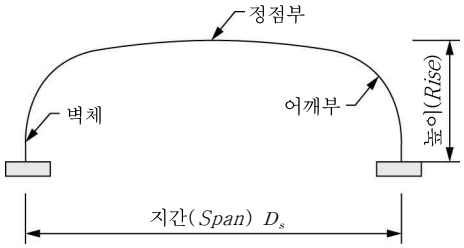


그림 4.5-11 박스형 파형강판 구조물 단면

표 4.5-9 박스형 파형강판 구조물의 형상한계

구분	최소 (m)	최대 (m)
높이	0.8	3.2
지간, D_s	2.7	8.0
토피고, H	0.3	1.5

4.5.4.3.2 최소토피고

박스형 파형강판 구조물의 최소토피고는 0.3 m 이상을 유지해야 한다.

4.5.4.3.3 설계휨모멘트

박스형 파형강판 구조물의 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf} 는 다음과 같이 산정한다.

$$M_{cf} = \alpha_D M_{cD} + \max\{\alpha_L M_{cL}(1+i),\ \alpha_E M_{cE}\} \quad (4.5\text{-}32)$$

$$M_{hf} = \alpha_D M_{hD} + \max\{\alpha_L M_{hL}(1+i),\ \alpha_E M_{hE}\} \quad (4.5\text{-}33)$$

여기서, M_{cf} : 정점부 설계휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cD} : 고정하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cL} : 활하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cE} : 지진하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hf} : 어깨부 설계휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hD} : 고정하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hL} : 활하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hE} : 지진하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

α_D : 고정하중 하중계수

α_L : 활하중 하중계수

α_E : 지진하중 하중계수

i : 충격계수

4.5.4.3.3.1 고정하중에 의한 휨모멘트

고정하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cD} = \kappa M_D \tag{4.5-34}$$

$$M_{hD} = (1-\kappa) M_D \tag{4.5-35}$$

여기서, κ : 정점부 휨모멘트 분배계수 $(0.70-0.0328 D_s)$

M_D : 정점부와 어깨부의 고정하중 및 휨모멘트의 합 (kN·m/m)

$$k_1 \gamma D_s^3 + k_2 \gamma \left[H - \left(0.3 + \frac{d}{2000} \right) \right] D_s^2$$

k_1 : 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수

$(0.0053 - 0.00024 (3.28 D_s - 12)$

k_2 : 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수 (0.053)

H : 토피고(m)

d : 파형강판의 골 깊이(mm)

4.5.4.3.3.2 활하중에 의한 휨모멘트

활하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cL} = \kappa M_L \tag{4.5-36}$$

$$M_{hL} = (1-\kappa) k_R M_L \tag{4.5-37}$$

여기서, κ : 정점부 휨모멘트 분배계수 $(0.70-0.0328 D_s)$

k_R : 어깨부 휨모멘트 감소계수 $(0.425 H + 0.48 \le 1.0)$

M_L : 트럭하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m) $(C_1 k_3 D_s A_L / k_4)$

C_1 : 차량 축 개수와 지간에 따른 감소계수

1.0 ; 차량축이 하나일 경우

$0.5 + \frac{D_s}{15.24} \le 1.0$; 차량축이 하나 이상일 경우

k_3 : 활하중 재하 시 지간 및 토피에 따른 계수

$\frac{0.08}{\left[\frac{H}{D_s}\right]^{0.2}}$; $D_s \le 6$m 인 경우

$\frac{[0.08 - 0.002 (3.28 D_s - 20)]}{\left[\frac{H}{D_s}\right]^{0.2}}$; $6\text{m} < D_s \le 8\text{m}$ 인 경우

A_L : 차량축하중 (kN)

차량 축 하나의 하중 ; $D_s < 3.6$m 인 경우

인접한 두 축의 합 하중 ; $D_s \ge 3.6$m 인 경우

k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

4.5.4.3.3.3 지진하중에 의한 휨모멘트

지진하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cE} = \kappa M_E \tag{4.5-38}$$

$$M_{hE} = (1-\kappa) M_E \tag{4.5-39}$$

여기서, M_E : 지진하중에 의한 휨모멘트(kN·m/m) ($M_D A_V$)

A_V : 수직가속도계수 $\left(A_V = \frac{2}{3} A_H\right)$

A_H : 수평가속도계수

4.5.4.3.4 휨강도 검토

한계상태에서 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf}는 소성설계모멘트 M_{pf}를 초과하지 못한다.

$$M_{pf} = \phi_h Z F_y \tag{4.5-40}$$

여기서, ϕ_h : 소성힌지 저항계수

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

4.5.4.3.5 이음부 강도

(1) 휨에 대해서만 설계하는 경우에 이음부 강도, $\phi_j \cdot S_m$ 는 M_{pf} 이상이어야 한다. 압축력과 휨을 동시에 고려할 경우에 이음부 강도 $\phi_j \cdot Ss$는 T_f 이상이어야 한다. 압축 및 휨에 의한 이음부 공칭강도 S_s 및 S_m은 국내·외 기준에 등재된 값의 사용을 원칙으로 한다.

(2) 이음부는 설계하중에 의한 이음부의 휨모멘트와 $0.75 M_{pf}$ 중 큰 값을 사용하여 설계한다.

4.5.4.3.6 구조적 뒤채움 범위

최소토피고 H_{min}는 0.3 m이고, 박스형 파형강판 구조물의 횡방향 구조적 뒤채움 최소범위는 그림 4.5-12과 같다.

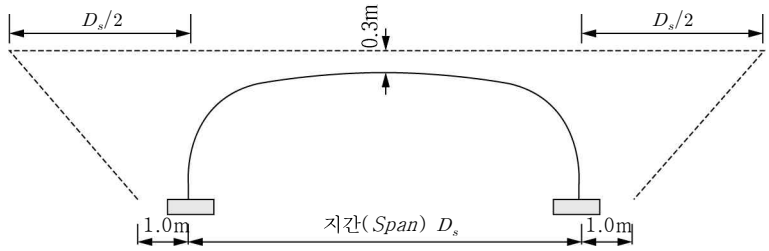


그림 4.5−12 박스형 파형강판 구조물 최소 구조적 뒤채움 범위

부록

A. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨 저항강도

A.1 일반사항

이 규정들은 다음 요건을 모두 만족하는 직선교 및 사각이 20° 미만이고 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치된 직선교 단면에만 적용해야 한다.

- 플랜지와 웨브의 최소항복강도는 460 MPa를 초과해서는 안 된다.
- 웨브는 다음의 비조밀 세장비 한계를 만족해야 한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.1-1)}$$

- 플랜지는 다음의 단면2차모멘트비를 만족해야 한다.

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \qquad \text{(A.1-2)}$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

I_{yc} : 웨브 단면의 중심축(수직축)에 관한 압축플랜지의 단면 2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 단면의 중심축(수직축)에 관한 인장플랜지의 단면 2차모멘트 (mm^4)

위에 기술된 단면이 아닌 경우에는 4.3.3.1.8의 규정에 따라 설계해야 한다.

여기에 기술된 규정에 따라 설계된 단면은 A.2 규정에 정의된 조밀 웨브 또는 비조밀 웨브를 가져야 한다.

A.1.1 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xc} \le \phi_f M_{nc} \qquad \text{(A.1.1-1)}$$

여기서, ϕ_f: 휨에 관한 강도저항계수

f_l: 4.3.3.1.1.6의 규정에 따라 결정된 플랜지의 횡방향 휨응력 (MPa)

M_{nc}: A.3의 규정에 따라 구한 압축플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_u: 4.3.3.1.1.6의 규정에 따라 구한 강축에 대한 단면의 휨모멘트 (N・mm)

M_{yc}: B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A.1.2 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \le \phi_f M_{nt} \qquad \text{(A.1.2-1)}$$

여기서, M_{nt} : A.4의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A.1.3 연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \le \phi_f R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.1.3-1)}$$

여기서, M_{yc}: B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2에 규정된 압축플랜지의 웨브 소성화계수

A.1.4 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u \le \phi_f R_{pt} M_{yt} \qquad \text{(A.1.4-1)}$$

여기서, M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_{pt} : A.2.1 또는 A.2.2에 규정된 인장플랜지의 웨브 소성화계수

A.2 웨브 소성화계수

A.2.1 조밀 웨브를 갖는 단면

다음 조건을 만족하는 단면은 조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \le \lambda_{pw(D_{cp})} \qquad \text{(A.2.1-1)}$$

여기서, $\lambda_{pw(D_{cp})} = 2D_{cp}/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \frac{\sqrt{E/F_{yc}}}{\left(0.54\frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \le \lambda_{rw}\left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) \qquad \text{(A.2.1-2)}$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비 한계

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.2.1-3)}$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm)

합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

D_{cp} : B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

M_y : B.2에 규정된 M_{yc}와 M_{yt} 중 작은 값의 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웨브 소성화계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(A.2.1-4)}$$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(A.2.1-5)}$$

여기서, M_p : B.1에 규정된 소성모멘트 (N・mm)

M_{yc}: B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_{yt}: B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_{pc} : 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

R_{pt} : 인장플랜지에 대한 웨브 소성화계수

A.2.2 비조밀 웨브를 갖는 단면

식 (A.2.1-1)의 조건을 만족하지는 않지만 웨브 세장비가 아래의 조건을 만족하면 비조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \tag{A.2.2-1}$$

여기서, λ_w = 탄성모멘트를 기준으로 한 웨브 세장비

$$= \frac{2D_c}{t_w} \tag{A.2.2-2}$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비 한계

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{A.2.2-3}$$

D_c : 탄성범위 내에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm).

합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

웨브 소성화계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p}\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}}\right)\right]\frac{M_p}{M_{yc}} \le \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{A.2.2-4}$$

$$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yt}}{M_p}\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}}\right)\right]\frac{M_p}{M_{yt}} \le \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{A.2.2-5}$$

여기서, $\lambda_{pw(D_c)} = 2D_c/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \lambda_{pw(D_{cp})}\left(\frac{D_c}{D_{cp}}\right) \le \lambda_{rw} \tag{A.2.2-6}$$

A.3 압축플랜지 항복기준 휨저항강도

A.3.1 일반사항

A.3.2로 구한 국부좌굴강도와 A.3.3으로 구한 횡비틀림좌굴강도로부터 결정된 압축플랜지 항복기준 공칭 휨저항강도 M_{nc}는 식 (A.1.1-1)을 만족해야 한다.

A.3.2 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

•$\lambda_f \le \lambda_{pf}$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \tag{A.3.2-1}$$

•그 밖의 경우

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.2-2)}$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \qquad \text{(A.3.2-3)}$$

λ_{pf} = 조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.3.2-4)}$$

λ_{rf} = 비조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.95\sqrt{\frac{Ek_c}{F_{yr}}} \qquad \text{(A.3.2-5)}$$

k_c : 플랜지 국부좌굴계수

• 조립단면인 경우

$$= \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \qquad \text{(A.3.2-6)}$$

여기서, $0.35 \le k_c \le 0.76$

• 압연형강인 경우

$$= 0.76$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}$ 및 F_{yw} 가운데 가장 작은 값으로 취하되 $0.5F_{yc}$보다 작아서는 안 된다. (MPa)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A.3.3 횡비틀림좌굴강도

비지지길이에 따른 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

• $L_b \le L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.3-1)}$$

• $L_p < L_b \le L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \le R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.3-2)}$$

• $L_b > L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \le R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.3-3)}$$

여기서, L_b : 비지지길이 (mm)

L_p = 균등휨상태에서 공칭휨강도 $R_{pc}M_{yc}$를 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.3.3-4)}$$

L_r = 균등휨상태에서 압축플랜지의 잔류응력영향을 포함하여 어느 쪽의 플랜지든 먼저 항복이 시작되는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}} \qquad \text{(A.3.3-5)}$$

C_b = 휨모멘트 수정계수. 별도의 해석을 하지 않는 경우 다음으로부터 구할 수 있다.

• 브레이싱이 없는 캔틸레버나 $M_{mid}/M_2 > 1$ 또는 $M_2 = 0$인 지점의 부재

$$C_b = 1.0 \qquad \text{(A.3.3-6)}$$

• 그 밖의 경우

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \le 2.3 \qquad \text{(A.3.3-7)}$$

F_{cr} = 탄성횡비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b / r_t)^2} \qquad \text{(A.3.3-8)}$$

J = 순수비틀림상수 (mm^4)

$$= \frac{D t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{fc}}{b_{fc}} \right) + \frac{b_{ft} t_{ft}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{ft}}{b_{ft}} \right) \qquad \text{(A.3.3-9)}$$

r_t = 횡비틀림좌굴에 대한 유효회전반경 (mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} \qquad \text{(A.3.3-10)}$$

여기서, F_{yr}:잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}$ 및 F_{yw} 가운데 가장 작은 값으로 취하되 $0.5F_{yc}$보다 작아서는 안 된다.

D_c : 탄성범위 내에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

h : 상·하부 플랜지 중심선 사이의 높이 (mm)

M_{mid} : 비지지길이 구간 중앙점에서의 강축에 대한 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다. (N·mm)

M_o : M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다.(N·mm)

M_1 : M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, M_2와 M_o 또는 M_{mid}를 선형 보간하여 구한 모멘트 중 C_b 값을 작게 발생시키는 것으로 다음과 같이 구한다.(N·mm)

• 브레이싱점 간의 전 구간에서 모멘트의 변화가 오목한 형태라면

$$M_1 = M_0 \qquad \text{(A.3.3-11)}$$

• 그 밖의 경우

$$M_1 = 2M_{mid} - M_2 \geq M_0 \qquad \text{(A.3.3-12)}$$

M_2 : 브레이싱 양단지점에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 휨모멘트의 최댓값. 계수하중에 의한 모멘트 포락선으로부터 결정하며 양의 값을 갖는다. 브레이싱 양 지점에서 모멘트가 0이거나 플랜지에 인장응력을 발생시키는 경우에는 0으로 한다.(N·mm)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

부재 비지지길이에 걸쳐 비합성 일축대칭단면이 역곡률 휨을 받는 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡지지되지 않았으면 양측 플랜지 모두에 대해 횡비틀림좌굴강도를 검토해야 한다.
부재 비지지길이에 걸쳐 단면이 불균일한 경우, 비지지길이 내에서 균일부재로 간주하고 식 (A.3.3-1), 식 (A.3.3-2), 또는 식 (A.3.3-3)으로부터 구한 비지지길이 내의 횡비틀림좌굴강도 중 가장 작은 값으로 한다. 비지지길이 내의 각 단면의 휨저항강도 M_{nc}는 해당 단면의 S_{xc}와 횡비틀림좌굴강도 지배 단면의 S_{xc}의 비를 곱하여 결정한다. 모멘트 수정계수 C_b는 이 경우에는 1.0이며, L_b는 유효길이계수로 수정하지 않아야 한다.
휨모멘트 크기가 작은 브레이싱점으로부터 비지지길이의 20% 이내 위치에서 작은 단면으로 변하는 경우, 작은 단면의 압축플랜지 또는 양측 플랜지의 횡방향 단면2차모멘트가 큰 단면의 해당 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀림좌굴에 의한 휨저항강도를 구한다.

A.4 인장플랜지 항복기준 휨저항강도

인장플랜지의 항복에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \qquad \text{(A.4-1)}$$

여기서, M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)
R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 인장플랜지에 대한 웨브소성계수

B. 휨부재의 특성계산

B.1 소성모멘트

소성모멘트 M_p는 소성단면력의 소성중립축에 대한 일차모멘트로 구한다. 단면의 강재 부분의 소성력은 플랜지, 웨브 및 철근의 항복응력을 사용하여 계산한다. 단면의 압축부 콘크리트의 소성단면력은 콘크리트 응력의 크기가 $0.85 f_c'$인 직사각형 응력블록으로 구하며 인장부 콘크리트는 무시한다. 소성중립축의 위치는 단면력의 평형조건을 적용하여 구한다.
정모멘트를 받는 합성단면의 소성모멘트는 다음과 같이 계산한다.

- 단면을 구성하는 요소(플랜지, 웨브, 콘크리트 바닥판)의 단면력을 계산하고, 이를 이용하여 소성중립축이 웨브, 상부플랜지, 바닥판 중 어디에 위치하는 지를 결정한다.
- 첫 단계에서 결정된 요소 내에서 소성중립축의 위치를 결정한다.
- M_p를 계산한다. 실제로 자주 발생하는 소성중립축의 다양한 위치에 대한 계산식은 표 B.1-1에 주어져 있다.

종방향 철근에 작용하는 힘은 무시할 수도 있으며 이 경우에는 표 B.1-1에 있는 P_{rb}와 P_{rt}를 0으로 놓는다.

부모멘트를 받는 합성단면의 소성모멘트도 이와 비슷한 방법으로 계산할 수 있다. 실제로 많이 발생하는 2가지 경우에 대한 계산식이 표 B.1-2에 주어져 있다.

비합성단면의 소성모멘트는 합성단면에 대한 표 B.1-1 및 표 B.1-2의 식에서 콘크리트 바닥판과 종방향 보강철근에 관한 항을 제거하고 계산해야 한다.

M_p계산식에서 d는 요소단면력과 소성중립축 간의 거리이다. 요소단면력은 (a)플랜지와 콘크리트 바닥판의 중심점, (b)웨브의 중앙점, (c)철근의 중심에 작용한다. 모든 요소단면력, 치수 및 거리는 양의 값을 취해야 한다. 소성중립축의 위치와 소성모멘트는 표 B.1-1 및 표 B.1-2에 주어진 순서에 따라 검토해야 한다.

표 B.1−1 정모멘트단면에 대한 $\overline{Y}$ 와 M_p

경우	소성중립축	조건	$\overline{Y}$와 M_p
Ⅰ	웨브	$P_t+P_w \geqq P_c+P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{D}{2})\left[\frac{P_t-P_c-P_s-P_{rt}-P_{rb}}{P_w}+1\right]$ $M_p=\frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y^2}+(D-\overline{Y})^2\right]+$ $[P_s d_s+P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_t d_t]$
Ⅱ	상부플랜지	$P_t+P_w+P_c \geq P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{t_c}{2})\left[\frac{P_w+P_t-P_s-P_{rt}-P_{rb}}{P_c}+1\right]$ $M_p=\frac{P_c}{2t_c}\left[\overline{Y^2}+(t_c-\overline{Y})^2\right]+$ $[P_s d_s+P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅲ	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 아래부분)	$P_t+P_w+P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right)P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_c+P_w+P_t-P_{rt}-P_{rb}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅳ	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right)P_s+P_{rt}$	$\overline{Y}=c_{rb}$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+[P_{rt}d_{rt}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅴ	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 위, P_{rt} 아래부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right)P_s+P_{rt}$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_{rb}+P_c+P_w+P_t-P_{rt}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+$ $[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅵ	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb}+P_{rt} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right)P_s$	$\overline{Y}=c_{rt}$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+[P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅶ	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 윗부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb}+P_{rt}<\left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right)P_s$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_{rb}+P_c+P_w+P_t+P_{rt}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+$ $[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$

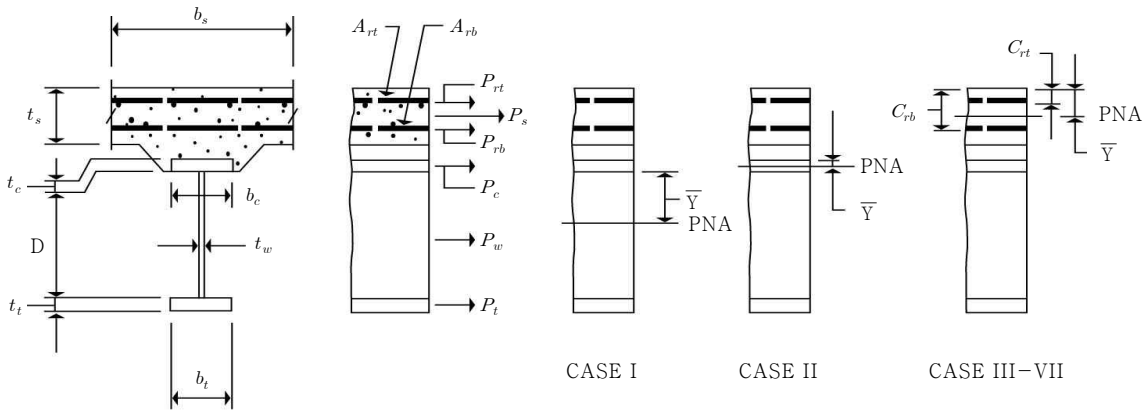
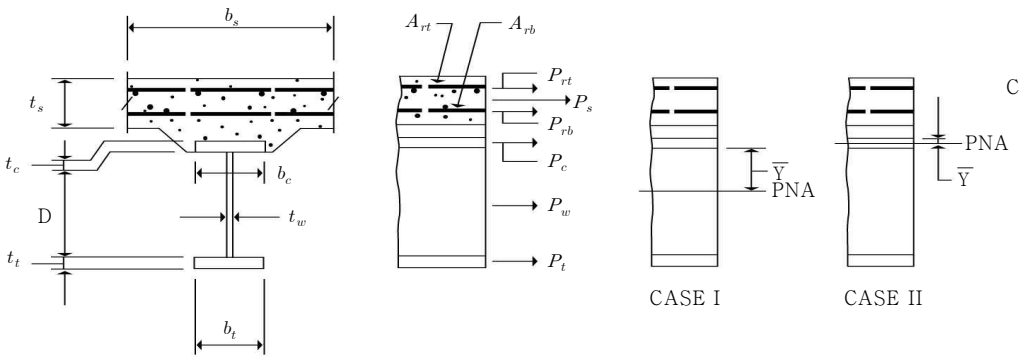


표 B.1−2 부모멘트 단면에 대한 $\overline{Y}$ 와 M_p

경우	소성중립축	조건	$\overline{Y}$ 와 M_p
I	웨브	$P_c+P_w \geqq P_t+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{D}{2})\left[\frac{P_c-P_t-P_{rt}-P_{rb}}{P_w}+1\right]$ $M_p=\frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y^2}+(D-\overline{Y})^2\right]+$ $\left[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_td_t+P_cd_c\right]$
II	상부플랜지	$P_c+P_w+P_t \geqq P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{t_t}{2})\left[\frac{P_w+P_c-P_{rt}-P_{rb}}{P_t}+1\right]$ $M_p=\frac{P_t}{2t_t}\left[\overline{Y^2}+(t_t-\overline{Y})^2\right]+$ $\left[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_wd_w+P_cd_c\right]$



여기서, $P_{rt}=F_{yrt}A_{rt}$

$P_s=0.85f_c^{'}b_st_s$

$P_{rb}=F_{yrb}A_{rb}$

$P_c=F_{yc}b_ct_c$

$P_w=F_{yw}Dt_w$

$P_t=F_{yt}b_tt_t$

B.2 항복모멘트

B.2.1 비합성단면

비합성단면의 항복모멘트 M_y는 강도한계상태에서 압축플랜지가 먼저 항복하는 모멘트(M_{yc})와 인장플랜지가 먼저 항복하는 모멘트(M_{yt}) 중 작은 값이다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브항복은 무시해야 한다.

B.2.2 정모멘트부 합성단면

정모멘트부 합성단면의 항복모멘트 M_y는 강도한계상태에서 상하부 어느 한 쪽 강재 플랜지에서 최초 항복을 일으키는 강재 단면, 단기 합성단면과 장기 합성단면에 각각 작용하는 모멘트의 합과 같다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브항복은 무시해야 한다.
정모멘트부 합성단면의 항복모멘트는 아래와 같이 구한다.

- 콘크리트 바닥판이 굳기 전이나 합성되기 전에 작용하는 계수영구하중에 의한 모멘트 M_{D1}을 계산한다. 이 모멘트는 강재 단면에 적용된다.
- 나머지 계수영구하중에 의한 모멘트 M_{D2}를 계산한다. 이 모멘트는 장기 합성단면에 적용된다.
- 단기 합성단면에서 어느 한 쪽 플랜지가 항복응력에 도달하기 위해 추가로 적용해야 하는 모멘트 M_{AD}를 계산한다.
- 항복모멘트는 총 영구하중에 의한 모멘트와 추가모멘트의 합이다.

계산과정을 식으로 나타내면 다음과 같다.
1) 다음 식에서 M_{AD}를 구한다.

$$F_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \qquad \text{(B.2.2-1)}$$

2) 다음을 계산한다.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \qquad \text{(B.2.2-2)}$$

여기서, S_{NC} : 비합성단면의 단면계수 (mm^3)
S_{ST} : 단기 합성단면의 단면계수 (mm^3)
S_{LT} : 장기 합성단면의 단면계수 (mm^3)
M_{D1}, M_{D2} 및 M_{AD} : 단면에 적용되는 계수하중에 의한 모멘트 (N·mm)
M_y는 압축플랜지 항복모멘트 M_{yc} 또는 인장플랜지 항복모멘트 M_{yt} 가운데 작은 값이다.

B.2.3 부모멘트부 합성단면

부모멘트부 합성단면의 경우 B.2.2의 규정에 따라 구한다. 이 때 단기 합성과 장기 합성모멘트에

대한 합성단면은 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근과 강재 단면으로 구성된 단면으로 하며 결과적으로 S_{ST}와 S_{LT}는 같은 값이다. 또한, M_{yt}는 인장플랜지 또는 종방향 철근 중에 먼저 항복에 도달할 때에 대응되는 모멘트이다.

B.2.4 덮개판을 갖는 단면

플랜지 덮개판이 포함된 단면의 경우, M_{yc} 또는 M_{yt}는 고려 중인 플랜지 또는 플랜지에 부착된 덮개판의 응력에 근거하여 먼저 항복에 도달하는 모멘트 가운데 작은 값이다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브 항복은 무시해야 한다.

B.3 압축을 받는 웨브의 높이

B.3.1 탄성범위 상태(D_c)

정모멘트부 합성단면의 경우, 탄성범위에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_c는 고정하중, 활하중 및 충격하중에 의한 강재 단면, 장기 합성단면과 단기 합성단면에 작용하는 하중에 의해 발생하는 응력의 대수적 합이 압축인 웨브의 높이다. 응력 다이아그램으로부터 정모멘트부 단면의 D_c를 구하는 대신 아래 식을 적용할 수 있다.

$$D_c = \left(\frac{-f_c}{|f_c| + f_t} \right) d - t_{fc} \geq 0 \qquad \text{(B.3.1-1)}$$

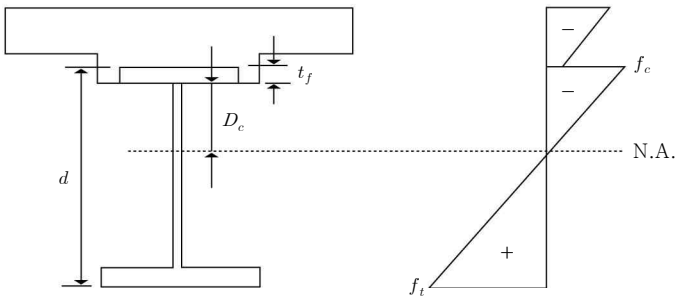


그림 B.3.1−1 정모멘트 단면의 D_c 계산

여기서, d: 강재 단면의 높이 (mm)

f_c: 아래의 여러 하중에 의해 발생된 압축플랜지 휨응력의 합 (MPa)

$DC1$: 비합성단면에 작용하는 고정하중

$DC2$: 장기 합성단면에 작용하는 고정하중

DW: 포장하중

$LL+IM$: 충격하중을 포함한 활하중

f_c는 압축응력이 음이다. 계산 시 플랜지 횡방향 휨은 무시해야 한다.

f_t: 여러 하중에 의한 인장플랜지 휨응력의 합 (MPa). 계산 시 플랜지 횡방향 휨을 무시해야 한다.

부모멘트부 합성단면의 경우 D_c는 강재와 종방향 철근만으로 구성된 단면으로 계산한다. 사용한계상태에 의한 부모멘트부 합성단면의 휨응력을 계산할 때 콘크리트 바닥판이 유효한 것으로 간주하는 경우에는 식 (B.3.1-1)로 D_c를 산정한다.

B.3.2 소성모멘트 상태(D_{cp})

정모멘트부 합성단면의 경우, 소성중립축이 웨브 내에 있는 표 B.1-1의 해당 경우에 대하여 소성모멘트에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_{cp}는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2}\left(\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f_c^{'}A_s - F_{yrs}A_{rs}}{F_{yw}A_w} + 1\right) \qquad \text{(B.3.2-1)}$$

여기서, A_c : 압축플랜지 단면적 (mm^2)

A_{rs} : 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

A_s : 콘크리트 바닥판의 단면적 (mm^2)

A_t : 인장플랜지 단면적 (mm^2)

A_w : 웨브 단면적 (mm^2)

D_{cp} : 소성모멘트에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

F_{yrs} : 종방향보강재의 항복강도 (MPa)

정모멘트를 받는 다른 모든 합성단면의 D_{cp}는 0이다.

부모멘트부 합성단면의 경우, 소성중립축이 웨브 내에 있는 표 B.1-2의 해당 경우에 대하여 D_{cp}는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_wF_{yw}}\left[F_{yt}A_t + F_{yw}A_w + F_{yrs}A_{rs} - F_{yc}A_c\right] \qquad \text{(B.3.2-2)}$$

다른 모든 부모멘트부 합성단면의 D_{cp}는 D와 같다.

비합성단면의 경우 다음을 만족하면,

$$F_{yw}A_w \geq \left|F_{yc}A_c - F_{yt}A_t\right| \qquad \text{(B.3.2-3)}$$

D_{cp}는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}}\left[F_{yt}A_t + F_{yw}A_w - F_{yc}A_c\right] \quad \text{(B.3.2-4)}$$

다른 모든 비합성단면에서 D_{cp}는 D와 같다.

B.4 C_B>1.0인 경우의 횡비틀림좌굴식

B.4.1 4.3.3.1.8.2(3)의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

• $L_b \le L_p$인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-1)}$$

• $L_p < L_b \le L_r$인 경우

- $L_b \le L_p + \dfrac{\left(1-\dfrac{1}{C_b}\right)}{\left(1-\dfrac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)}(L_r - L_p)$이면

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-2)}$$

- 그 밖의 경우

$$F_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]R_b R_h F_{yc} \le R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-3)}$$

•$L_b > L_r$ 인 경우

- $L_b \le \pi r_t\sqrt{\dfrac{C_b E}{R_h F_{yc}}}$ 이면

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-4)}$$

- 그 밖의 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \le R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-5)}$$

위의 식의 모든 기호는 4.3.3.1.8.2,(3) 규정의 정의를 따른다.

B.4.2 A.3.3의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 횡비틀림좌굴에 근거한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

•$L_b \le L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad \text{(B.4.2-1)}$$

•$L_p < L_b \le L_r$ 인 경우

- $L_b \le L_p + \dfrac{\left(1-\dfrac{1}{C_b}\right)}{\left(1-\dfrac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)}(L_r - L_p)$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-2)}$$

- 그 밖의 경우

$$M_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right]R_{pc}M_{yc} \le R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-3)}$$

•$L_b > L_r$ 인 경우

- $L_b \le 1.95 r_t \dfrac{C_b S_{xc} E}{R_{pc}M_{yc}}\sqrt{\dfrac{J}{S_{xc}h}}\sqrt{1+\sqrt{1+6.76\left(\dfrac{R_{pc}M_{yc}}{C_b S_{xc}E}\dfrac{S_{xc}h}{J}\right)^2}}$ 이면

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-4)}$$

- 그 밖의 경우

$$M_{nc} = F_{cr}S_{xc} \le R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-5)}$$

위의 식의 모든 기호는 A.3.3 규정의 정의를 따른다.

B.5 지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중

B.5.1 일반사항

하중이 바닥판을 통하여 전달되지 않고 집중하중을 직접 받는 지점부 등에 있는 지압보강재가 없는 웨브는 B.5.2 및 B.5.3의 규정에 따라 웨브 국부항복과 웨브 크리플링 한계상태에 대하여 검토해야 한다.

B.5.2 웨브 국부항복

압축 또는 인장 집중하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \le \phi_b R_n \qquad \text{(B.5.2-1)}$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

• 내측 지점 반력과 부재 단부로부터 d보다 먼 거리 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = (5k+N)F_{yw}t_w \qquad \text{(B.5.2-2)}$$

• 그 밖의 경우

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \qquad \text{(B.5.2-3)}$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

d : 강재 단면의 높이 (mm)

k : 집중하중 또는 지압 반력에 저항하는 플랜지의 외측 면으로부터 웨브의 필릿용접 끝 단까지의 거리 (mm)

N : 베어링의 길이 (mm). 단부 베어링에서는 k 이상이어야 한다.

R_u : 계수집중하중 또는 베어링 반력 (N)

B.5.3 웨브 크리플링

집중압축하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \le \phi_w R_n \qquad \text{(B.5.3-1)}$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

• 내측 지점반력과 부재단부로부터 $d/2$ 이상 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = 0.8t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(B.5.3-2)}$$

• 그 밖의 경우

- $N/d \le 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(B.5.3-3)}$$

- $N/d > 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2\left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(B.5.3-4)}$$

여기서, ϕ_w : 웨브 크리플링에 대한 강도저항계수

t_f : 집중하중 또는 베어링 반력에 저항하는 플랜지의 두께 (mm)

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관



설계기준
KDS 14 31 10 : 2017

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 15 : 2017

강구조 골조의 안정성 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 15 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 20 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 2017년 12월 20일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 일반적 안정 요구조건 ····· 1
4.2 직접해석법 ····· 2
4.3 유효좌굴길이법 ····· 4
4.4 1차 해석법 ····· 9
4.5 근사2차해석 ····· 10



강구조 골조의 안정성 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조 골조의 안정성 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

이 장에서는 안정성에 대한 구조물의 설계를 위해 직접해석법과 대체 설계법에 대한 안정 요구조건, 소요강도 및 설계강도를 산정한다.

(1) 직접해석법

직접해석법에 의한 설계는 4.2에 따라 소요강도와 설계강도를 산정하며, 모든 구조물에 대하여 사용할 수 있다.

(2) 대체 해석법

4.3에서 설명한 유효좌굴길이법과 4.4에서 설명한 1차해석법은 각 절에서 규정한 제한조건을 만족하는 구조물에 대하여 소요강도와 설계강도를 산정할 수 있으며, 직접해석법의 대체 설계방법으로 사용할 수 있다.

4.1 일반적 안정 요구조건

안정성은 구조물의 전체 및 각 요소에 대하여 만족해야 하며, 구조물과 그 요소들의 안정성에 대해 다음 모든 사항들을 고려해야 한다.

(1) 휨, 전단 및 축부재의 변형과 전체구조물의 변위에 영향을 미치는 모든 다른 변형

(2) 2차효과 ($P-\Delta$와 $P-\delta$ 효과)

(3) 기하학적 불완전성

(4) 비탄성으로 인한 강성저하

(5) 강성과 강도의 불확실성

위의 항목에 기술된 효과를 모두 고려하는 안정성에 대한 합리적인 설계방법을 사용할 수 있다. 이러한 설계방법은 4.2, 4.3, 4.4에서 확인되는 설계방법을 포함한다.

4.2 직접해석법

직접해석법에 의한 설계는 4.2.1에 따라 소요강도를 산정하고 4.2.2에 따라 설계강도를 산정하며, 모든 구조물에 대하여 사용될 수 있다.

4.2.1 소요강도

직접해석법 설계에서 구조물을 구성하는 요소들의 소요강도는 4.2.1.1을 만족하는 해석으로부터 결정한다. 이 해석은 4.2.1.2에 따라 초기 불완전성을 고려하고 4.2.1.3에 따라 강성을 조정한다.

4.2.1.1 일반적 해석 요구조건

구조물의 해석은 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 이 해석은 휨, 전단 및 축부재의 변형과 구조물의 변위에 영향을 유발하는 모든 구성요소 및 접합부의 변형을 고려한다. 4.2.1.3의 규정에 따라 구조물의 안정성에 영향을 미치는 모든 강성을 저감시킨다.

(2) 이 해석은 $P-\Delta$와 $P-\delta$ 모두 고려하는 2차해석이며, 다음 조건을 만족할 시 구조물의 응답에 $P-\delta$ 효과를 무시할 수 있다. 압축과 휨을 받는 개별부재의 평가 시 모든 경우에 대하여 $P-\delta$ 효과를 고려해야 한다.

① 중력하중들을 주로 수직기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물

② 모든 층에서 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율(4.2.1.3에 규정한대로 조정된 강성을 사용함)이 1.7 이하

③ 고려하는 변위의 방향으로의 모멘트저항골조의 기둥이 구조물에 작용하는 전체중력하중의 1/3이하를 받을 경우 4.5에 기술된 근사2차해석법은 엄격한 2차해석 대신 사용될 수 있다.

(3) 이 해석은 구조물의 안정성에 영향을 주는 모든 중력과 외력을 고려해야 한다.

(4) 2차해석은 하중조합을 사용하여 수행한다.

4.2.1.2 초기 불완전성

구조물의 안정성에 대한 초기 불완전성의 영향은 (1)에 따른 초기 불완전성 직접모델링해석 또는 (2)에서 정의된 가상하중을 적용하여 고려한다.

(1) 불완전성 직접모델링

구조물은 절점의 공칭위치로부터 발생된 변위를 이용하여 해석된다. 초기변위는 설계에서 고려되는 최댓값이며, 초기변위의 경향은 가장 큰 불안정효과를 제공하는 것이다. 중력하중을 주로 수직기둥, 벽 또는 골조로 지지하고 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.7이하인 구조물의 해석은 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 초기 불완전성을 포함한다. 횡하중을 포함하는 하중조합에 대한 해석은 초기 불완전성을 포함하지 않는다.

(2) 불완전성의 효과를 나타내는 가상하중의 사용

중력하중을 주로 수직기둥, 벽 또는 골조로 지지하는 구조물에 대하여, 초기 불완전성의 효과를 나타내기 위해 이 기준의 요구사항을 만족하는 가상하중을 사용할 수 있다. 가상하중은 구조물의 공칭 기하학적 형상을 기초로 한 구조물의 모델에 적용한다.

① 가상하중은 모든 층에 횡하중처럼 작용한다. 아래 ④의 경우를 제외하고 가상하중은 다른 횡하중에 추가되어야 하고 모든 하중조합에 적용되어야 한다. 가상하중의 크기는 다음과 같다.

$$N_i = 0.002\, Y_i \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, N_i : i층에 적용되는 가상하중 (N)

Y_i : 하중조합에 의해 i층에 적용되는 중력하중 (N)

② 임의의 층에서 가상하중 N_i는 중력하중과 같은 방식으로 분포되어야 한다. 가상하중은 가장 큰 불안정화 효과를 주는 방향으로 적용되어야 한다.

③ 식 (4.2-1)에서 가상하중계수 0.002는 초기의 층수직도 오차 1/500에 근거한 값이다. 이와 다른 최대 층수직도 오차를 사용하는 것에 대한 타당성이 입증된다면, 가상하중계수는 비례적으로 조정할 수 있다.

④ 최대 2차횡변위에 대한 최대 1차횡변위의 비율(하중조합과 4.2.1.3에서 규정된 조정된 강성으로 결정되는)이 모든 층에 대하여 1.7 이하인 구조물에 대하여, 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 초기 불완전성을 포함한다. 횡하중을 포함하는 하중조합에 대한 해석은 초기 불완정성을 포함하지 않는다.

4.2.1.3 강성 조정

구성요소의 소요강도를 산정하기 위한 구조물 해석은 다음과 같은 저감된 강성을 사용해야 한다.

(1) 계수 0.8은 구조물의 안정성에 영향을 미치는 모든 강성에 적용되어야 한다.

(2) 추가적인 계수 τ_b는 구조물의 안정성에 영향을 미치는 모든 부재의 휨강성에 적용되어야 한다.

① $P_r/P_y \leq 0.5$ 인 경우

$$\tau_b = 1.0 \qquad (4.2\text{-}2)$$

② $P_r/P_y > 0.5$ 인 경우

$$\tau_b = 4(P_r/P_y)[1-(P_r/P_y)] \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, P_r : 하중조합으로 구해진 소요축압축강도 (N)

P_y : 축항복강도(= $F_y A_g$) (N)

강구조 부재 구조해석에서 EI에 τ_b배, EA에 0.8배를 곱하여 계산한다.

(3) 4.2.1.2(2)가 적용되는 구조물에서 가상하중 $0.001\,Y_i$(Y_i는 4.2.1.2(2)①에 정의됨)가 모든 하중조합에서 모든 층에 작용되면, $P_r/P_y > 0.5$ 인 경우에 $\tau_b < 1.0$을 사용하는 대신 $\tau_b = 1.0$을 사용할 수 있다. 이러한 가상하중은 4.2.1.2(2)④와 상관없이 불완정성을 고려하는 가상하중에 더해진다.

(4) 구조용강을 제외한 재료로 구성된 부재들이 구조물의 안정성에 기여한다고 고려되고, 그리고 다른 재료에 대한 규준과 설계기준들이 강성에 더 큰 감소를 요구한다면, 큰 강성감소를 이러한 부재들에 적용한다.

4.2.2 설계강도

(1) 직접해석법으로 설계할 경우, 부재와 연결재의 설계강도는 전체구조물의 안정성을 고려하지 않고, KDS 14 31 10(4)와 KDS 14 31 25(4)의 규정에 따라 계산한다. 모든 부재의 유효좌굴길이계수 K는 1을 사용한다. 단, 합리적인 해석으로 1보다 작은 값을 사용할 수 있다.

(2) 개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야한다.

4.3 유효좌굴길이법

4.3.1 제한조건

유효좌굴길이법의 사용은 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물

(2) 모든 층에서 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.5 이하이고 임의의 층에서 1차횡변위에 대한 2차횡변위의 비율은 4.5.2.2에서 계산되는 B_2를 취할 수 있다.

4.3.2 소요강도

(1) 부재의 소요강도는 4.2.1.1 요구조건을 만족하는 해석으로부터 결정된다. 그러나 4.2.1.3에서 명시된 강성감소는 적용하여서는 안 되며 모든 구조용 강재의 공칭강성들을 사용한다. 해석할 때 가상하중은 4.2.1.2(2)에 따라 적용한다.

(2) 유효좌굴길이법을 적용할 수 있는 모든 경우가 4.2.1.2(2)의 ④조건을 만족하기 때문에 가상하중은 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 적용된다.

4.3.3 설계강도

부재와 연결재의 설계강도는 KDS 14 31 10 (4)와 KDS 14 31 25(4)의 규정 따라 계산한다. 압축을 받는 부재의 유효좌굴길이계수 K는 다음과 같이 산정한다.

(1) 가새골조시스템, 전단벽시스템 그리고 그 외 구조시스템(횡적안정성과 횡하중에 대한 저항이 기둥의 휨강성에 의존하지 않는)의 경우, 압축을 받는 부재의 유효좌굴길이계수 K는 1.0을 취한다. 단, 합리적인 구조해석으로 확인하여 1보다 작은 값을 사용할 수 있다.

(2) 모멘트골조시스템과 기둥의 휨강성이 횡적 안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여한다고 여겨지는 시스템들의 경우, 횡적 안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여한다고 여겨지는 휨강성을 갖는 기둥의 탄성 임계 좌굴응력 F_e 또는 유효좌굴길이계수 K는 횡변위 좌굴해석으로부터 산정된다. 기둥의 휨강성이 횡적 안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여하지 않는다고 고려되면 그 기둥의 K는 1.0을 취한다.

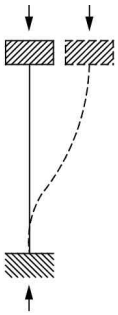
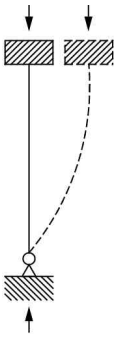
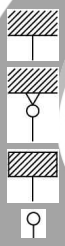
(3) 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.1 이하이면 모든 기둥설계에서 $K=1.0$을 사용할 수 있다.

개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야 한다.

4.3.4 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 4.3-1에서 주어진 바와 같이 이상화된 구속 조건에 대한 K의 이론치보다 큰 값을 설계 시의 K 값으로 사용한다.

표 4.3-1 유효길이계수, K

유효 길이 계수, K						
점선은 좌굴 형상	(a) 	(b) 	© 	(d) 	(e) 	(f) 
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 구속 수평 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.

① 브레이싱이 설치된 뼈대구조

$$\frac{G_a G_b}{4}\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \frac{G_a + G_b}{2}\left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}\right) + \frac{2\tan(0.5\pi/K)}{\pi/K} = 1 \qquad (4.3\text{-}1)$$

② 브레이싱이 없는 뼈대구조

$$\frac{G_a G_b\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(G_a + G_b)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan(\pi/K)} \qquad (4.3\text{-}2)$$

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

$$G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} \qquad (4.3\text{-}3)$$

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 지지점 간의 거리 (mm)

K = 기둥의 유효길이계수

(3) 식 (4.3-1)과 식 (4.3-2)에 대응하는 그림 4.3-1과 식 (4.3-2)는 K, G_a 그리고 G_b의 관계를 나타내는 차트이며, 이 차트를 사용하여 K의 값을 직접 구할 수 있다.

(4) 식 (4.3-1)와 (4.3-2) 및 그림 4.3-1와 그림 4.3-2에 주어진 차트는 모두 이상화된 지지조건으로 유도된 것이다. 실제의 조건이 위에서 설명한 이상화된 조건과 현저하게 다를 경우, 그림 4.3-1과 그림 4.3-2의 차트를 사용하면 실제 상황과 맞지 않는 비현실적인 설계가 될 수 있다.

(5) 다음 사항들을 그림 4.3-1, 그림 4.3-2과 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.

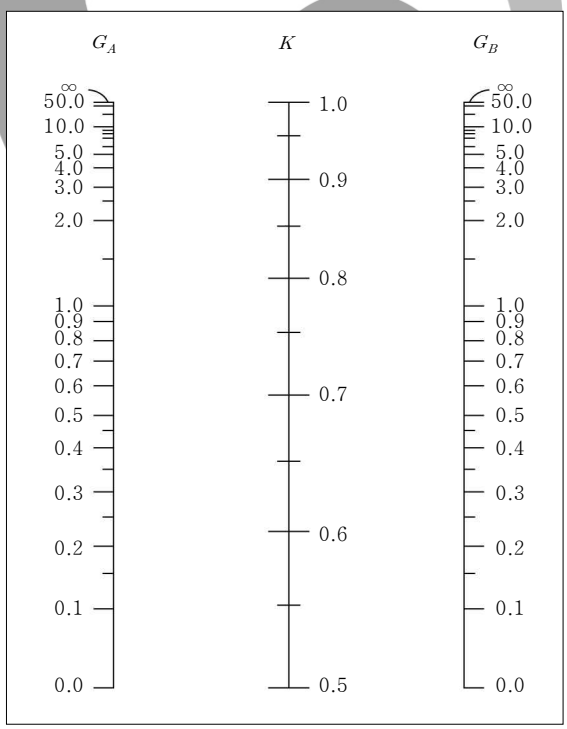


그림 4.3−1 브레이싱이 설치된 뼈대의 유효길이계수를 구하기 위한 차트

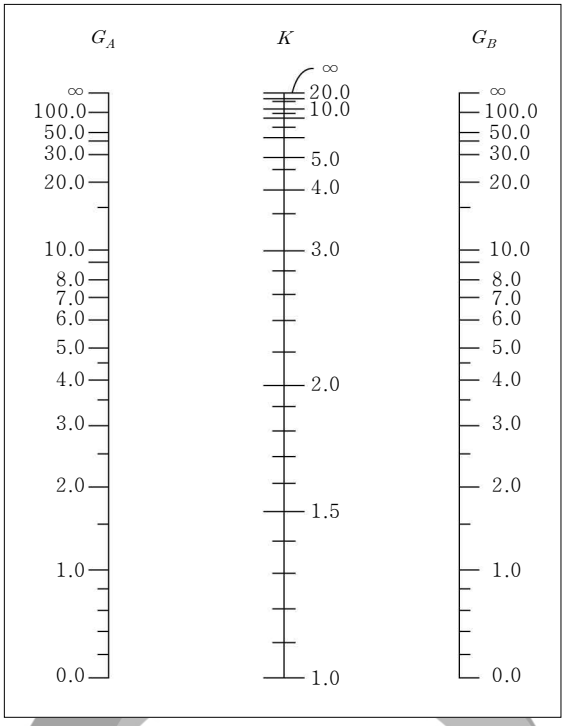


그림 4.3−2 브레이싱이 없는 뼈대의 유효길이계수를 구하기 위한 차트

② 그림 4.3-1 및 4.3-2를 이용하여 K를 구할 경우, 모든 절점들은 강결되어 있다는 가정을 전제로 한다. 만약 거더의 원단(far end)에서 가정과 다른 경계조건을 갖는다면 거더길이는 표 4.3.4-2와 같이 수정할 필요가 있다. 즉 상대 강성비인 G 값 산정 시, 실제 거더길이 L_g 대신에 수정 거더길이 L_g'을 적용한다.

표 4.3−2 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

(4) 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: $K = 0.875$

(5) 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.

$$KL = \pi \sqrt{\frac{EI}{P\lambda_{cr}}} \qquad (4.3\text{-}4)$$

여기서, P = 개별부재의 축방향력

EI = 개별부재의 탄성 휨강성

$KL(= L_E)$= 개별부재의 유효좌굴길이

4.4 1차 해석법

4.4.1 제한조건

1차해석법을 사용하는 것은 다음과 같은 제한조건을 갖는다.

(1) 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물

(2) 모든 층에서 최대 1차 횡변위에 대한 최대 2차 횡변위의 비율이 1.5 이하

(3) 휨강성이 구조물의 횡적안정에 기여하는 것으로 평가되는 모든 부재의 소요압축강도는 다음과 같은 제한조건은 만족해야 한다.

$$P_r \leq 0.5P_y \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, P_r : 하중조합으로 구해진 소요축강도 (N)

P_y : 축항복강도 $(= F_y A)$ (N)

4.4.2 소요강도

부재의 소요강도는 아래의 추가적인 요구조건(1), (2)를 이용하여 1차해석으로 산정한다. 해석은 휨, 전단, 축부재의 변위와 이 외의 구조물의 변위에 기여하는 모든 변위를 고려한다.

(1) 모든 하중조합은 각 층에서 다른 하중들과 함께 조합되는 추가적인 횡하중 N_i를 포함한다.

$$N_i = 2.1(\Delta/L)Y_i \geq 0.0042\,Y_i \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, Y_i : 하중조합에 의해 i층에 적용되는 중력하중 (N)

Δ/L : 구조물의 모든 층에 대한 최대 L에 대한 Δ의 비

Δ : 하중조합으로 구해진 1차층간변위. Δ값은 구조물의 평면상에서 변하는 경우 중력하중에 비례하는 평균변위로 하거나 최대변위로 한다. (mm)

L : 층고 (mm)

임의의 층에서 가상하중은 중력하중과 같은 방식으로 그 층에 분포해야 한다. 추가적인 가상하중은 가장 큰 불안정화 효과를 주는 방향으로 적용된다.

(2) 횡방향으로 구속된 보-기둥모멘트의 증폭은 전체부재의 모멘트에 4.5.2.1에 규정한 증폭계수 B_1을 적용하여 고려한다.

4.4.3 설계강도

부재와 연결재의 설계강도는 KDS 14 31 10(4)와 KDS 14 31 25(4)의 규정에 따라 계산한다. 모든 부재의 유효좌굴길이계수 K는 1의 값을 사용한다. 개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야 한다.

4.5 근사2차해석

이 규정은 엄격한 2차해석을 대체하기 위해 1차해석으로 구한 소요강도를 증폭하여 구조물에 대한 2차효과를 산정하는 근사2차해석의 제한조건과 계산과정을 규정한다.

4.5.1 제한조건

이 방법을 사용하는 것은 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물에 제한된다.

4.5.2 근사2차해석 계산과정

모든 부재의 소요 2차휨강도 M_r과 소요 2차축강도 P_r은 다음과 같이 산정된다.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad (4.5\text{-}1)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, B_1 : 압축과 휨을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 $P-\delta$효과를 설명하기 위한 증폭계수이며, 압축을 받지 않는 부재에 대한 B_1은 1이다.

B_2 : 구조물의 각 층의 층횡변위의 방향에 대한 $P-\Delta$효과를 설명하기 위한 증폭계수
M_{lt}: 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N·mm)
M_{nt} : 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N·mm)
M_r: 하중조합으로 구해진 소요 2차휨강도 (N·mm)
P_{lt} : 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차축강도 (N)
P_{nt}: 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중으로 구해진 1차축강도 (N)
P_r : 하중조합으로 구해진 소요 2차축강도 (N)

4.5.2.1 $P-\delta$효과에 대한 증폭계수 B_1

압축을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 증폭계수 B_1은 다음과 같이 산정된다.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_r/P_{e1}} \geq 1 \qquad (4.5\text{-}3)$$

여기서, C_m:골조의 횡변위가 발생하지 않는 것으로 가정할 때의 계수이며, 다음과 같이 산정한다.

(1) 휨 평면상의 지지점 사이에 횡하중이 작용하지 않는 보-기둥

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \qquad (4.5\text{-}4)$$

위 식에서 1차해석에서 계산된 M_1과 M_2는 1차해석에서 계산되며, 휨평면 상에서 비지지된 부분의 양끝에서 발생하는 모멘트로서 각각 절댓값이 작은 것과 큰 것이다. M_1/M_2는 부재의 휨이 복곡률이면 양(+)의 값이며, 부재의 휨이 단곡률이면 음(-)의 값을 갖는다.

(2) 지지점 사이에 횡하중이 작용하는 보-기둥부재의 C_m은 해석에 의해 산정하거나 모든 경우에 있어 보수적으로 1.0으로 할 수 있다.

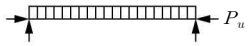
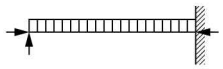
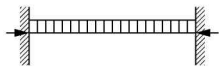
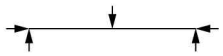
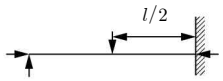
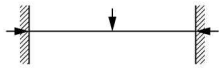
P_{e1} : 휨평면 상에서 횡방향으로 단부가 구속된 부재의 탄성좌굴강도

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, EI^*: 해석에서 사용되는 휨강성(직접해석법 : $0.8\tau_b EI$, 유효좌굴길이법과 1차해석법 : EI)
I : 휨평면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
L : 층고 (mm)
K_1 : 횡방향으로 구속된 골조에 대해 산정한 휨평면에 대한 유효좌굴길이계수

식 (4.5-5)의 P_r은 1차해석에 의한 $P_r = P_{nt} + P_{lt}$으로 적용될 수 있다.

표 4.5−1 증폭계수 ψ와 C_m

단부조건 및 하중상태	ψ	C_m
	0	1.0
	−0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.3	$1-0.3\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_{e1}}$

4.5.2.2 $P-\Delta$에 대한 증폭계수 B_2

각 층에 대한 증폭계수 B_2는 다음과 같이 산정된다.

$$B_2 = \frac{1}{1-\dfrac{P_{story}}{P_{e\,story}}} \geq 1 \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, P_{story} : 층에 의해 지지되는 전체 수직하중. 이 하중은 횡하중 저항시스템이 아닌 기둥에 작용하는 하중도 포함한 하중조합이다. (N)

$P_{e\,story}$: 고려하는 변위의 방향으로의 층에 대한 탄성좌굴강도 횡변위 좌굴해석에 의해 산정되거나 다음과 같이 산정된다. (N)

$$P_{e\,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \qquad (4.5\text{-}7)$$

여기서, $R_M = 1-0.15(P_{mf}/P_{stroy})$

L : 층고 (mm)

P_{mf} : 고려되는 변위의 방향으로의 모멘트골조가 있는 층에서 기둥에 작용하는 전체 수직하중 (가새골조시스템에 대해서는 0이다.) (N)

Δ_H : 횡하중에 의한 1차 층간변위 (mm), 해석에서 사용하기 위해 요구되는 강성을 이용하여 계산된다(직접해석법을 사용할 때 4.2.1.3에서 규정한 감소된 강성을 사용). 구조물의 평면상에서 Δ_H가 변하는 경우에는 중력하중에 비례하는 균변위로 하거나 최대변위로 한다.

H : Δ_H를 계산하기 위해 사용된 횡하중에 의하여 고려되는 변위의 방향으로 발생하는 층전단력 (N)

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

강구조 골조의 안정성 설계기준(하중저항계수설계법)

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 15 : 2017

강구조 골조의 안정성 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 20 : 2017

강구조 피로 및 파단 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정

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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 20 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 20 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제　　정 : 2016년 6월 30일　　개　　정 : 2017년 12월 20일
심　　의 : 중앙건설기술심의위원회　　자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회
소관부서 : 국토교통부 기술기준과
관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계(피로 및 파단) ····· 1
4.1 피로 ····· 1
4.2 인성요구조건 ····· 12

강구조 피로 및 파단 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조물의 피로 및 파단 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계(피로 및 파단)

4.1 피로

4.1.1 일반사항

피로는 하중유발피로와 변형유발피로로 분류된다.

4.1.2 하중유발피로

4.1.2.1 적용

강구조물 구조상세에 대한 피로설계 시 고려해야 할 응력은 활하중에 의해 발생된 응력범위이다. 잔류응력은 피로설계 시 고려하지 않는 것으로 한다. 이 규정은 순인장응력을 받는 상세에만 적용된다. 하중계수를 적용하지 않은 고정하중이 압축응력을 발생시키는 부분의 경우, 이 압축응력이 피로한계상태조합에 따른 최대 활하중 인장응력의 2배보다 작은 경우에만 피로문제를 고려한다.

4.1.2.2 설계기준

하중유발피로를 고려하는 경우, 각 구조상세는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\gamma(\Delta f) \le (\Delta F)_n \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, γ : 하중조합 규정에 명시된 하중계수

(Δf) :하중효과, 즉 피로설계하중 통과 시 발생되는 활하중 응력범위 (MPa)

$(\Delta F)_n$ 4.1.2.5에 규정된 공칭피로강도 (MPa)

4.1.2.3 상세범주

부재와 이음부의 상세는 표 4.1-1에 요약되어 있는 각 상세범주의 요구조건을 만족하도록 설계해야 한다. 표에 볼트구멍으로 그려진 부분은 강구조시방서 규정에 따라 볼트체결이 이루어진 것을 나타낸다.

붕괴유발부재와 같이 특별히 규정된 경우를 제외하고, 설계수명동안 피로설계 대상 부재가 받을 응력반복횟수를 산정할 수 있고, 이 반복횟수가 표 4.1-3에 있는 무한수명에 해당하는 응력범위 반복횟수보다 적다면 유한수명을 고려하여 해당 반복횟수에 상응하는 피로강도를 계산하여 피로설계에 적용하고, 그렇지 않은 경우 무한수명을 고려하여 피로설계를 수행한다.

강바닥판 부재 및 상세 또한 표 4.1-1의 강바닥판 상세범주 요구조건을 만족하도록 설계한다.

표 4.1－1 하중유발피로에 대한 상세범주

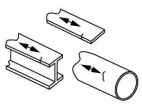
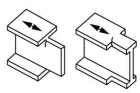
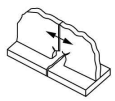
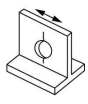
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값((ΔF)CL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 1 - 용접의 영향을 받지 않는 부재					
1.1 압연면 또는 부착물이 없는 깨끗한 표면을 갖는 모재부(가스절단부의 경우 0.025 mm 이하의 조도를 가지며, 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 없어야 함)	A	165.0	82.5	모든 용접부 및 연결부에서 떨어진 곳	
1.2 무도장 내후성 강재(가스절단부의 경우 0.025 mm 이하의 조도를 가지며, 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 없어야 함)	B	110.0	55.0	모든 용접부 및 연결부에서 떨어진 곳	
1.3 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 있는 경우 또는 강구조 시방서에 따라 제작된 기하하적 불연속부(용접작업구 제외)	C	69.0	34.5	모서리부 모든 곳	
1.4 용접작업구가 있는 압연단면	C	69.0	34.5	부재조립을 위한 용접작업구의 모재부	
1.5 부재의 개구부	D	48.3	24.2	구멍주변의 순단면 부위	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

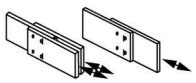
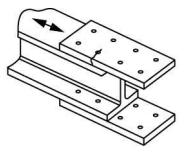
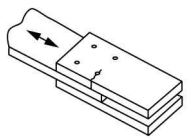
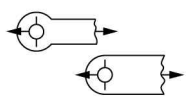
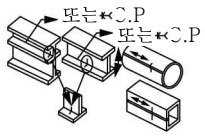
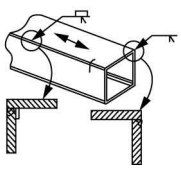
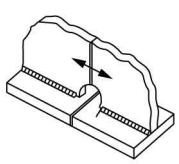
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 2 - 볼트 연결부					
2.1 고장력볼트를 적용한 마찰이음부 전단면 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	110.0	55.0	볼트구멍 주변	
2.2 마찰이음 요구조건에 맞춰 고장력볼트로 체결되었으나 지압이음으로 설계된 순단면 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	110.0	55.0	볼트구멍 주변	
2.3 •용융아연도금한 모든 볼트연결부의 순단면 적용 모재부 •2.1 및 2.2의 조건과 같으나, 펀칭으로만 전체구멍을 뚫은 경우 •볼트를 제외한 다른 연결재를 적용한 순단면 적용 모재부(아이바와 핀연결판 제외)	D	48.3	24.2	볼트구멍 주변 또는 구멍과 가까운 모재부	
2.4 아이바의 머리부분과 핀연결판의 순단면 적용 모재부	E	31.0	15.5	구멍 주변	
유형 3 - 조립부재의 용접연결부					
3.1 종방향으로 연속된 완전용입 그루브용접 또는 응력 작용방향과 평행한 연속된 필릿용접에 의해 연결된 부착물이 없는 형강 또는 조립 부재의 모재부와 용접금속부	B	110.0	55.0	용접표면 또는 용접내부의 결함 등 불연속부	
3.2 3.1의 상세에서 받침봉을 제거하지 않은 완전용입 그루브용접이 적용된 곳과 응력 작용방향과 평행한 연속 부분용입 그루브용접이 적용된 경우	B'	82.7	41.4	용접표면 또는 용접내부의 불연속부(받침봉을 붙이기 위한 용접부 포함)	
3.3 용접작업구의 종방향 용접 끝나는 부분의 용접금속 및 모재부(플랜지의 맞대기이음부는 포함하지 않음.)	D	48.3	24.2	웨브 또는 플랜지의 용접이 끝나는 부분	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

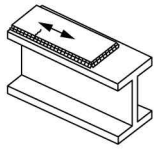
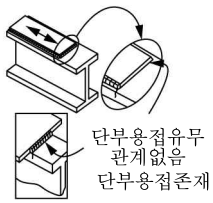
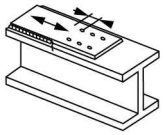
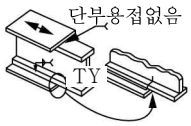
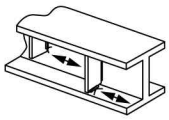
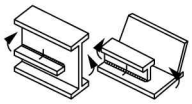
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 3 - 조립부재의 용접 연결부					
3.4 응력 작용방향과 평행한 필릿용접에 의해 연결된 덮개판의 용접금속 및 모재부	B	110.0	55.0	용접단부에서 어느 정도 떨어진 용접표면 또는 용접내부의 불연속부	
3.5 끝부분 돌림용접 적용여부와 관계없고 사각형 또는 경사진 단면의 덮개판 폭이 플랜지보다 좁은 경우 또는 끝부분 용접이 있는 플랜지 폭이 플랜지보다 큰 경우 용접연결부의 용접금속부 또는 모재부				돌림용접 지단부의 플랜지, 종방향 용접이 끝나는 부분의 플랜지, 덮개판 폭이 플랜지보다 큰 경우 용접된 플랜지모서리	
- 플랜지 두께 ≤ 20 mm	E	31.0	15.5		
- 플랜지 두께 ≥ 20 mm	E'	17.9	9.0		
3.6 플랜지와 접합된 끝부분은 마찰이음 고장력볼트로 접합되고, 나머지 부분은 용접연결된 덮개판의 용접단부의 모재부	B	110.0	55.0	종방향용접이 끝나는 부분의 플랜지	
3.7 끝부분 용접이 없고 플랜지보다 폭이 넓은 덮개판의 종방향 용접이 끝나는 부분의 모재부	E'	17.9	9.0	덮개판 용접 끝부분의 플랜지 모서리	
유형 4 - 보강재 용접 연결부					
4.1 수직보강재와 플랜지 및 수직보강재와 웨브의 필릿용접 지단부의 모재부(주: 지압보강재와 연결판 등의 유사 용접부 포함)	C'	82.7	41.4	필릿용접지단의 기하학적 불연속부	
4.2 응력 작용방향과 평행하게 연속적으로 웨브 또는 플랜지에 필릿용접된 수평보강재 용접부의 용접금속 및 모재부	B	110.0	55.0	용접단부로부터 일정거리 떨어진 부분의 용접표면 및 내부의 불연속부	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

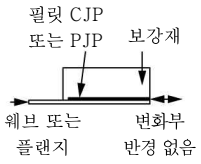
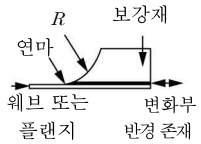
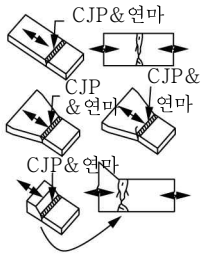
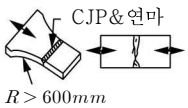
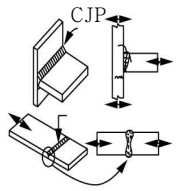
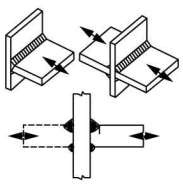
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 4 - 보강재 용접 연결부					
4.3 웨브 또는 플랜지에 부착된 수평보강재 용접단부의 모재부. •변화부 반경을 두지 않는 필릿용접 보강재의 경우 - 보강재두께 < 25 mm - 보강재두께 ≥ 25 mm •변화부 반경을 갖고 용접 끝부분을 매끈하게 연마한 경우 - R ≥ 600 mm - 600 mm > R ≥ 150 mm - 150 mm > R ≥ 50 mm - 50 mm > R	 E E' B C D E	 31.0 17.9 110.0 69.0 48.3 31.0	 15.5 9.0 55.0 34.5 24.2 15.5	용접이 끝나는 부분 용접지단에 접한 주부재 (플랜지 또는 웨브) 변화부 반경 끝부분의 주부재 (플랜지 또는 웨브)	 
유형 5 - 응력 작용 방향에 수직한 방향으로 용접된 접합부					
5.1 용접의 건정성이 비파괴시험을 통해 입증되고, 용접부가 응력 작용방향으로 연마되어 있는 완전용입 그루브용접부의 용접금속 및 모재부(폭이나 두께방향 변화부 기울기가 1:2.5 이하)	B	110.0	55.0	용접내부 불연속부(결함부) 또는, 폭 또는 두께가 변화하는 시점	
5.2 다른 조건은 5.1의 경우와 같고, 그루브용접 단부의 접선점에서 시작한 폭변화부 반경이 600 mm 이상인 경우	B	110.0	55.0	용융부 주변의 불연속부 또는 용접내부의 불연속부	
5.3 완전용입그루브용접된 T형 또는 모서리 접합부 주변 또는 용접된 부분의 용접금속 및 모재부 또는 두께변화가 없거나 1:2.5 이하의 두께변화가 있는 경우로 용접덧살이 제거되지 않은 완전용입 그루브용접 맞대기 이음부의 용접금속 및 모재부	C	69.0	34.5	용융부 주변 또는 용접지단의 불연속부 표면	
5.4 하중전달형 불연속 판요소가 양면 필릿용접에 의해 부착된 상세의 용접금속 또는 모재부, 또는 응력 작용방향에 수직한 판의 양면에 부분용입 그루브용접 접합된 상세의 용접금속 및 모재부 (식 4.1-5에 의해 조정된 C 상세 적용)	C	69.0	34.5	모재에 접한 용접지단의 기하학적 불연속부 또는 인장을 받는 용접루트	

표 4.1−1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

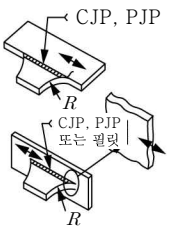
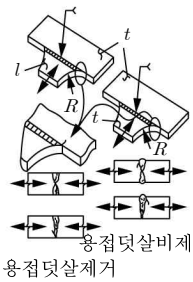
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 6 − 횡방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
6.1 주응력 방향과 평행한 방향의 용접에 의해 부착되고 용접단을 매끈하게 연마하였으며 변화부의 반경이 R인 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들어, 측면연결판) 위치에서 종방향으로 응력을 받는 부재의 모재부				종방향으로 응력을 받는 부재모서리 또는 용접단이 매끈하게 연마되지 않은 경우 용접지단부와 변화부 반경과의 접촉점 근처	
− R≥600 mm	B	110	55.0		
− 600 mm>R≥150 mm	C	69.0	34.5		
− 150 mm>R≥50 mm	D	48.3	24.2		
− 50 mm>R	E	31.0	15.5		
용접단을 매끈하게 연마하지 않은 모든 변화부 반경에 대해서 (주의: 적용가능하다면, 조건 6.2, 6.3 또는 6.4 또한 검토해야 한다.)	E	31.0	15.5		
6.2 종방향으로 응력을 받는 동일한 두께의 부재에 주응력과 평행한 방향으로 완전용입 그루브용접으로 부착되고 변화부 반경 R을 포함하는 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면연결판)의 모재에서 용접 건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끈하게 연마된 경우 :				변화부 반경의 접촉점 근처나 용접내부 또는 종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방향으로 응력을 받는 부착물의 융해 경계	
용접덧살이 제거되었을 때 :					
− R≥600 mm	B	110.0	55.0		
− 600 mm>R≥150 mm	C	69.0	34.5		
− 150 mm>R≥50 mm	D	48.3	24.2		
− 50 mm>R	E	31.0	15.5		
용접덧살이 제거되지 않았을 때 :					
− R≥600 mm	C	69.0	34.5		
− 600 mm>R≥150 mm	C	69.0	34.5		
− 150 mm>R≥50 mm	D	48.3	24.2		
− 50 mm>R	E	31.0	15.5		
(주의 : 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)				종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방향으로 응력을 받는 부착물의 모서리를 따라 생긴 용접지단부	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

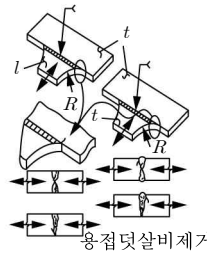
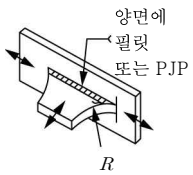
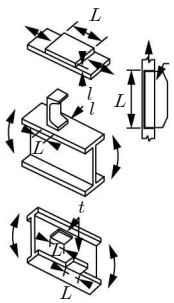
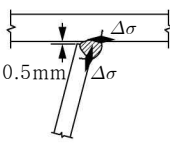
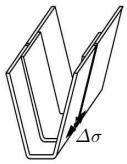
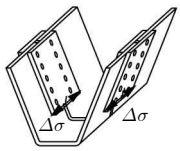
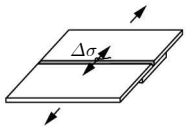
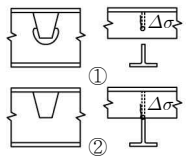
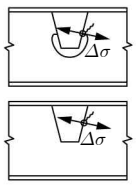
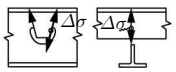
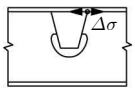
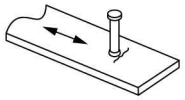
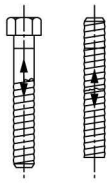
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 6 – 횡방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
6.3 종방향으로 응력을 받는 두께가 다른 부재에 주응력과 평행한 방향으로 완전용입 그루브용접으로 부착되고 용접변화부 반경 R을 포함하는 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면 연결판)의 모재에서 용접건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끈하게 연마된 경우: 용접덧살이 제거되었을 때: – R≥50 mm – R<50 mm 용접덧살이 제거되지 않았을 때: (주의: 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)	 D E E	 48.3 31.0 31.0	 24.2 15.5 15.5	두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지부 용접변화부 반경이 작은 용접단 두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지단부	
6.4 종방향으로 응력을 받는 부재에 주응력과 평행한 방향으로 필릿용접이나 부분용입 그루브용접으로 부착된 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면 연결판)의 모재부 (주의 : 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)	조건 5.4 참조				
유형 7 – 종방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
7.1 변화부 반경을 포함하지 않는 이음부가 주응력 방향과 평행 또는 수직한 방향으로 각각 길이가 L이고 두께가 t로 그루브용접 또는 필릿용접으로 부착된 종방향으로 응력을 받는 부재의 모재부 – L<50 mm – 50 mm≤L≤12 t 또는 100 mm – L>12 t 또는 100 mm – t<25 mm – t≥25 mm	 C D E E'	 69.0 48.3 31.0 17.9	 34.5 24.2 15.5 9.0	용접 지단부에서의 주부재	
유형 8 – 기타					
8.1 리브와 바닥판간 용접 – 용접이전에 용용접루트 간격이 0.5 mm 이하인 단일면 80%(최소 70% 이상) 용입 용접부	C	69.0	34.5	그림 참조	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 8 – 기타					
8.2 리브용접 이음부 – 용접간격이 리브의 두께보다 크고 영구받침봉이 그대로 남아있는 맞대기 일면 그루브용접부	D	48.3	24.2	그림 참조	
8.3 볼트가 적용된 리브이음부 – 고장력 마찰접합된 전단면 적용 모재부	B	110.0	55.0	그림 참조	
8.4 바닥판이음부 – 영구받침봉이 그대로 남아있는 횡방향 또는 종방향 맞대기 일면 그루브용접부	D	48.3	24.2	그림 참조	
8.5 리브의 횡리브 또는 가로보 용접부-횡리브 또는 가로보에 필릿 또는 완전용입용접된 리브용접부	C	69.0	34.5	그림 참조	
8.6 리브와 용접된 횡리브 또는 가로보의 웨브 – 리브와 필릿, 부분용입 또는 완전용입용접된 횡리브 또는 가로보의 웨브 용접부	C	69.0	34.5	그림 참조	
8.7 횡리브 또는 가로보 절곡부 – 끝단이 강구조시방서에 따라 “매끈하게” 가스절단된 모재 (벌크헤드플레이트 절곡부)	B	110.0	55.0	그림 참조	
8.8 절곡부에서의 리브판 - 횡리브 또는 가로보와 필릿, 부분용입 또는 완전용입용접된 지점의 리브판 (벌크헤드플레이트와 횡리브 또는 가로보와 필릿, 부분용입 또는 완전용입용접된 지점의 벌크헤드플레이트)	C	69.0	34.5	그림 참조	
8.9 횡리브 또는 가로보, 바닥판과 리브의 교차점	E	31.0	15.5	그림 참조	

주의 1) 필릿이나 부분 용입용접부에서 응력이 면내성분에 의해 지배되는 경우에는 식 (4.1-5)가 고려되어야 한다. 이러한 경우, Δf 는 두께의 중심에서 계산되어야 한다.

표 4.1－1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 9 – 기타					
9.1 필릿이나 자동 스터드 용접에 의해 부착된 스터드형태의 전단연결재 부근의 모재부	C	69.0	34.5	모재의 용접단부	
9.2 축방향 인장을 받는 F8T 볼트		100	50	그림 참조	
축방향 인장을 받는 F10T(S10T) 볼트		110	55		
축방향 인장을 받는 F13T(S13T) 볼트		80	40		

4.1.2.4 구속을 줄이기 위한 상세

용접 구조물은 구속-유발파단을 일으킬 수 있는 심한 구속에 의해 응력이 발생 될 수 있는 상세 및 균열과도 같은 기하학적 불연속부를 갖지 않도록 상세를 설계해야 한다.
작용 응력방향과 평행한 수평보강재 용접부와 수직보강재 용접부 교차부에는 용접지단 사이의 간격이 최소 25 mm 이상 되도록 설계한다.

4.1.2.5 피로강도

일정진폭응력에 대한 각 상세별 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N}\right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \qquad N \le N_{TH} \qquad (4.1\text{-}2)$$

다양한 진폭응력에 대한 각 상세별 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N}\right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \qquad N \le N_{TH} \qquad (4.1\text{-}3)$$

$$= \left(\frac{N_{TH}}{N}\right)^{\frac{1}{5}} (\Delta F)_{TH}, \qquad N_{TH} \le N \le N_{CL} \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서, N: 대상 구조상세가 설계수명 동안 받을 것으로 예상되는 활하중에 의한 응력범위 반복횟수

$(\Delta F)_{TH}$: 표 4.1-2에 주어진 일정진폭 피로한계값 (MPa)

$(\Delta F)_{CL}$: 표 4.1-3에 주어진 무한수명 공칭피로강도 (MPa)

N_{TH} : 일정진폭 피로한계값($(\Delta F)_{TH}$)에 해당하는 응력범위 반복횟수 (표 4.1-2)

N_{CL} : 무한수명 응력범위(cut-off limit)에 해당하는 응력범위 반복횟수 (표 4.1-3)

그림 4.1-1은 범주 A에서 E'까지의 공칭피로강도를 나타낸 그래프이다.

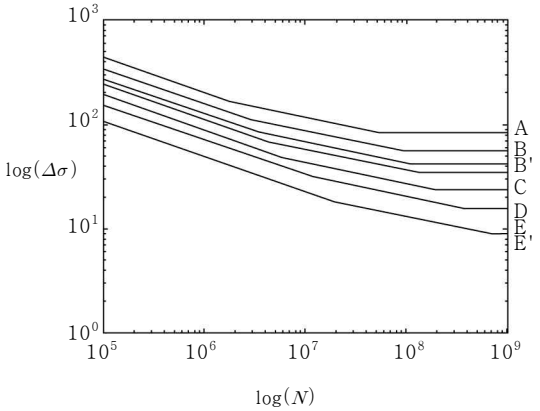


그림 4.1−1 피로강도곡선

N이 N_{CL}을 초과하거나 트럭 교통량을 명확히 규정할 수 없는 경우는 표 4.1-3에 주어진 무한수명에 해당하는 공칭 피로강도 $(\Delta F)_{CL}$를 적용할 수 있다.
불연속된 판에 의해 하중을 받고 응력방향과 수직한 방향으로 필릿용접 또는 부분용입 그루브용접 연결된 상세부 모재에 대한 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\triangle F)_n = (\triangle F)_n^c \left(\frac{1.12 - \left(\frac{2a}{t_p}\right) + 1.24\left(\frac{w}{t_p}\right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq (\triangle F)_n^c \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, $(\triangle F)_n^c$: 상세범주 C에 대한 공칭피로강도 (MPa)

$2a$: 하중 전달판의 두께방향으로의 용접루트 사이 간격 (mm)
(필릿용접의 경우 $(2a/t_p)$는 1.0임.)

t_p : 하중을 받는 판의 두께 (mm)

w : 하중 전달판 두께방향의 필릿용접의 각장 (mm)

표 4.1−2 일정진폭 피로한계값($(\Delta F)_{TH}$) 및 반복횟수(N_{TH})

상세범주	$(\Delta F)_{TH}$(MPa)	N_{TH} ($\times 10^6$)
A	165.0	1.83
B	110.0	2.95
B'	82.7	3.54
C	69.0	4.38
C'	82.7	2.55
D	48.3	6.40
E	31.0	12.12

상세범주	$(\Delta F)_{TH}$(MPa)	N_{TH} ($\times 10^6$)
E'	17.9	22.32
축방향인장을 받는 F8T 볼트	100.0	0.84
축방향인장을 받는 F10T(S10T) 볼트	110.0	0.77
축방향인장을 받는 F13T(S13T) 볼트	80.0	0.84

표 4.1−3 무한수명 공칭피로강도($(\Delta F)_{CL}$) 및 반복횟수(N_{CL})

상세범주	$(\Delta F)_{CL}$ (MPa)	N_{CL}($\times 10^6$)
A	82.5	58.41
B	55.0	94.49
B'	41.4	113.11
C	34.5	140.27
C'	41.4	81.47
D	24.2	204.76
E	15.5	387.77
E'	9.0	714.17
축방향인장을 받는 F8T 볼트	50.0	6.75
축방향인장을 받는 F10T(S10T) 볼트	55.0	6.13
축방향인장을 받는 F13T(S13T) 볼트	40.0	6.75

4.1.3 변형유발피로

모든 횡방향 부재를 종방향 부재의 단면을 포함하는 적절한 구조요소에 연결해 줌으로서, 예상하였거나 예상치 못한 하중을 전달하기에 충분한 하중경로를 제공해 주어야 한다. 이러한 하중경로는 여러 구조요소를 용접 또는 볼트로 연결하여 확보할 수 있다.
웨브의 좌굴과 면외 변형을 제어하기 위해 KDS 14 31 10(4.3.3.1.5.3)의 규정을 만족해야 한다.

4.1.3.1 수직연결판

연결판은 다음과 같은 단면의 압축 및 인장플랜지 모두에 대해 용접 또는 볼트를 이용해 연결되어야 한다.

(1) 내・외부 다이아프램이나 브레이싱은 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.

(2) 가로보는 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.

(3) 특별한 조건이 주어지지 않는 한, 용접 및 볼트연결은 직선교의 경우 90,000 N의 횡하중에 저항하도록 설계되어야 한다.

4.1.3.2 수평연결판

(1) 플랜지에 수평연결판을 붙이는 것이 곤란할 경우에는, 보강된 웨브에 부착되는 수평연결판은 플랜지에서 플랜지폭의 1/2 이상 떨어져야 한다. 비보강 웨브에 부착된 수평연결판은 플랜지에서 150 mm 이상 및 플랜지 폭의 1/2 이상 떨어져야 한다.

(2) 수평연결판으로 연결된 수평 브레이싱 부재의 끝은 웨브 및 수직보강재로부터 최소 100 mm의 거리를 유지해야만 한다.

(3) 보강재가 사용된 웨브의 수평연결판은 보강재가 웨브와 같은 면에 있는 경우든 없는 경우든 모두, 보강재의 중심선에 맞추어 설치되어야 한다. 수평연결판과 보강재가 웨브의 같은 면에 위치한 경우에는 수평연결판을 보강재에 부착해야 한다. 이 경우에 수직보강재는 압축플랜지로부터 인장플랜지까지 연속되어 있어야 하며, 양쪽 플랜지 모두에 부착되어야 한다.

4.1.3.3 강바닥판

강바닥판에 대한 구조상세는 강바닥판 조항의 규정을 만족해야 한다.

4.2 인성요구조건

(1) 국내의 지역별 온도구역은 표 4.2-1에 따르며, 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 사용강재는 표 4.2-2에 따라서 샤르피흡수에너지로 나타내는 저온인성규격을 만족해야 한다.

(2) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 최대 허용판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도구역에 따라 표 4.2-2에 규정한 값으로 한다.

(3) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시해야 한다.

표 4.2-1 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구분	최저 공용온도(T)[2]	대상지역[1]
온도구역 Ⅰ	−15 ℃≤T	부산, 울산, 광주 전체지역
		전라남도 전체지역
		경상남도 전체지역
		경상북도 전체지역(온도구역II 지역 제외)
		제주도 전체지역
온도구역 Ⅱ	−25 ℃≤T<−15 ℃	서울, 인천, 대구, 대전 전체지역
		경기도 동부를 제외한 지역
		충청남도 전체지역
		전라북도 전체지역
		경상북도 내륙지역
		강원도 해안지역
온도구역 Ⅲ	−35 ℃≤T<−25 ℃	경기도 동부지역(동두천, 이천, 양평 등)
		강원도 내륙지역
		충청북도 전체지역

주 1) 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30년 내 최저기온에 따라 온도구역을 구분한다.
2) 최저 공용온도(T)라 함은 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(100년 재현주기 최저 기온과 유사)을 말한다.

표 4.2-2 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역 별 최대 허용판두께

온도구역 강종				온도구역Ⅰ (−15 ℃)[1]	온도구역Ⅱ (−25 ℃)[1]	온도구역Ⅲ (−35 ℃)[1]
구분	기호	충격시험[3]		최대허용판 두께[2] (mm)		
		시험온도	샤르피 흡수에너지			
용접 구조용 압연 강재	SM400 SM400C	0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상	40 100	40 100	40 95
	SM490B SM490C SM490-TMC	0 ℃ 0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상 47 J 이상	40 95 95	40 80 80	40 70 70
	SM490YB SM520B SM520C SM520C-TMC	0 ℃ 0 ℃ 0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 27 J 이상 47 J 이상 47 J 이상	40 40 85 85	40 40 70 70	40 40 60 60
	SM570 SM520-TMC	−5 ℃ −5 ℃	47 J 이상 47 J 이상	70 70	60 60	50 50
용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA400B SMA400C	0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상	40 100	40 100	40 95
	SMA490B SMA490C	0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상	40 95	40 80	40 70
	SMA570	−5 ℃	47 J 이상	70	60	50

온도구역 강종				온도구역Ⅰ (−15 ℃)[1]	온도구역Ⅱ (−25 ℃)[1]	온도구역Ⅲ (−35℃)[1]
구분	기호	충격시험[3]		최대허용판 두께[2] (mm)		
		시험온도	샤르피 흡수에너지			
교량 구조용 압연 강재	HSB500	−5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB500L	−20 ℃	47 J 이상	100	95	80
	HSB500W	−5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB600	−5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB600L	−20 ℃	47 J 이상	95	80	65
	HSB600W	−5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB800	−20 ℃	47 J 이상	55	45	40
	HSB800L	−40 ℃	47 J 이상	80	70	60

주 1) 선형보간법에 따라 최대 허용판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도.

2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)를 알고 있는 경우, 주 1의 기준공용온도에 따른 선형보간법을 적용하여 최대 허용판두께를 산정해도 좋다. 예를 들어 SM520C의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 -20℃라면 구역 Ⅰ의 −15℃와 구역 Ⅱ의 −25℃를 기준으로 하여 최대 허용판 두께는 77.5 mm(≒78 mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 −35℃≤T＜−15℃일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.

3) KS B 0810 “금속 재료 충격 시험 방법”에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지흡수능력으로 표현하는 값임.

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

강구조 피로 및 파단 설계기준(하중저항계수설계법)

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 20 : 2017

강구조 피로 및 파단 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 25 : 2017

강구조 연결 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 25 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 25 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제　　정 : 2016 년 6월 30일　　개　　정 : 2017년 12월 20일

심　　의 : 중앙건설기술심의위원회　　자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 공통사항 ····· 1
4.2 거더이음 ····· 21
4.3 강관구조접합 ····· 24

강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조물 연결부의 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 공통사항

4.1.1 일반사항

4.1.1.1 설계일반

(1) 접합부의 설계강도 ϕR_n은 이 기준과 KDS 14 31 05에 따라 산정한다.

(2) 접합부의 소요강도는 명시된 설계하중에 대한 구조해석에 의해 결정되어야 한다.

(3) 접합부 설계에 사용되는 힘과 변형은 구조해석 시 적용한 접합부의 의도된 성능 및 가정과 일치해야 한다.

(4) 축력을 받는 부재의 축이 한 점에서 만나지 않을 경우에는 편심의 영향을 고려해야 한다.

(5) 건축 구조물 접합부는 건축강구조 표준접합상세지침에 따르고 그렇지 않을 경우 구조상의 안전에 이상이 없도록 해야 한다.

4.1.1.2 단순접합

(1) 단순접합부는 무시할 정도로 작은 모멘트를 전달한다. 단순접합부는 구조해석 시에 회전이 구속되지 않은 것으로 가정한다.

(2) 설계도서에서 별도 지정이 없는 한 작은 보, 큰 보 또는 트러스 부재의 단순접합은 회전에 대해 유연하게 설계해야 하며, 접합부에서 전달하는 축력 및 전단력에 대해서만 설계하는 것이 허용된다.

(3) 단순접합부는 부재의 단부 회전을 수용할 수 있어야 한다. 구조해석에 의한 소요 회전을 흡수할 수 있는 충분한 회전용량을 갖고 있어야 한다. 보의 단부 회전을 수용하기 위한 접합부의 자체 제한적 비탄성 변형은 허용된다.

4.1.1.3 모멘트접합

(1) 모멘트접합부은 모멘트를 전달한다. 접합부의 회전이 무시할 정도로 작은 완전 모멘트 접합부와 무시하지 못할 정도인 부분 모멘트접합부가 있다.

(2) 완전 모멘트접합부는 구조해석 시 접합부에서 회전이 발생하지 않는 것으로 가정한다. 완전 모멘트접합부는 강도한계상태에서 접합되는 부재들 사이의 각도가 원상태로 유지될 수 있도록 충분한 강도와 강성을 갖고 있어야 한다.

(3) 부분 모멘트접합부는 구조해석 시 접합부의 하중-회전각 관계를 포함시켜야 한다. 부분 모멘트접합부는 접합부 요소들이 강도한계상태에서 충분한 강도와 변형용량을 갖고 있어야 한다.

(4) 작은 보, 큰 보 및 트러스 부재의 모멘트접합은 축력과 전단력뿐만 아니라 접합부의 휨 강성으로 인하여 유발되는 모멘트와의 조합력에 대해서 설계해야 한다.

4.1.1.4 편심접합

편심력이 작용하는 접합부에서는 편심의 영향을 고려해야 한다. 책임구조기술자가 확인한 경우에 소성회전중심법을 적용하여 접합부의 해석 및 설계를 할 수 있다.

4.1.1.5 기둥의 이음 및 선단밀착접합

(1) 기둥이 지압판으로 지지되거나 또는 이음부에서 선단지지 되도록 가공된 경우에는 모든 부분들이 안전하게 제 위치를 유지할 수 있도록 충분한 연결재들이 있어야 한다.

(2) 기둥 이외의 압축부재가 선단지지 되도록 가공된 경우에는 이음판과 연결재들이 모든 부분을 제 위치에 유지할 수 있도록 배치되어야 하며, 다음의 ①또는 ②의 조건 중 하나에 따라 설계 되어야 한다. 두 가지 조건 중 엄격하지 않은 조건의 적용도 허용된다.

① 소요압축강도의 50%에 해당하는 축방향 인장력

② 소요압축강도의 2%에 해당하는 횡방향 하중으로 인한 휨모멘트와 전단력. 횡방향 하중은, 부재에 작용하는 다른 하중을 제외하고, 이음부에 작용시켜야 한다. 부재는 핀 연결된 것으로 가정하여 이음부의 전단과 휨모멘트를 정한다.

4.1.1.6 접합부의 최소강도

접합부의 설계강도는 45 kN 이상이어야 한다. 다만, 연결재, 새그로드 또는 띠장은 제외한다.

4.1.1.7 용접 또는 볼트의 배열

(1) 편심에 대한 별도의 검토가 없는 경우, 축방향 힘을 전달하는 부재의 단부에서 용접이나 볼트의 군은 그 군의 중심이 부재의 중심과 일치하도록 배열해야 한다.

(2) 정적하중을 받는 ㄱ형강, 쌍ㄱ형강 부재 또는 이와 유사한 부재의 단부접합에서는 상기 (1)을 적용하지 않는다.

4.1.1.8 용접과 볼트의 병용

(1) 볼트접합은 용접과 조합해서 하중을 부담시킬 수 없다. 이러한 경우 용접이 전체하중을 부담하는 것으로 한다.

(2) 다만 전단접합에는 용접과 볼트의 병용이 허용된다. 표준구멍과 하중방향에 직각인 단슬롯의 경우 볼트접합과 하중방향에 평행한 필릿용접이 하중을 각각 분담할 수 있다. 이때 볼트의 설계강도는 지압볼트접합 설계강도의 50%를 넘지 않도록 한다.

(3) 마찰볼트접합으로 이미 시공된 구조물을 개축할 경우 고장력볼트는 이미 시공된 하중을 받는 것으로 가정하고 병용되는 용접은 추가된 소요강도를 받는 것으로 용접설계를 병용할 수 있다.

4.1.1.9 볼트와 용접접합의 제한

다음의 접합부에 대해서는 용접 또는 마찰접합을 사용해야 한다.

(1) 높이가 38 m 이상인 다층 구조물의 기둥이음부

(2) 높이가 38 m 이상인 구조물의 기둥-보 연결부와 기둥가새가 연결된 모든 보의 접합부

(3) 용량 50 kN 이상의 크레인을 설치한 구조물의 지붕트러스 이음부, 지붕트러스와 기둥 연결부, 기둥 이음부, 기둥가새, 크레인 지지부

(4) 기둥-보 모멘트접합부에서 볼트가 용접과 병용될 경우에 마찰볼트접합을 사용

(5) 기계받침과 교량 등과 같이 동적 하중을 받는 구조물의 접합부

4.1.1.10 이음부 설계세칙

(1) 응력을 전달하는 필릿용접의 최소유효길이는 공칭용접치수의 10배 이상 또한 30 mm 이상을 원칙으로 한다.

(2) 응력을 전달하는 겹침이음은 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 하고, 겹침길이는 얇은쪽 판두께의 5배 이상 또한 20 mm 이상으로 한다.

(3) 고장력볼트의 공칭구멍직경은 표 4.1-1에 따른다.

(4) 고장력볼트의 구멍중심간의 거리는 공칭직경의 2.5배를 최소거리로 하고 3배를 표준거리로 한다.

(5) 고장력볼트의 구멍중심에서 피접합재의 연단까지의 최소거리는 연단부 가공방법을 고려하여 표 4.1-2에 따른다.

(6) 고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판두께의 12배 이하 또한 150 mm이하로 한다.

표 4.1−1 고장력볼트의 공칭구멍 치수 (mm)

고장력볼트의 직경	표준구멍의 직경	과대구멍의 직경	단슬롯	장슬롯
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75

표 4.1−2 볼트중심에서 연단까지 최소거리 (mm)

볼트의 공칭직경(mm)	연단부의 가공방법	
	전단절단, 수동가스절단	압연형강, 자동가스절단, 기계가공마감
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
30 초과	1.75 d	1.25 d

4.1.2 용접

4.1.2.1 그루브용접

4.1.2.1.1 완전용입 그루브용접

(1) 모재의 규정 항복강도와 인장강도 이상이 되도록 용접된 완전용입 그루브용접의 공칭강도는 접합되는 모재 중 공칭강도가 작은 쪽 값으로 한다.

(2) 인장강도 600 MPa 이상의 강종에 대해 언더매칭 용접을 한 경우에는 용접금속의 인장강도를 기준으로 공칭강도를 정한다.

4.1.2.1.2 부분용입 그루브용접

(1) 부분용입 그루브용접의 유효목두께는 $\sqrt{2t}$ (mm) 이상으로 한다. 여기서, t는 접합부의 두꺼운 쪽 판의 두께이다. 단, 부분용입 그루브용접의 유효목두께는 얇은 쪽 판의 두께 이하이어야 한다.

(2) 부분용입 그루브용접의 용접방법 및 그루브 형상에 따른 유효목두께는 표 4.1-3에 따른다.

(3) 부분용입 그루브용접의 유효면적은 용접의 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

(4) 부분용입 그루브용접의 공칭강도는 용접축에 평행으로 작용하는 인장 또는 압축에 대해서는 고려할 필요가 없으며, 그 외의 경우에는 표 4.1-5에 따른다.

표 4.1−3 부분용입그루브용접의 유효목두께

용접방법	용접자세	그루브 형상	유효목두께
SMAW GMAW	모든 자세	J 또는 U 그루브, 60° V 그루브	그루브 깊이
SAW	아래보기 자세	J 또는 U 그루브, 60° 베벨 또는 V 그루브	
GMAW FCAW	아래보기 자세 수평 자세	45° 베벨	
SMAW	모든 자세	45° 베벨	그루브 깊이에서 3mm 공제
GMAW FCAW	수직 자세 위보기 자세		

4.1.2.2 필릿용접

4.1.2.2.1 유효면적

(1) 필릿용접의 유효면적은 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

(2) 필릿용접의 유효길이는 필릿용접의 총길이에서 용접치수의 2배를 공제한 값으로 한다.

(3) 필릿용접의 유효목두께는 용접치수의 0.7배로 한다. 접합하는 두 부재사이의 각도가 90°가 아닌 경우, 또는 용접 다리의 크기가 서로 다른 경우의 필릿용접 유효목두께는 용접루트를 꼭지점으로, 용접 외측면을 밑변으로 하는 용접단면 내접 삼각형의 높이로 한다.

(4) 플러그용접과 슬롯용접의 유효길이는 목두께의 중심을 잇는 용접중심선의 길이로 한다.

4.1.2.2.2 제한사항

(1) 필릿용접의 최소치수는 표 4.1-4에 따른다.

표 4.1－4 필릿용접의 최소치수 (mm)

접합부의 두꺼운 쪽 소재 두께 t	필릿용접의 최소치수
$t < 6$	3
$6 \le t < 13$	5
$13 \le t < 20$	6
$20 \le t$	8

(2) 겹침이음의 필릿용접 최대치수 s는 연단이 용접되는 판의 두께 t에 대해서,
① $t < 6\,\mathrm{mm}$일 때, $s = t$
② $t \ge 6\,\mathrm{mm}$일 때, $s = t - 2\,\mathrm{mm}$

(3) 강도를 기반으로 하여 설계되는 필릿용접의 최소길이는 공칭용접치수의 4배 이상으로 하여야 한다. 또는 유효용접치수는 그 유효길이의 1/4 이하로 하여야 한다.

(4) 평판 인장재의 단부에 길이방향으로 필릿용접이 될 경우 각 필릿용접의 길이는 이들 용접의 직각방향 간격보다 길게 해야 한다. 이때 인장재의 유효 순단면적은 4.1.2.3에 따른다.

(5) 부재 단부에 용접된 필릿용접의 길이가 용접치수의 100배 이내인 경우에는 실제 용접된 길이를 유효길이로 사용할 수 있다. 용접길이가 용접치수의 100배를 초과하고, 300배 이하인 경우에는 실제 용접된 길이에 다음의 감소계수, β를 곱한 값을 필릿용접의 유효길이로 한다.

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{z}\right) \le 1.0 \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, l : 부재 단부 필릿용접의 실제 길이 (mm)
z : 필릿용접의 치수 (mm)

용접길이가 용접치수의 300배를 초과하는 경우에는 용접치수의 180배를 필릿용접의 유효길이로 한다.

(6) 단속 필릿용접은 연결부 또는 겹친 면사이의 힘을 전달하거나 조립부재의 요소를 서로 접합하는데 사용할 수 있다. 단속 필릿용접의 한 세그멘트 길이는 용접치수의 4배 이상이며 최소 40 mm이어야 한다.

(7) 겹침이음의 경우 최소 겹침길이는 연결부의 얇은 쪽 판 두께의 5배 또는 25 mm로 한다.

(8) 축방향력을 받는 부재의 겹침이음이 횡방향 필릿용접만으로 된 경우 겹쳐진 부재의 양쪽 단부는 필릿용접을 해야 한다. 그러나 최대하중 작용 시에 접합부가 벌어지지 않도록 겹친 부분의 변형이 충분히 구속된 경우에는 예외로 한다.

4.1.2.3 플러그 및 슬롯용접

4.1.2.3.1 유효면적

플러그 및 슬롯용접의 유효전단면적은 접합면에서의 구멍 또는 슬롯의 공칭단면적으로 한다.

4.1.2.3.2 제한사항

(1) 플러그 및 슬롯용접은 겹침이음부에서의 전단력 전달, 겹침이음한 요소들 사이의 벌어짐 또는 좌굴을 방지, 조립단면의 요소들 사이의 접합 등을 위해 사용할 수 있다.

(2) 플러그용접을 위한 구멍의 직경은 구멍이 있는 판의 두께에 8 mm를 더한 값 이상, 용접 두께의 2.25배 또는 최소 직경에 3 mm를 더한 값 이하로 한다.

(3) 플러그용접의 최소 중심간격은 공칭구멍직경의 4배로 한다.

(4) 슬롯용접의 슬롯길이는 용접두께의 10배 이하로 한다. 슬롯의 폭은 슬롯이 있는 판의 두께에 8 mm를 더한 값 이상, 용접두께의 2.25배 이하로 한다. 슬롯의 끝부분은 반원형, 또는 귀퉁이를 판두께 이상의 반지름으로 둥글게 해야 한다.

(5) 슬롯용접 길이에 횡방향인 슬롯용접선의 최소간격은 슬롯 폭의 4배로 한다. 길이방향의 최소 중심간격은 슬롯길이의 2배로 한다.

(6) 슬롯용접선의 횡방향 최소간격은 슬롯 폭의 4배로 한다. 길이방향의 최소 중심간격은 슬롯 길이의 2배로 한다.

(7) 플러그 및 슬롯용접의 두께는 판 두께 16 mm 이하의 경우 판 두께와 동일하게 하고, 16 mm를 초과하는 경우에는 판 두께의 1/2 이상으로 하되 최소 16 mm로 한다.

4.1.2.3.3 공칭강도

플러그 및 슬롯용접의 공칭강도는 표 4.1-5에 따른다.

4.1.2.4 설계강도

(1) 용접의 단위길이당 설계강도, ϕR_n은 식 (4.1-2)와 같이 구하며, 식 (4.1-3)에 따른 용접 단위길이당 소요강도, P_u 이상이어야 한다.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_w \qquad (4.1\text{-}2)$$

단, ϕ와 F_{nw}의 값은 표 4.1-5에 따른다.

(2) 필릿용접의 단위길이 당 소요강도, P_u는 용접의 단위길이 당 작용하는 모든 방향의 힘들의 합력의 크기이다. 여기서 합력의 크기는 임의의 방향으로 작용하는 힘들의 벡터 합으로 구할 수 있으며, 작용하는 힘을 용접의 유효면에서 서로 직각인 3방향으로 구분한 경우에는 다음 식과 같이 계산할 수 있다.

$$P_u = \sqrt{P_\perp^{\,2} + V_\perp^{\,2} + V_\parallel^{\,2}} \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, $P_\perp$: 필릿용접의 유효면에 작용하는 수직력

$V_\perp$: 필릿용접의 유효면에서 용접축에 직각방향으로 작용하는 전단력

$V_\parallel$: 필릿용접의 유효면에서 용접축에 평행으로 작용하는 전단력

표 4.1−5 용접부 응력의 공칭강도 (MPa)

용접구분	응력구분	공칭강도 (F_{nw})	저항계수 (ϕ)
완전용입 그루브용접	용접축에 직각인 인장	모재와 동일 (9.1.2.1.1)	
	용접축에 직각인 압축	모재와 동일 (9.1.2.1.1)	
	용접축에 평행한 인장, 압축	별도 검토하지 않음	
	전단	$0.6F_u$ [1)]	0.8
부분용입 그루브용접	용접축에 직각인 인장	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.8
	9.1.1.4(1)에 따른 기둥의 선단밀착접합부 압축	별도 검토하지 않음	
	9.1.1.4(2)에 따른 기둥 외의 선단밀착접합부 압축	$0.6F_u$ [1)]	0.8
	선단밀착접합부 외의 압축	$0.9F_u$ [1)]	0.8
	용접축에 평행한 인장, 압축	별도 검토하지 않음	
	전단	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.75

용접구분	응력구분	공칭강도 (F_{nw})	저항계수 (ϕ)
필릿용접	전단	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.75
	용접축에 평행한 인장, 압축	별도 검토하지 않음	
플러그, 슬롯용접	접합면에 평행한 전단	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.75

주 1) 용접부 모재의 인장강도이며, 언더매칭용접의 경우에는 용접재의 인장강도를 적용한다.
주 2) 인장강도 600MPa의 강종(HSB460)은 $0.56F_u$, 800MPa의 강종(HSA650, HSB690)은 $0.45F_u$을 적용하며, 인장강도가 이들 사이인 강종의 경우에는 보간법을 적용한다.

(3) 책임구조기술자가 별도로 용접재의 강도 등급을 선택하여 용접부를 설계하는 경우에는 상기 (1) 대신에 용접재와 모재의 강도를 고려하여 용접부의 강도를 결정할 수 있다.

(4) KCS 14 31 20에 따른 품질관리 구분 '나'의 구조물 중 용접검사 비파괴시험을 면제한 경우, 필릿용접부에 대해서는 식 (4.1-2)에 의해 계산한 값의 50%를 용접의 단위길이 당 설계강도 값으로 취한다.

4.1.2.5 용접의 병용

접합부에서 2가지 이상의 용접유형(그루브용접, 필릿용접, 플러그용접, 슬롯용접)을 병용할 경우, 용접군의 축에 대하여 각각 구분하여 계산해야 한다.

4.1.3 볼트

4.1.3.1 고장력볼트

(1) 모든 고장력볼트는 너트회전법, 직접인장측정법, 토크관리법, T/S볼트 등을 사용하여 표 4.1-7에 주어진 설계볼트장력 이상으로 조여야 한다.

(2) 마찰접합에서 하중이 접합부의 단부를 향할 때는 적절한 설계지압강도를 갖도록 4.1.3.5에 따라 검토해야 한다.

(3) 다음의 경우에는 밀착조임을 사용할 수 있다. 여기서, 밀착조임이란 임팩트렌치로 수 회 또는 일반렌치로 최대로 조여서 접합되는 판들이 서로 충분히 밀착된 상태가 된 볼트 조임을 말한다. 밀착조임은 설계도면과 시공도면에 명확히 표기해야 한다.

① 지압접합

② 진동이나 하중변화에 따른 고장력볼트의 풀림이나 피로를 설계에 고려할 필요가 없는 F8T의 경우

4.1.3.2 일반볼트

(1) 일반볼트는 영구적인 구조물에 구조용으로는 사용할 수 없으며, 가체결용으로만 허용한다.

(2) 일반볼트의 인장과 전단강도는 표 4.1-6에 따른다.

(3) 일반볼트의 접합에서 인장과 전단의 조합의 경우에는 4.1.3.4에 따른다.

(4) 일반볼트 구멍의 지압강도는 4.1.3.5에 따른다.

4.1.3.3 볼트의 인장 및 전단강도

(1) 밀착조임 볼트, 장력도입 볼트, 또는 나사 강봉의 설계인장강도 또는 설계전단강도 ϕR_n ($\phi = 0.75$)은 인장파단과 전단파단의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = F_n A_b \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서, F_n : 표 4.1-6에 따른 공칭인장강도 F_{nt}, 또는 공칭전단강도 F_{nv} (MPa)

A_b : 볼트, 또는 나사 강봉의 나사가 없는 부분의 공칭단면적 (mm^2)

(2) 소요인장강도는 접합부의 변형에 의한 지레작용을 고려한 인장력으로 한다.

표 4.1−6 볼트의 공칭강도 (MPa)

강도 \ 강종		고장력볼트			일반볼트
		F8T	F10T	F13T	4.6[5]
공칭인장강도, F_{nt}[1]		600	750	975	300
지압접합의 공칭 전단강도, F_{nv}[2]	나사부가 전단면에 포함될 경우[3]	320	400	520	160
	나사부가 전단면에 포함되지 않을 경우[4]	400	500	650	200

주 1) 인장강도의 0.75배
주 2) 힘 작용 방향으로 볼트접합부의 첫 번째 볼트와 맨 끝 볼트의 중심 거리가 800 mm 이하인 경우에 대한 것임. 이를 초과하는 경우에는 주어진 값의 85%를 적용함.
주 3) 인장강도의 0.4배
주 4) 인장강도의 0.5배
주 5) KS B 1002에 따른 강도 구분 4.6에 해당

4.1.3.4 지압접합에서 인장과 전단의 조합

(1) 지압접합이 인장과 전단의 조합력을 받을 경우 볼트의 설계강도는 다음의 인장과 전단파괴의 한계상태에 따라서 산정한다.($\phi = 0.75$)

$$R_n = F_{nt}' A_b \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, F_{nt}': 전단응력의 효과를 고려한 공칭 인장강도 (MPa)

$$F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \qquad (4.1\text{-}6)$$

F_{nt} : 표 4.1-6에 의한 공칭인장강도 (MPa)

F_{nv} : 표 4.1-6에 의한 공칭전단강도 (MPa)

f_v : 소요전단응력 (MPa)

(2) 볼트의 설계전단응력이 단위면적 당 전단소요응력 f_v 이상이 되도록 설계한다.

(3) 전단 또는 인장에 의한 소요응력 f가 설계응력의 20% 이하이면 조합응력의 효과를 무시할 수 있다.

4.1.3.5 볼트구멍의 지압강도

(1) 지압강도 한계상태에 대한 볼트구멍에서 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.75)$은 다음과 같이 산정한다.

① 표준구멍, 과대구멍, 단슬롯의 모든 방향에 대한 지압력 또는 장슬롯의 길이방향에 평행으로 작용하는 지압력의 경우

가. 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 있는 경우

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dtF_u \qquad (4.1\text{-}7)$$

나. 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 없는 경우

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dtF_u \qquad (4.1\text{-}8)$$

② 장슬롯의 길이방향에 직각으로 작용하는 지압력의 경우

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dtF_u \qquad (4.1\text{-}9)$$

여기서, d : 볼트 공칭직경 (mm)

F_u : 피접합재의 공칭인장강도 (MPa)

L_c : 하중방향 순간격, 구멍의 끝과 피접합재의 끝 또는 인접구멍의 끝까지의 거리 (mm)

t : 피접합재의 두께 (mm)

(2) 접합부에 대하여 지압강도는 각각 볼트의 지압강도의 합으로 산정한다.

(3) 지압접합과 마찰접합 모두에 대하여 볼트구멍의 지압강도를 검토해야 한다.

4.1.3.6 마찰접합의 미끄럼강도

(1) 마찰접합은 미끄럼을 방지하고 지압접합에 의한 한계상태에 대하여도 검토해야 한다.

(2) 마찰볼트에 끼움재를 사용할 경우에는 미끄럼에 관련되는 모든 접촉면에서 미끄럼에 저항할 수 있도록 해야 한다.

(3) 미끄럼 한계상태에 대한 마찰접합의 설계강도는 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = \mu\, h_f\, T_o\, N_s \qquad (4.1\text{-}10)$$

① 표준구멍 또는 하중방향에 수직인 단슬롯에 대하여, $\phi = 1.00$

② 과대구멍 또는 하중방향에 평행한 단슬롯에 대하여, $\phi = 0.85$

③ 장슬롯에 대하여, $\phi = 0.70$

여기서, μ: 미끄럼계수

= 0.5 (무도장 블라스트 처리한 마찰면)

= 0.45 (무기질 아연말 프라이머 도장한 표면)

h_f: 끼움재계수

= 1.0 : 끼움재를 사용하지 않는 경우와 끼움재 내 하중의 분산을 위하여 볼트를 추가한 경우 또는 끼움재 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 1개의 끼움재가 있는 경우

= 0.85 : 끼움재 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 2개 이상의 끼움재가 있는 경우

T_o: 표 4.1-7의 고장력볼트의 설계볼트장력 (kN)

N_s: 전단면의 수

표 4.1−7 고장력볼트의 설계볼트장력

볼트의 등급	볼트의 호칭	최소 인장하중[1] (kN)	설계볼트장력[2] (T_o) kN
F8T	M16	125.4	84
	M20	195.8	131
	M22	242.7	163
	M24	282.0	189
F10T	M16	156.7	105
	M20	244.8	164
	M22	303.4	203
	M24	352.5	236
	M27	458.8	307
	M30	561.3	376

볼트의 등급	볼트의 호칭	최소 인장하중[1] (kN)	설계볼트장력[2] (T_o) kN
F13T	M16	203.7	136
	M20	318.2	213
	M22	394.4	264
	M24	458.3	307

주 1) KS B 1010, 표 3에 규정된 볼트의 최소 인장하중
주 2) 설계볼트장력은 KS B 1010에 규정된 볼트의 최소 인장하중에 0.67을 곱한 값

4.1.3.7 마찰접합에서 인장과 전단의 조합

마찰접합이 인장하중을 받아 장력이 감소할 경우 4.1.3.6에서 산정된 설계미끄럼강도에 다음계수를 사용하여 감소한 후 산정한다.

$$k_s = 1 - \frac{T_u}{T_o N_b} \qquad (4.1\text{-}11)$$

여기서, N_b : 인장력을 받는 볼트의 수
T_o : 표 4.1-7에 따른 설계볼트장력 (kN)
T_u : 소요인장력 (kN)

4.1.3.8 핀접합

(1) 휨모멘트를 받는 핀의 설계강도 ϕM_n은 다음과 같이 산정한다.($\phi = 0.90$)

$$M_n = 1.00 F_y Z \qquad (4.1\text{-}12)$$

여기서, F_y : 핀의 항복강도 (MPa)
Z : 핀의 소성단면계수 (mm^3)

(2) 휨모멘트를 받는 핀의 설계전단강도 ϕV_n은 다음과 같이 산정한다.($\phi = 0.9$)

$$V_n = 0.6\ F_y A_p \qquad (4.1\text{-}13)$$

여기서, A_p : 핀의 단면적 (mm^2)

4.1.4 접합부재의 설계강도

4.1.4.1 설계인장강도

접합부재의 설계인장강도 ϕR_n은 인장항복과 인장파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

(1) 접합부재의 인장항복에 대하여($\phi = 0.90$)

$$R_n = F_y A_g \qquad (4.1\text{-}14)$$

(2) 접합부재의 인장파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = F_u A_e \quad (4.1\text{-}15)$$

여기서, A_e: 유효단면적 (mm^2), 볼트접합부의 경우에는 $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$

4.1.4.2 설계전단강도

접합부재의 설계전단강도 ϕR_n은 전단항복과 전단파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

(1) 접합부재의 전단항복에 대하여($\phi = 1.00$)

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \quad (4.1\text{-}16)$$

여기서, A_{gv} : 전단력을 받는 총단면적 (mm^2)

(2) 접합부재의 전단파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} \quad (4.1\text{-}17)$$

여기서, A_{nv}: 유효전단단면적 (mm^2)

4.1.4.3 블록전단강도

전단 파괴선을 따라 발생하는 전단파단과 직각으로 발생하는 인장파단의 블록전단파단 한계상태에 대한 설계강도는 다음과 같이 산정한 공칭강도에 $\phi = 0.75$를 적용하여 구한다.

$$R_n = [0.6\ F_u\ A_{nv} + U_{bs} F_u\ A_{nt}] \leq [0.6\ F_y\ A_{gv} + U_{bs} F_u\ A_{nt}] \quad (4.1\text{-}18)$$

여기서, A_{gv} : 전단저항 총단면적 (mm^2)

A_{nv} : 전단저항 순단면적 (mm^2)

A_{nt} : 인장저항 순단면적 (mm^2)

U_{bs} : 인장응력이 균일할 경우 1.0, 불균일할 경우 0.5 적용

4.1.4.4 설계압축강도

접합부재의 압축강도는 다음과 같이 산정한다.

(1) $KL/r \leq 25$인 경우($\phi = 0.90$)

$$P_n = F_y A_g \quad (4.1\text{-}19)$$

(2) $KL/r > 25$인 경우, KDS 14 31 10(4.2)의 압축부재를 적용한다.

4.1.5 끼움재

(1) 용접구조에서 두께 6 mm 이상의 끼움재는 이음판의 연단 밖으로 돌출해야 하며 끼움재의 표면에 작용하는 하중을 이음판에 전달하는데 충분하도록 용접해야 한다.

(2) 두께가 6 mm 이하인 끼움재의 단부는 이음판의 단부와 일치되게 용접해야 한다. 이음두께에 끼움재 두께를 더한 크기의 하중을 전달할 수 있도록 용접해야 한다.

(3) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6 mm 이하이면 전단강도는 감소하지 않는다고 가정한다.

(4) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6 mm 초과하고 19 mm 이하일 때 감소계수 $[1-0.0154(t-6)]$를 곱한다. 여기서 t는 끼움재의 전체두께이다.

4.1.6 이음

(1) 플레이트거더 또는 보의 그루브용접이음은 작은 쪽 이음 단면의 전강도로 설계해야 한다.

(2) 플레이트거더 또는 보의 단면 내에서 다른 형태의 이음은 이음점에서의 소요강도에 충분하도록 설계해야 한다.

4.1.7 지압강도

설계지압강도 ϕR_n은 국부압축항복의 한계상태를 가정하여 다음과 같이 산정한다.($\phi = 0.75$)
공칭지압강도 R_n은 지압형태에 따라 다음과 같이 산정한다.

4.1.7.1 공장가공면, 핀의 구멍, 지압보강재 등의 지압

$$R_n = 1.8\ F_y A_{pb} \qquad (4.1\text{-}20)$$

여기서, F_y : 항복강도 (MPa)
A_{pb} : 투영된 지압면적 (mm^2)

4.1.7.2 확장롤러 및 확장록커

(1) $d \le 635\,\mathrm{mm}$인 경우

$$R_n = 1.2(F_y - 90)\, l\, d / 20 \qquad (4.1\text{-}21)$$

(2) $d > 635\,\mathrm{mm}$인 경우

$$R_n = 30.2(F_y - 90)\, l \sqrt{d} / 20 \qquad (4.1\text{-}22)$$

여기서, d : 직경 (mm)
l : 지압길이 (mm)

4.1.8 주각부 및 콘크리트의 지압

주각부는 기둥의 하중과 모멘트를 기초에 전달할 수 있도록 설계되어야 한다. 콘크리트의 설계 지압강도 $\phi_c P_p(\phi_c = 0.65)$는 콘크리트압괴의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

(1) 콘크리트 총단면이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \qquad (4.1\text{-}23)$$

(2) 콘크리트 단면의 일부분이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \le 1.7 f_{ck} A_1 \qquad (4.1\text{-}24)$$

여기서, A_1 : 베이스플레이트의 면적 (mm^2)

A_2 : 베이스플레이트와 닮은꼴의 콘크리트 지지부분의 최대면적 (mm^2)

4.1.9 앵커볼트

(1) 앵커볼트는 주각부의 베이스플레이트를 통해 전달되는 인장 및 전단하중에 대해 저항할 수 있도록 설계해야 한다.

(2) 앵커볼트의 콘크리트 내 정착관련 규정은 KDS 14 20 52와 KDS 14 20 54를 참고한다.

(3) 앵커볼트의 설계는 4.1.3.3에 따른다.

4.1.10 집중하중을 받는 플랜지와 웨브

H형단면 부재에서 플랜지에 수직이며 웨브에 대하여 대칭인 단일 또는 이중 집중하중을 받는 경우에 적용한다.

(1) 한 쪽의 플랜지에 집중하중을 받는 경우에는 플랜지 국부휨, 웨브 국부항복, 웨브 크리플링 및 웨브 횡좌굴에 대하여 4.1.10.1, 4.1.10.2, 4.1.10.3 및 4.1.10.4에 의해 각각 설계한다.

(2) 양측의 플랜지로부터 집중하중을 받는 경우에는 웨브 국부항복, 웨브 압축좌굴에 대하여 4.1.10.2, 4.1.10.5에 의해 각각 설계한다.

(3) 큰 전단력을 받는 웨브 패널존은 4.1.10.6에 의해 설계한다.

(4) 소요강도가 한계상태의 설계강도를 초과하는 경우에는 소요강도와 설계강도의 차이만큼 보강재 또는 2중플레이트를 설치해야 한다.

(5) 추가되는 보강재와 2중플레이트에 대하여는 4.1.10.7 및 4.1.10.8에 의해 각각 설계한다.

4.1.10.1 플랜지 국부휨강도

플랜지에 수직으로 용접된 판에 작용된 인장력에 의해 국부휨을 받는 플랜지의 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.90$)은 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = 6.25 {t_f}^2 F_{yf} \qquad (4.1\text{-}25)$$

여기서, F_{yf} : 플랜지의 항복강도 (MPa)
t_f : 하중을 받는 플랜지의 두께 (mm)

플랜지 부재에 걸쳐 작용하는 하중구간의 길이가 $0.15b_f$보다 작으면 (여기서, b_f는 플랜지 부재의 폭), 식 (4.1-25)의 검토는 필요하지 않다. 다만, 부재 단부로부터 집중하중에 저항하는 거리가 $10t_f$보다 작은 경우 R_n의 50%를 저감한다.

4.1.10.2 웨브 국부항복강도

단일 집중하중과 2중 집중하중의 인장·압축 두 요소에 모두 적용된다. 집중하중이 작용하는 지점에서 웨브 필릿선단부의 설계강도 $\phi R_n (\phi = 1.00)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 국부공칭강도 R_n은 다음에 의해서 산정한다.

(1) 인장 또는 압축 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 d를 초과할 경우

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w \qquad (4.1\text{-}26)$$

(2) 상기의 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 d 이하일 경우

$$R_n = (2.5k + N) F_{yw} t_w \qquad (4.1\text{-}27)$$

여기서, k : 플랜지의 바깥쪽 면으로부터 웨브 필릿선단까지의 거리 (mm)
F_{yw}: 웨브의 항복응력 (MPa)
N : 집중하중이 작용하는 폭 (다만 k보다 작지 않을 것) (mm)
t_w : 웨브두께 (mm)
d : 부재의 전체깊이 (mm)

필요한 경우 수직보강재 또는 2중 플레이트 한 쌍을 설치한다.

4.1.10.3 웨브 크리플링강도

4.1.10.3은 압축 단일 집중하중과 2중 집중하중의 압축요소에 적용된다. 웨브 국부크리플링에 대한 설계강도 $\phi R_n(\phi = 0.75)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 크리플링 공칭강도 R_n은 다음에 의해서 산정한다.

(1) 집중하중이 재단에서 $d/2$ 이상 떨어진 지점에 작용할 때

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (4.1\text{-}28)$$

(2) 집중하중이 재단에서 $d/2$ 미만 떨어진 지점에 작용할 때

① $N/d \le 0.2$인 경우

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (4.1\text{-}29)$$

② $N/d > 0.2$인 경우

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (4.1\text{-}30)$$

여기서, t_f : 플랜지 두께 (mm)

강도가 부족할 경우, 1개의 수직보강재 또는 한 쌍의 수직보강재 또는 최소한 웨브깊이의 절반을 덮는 2중플레이트를 설치한다.

4.1.10.4 웨브 횡좌굴강도

집중 압축하중을 받는 휨부재의 하중작용점에서의 압축플랜지와 인장플랜지의 상대적 횡방향 이동이 구속되어 있지 않은 경우에 적용된다. 웨브의 횡좌굴에 대한 설계강도 $\phi R_n(\phi = 0.85)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 횡좌굴 공칭강도 R_n은 다음에 의해 산정한다.

(1) 압축플랜지가 회전에 대해서 구속될 때,

① $(h/t_w)/(l/b_f) \le 2.3$일 때,

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1 + 0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad (4.1\text{-}31)$$

② $(h/t_w)/(l/b_f) > 2.3$일 때, 웨브 횡좌굴의 한계상태에 대한 검토는 필요하지 않다.
웨브의 소요강도가 설계강도를 초과할 때, 국부 가로방향 가새를 인장플랜지에 설치하거나 또는 한 쌍의 수직보강재 또는 2중플레이트를 설치한다.

(2) 압축플랜지가 회전에 대해서 구속되지 않을 때,

① $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 1.7$일 때,

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad (4.1\text{-}32)$$

② $(h/t_w)/(l/b_f) > 1.7$일 때, 웨브 횡좌굴의 한계상태에 대한 검토는 필요하지 않다.
웨브의 소요강도가 설계강도를 초과할 때, 국부횡가새를 집중하중이 작용하는 지점의 양측 플랜지에 설치한다.

식 (4.1-31)과 식 (4.1-32)은 다음의 정의를 따른다.

b_f : 플랜지폭 (mm)

C_r : 하중작용 지점에서 $M_u < M_y$ 일 때, 6.62×10^6 (MPa)
하중작용 지점에서 $M_u \geq M_y$ 일 때, 3.31×10^6 (MPa)

h : 플랜지 사이의 순거리 (mm)
(압연형강은 모살을 제외한 거리, 용접형강은 플랜지 안쪽 사이의 거리로 함.)

l : 하중점에서 각 플랜지의 횡방향 비지지길이 (mm)

t_f : 플랜지 두께 (mm)

t_w : 웨브 두께 (mm)

4.1.10.5 웨브 압축좌굴강도

양쪽 플랜지에 집중 압축력이 작용할 때 무보강 웨브의 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.90)$은 다음에 의해 산정한다.

$$R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \qquad (4.1\text{-}33)$$

부재 단부로부터 한 쌍의 집중하중에 저항하는 거리가 $d/2$보다 작을 경우, R_n의 50%를 저감한다. 필요한 경우에 단일 수직보강재와 한 쌍의 수직보강재 또는 웨브의 전체깊이를 덮는 2중 플레이트를 설치한다.

4.1.10.6 웨브 패널존 전단강도

전단력과 압축력을 받는 패널존의 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.90)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 패널존 공칭강도 R_n은 다음에 의해 산정한다.

(1) 골조 안정성에 대한 패널존 변형의 효과가 해석에서 고려되지 않을 때

① $P_r \leq 0.4 P_c$일 때,

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \qquad (4.1\text{-}34)$$

② $P_r > 0.4P_c$일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right) \quad (4.1\text{-}35)$$

(2) 골조 안정성에 대한 소성 패널존 변형을 포함하는 것이 해석에서 고려될 때

① $P_r \leq 0.75P_c$일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \quad (4.1\text{-}36)$$

② $P_r > 0.75P_c$일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c}\right) \quad (4.1\text{-}37)$$

식 (4.1-34), 식 (4.1-35), 식 (4.1-36) 및 식 (4.1-37)은 다음의 정의를 따른다.

A : 기둥 횡단면적 (mm^2)
b_{cf} : 기둥 플랜지의 폭 (mm)
d_b : 보 깊이 (mm)
F_y : 기둥 웨브의 명시된 최소 항복강도 (MPa)
P_c : P_y (N)
P_r : 소요강도 (N)
P_y : F_yA, 기둥의 축방향 항복강도 (N)
t_{cf} : 기둥 플랜지의 두께 (mm)
t_w : 기둥 웨브의 두께 (mm)

필요한 경우 2중 플레이트 또는 한 쌍의 대각보강재를 강접합경계 내에 설치해야 한다.

4.1.10.7 집중하중에 대한 추가 보강재 요구사항

(1) 인장 집중하중에 저항하기 위해 요구되는 부재는 KDS 14 31 10(4.1)에 따라 설계하고 보강재가 필요한 경우, 소요강도와 한계상태강도의 차이만큼 설계한다. 보강재를 웨브에 용접하는 경우, 보강재 단부에 작용하는 인장력의 차이 만큼을 웨브에 전달할 수 있도록 설계한다.

(2) 압축 집중하중에 저항하기 위해 요구되는 보강재는 4.1.4.4와 KDS 14 31 10(4.2.6.2)에 의해 설계한다. 보강재를 플랜지에 용접하는 경우, 소요강도와 설계강도의 차이만큼 용접설계한다. 보강재를 웨브에 용접하는 경우, 보강재의 단부에 작용한 압축력의 차이만큼을 웨브에 전달할 수 있도록 설계한다.

(3) 압축력에 저항하는 전체깊이에 걸친 수직보강재는 4.1.4.4와 KDS 14 31 10(4.2.6.2)에 따라 축방향 압축력을 받는 부재로 설계한다. 부재의 성능은 유효좌굴길이를 0.75 h로 하고 유효단면은 2개의 보강재와 부재 안쪽으로 폭 $25t_w$, 부재 단부 쪽으로 폭 $12t_w$를 가지는 웨브의 스트립으로 구성되는 십자형 단면을 사용하여 결정한다.

(4) 수직 그리고 대각보강재는 다음의 추가적인 기준을 만족해야 한다.

① 집중하중을 받는 보강재 설계 시, 기둥 웨브두께의 1/2에 보강재 한 쪽의 폭을 더한 길이는 플랜지 또는 모멘트 접합 플레이트 폭의 1/3보다 작아서는 안 된다.

② 집중하중을 받는 보강재 설계 시, 보강재의 두께는 t_f의 1/2 그리고 b_f의 1/15 이상으로 한다.

③ 수직보강재의 길이는 4.1.10.5에서 요구하는 사항을 제외하고 부재깊이의 최소 1/2 이상으로 한다.

4.1.10.8 집중하중에 대한 추가 2중플레이트 요구사항

2중플레이트는 압축강도에 대해서 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을, 인장강도에 대해서 KDS 14 31 10(4.1)의 요구사항을 따른다. 전단강도(4.1.10.6 참고)에 대해서는 KDS 14 31 10(4.3)을 따른다.

4.2 거더이음

4.2.1 볼트이음

(1) 일반

① 연속경간에서 이음은 고정하중에 의한 휨모멘트 방향의 변환점 또는 변환점 가까이 있는 곳에 있도록 해야 한다.

② 응력 작용방향이 변하는 웨브와 플랜지의 이음은 정과 부의 휨모멘트에 대해 모두 검토해야 한다. 웨브와 플랜지의 이음에서 이음 한쪽 편에 볼트를 2줄 미만으로 해서는 안 된다.

③ 과대구멍과 슬롯은 볼트이음에서 부재나 이음판 어느 쪽에도 사용해서는 안 된다.

④ 휨부재의 볼트이음은 4.1.3.7의 규정에 따른 마찰접합으로 설계해야 한다. 강구조물의 가설과 바닥판의 콘크리트 타설 도중에 이음부에서 미끄러짐이 발생하지 않도록 설계해야 한다.

⑤ 이음점에서 강도한계상태에 대한 플랜지의 설계휨강도는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.6)의 관련 조항을 만족시켜야 한다.

⑥ 이음점에서의 강도한계상태의 설계하중에 의한 휨응력과 볼트 이음의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 휨응력은 전체단면을 사용하여 구한다.

⑦ 플랜지 L형강 볼트이음은 휨부재 각 면에 1개씩 있는 2개의 L형강을 포함해야 한다.

(2) 웨브 이음

① 웨브 이음판과 웨브의 연결은 웨브 이음점에서의 전단력과 이 전단력의 편심작용으로 인한 모멘트, 그리고 이음점에서 웨브가 분담해야 하는 휨모멘트에 대해 설계해야 한다.

② 웨브가 경사진 박스거더의 경우 웨브의 이음은 수직전단력의 웨브 면내 성분에 대해서 설계해야 한다.

③ 강도한계상태에서 최솟값으로 설계전단력, V_{uw}는 다음과 같다.

$$V_{uw} = 1.5\,V_u\,(\,V_u < 0.5\phi_v V_n \text{인 경우}) \qquad (4.2\text{-}1)$$

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2}\,(\,V_u \geq 0.5\phi_v V_n \text{인 경우}) \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, V_u : 이음점에서 설계하중에 의한 전단력

V_n : KDS 14 31 10(4.3.3.1.9.2) 또는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.9.3)에 규정된 웨브의 공칭전단강도

④ 강도한계상태에서의 설계전단력은 4.1.4.3에 규정된 웨브 이음판의 설계강도와 4.1.4.2에 규정된 웨브 이음판의 설계강도 중 작은 값을 초과해서는 안 된다.

⑤ 전단력의 편심거리는 이음의 중심선으로부터 고려 중인 이음 한쪽 편에 있는 볼트들의 무게중심까지의 거리를 취해야 한다.

⑥ 강도한계상태에서 웨브 이음판의 휨응력은 이음판의 항복강도에 강도저항계수를 곱한 값을 초과해서는 안 된다.

⑦ 웨브 이음의 볼트는 최대 볼트설계력에 대해 마찰접합으로 설계해야 한다. 웨브 이음 볼트의 미끄러짐을 검토하기 위해서 최솟값으로 설계전단력은 KDS 14 31 05(1.5)에 규정된 사용하중 조합을 고려하여 이음점에서의 전단력을 취해야 한다.

⑧ 웨브는 웨브 양면에 이음판으로 대칭이 되도록 연결한다. 웨브 이음판은 가능한 한 플랜지 사이의 웨브 전 높이를 덮을 수 있도록 연장시켜야 한다.

(3) 플랜지 이음

강도한계상태에서 제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력, F_{cf}에 이음의 양측 유효 플랜지 면적, A_e 중 작은 값을 곱하여 구한 최소강도 이상의 강도를 갖도록 설계해야 한다. 여기서, F_{cf}는 다음과 같다.

$$F_{cf} = \frac{\left(\frac{f_{cf}}{R_h} + \alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2} \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yf} \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, f_{cf} : 이음점에서 설계하중에 의한 제어 플랜지 두께 중심에서의 최대 휨응력

R_h : KDS 14 31 10(4.3.3.1.1.10,(1))에 규정된 응력감소계수

F_{cf} : 값이 웨브의 항복강도를 초과하지 않는 서로 다른 종류의 강재로 구성된 단면의 경우 응력감소계수는 1.0을 사용한다.

α : 1.0 (단, F_n이 F_{yf}보다 작은 비조밀단면의 플랜지에 대해 1.0보다 작은 (F_n/F_{yf})의 값을 사용할 수 있다.)

ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

F_n : 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

F_{yf} : 플랜지의 항복강도 (MPa)

A_e: 유효플랜지면적 (mm^2), 압축플랜지는 플랜지 총단면적이고, 인장플랜지의 경우 다음 식으로 산정한다.

$$A_e = \left(\frac{\phi_u F_u}{\phi_y F_y}\right) A_n \le A_g \qquad (4.2\text{-}4)$$

여기서, ϕ_u : 인장부재 파단에 대한 강도저항계수

ϕ_y : 인장부재 항복에 대한 강도저항계수

F_y : 인장플랜지의 최소인장강도 (MPa)

F_{yt} : 인장플랜지의 항복강도 (MPa)

A_n : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_g : 인장플랜지의 전단면적 (mm^2)

강도한계상태에서 비제어 플랜지의 이음판과 볼트는 설계응력, F_{ncf}에 이음의 양측 유효플랜지 면적, A_e중 작은 값을 곱하여 구한 최소강도값 이상의 강도를 갖도록 설계해야 한다. 여기서, F_{ncf}는 다음과 같다.

$$F_{ncf} = R_{cf}\left|\frac{f_{ncf}}{R_h}\right| \ge 0.75\alpha\phi_f F_{yt} \qquad (4.2\text{-}5)$$

여기서, R_{cf} : 제어 플랜지의 f_{cf}에 대한 F_{cf} 비의 절댓값

f_{ncf} : f_{nf}와 동일한 이음점에서의 비제어 플랜지 두께 중앙점의 설계휨응력, 인장응력은 (+), 압축응력은 (−)

R_h : KDS 14 31 10(4.3.3.1.1.10(1))에 규정된 플랜지 응력감소계수

강도한계상태에서 인장력을 받는 이음판의 설계단면력은 4.1.4.1에 규정된 설계인장강도를 초과하지 않도록 해야 한다. 압축력을 받은 이음판의 설계단면력은 다음의 설계압축강도, R_r을 초과하지 않도록 해야 한다.

$$R_r = \phi_c F_y A_s \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서, ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수

F_y : 이음판의 항복강도 (MPa)

A_s : 이음판의 전 단면적

플랜지의 볼트이음은 플랜지의 설계단면력에 대해 마찰연결로 설계해야 한다. 플랜지 볼트이음부의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 플랜지의 설계단면력은 사용하중조합에 의한 설계응력, F_s에 이음 양측의 플랜지 전 단면적 중 작은 값을 곱하여 구한 값 이상이어야 한다. 여기서, F_s는 다음과 같다.

$$F_s = \frac{f_s}{R_h} \qquad (4.2\text{-}7)$$

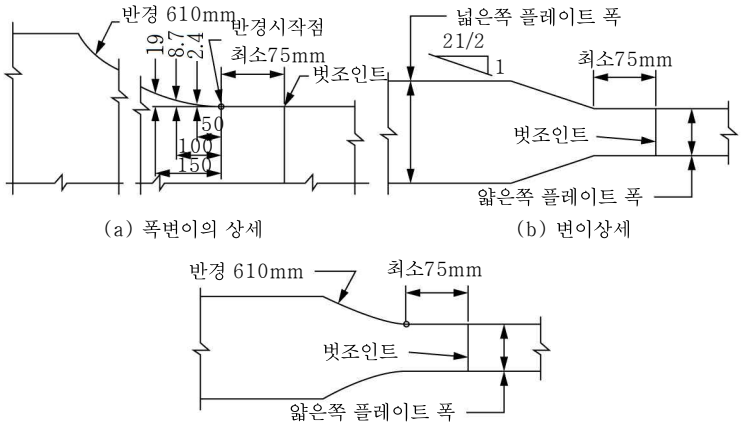
여기서, f_s : 사용하중조합에 의한 이음점에서 작은 쪽 단면의 검토대상 플랜지 두께에서의 휨응력

R_h : KDS 14 31 10(4.3.3.1.1.10(1))에 규정된 플랜지 응력감소계수

끼움재가 필요한 경우에는 4.1.5의 규정을 적용해야 한다.

4.2.2 용접이음

용접이음의 설계나 세부사항은 명시된 사항 또는 AWS D1.1과 KCS 24 00 00과 AWS D1.5의 규정을 따른다. 용접이음은 규정된 설계모멘트, 설계전단력 혹은 설계축방향력에 저항하도록 설계해야 한다. 인장과 압축부재는 완전용입 그루브용접으로 이어질 수 있는데, 이 때 이음판을 사용하지 않아도 된다. 현장 용접이음은 가능한 한 위보기 자세를 피하도록 설계해야 한다. 서로 다른 폭을 갖는 부재에 대한 그루브용접이음은 그림 4.2-1에서와 같은 대칭인 변화부를 가져야 한다. 계약서에는 서로 다른 두께의 그루브용접이음부의 오프셋 표면 기울기가 1/2.5 이하가 되도록 규정해야 한다.



(a) 폭변이의 상세 (b) 변이상세

(c) 반경 610mm 변이상세

그림 4.2−1 이음부 상세

4.3 강관구조접합

이 기준은 균일두께의 강관 접합부설계에 적용한다. 강관구조 볼트접합의 부가적인 요구사항은 4.1을 참조한다.

4.3.1 강관구조의 집중하중

4.3.1.1 적용한계

4.3의 규정은 다음과 같은 제한 범위내의 접합부에만 적용할 수 있다.

4.3.1.1.1 강도

강관에 대하여 $F_y \leq 360\ \mathrm{MPa}$

4.3.1.1.2 연성

강관에 대하여 $F_y / F_u \leq 0.8$

4.3.1.2 축직각방향 집중하중

4.3.1.2.1 원형강관

집중하중이 강관축에 직각으로 분포할 때, 국부항복 한계상태에 관한 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.90)$은 다음과 같이 산정한다.

$$\phi R_n = F_y t^2 \left[5.5/(1-0.81 B_p/D)\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-13)에 따른다.
추가적인 제한 요건은 다음과 같다.

(1) $0.2 < B_p/D \leq 1.0$

(2) T형 접합에 대하여 $D/t \leq 50$, X형 접합에 대하여 $D/t \leq 40$

4.3.1.2.2 각형강관

집중하중이 강관축에 직각으로 분포할 때, 설계강도 ϕR_n은 비균일 하중분포로 인한 국부항복, 전단항복(뚫림), 측벽강도의 한계상태에 따라 구한 값 중에서 최솟값으로 한다.

추가적인 제한요건은 다음과 같다.

(1) $0.25 < B_p/B \leq 1.0$

(2) 하중을 받는 관벽의 두께에 대해 $B/t \leq 35$

① 하중이 전달된 판내의 비균일 하중분포에 의한 판재의 국부항복 한계상태($\phi = 0.95$)

$$R_n = \left[10 F_y t/(B/t)\right] B_p \leq F_{yp} t_p B_p \qquad (4.3\text{-}2)$$

② 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$R_n = 0.6 F_y t \left[2t_p + 2B_{ep}\right] \qquad (4.3\text{-}3)$$

여기서, $B_{ep} = 10 B_p/(B/t) \leq B_p$

$B_p > (B-2t)$인 경우와 $B_p < 0.85B$인 경우 한계상태는 검토할 필요가 없다.

③인장력을 받는 측벽의 한계상태의 경우, 설계강도는 측벽의 국부항복응력으로 한다. 압축력을 받는 측벽의 한계상태의 경우, 설계강도는 측벽의 국부항복응력, 측벽의 국부크리플링, 측벽의 국부좌굴 한계상태 일 때의 값 중에서 최솟값으로 한다.
주강관과 지강관의 폭이 동일($\beta = 1.0$)하지 않다면 이러한 한계상태는 검토할 필요가 없다.
가. 측벽 국부항복의 한계상태($\phi = 1.0$)

$$R_n = 2F_y t[5k + N] \qquad (4.3\text{-}4)$$

여기서, k : 강관모서리의 외부반경, 명확하지 않을 경우에 $1.5t$로 한다.

나. T형 접합에서 측벽의 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.75$)

$$R_n = 1.6t^2[1 + 3N/(H - 3t)](EF_y)^{0.5}Q_f \qquad (4.3\text{-}5)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-22)에 따른다.

다. X형 접합에서 측벽의 국부좌굴의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$R_n = [48t^3/(H - 3t)](EF_y)^{0.5}Q_f \qquad (4.3\text{-}6)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-22)에 따른다.
강관과 직교하는 판과의 접합에서 강관 벽의 연성으로 인하여 용접선에서 하중전달이 불균등해지는 현상을 용접설계에서 고려해야 한다. 이에 대한 방법은 각형강관에 대한 홈용접이나 필릿용접의 유효길이 L_e를 다음과 같이 제한하여 충족시킬 수 있다.

$$L_e = 2[10/(B/t)][(F_y t)/(F_{yp} t_p)]B_p \le 2B_p \qquad (4.3\text{-}7)$$

여기서, L_e: 직교하는 판 양측의 용접에 대한 총 용접유효길이 (mm) 식 (4.3-7) 대신 다른 합리적인 방법에 의하여 구할 수 있다.

4.3.1.3 중공단면 폭의 중심에 종방향으로 분포된 횡방향 집중하중

집중하중이 강관의 축에 직각방향으로 작용하고(또는 강관의 축방향에 직각인 분력을 가지거나), 강관의 축을 따라 강관의 지름 또는 폭의 중심에 종방향으로 분포되는 경우, 강관의 축에 직각방향의 설계강도 ϕR_n은 주강관 소성화 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

4.3.1.3.1 원형강관

추가적인 제한요건 : T형 접합에 대하여 $D/t \leq 50$, X형 접합에 대하여 $D/t \leq 40(\phi = 0.90)$

$$R_n = 5.5F_y t^2(1+0.25N/D)Q_f \qquad (4.3\text{-}8)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-13)에 따른다.

4.3.1.3.2 각형강관

추가적인 제한요건 : 하중을 받는 관 벽에 관한 $B/t \leq 40(\phi = 1.00)$

$$R_n = \left[F_y t^2/(1-t_p/B)\right]\left[2N/B+4(1-t_p/B)^{0.5}Q_f\right] \qquad (4.3\text{-}9)$$

여기서, $Q_f = (1-U^2)^{0.5}$, U는 식 (4.3-24)에 따른다.

4.3.1.4 강관폭의 중심에 종방향으로 분포된 종방향 집중하중

각형강관의 부재축선 상을 따라 분포되는 집중하중이 부재축에 대해 편심을 가지고 평행인 방향으로 작용할 때, 그 접합부는 다음 사항을 확인해야 한다.

$$F_{yp}t_p \leq F_u t \qquad (4.3\text{-}10)$$

4.3.1.5 각형강관의 단부 마구리판에 작용하는 축방향 집중하중

강관의 단부가 마구리판으로 막힌 면에 부재축방향의 집중하중이 작용할 때, 설계강도 ϕR_n은 전단뒴을 고려하여, 벽체의 국부항복(인장력 또는 압축력으로 인한)과 벽체의 국부 크리플링(압축력만으로 인한)의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정해야 한다.
아래의 절차는, 집중하중이 마구리판(두께 t_p)을 통하여 2.5:1의 경사로 폭이 B인 강관의 두 벽체에 분포하여 전달된다고 가정한 것이다.

$5t_p + N \geq B$ 인 경우, 강관의 설계강도는 4개의 벽체가 부담하는 값으로 한다.
$5t_p + N < B$ 인 경우, 강관의 설계강도는 하중이 분포하는 2개의 벽체가 부담하는 값으로 한다.

4.3.1.5.1 1개의 벽체에 대한 국부항복 한계상태

$$R_n = F_y t\left[5t_p + N\right] \leq BF_y t \qquad (4.3\text{-}11)$$

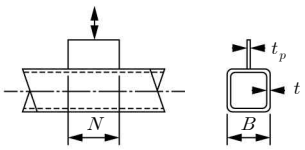
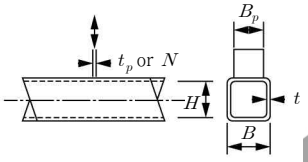
$$\phi = 1.00$$

4.3.1.5.2 한 개의 벽체에 대한 국부 크리플링 한계상태

$$R_n = 0.8t^2\left[1+(6N/B)(t/t_p)^{1.5}\right]\left[EF_y t_p/t\right]^{0.5} \qquad (4.3\text{-}12)$$

$$\phi = 0.75$$

표 4.3-1 각형강관과 강판접합부의 공칭강도

접합형태	접합부의 공칭강도
종방향 플레이트  	$\beta \le 0.85$ 기본: 주강관의 소성화
	$R_n = \dfrac{F_y t^2}{1-\dfrac{t_p}{B}}\left(\dfrac{2N}{B}+4\sqrt{1-\dfrac{t_p}{B}\,Q_f}\right)$
횡방향 플레이트  	$\beta \approx 1.0$ 기본: 강관의 측벽강도
	인장과 압축: $R_n = 2F_y t[5k+N]$ T형 접합의 압축 : $R_n = 1.6t^2\left[1+\dfrac{3N}{H-3t}\right]\sqrt{EF_y}\,Q_f$ X형 접합의 압축: $R_n = \dfrac{48t^3}{H-3t}\sqrt{EF_y}\,Q_f$
	$0.85 \le \beta \le 1-2t/B$ 기본: 뚫림전단 파괴
	$R_n = 0.6F_y t[2t_p+2B_{ep}]$
	모든 β 기본: 비균일 하중분포
	$R_n = \dfrac{10}{B/t}F_y t B_p \le F_{yp} t_p B_p$
수식과 사용범위	

$\dfrac{B}{t} \le 35$: 횡방향 판의 경우

≤ 40 : 종방향 판의 경우

$0.25 < \dfrac{B_p}{B} \le 1.0$: 횡방향 판의 경우

$B_{ep} : \dfrac{10B_p}{B/t} \le B_p$

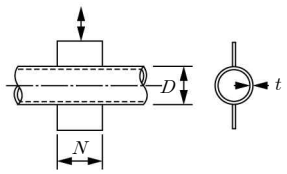
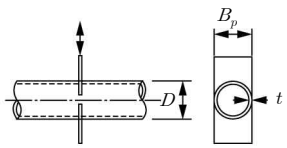
k : 강관의 모서리 외부반경 $\ge 1.5t$

Q_f : 1.0 (주관이 인장을 받는 횡방향 판 접합)

$Q_f : 1.3-0.4\dfrac{U}{\beta} \le 1.0$ (주관이 압축을 받는 횡방향 판 접합)

$Q_f : \sqrt{1-U^2}$ (종방향 판의 경우)

표 4.3-2 강관과 강판접합부의 공칭강도

접합형태	접합부의 공칭강도		
	축력	면내 휨	면외 휨
종방향 플레이트 	주관의 소성화 $R_n = 5.5F_y t^2\left(1+0.25\frac{N}{D}\right)Q_f$	$M_n = 0.8NR_n$	–
횡방향 플레이트 	$R_n = F_y t^2\left[\frac{5.5}{1-0.81\frac{B_p}{D}}\right]Q_f$	–	$M_n = 0.5B_pR_n$
함수 및 타당성 범위			
$\frac{D}{t} \le 50$: T형 접합인 경우, $\frac{D}{t} \le 40$: X형 접합인 경우 $0.2 < \frac{B_p}{D} \le 1.0$ (횡방향 판의 경우) Q_f : 1.0 (인장을 받는 주관) Q_f : $1.0-0.3U(1+U) \le 1.0$ (압축을 받는 주관)			

4.3.2 강관 간의 트러스접합

강관구조의 트러스접합은 하나 이상의 지강관으로 구성되고 접합부를 통과하는 연속적인 주강관에 직접 용접된 접합부로 정의하며 다음과 같이 분류한다.

(1) 지강관의 뚫림하중($P_r\sin\theta$)이 주강관의 보 전단력과 평형을 이루며, 그 접합을 지강관이 주강관과 수직이면 T형 접합으로 분류하고, 다르면 Y형 접합으로 분류한다.

(2) 지강관의 뚫림하중($P_r\sin\theta$)이 접합부의 같은 평면 상에서 다른 지강관의 하중과(20% 이내로) 평형을 이룬다면, 그 접합을 K형 접합으로 분류한다. 힘의 평형을 이루는 주요 지강관들 사이에 적절한 간격이 있어야 한다. N형 접합은 K형 접합의 한 형태로 고려할 수 있다. 하나의 지강관이 주강관에 수직인 K형 접합을 N형 접합으로 부른다.

(3) 뚫림하중($P_r\sin\theta$)이 주강관을 관통하고 반대편 지강관에 의해 평형을 이룰 때, 그 접합을 X형 접합으로 분류한다.

(4) 접합부가 2개 이상의 주요 지강관을 가지고 있거나 한 평면 이상의 평면에서 지강관을 갖는 경우, 그 접합은 일반이음 또는 다평면 이음으로 분류한다. 지강관이 일부하중은 K형 접합으로 일부하중은 T, Y 또는 X형 접합으로 전달할 때 공칭강도는 전체에서 각각의 비례에 따라 보간법에 의해 결정한다.

이 규정의 적용을 위해서는 주강관과 지강관의 중심선이 동일한 면 위에 있어야 하고, 각형 강관의 경우에는 벽체 면이 그 접합부 평면에 평행해야 한다. 주관에 지관을 용접하여 만든 강관 트러스인 경우, 적용범위 이내의 편심은 접합설계에 편심으로 인한 휨모멘트의 고려없이 허용할 수 있다.

4.3.2.1 원형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력 상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f를 통하여 구한다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1.0$$

(2) 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1+U) \qquad (4.3\text{-}13)$$

여기서, $U = \left| P_u / A_g F_c + M_u / SF_c \right|$; 유용성비 (4.3-14)

P_u : 주강관의 소요압축강도(N); K-이음에서 P_u은 더 작은 압축응력을 갖는 이음 부분에서 결정한다.(작은 U값)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)

$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.2.1.1 적용한계

접합 형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 접합부 편심: K형 접합에 대하여, $-0.55D \le e \le 0.25D$, 여기서 D는 바깥지름, e는 지강관에서 떨어진 거리로서 양의 수를 나타낸다.

(2) 지강관 각도: $\theta \ge 30°$

(3) 주강관벽 세장비: 벽지름 두께비로 T, Y, K-형 이음에서 50이하; X형 접합에서 40 이하

(4) 인장 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 50 이하

(5) 압축 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 $0.05E/F_y$ 이하

(6) 폭비: T, Y, X, 겹침 K형 접합은, $0.2 < D_b/D \le 1.0$이고, 간격 K형 접합은 $0.4 \le D_b/D \le 1.0$

(7) 간격 K접합인 경우: g는 지강관 벽두께 총합 이상

(8) 겹침 K접합인 경우: $25\% \le O_v \le 100\%$

여기서, $O_v = (q/p) \times 100\%$; p는 주강관에 대한 겹치는 지강관의 투영길이; q는 (주강관의 접촉면에서 측정한 겹친 길이) 겹침접합의 경우 더 큰 지강관(또는 직경이 같다면 더 두꺼운 지강관)이 주강관에 직접 연결되는 '관통부재'이다.

(9) 겹침접합의 지강관 두께비: 겹치는 지강관의 두께는 겹쳐지는 지강관 두께 이하로 한다.

(10) 강도: 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \le 360\,\mathrm{MPa}$

(11) 연성: $F_y/F_u \le 0.8$

4.3.2.1.2 T, Y, X형 접합의 압축력을 받는 지강관

T- 및 Y-형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 얻어진 값 중에서 작은 값으로 한다.

(1) T- 및 Y-형 접합에 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[3.1 + 15.6\beta^2\right] \gamma^{0.2} Q_f \qquad (4.3\text{-}15)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left[(1+\sin\theta)/2\sin^2\theta\right] \qquad (4.3\text{-}16)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 일 때, 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) X형 이음에서 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[5.7/(1 - 0.81\beta)\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}17)$$

4.3.2.1.3 K형 접합의 압축력을 받는 지강관

K형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 간격접합과 겹침접합에 관한 주강관 소성화의 한계상태와 간격접합에 관한 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 얻어진 값 중에서 작은 값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

① 압축 지강관의 경우

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[2.0 + 11.33 D_b/D\right] Q_g Q_f \qquad (4.3\text{-}18)$$

여기서, D_b는 단지 압축 지강관에 대하여만 관련된다.

$$Q_g = \gamma^{0.2}\left[1 + \frac{0.024\gamma^{1.2}}{e^{\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right)} + 1}\right] \quad (4.3\text{-}19)$$

간격접합에서 g(용접치수를 무시한 주강관 상단부를 따라 측정된)는 양수이다. 겹침접합에서 g는 음수이고 q와 같다.

② 인장 지강관의 경우

$$P_n \sin\theta = (P_n \sin\theta)_{\text{압축지관}} \quad (4.3\text{-}20)$$

(2) 간격 K형 접합에서 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left[(1 + \sin\theta)/2\sin^2\theta\right] \quad (4.3\text{-}21)$$

4.3.2.2 각형강관

주강관 하중과 국부지강관 이음하중에 의한 응력 상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f에 반영한다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1$$

(2) T, Y, X형 접합에서 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.3 - 0.4U/\beta \le 1 \quad (4.3\text{-}22)$$

(3) 간격 K형 접합에서 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.3 - 0.4U/\beta_{eff} \le 1 \quad (4.3\text{-}23)$$

여기서, $U = \left|P_u/A_g F_c + M_u/SF_c\right|$; 유용성비 (4.3-24)

P_u : 주강관의 소요축강도(N); 간격 K형 접합에서 P_u는 더 큰 압축응력을 갖는 접합부분에서 결정한다.(더 큰 U값)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)

$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.2.2.1 적용한계

접합형상이 다음 한계 내에 있을 때에만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 접합부 편심 : K형 접합에 대하여, $-0.55H \le e \le 0.25H$. 여기서, H는 주강관의 높이, e는 지강관에서 떨어진 거리로 양의 수이다.

(2) 지강관 각도 : $\theta \ge 30°$

(3) 주강관벽 세장비 : 벽의 폭두께비로 간격 K, T, Y, X형 접합에서 35 이하; 겹침 K형 접합에서 30 이하

(4) 인장 지강관벽 세장비 : 벽의 폭두께비로 35 이하

(5) 압축 지강관벽 세장비 : 벽의 폭두께비로 $1.25(E/F_{yb})^{0.5}$ 이하이며 간격 K형 접합과 T, Y, X형 접합에서 35 이하; 겹침 K형 접합에서 $1.1(E/F_{yb})^{0.5}$ 이하

(6) 폭비 : 주강관의 벽폭에 대한 지강관의 벽폭의 비로 T, Y, X와 겹침 K형 접합에서 0.25 이상; 간격 K형 접합에서 0.35 이상

(7) 형상비 : $0.5 \le$ 높이와 폭의 비 ≤ 2.0

(8) 겹침접합 : $25\% \le O_v \le 100\%$
여기서, $O_v = (q/p) \times 100\%$. p는 주강관에 대한 겹쳐지는 지강관의 투영길이; 주강관의 접촉면에서 측정한 겹친길이다. 겹침접합에서 더 큰 지강관(또는 폭이 같다면 두께가 더 큰)이 주강관에 연결되는 "관통부재"이다.

(9) 겹침 K접합에서 지강관의 폭비 : 겹쳐진 지강관의 폭에 대한 겹치는 지강관의 폭비로 0.75 이상

(10) 겹침 K접합에서 지강관 두께비 : 겹치는 지강관의 두께는 겹쳐지는 지강관의 두께 이하로 한다.

(11) 강도 : 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \le 360\,\mathrm{MPa}$

(12) 연성 : $F_y/F_u \le 0.8$

(13) 다른 제한들은 특별규정을 적용한다.

4.3.2.2.2 T, Y, X형 접합의 압축력을 받는 지강관

T, Y, X형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 주강관 소성화, 전단항복(뚫림), 측벽강도, 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태들에 따라 얻어진 값들 중 최솟값으로 한다. 또한 4.3.2.2.1의 적용범위 β는 0.25 이하로 할 수 없다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[2\eta/(1-\beta) + 4/(1-\beta)^{0.5}\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}25)$$

$\beta > 0.85$일 때, 이 제한은 검토할 필요가 없다.

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n \sin\theta = 0.6 F_y t B \left[2\eta + 2\beta_{eop}\right] \qquad (4.3\text{-}26)$$

식 (4.3-26)에서 유효외부뚫림변수 $\beta_{eop} = 5\beta/\gamma$는 β를 초과하지 못한다. 이 한계상태는 $\beta > (1 - 1/\gamma)$일 때와 $\beta < 0.85$, $B/t \geq 10$일 때 검토할 필요가 없다.

(3) 측벽강도의 한계상태에 관하여 인장 지강관의 설계강도는 측벽 국부항복의 설계강도로 취급한다. 측벽강도의 한계상태에 관하여 압축 지강관의 설계강도는 측벽 국부항복응력과 측벽 국부크리플링강도 중에서 작은 값으로 한다. 90°보다 작은 지강관을 갖는 X형 접합에 대하여는, 주강관 측벽의 전단파괴에 관하여 KDS 14 31 10(4.3.2.1.2.5)에 추가적으로 검토해야 한다.

주강관과 지강관이 같은 폭($\beta = 1.0$)이 아니라면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

① 국부항복의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$P_n \sin\theta = 2 F_y t \left[5k + N\right] \qquad (4.3\text{-}27)$$

여기서, k : 강관 모서리의 외부반경 (mm), 명확하지 않을 경우에 $1.5t$로 한다.

N : 주강관축에 평행한 하중지지길이 (mm), $H_b/\sin\theta$

② T, Y형 접합에서 측벽 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.75$)

$$P_n \sin\theta = 1.6 t^2 \left[1 + 3N/(H - 3t)\right] (E F_y)^{0.5} Q_f \qquad (4.3\text{-}28)$$

③ X형 접합에서 측벽 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = \left[48 t^3/(H - 3t)\right] (E F_y)^{0.5} Q_f \qquad (4.3\text{-}29)$$

(4) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = F_{yb} t_b \left[2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b\right] \qquad (4.3\text{-}30)$$

여기서, $b_{eoi} = \left[10/(B/t)\right] \left[F_y t/(F_{yb} t_b)\right] B_b \leq B_b \qquad (4.3\text{-}31)$

$\beta < 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.2.2.3 간격 K형 접합에서 압축력을 받는 지강관

간격 K형 접합의 경우, 지강관의 설계강도 ϕP_n은 주강관벽 소성화, 전단항복(뚫림), 전단항복, 비균일 하중분포로 인한 전단항복과 국부항복의 한계상태들에 따라 구한 최솟값으로 한다. 4.3.2.2.1의 적용한계와 더불어 다음의 한계상태들을 적용해야 한다.

(1) $B_b/B \geq 0.1+\gamma/50$

(2) $B_{eff} \geq 0.35$

(3) $\zeta = g/B \geq 0.5(1-\beta_{eff})$

(4) 간격: g, 지강관 벽두께의 총합 이상

(5) (더 작은 B_b) > (더 큰 B_b)의 0.63배 값

① 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[9.8\beta_{eff}\gamma^{0.5}\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}32)$$

② 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n \sin\theta = 0.6 F_y t B\left[2\eta+\beta+\beta_{eop}\right] \qquad (4.3\text{-}33)$$

식 (4.3-33)에서 유효외부뚫림변수 $\beta_{eop} = 5\beta/\gamma$ 는 β를 초과해서는 안 된다. 이 한계상태는 $B_b < (B-2t)$ 또는 지강관이 정사각형이 아닌 경우에만 검토할 필요가 있다.

③ 간격에서 주강관의 전단항복의 한계상태에 관하여, 설계강도는 KDS 14 31 10(4.2)에 따라 검토한다. 이 한계상태는 주강관이 정사각형이 아닌 경우에만 검토할 필요가 있다.

④ 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = F_{yb} t_b \left[2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b\right] \qquad (4.3\text{-}34)$$

$$\text{여기서, } b_{eoi} = [10/(B/t)]\left[F_y t/(F_{yb} t_b)\right] B_b \leq B_b \qquad (4.3\text{-}35)$$

이 한계상태는 지강관이 정사각형이 아니거나 $B/t < 15$인 경우에만 검토할 필요가 있다.

4.3.2.2.4 겹침 K형 접합에서 압축력을 받는 지강관

겹침 K형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태로부터 결정한다.($\phi = 0.95$)

(1) 겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $25\% \le O_v < 50\%$인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} \left[(O_v/50)(2H_{bi} - 4t_{bi}) + b_{eoi} + b_{eov} \right] \qquad (4.3\text{-}36)$$

(2) 겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $50\% \le O_v < 80\%$인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} \left[2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{eoi} + b_{eov} \right] \qquad (4.3\text{-}37)$$

(3) 겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $80\% \le O_v < 100\%$인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} \left[2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{eov} \right] \qquad (4.3\text{-}38)$$

여기서, b_{eoi} : 주강관에 용접된 지강관 면의 유효폭

$$= [10/(B/t)] [(F_y t)/(F_{ybi} t_{bi})] B_{bi} \le B_{bi} \qquad (4.3\text{-}39)$$

b_{eov} : 겹친 브레이스에 용접된 지강관 면의 유효폭

$$= [10/(B_{bj}/t_{bj})] [(F_{ybj} t_{bj})/(F_{ybi} t_{bi})] B_{bi} \le B_{bi} \qquad (4.3\text{-}40)$$

B_{bi} : 겹치는 지강관의 폭 (mm)

B_{bj} : 겹친 지강관의 폭 (mm)

f_{ybi} : 겹치는 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

f_{ybj} : 겹친 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

H_{bi} : 겹치는 지강관의 높이 (mm)

t_{bi} : 겹치는 지강관의 두께 (mm)

t_{bj} : 겹친 지강관의 두께 (mm)

겹쳐진 지강관의 강도 P_n은 식 (4.3-36), 식 (4.3-37) 및 식 (4.3-38)에 의한 겹치는 지강관의 강도 P_n에 계수 $A_{bj}F_{ybj}/A_{bi}F_{ybi}$를 곱한 값을 초과하지 않아야 한다.

여기서, A_{bi} : 겹치는 지강관의 단면적 (mm^2)

A_{bj} : 겹친 지강관의 단면적 (mm^2)

4.3.2.2.5 지강관의 용접

강관 이음부에서 강관 벽의 상대적 유연성의 차이로 인하여, 용접선을 따라 하중전달의 비균일성은 용접부에 비례하여 고려해야 한다. 각형강관에 홈용접과 필릿용접의 총 유효용접길이 L_e는 다음과 같이 제한한다.

(1) T, Y, X형 접합에서

① $\theta \le 50°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (4.3\text{-}41)$$

② $\theta \ge 60°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} \quad (4.3\text{-}42)$$

$50°$와 $60°$사이의 θ값에 대한 L_e를 구하기 위하여 직선보간법을 사용한다.

(2) 각 지강관 주위의 간격 K형 접합에서

① $\theta \le 50°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (4.3\text{-}43)$$

② $\theta \ge 60°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (4.3\text{-}44)$$

$50°$와 $60°$ 사이의 θ값에 대한 L_e를 구하기 위하여 직선보간법을 사용한다.

식 (4.3-41)~식 (4.3-44)까지의 위의 규정 대신에 다른 합리적인 방법도 허용한다.

(3) 겹침 K형 접합에서

겹치는 지강관에 대한 총유효용접길이는

①25% $\le O_v \le$50%인 경우

$$l_{e,i} = \frac{2O_v}{50}\left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right)\right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (4.3\text{-}45)$$

②80% $\le O_v \le$100%인 경우

$$l_{e,i} = 2\left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right)\right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (4.3\text{-}46)$$

③80% $\le O_v \le$100%인 경우

$$l_{e,i} = 2\left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right)\right] + B_{bi} + b_{eov} \quad (4.3\text{-}47)$$

$B_{bi}/B_b > 0.85$ 또는 $\theta_i > 50^o$일 경우, $b_{eoi}/2$는 $2t$를 초과해서는 안 되며, $B_{bi}/B_{bj} > 0.85$

$B_{bi}/B_b > 0.85$ 또는 $(190-\theta_i-\theta_j) > 50^o$일 경우, $b_{eov}/2$는 $2t_{bj}$를 초과해서는 안 된다.

겹쳐진 지강관에 대한 총유효용접길이는

$$l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin\theta_j} + 2b_{eoj} \qquad (4.3\text{-}48)$$

$$b_{eoj} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{ybj} t_{bj}}\right) B_{bj} \le B_{bj} \qquad (4.3\text{-}49)$$

$B_{bj}/B > 0.85$ 또는 $\theta_j > 50^o$인 경우,

$$l_{e,j} = \frac{2(H_{bj} - 1.2t_{bj})}{\sin\theta_j} \qquad (4.3\text{-}50)$$

4.3.3 강관 간의 모멘트접합

강관간의 모멘트접합은 접합부에서 연속인 주강관에 휨모멘트 하중을 받는 1개 이상의 지강관이 직접 용접접합된 것으로 다음과 같이 구분한다.

(1) 지강관이 하나이며 주강관에 직각인 T형 접합과 지강관이 하나이고 주강관에 직각이 아닌 Y형 접합

(2) 주강관의 서로 반대되는 양측에 지강관이 있는 접합을 X형 접합이라 한다.

지강관과 주강관의 중심선은 동일 평면에 위치해야 한다.

4.3.3.1 원형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f를 통하여 반영된다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1.0$$

(2) 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1+U) \qquad (4.3\text{-}51)$$

여기서, $U = \left|P_u/A_g F_c + M_u/SF_c\right|$; 유용성비 (4.3-52)

P_u : 주강관의 소요축강도 (N)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)

$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.3.1.1 적용한계

이음 형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때에만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 지강관 각도: $\theta \geq 30°$

(2) 주강관벽 세장비: 벽지름 두께비로 T, Y, K형 접합에서 50 이하, X형 접합에서 40 이하

(3) 인장 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 50 이하

(4) 압축 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 $0.05E/F_y$ 이하

(5) 폭비: $0.2 < D_b/D \leq 1.0$

(6) 강도: 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \leq 360\,\mathrm{MPa}$

(7) 연성: $F_y/F_u \leq 0.8$

4.3.3.1.2 T, Y, X형 접합에서 지강관의 면내휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 구해진 값 중에서 최솟값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$M_n \sin\theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \qquad (4.3\text{-}53)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left[(1 + 3\sin\theta)/4\sin^2\theta \right] \qquad (4.3\text{-}54)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.3.1.3 T, Y, X형 접합에서 지강관의 면외 휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 구해진 값 중에서 최솟값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$M_n \sin\theta = F_y t^2 D_b \left[3.0/(1 - 0.81\beta) \right] Q_f \qquad (4.3\text{-}55)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left[(3 + \sin\theta)/4\sin^2\theta \right] \qquad (4.3\text{-}56)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.3.1.4 T, Y, X형 접합에서 지강관의 휨모멘트와 압축력의 조합

지강관의 압축력, 면내 휨모멘트, 면외 휨모멘트 또는 이러한 하중효과들의 조합력을 받는 접합부는 다음을 만족해야 한다.

$$(P_u/\phi P_n)+(M_{u-ip}/\phi M_{n-ip})^2+(M_{u-op}/\phi M_{n-op}) \le 1.0 \qquad (4.3\text{-}57)$$

여기서, P_u : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요축강도 (N)
ϕP_n : 4.3.2.2.2로부터 구한 설계강도
M_{u-ip} : 지강관의 소요 면내 휨강도 (N・mm)
ϕM_{n-ip} : 4.3.3.2.2로부터 구한 설계휨강도
M_{u-op} : 지강관의 소요 면외 휨강도 (N・mm)
ϕM_{n-op} : 4.3.3.2.3으로부터 구한 설계휨강도

4.3.3.2 각형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f를 반영한다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1.0$$

(2) 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = (1.3-0.4U/\beta) \le 1 \qquad (4.3\text{-}58)$$

여기서, $U = \left|P_r/A_gF_c+M_r/SF_c\right|$; 유용성비 (4.3-59)
P_u : 주강관의 소요축강도 (N)
M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)
A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)
F_c : 설계응력 (MPa)
S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)
$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.3.2.1 적용한계

접합형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 지강관 각도는 약 90°

(2) 주강관 벽세장비: 벽의 폭두께비로 35 이하

(3) 인장 지강관의 벽세장비: 벽의 폭두께비로 35 이하

(4) 압축 지강관의 벽세장비: 벽의 폭두께비로 $1.25(E/F_{yb})^{0.5}$ 이하이며 또한 35 이하

(5) 폭비: 주강관의 폭에 대한 지강관의 폭비로 0.25 이상

(6) 형상비: $0.5 \leq$ 높이와 폭의 비 ≤ 2.0

(7) 강도: 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \leq 360\,\mathrm{MPa}$

(8) 연성: $F_y/F_u \leq 0.8$

(9) 다른 제한들은 특별규정을 적용한다.

4.3.3.2.2 T, X형 접합에서 지강관의 면내 휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관 소성화, 측벽 국부항복, 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태들에 따라 구한 최솟값이다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y t^2 H_b \left[(1/2\eta) + 2/(1-\beta)^{0.5} + \eta/(1-\beta) \right] Q_f \qquad (4.3\text{-}60)$$

$\beta > 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(2) 측벽 국부좌굴의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \qquad (4.3\text{-}61)$$

여기서, F_y^*: T형 접합에 대하여 F_y

F_y^*: X형 접합에 대하여 $0.8F_y$

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = F_{yb} \left[Z_b - (1 - b_{eoi}/B_b) B_b H_b t_b \right] \qquad (4.3\text{-}62)$$

여기서, $b_{eoi} = [10/(B/t)] \left[F_y t/(F_{yb} t_b) \right] B_b \leq B_b$ (4.3-63)

Z_b : 휨축에 대한 지강관의 소성단면계수 (mm^2)

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.3.2.3 T, X형 접합에서 지강관의 면외 휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관벽 소성화, 측벽 국부항복, 비균일 하중분포로 인한 국부항복, 주강관의 뒴파단의 한계상태들에 따라 구한 최솟값으로 한다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y t^2 \left[0.5 H_b (1+\beta)/(1-\beta) + \left[2BB_b (1+\beta)/(1-\beta) \right]^{0.5} \right] Q_f \qquad (4.3\text{-}64)$$

$\beta > 0.85$ 이상이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(2) 측벽 국부항복의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y^* t(B-t)(H_b+5t) \quad (4.3\text{-}65)$$

여기서, F_y^* : T형 접합에 대하여 F_y

F_y^* : X형 접합에 대하여 $0.8F_y$

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = F_{yb}\left[Z_b - 0.5(1-b_{eoi}/B_b)^2 B_b^2 t_b\right] \quad (4.3\text{-}66)$$

여기서, $b_{eoi} = [10/(B/t)]\,[F_y t/(F_{yb} t_b)]\,B_b \le B_b$ (4.3-67)

Z_b : 휨축에 대한 지강관의 소성단면계수 (mm^2)

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(4) 주강관 뒤틀림의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = 2F_y t\left[H_b t + [BHt(B+H)]^{0.5}\right] \quad (4.3\text{-}68)$$

주강관 뒤틀림이 다른 조치에 의하여 방지되어 있다면 X형 접합 또는 T형 접합에서 이 한계상태검토할 필요가 없다.

4.3.3.2.4 T, X형 접합에서 지강관의 휨모멘트와 압축력의 조합

지강관의 압축력, 면내 휨모멘트, 면외 휨모멘트 또는 이러한 하중효과들의 조합력을 받는 접합부는 다음을 만족해야 한다.

$$(P_u/\phi P_n) + (M_{u-ip}/\phi M_{n-ip})^2 + (M_{u-op}/\phi M_{n-op}) \le 1.0 \quad (4.3\text{-}69)$$

여기서, P_u : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요축강도 (N)

ϕP_n : 4.3.2.2.2로부터 구한 설계강도

M_{u-ip}: 지강관의 소요 면내 휨강도 (N・mm)

ϕM_{n-ip} : 4.3.3.2.2로부터 구한 면내 설계휨강도

M_{u-op} : 지강관의 소요 면외 휨강도 (N・mm)

ϕM_{n-op} : 4.3.3.2 참조

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 25 : 2017

강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 50 : 2016

강구조 물고임 및 내화 설계기준 (하중저항계수설계법)

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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 50 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계" 전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 물고임에 대한 개략설계 ····· 1
4.2 물고임에 대한 개선된 설계 ····· 2
4.3 내화설계 ····· 3

강구조 물고임 및 내화 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조물의 물고임 및 내화 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 물고임에 대한 개략설계

지붕구조는 물고임에 대한 적절한 강도와 강성을 확보해야 하며 지붕구조는 물고임에 대해 안정을 확보하기 위해 아래의 두 조건을 모두 만족해야 한다.

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \qquad (4.1\text{-}1)$$

$$I_d \leq 3940S^4 \qquad (4.1\text{-}2)$$

여기서, $C_p = \dfrac{504L_sL_p^4}{I_p}$, $C_s = \dfrac{504SL_s^4}{I_s}$

L_p : 큰보방향의 기둥간격 (주요 부재길이) (m)

L_s : 큰보의 수직방향 기둥간격(보조 부재길이) (m)

S : 보조부재간격 (m)

I_p : 주부재의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_s : 보조부재의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_d : 보조부재에 의해 지지되는 데크의 단면2차모멘트 (mm^4/m)

위 식의 적용에 있어서 트러스와 강재 장선의 경우는 단면2차모멘트, I_s를 15% 저감해야 한다. 그리고 강재 데크가 주부재에 의해 직접 지지되는 경우 보조부재로 간주한다.

4.2 물고임에 대한 개선된 설계

(1) 4.1에 의한 것 보다 더 정확한 지붕구조의 강성을 평가하는 경우 다음의 계수들을 이용할 수 있다.

① 주부재의 응력지표

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0}\right)_p \qquad (4.2\text{-}1)$$

② 보조부재의 응력지표

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0}\right)_s \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, f_o : 하중조합$(D+R)$에 의한 응력

D : 공칭고정하중

R : 물고임의 기여를 제외한 빗물이나 눈에 의한 공칭하중 (MPa)

(2) 주부재와 보조부재로 구성된 지붕구조에 대해 조합강성은 다음과 같이 평가할 수 있다.

①주부재에 대해 계산된 응력지표 U_p에 해당하는 값을 그림 4.2-1에서 찾는다.

②보조부재에 대해 계산된 C_s값까지 수평으로 이동한 후 가로좌표축 눈금을 읽는다.

③그 눈금은 주요부재의 유연도상수 상한치를 나타내며 이 상한치가 주부재에 대해 계산된 C_p 값보다 크면 주부재와 보조부재의 조합된 강성은 충분한 것으로 판단할 수 있고 그렇지 않은 경우에는 주부재 또는 보조부재에 대한 강성보강이 필요하다. 또한 그림 4.2-2를 사용하여 위와 비슷한 과정을 검토해야 한다.

(3) 등간격의 벽체보로 구성된 지붕구조의 강성은 다음과 같이 평가할 수 있다.

①보조부재들은 무한강성의 주부재에 의해 지지되는 것으로 간주한다.

②계산된 응력지표 U_s를 그림 4.2-2에서 찾고 U_s를 나타내는 수평선과 $C_P = 0$에 해당하는 곡선의 교차점으로부터 보조부재의 유연도상수 상한치 C_s를 결정한다.

(4) 기둥에 지지된 보 사이에 설치된 메탈데크로 이루어진 지붕구조의 경우에는 지붕데크의 1m 폭 $(S = 1.0)$에 해당하는 유연도상수 C_s를 계산하고 그림 4.2-1 또는 그림 4.2-2를 이용하여 강성을 평가한다.

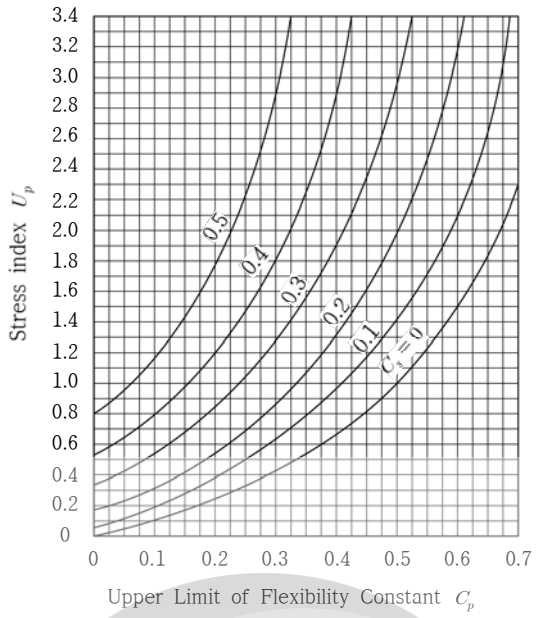


그림 4.2-1 주부재의 한계연성도계수

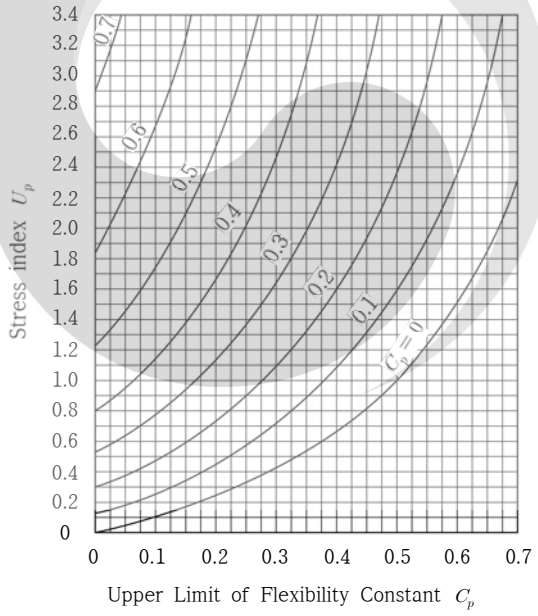


그림 4.2-2 보조부재의 한계연성도계수

4.3 내화설계

화재에 대하여 강구조물의 기둥, 보, 벽, 바닥, 지붕 등 주요 구조부의 내화설계를 수행하기 위한 지침을 제공한다. 설계자는 온도에 따른 구조재료의 열적 및 기계적 특성 변동을 고려하여 화재 시 주요 구조부의 안전성을 평가하여 내화설계를 수행할 수 있다.

4.3.1 설계 고려사항

수직하중 및 수평하중을 지지하는 주요 구조부는 화재 시 고온 및 고열에 견디어 하중을 지지할 수 있는 내화성능을 확보해야 한다. 필요한 경우 설계허가권자와의 협의에 의해 국제적으로 그 적합성이 인정되어 사용되고 있는 내화설계기준을 이 기준의 일부로 사용한다.

4.3.2 적용범위

건축법시행령 제56조(건축물의 내화구조)에 의한 용도 및 규모에 사용되는 강구조물의 주요 구조부에 적용한다.

4.3.2.1 사양적 내화설계

강구조물의 주요 구조부는 건축물의 피난·방화구조 등의 기준에 관한 규칙 제3조 내화구조에서 정하는 내화구조를 사용하여야 한다. 내화구조는 동 규칙 제3조 제1호 내지 제7호에 해당하는 것이거나 또는 동 규칙 제3조 제8호 또는 제27조 및 내화구조의 인정 및 관리기준에 의거 품질시험으로 내화구조의 성능기준을 확보한 것으로 인정된 구조이다. 또한 동 규칙 제3조 제8호 단서 조항에 해당하는 경우 품질시험을 생략할 수 있다.

4.3.2.2 성능적 내화설계

합리적이고 공학적인 해석방법으로 평가된 구조적 적합시간이 내화구조의 인정 및 관리기준에에서 정하는 내화구조의 성능기준과 동등하거나 그 이상인 경우에 해당 강구조물은 요구내화성능을 확보한 것으로 간주한다. 구조해석에 의한 강구조물의 구조적 적합시간은 4.3.3.3에 따라 결정할 수 있다.

4.3.3 내화성능 평가

4.3.3.1 품질시험에 의한 내화성능 평가

내화구조의 인정 및 관리기준에 따른 품질시험은 KS F 2257-1,4,5,6,7 건축구조 부재의 내화시험 방법에 의한 품질시험 방법에 따라 평가해야 한다.

4.3.3.2 품질시험 면제

건축물의 피난·방화구조 등의 기준에 관한 규칙 제3조 내화구조 제8호 단서 조항에 의거 산업표준화법에 따른 한국산업규격으로 내화성능이 인정된 구조로 된 것은 품질시험을 생략할 수 있다.

4.3.3.3 구조해석에 의한 내화성능 평가

4.3.3.3.1 일반사항

강구조물 및 주요 구조부의 해석방법에 의한 내화성능 평가는 설계자가 설계화재, 구조물의 열전달, 강재의 온도특성을 고려하여 주요 구조부의 단속 및 연속적 붕괴를 평가해야 한다.

4.3.3.3.2 설계하중 및 강도

(1) 화재 시 강구조물의 설계하중은 고정하중, 활하중, 적설하중 등을 우선적으로 고려해야 하며, 그 이외의 경우에는 해당 강구조물의 하중조건에 맞도록 설정할 수 있다. 하중계수는 타당한 근거에 의하여 합리적으로 결정된 하중계수를 사용해야 한다.

(2) 고온 및 고열에서 주요 구조부의 설계강도는 강재의 온도특성을 고려하여 결정되는 공칭강도에 화재한계상태에 대한 강도감소계수를 곱하여 계산한다. 화재한계상태의 강도저항계수는 상온의 정상상태에 대한 것과 동일한 값을 사용한다.

(3) 설계화재

설계자는 가연물량, 환기면적, 구획재료의 열특성을 고려하여 강구조물의 내부 또는 외부로부터 기인하는 설계화재의 크기를 결정할 수 있다. 설계화재의 크기는 검증된 실험적 결과를 사용할 수 있다.

(4) 주요 구조부의 온도 예측

화재에 의한 주요 구조부의 온도변화는 대류, 복사, 열전도에 의한 열전달을 고려하여 예측해야 한다. 주요 구조부의 온도예측 방법으로 간단한 열평형 방정식을 활용하거나 또는 정밀한 다차원 열전도 해석을 사용할 수 있다.

(5) 강재의 온도특성

온도에 따른 강재의 재료강도, 탄성계수, 연신률 등 기계적 특성과, 열전도율, 비열, 고온선팽창계수 등 열적 특성의 변동값은 KS D 0026(금속 재료-고온 인장 시험)에 의한 시험방법으로 검증된 값을 사용할 수 있다.

(6) 화재안전성 평가

화재 시 설계하중에 의한 부재력이 구조해석에 의한 부재 설계강도보다 큰 경우 주요구조부의 붕괴가 발생되는 것으로 간주하며, 화재시작으로부터 주요 구조부의 단속 및 연속적 붕괴가 발생되는 동안의 시간을 구조적 적합시간으로 결정한다. 구조적 적합시간은 개별 주요 구조부, 부분골조, 전체구조시스템 등에 대한 구조해석을 통하여 결정할 수 있다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

강구조 물고임 및 내화 설계기준(하중저항계수설계법)

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	백인열	가천대학교
		박동욱	서울시
		이은택	중앙대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

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

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 31 50 : 2016

강구조 물고임 및 내화 설계기준(하중저항계수설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 60 : 2017

강구조 내진 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 60 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 60 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 2017년 12월 20일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 내진설계 일반요건 ····· 1
1.3 하중, 하중조합 및 공칭강도 ····· 2
1.4 설계도서 ····· 2
2. 조사 및 계획 ····· 3
3. 재료 ····· 4
3.1 재료규격 ····· 4
3.2 부재 및 접합부 소요강도의 결정을 위한
재료적 특성 ····· 4
3.3 후판 단면의 샤르피V노치(CVN)인성 요건 ···· 5
3.4 합성 지진하중 저항시스템 ····· 5
4. 설계 ····· 6
4.1 강구조의 내진설계 ····· 6
4.2 합성구조의 내진설계 ····· 13

부록
C. 강구조물 내진설계 ····· 22
C.1 강구조의 내진설계 ····· 22
C.2 합성구조의 내진설계 ····· 44

강구조 내진 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 건축물과 유사 구조물에 있어 지진하중 저항시스템에 사용되는 강재 및 강재-콘크리트 합성부재와 이들 접합부의 설계, 제작 및 시공에 관하여 규정한다. 여기서 유사 구조물이란 건축물과 같이 수직 및 횡력 저항시스템을 가지며 건축물과 유사한 방법으로 설계·제작되고 시공되는 구조물을 의미한다.

(2) 지진력 저항시스템에 속하지 않는 기둥이라도 이의 이음부에는 이 기준의 규정을 적용한다.

(3) 이 장은 내진설계범주에 관계없이 반응수정계수 R이 3을 초과하는 경우에 적용함을 원칙으로 한다. 반응수정계수 R이 3 이하인 경우에는 KDS 41 10 15(6)에서 특별히 요구하지 않는 한 이 장의 규정을 적용하지 않는다.

(4) 이 기준은 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지 함께 적용하도록 한다. 지진력 저항시스템의 모든 부재 및 접합부는 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지의 요건을 충족해야 한다. 이 장에서 언급되지 않은 하중조합, 시스템의 제한사항 및 일반 설계요구사항은 KDS 41 10 15(6)을 따른다.

(5) 합성 지진하중 저항시스템의 철근콘크리트 요소의 설계에는 KDS 14 20 00의 관련 요구사항을 이 규정에 맞게 조정하여 사용한다.

(6) 탄성해석에 근거한 설계의 경우 합성 지진하중 저항시스템 요소부재의 강성과 관련된 성질들은 구조물에 상당한 항복이 발생하기 시작하는 시점의 조건을 나타낼 수 있어야 한다.

1.2 내진설계 일반요건

(1) 강구조 및 합성구조 건축물의 내진설계범주와 내진등급에 따른 요구강도와 내진규정, 높이 및 비정형에 따른 구조제한은 KDS 41 10 15(6) 규정을 따른다. 설계층간변위 역시 KDS 41 10 15(6)의 규정을 따른다.

(2) 강구조 건축물의 내진성능 검증, 품질확보 계획 및 용접규정은 KDS 41 31 00(4.19)의 관련 조항을 따른다. 새로운 형태의 접합부인 경우, 강구조 내진성능 접합부인증위원회의 지침에 따른다.

1.3 하중, 하중조합 및 공칭강도

(1) 이 기준의 요구에 따른 증폭지진하중은 지진하중 E에 의한 횡력에 KDS 41 10 15(6)의 초과강도계수를 곱하여 산정한다.

(2) 합성구조를 포함한 모든 시스템, 부재 및 접합부의 공칭강도는 이 장에서 특별히 변경하지 않는 한 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 제시된 값을 적용한다.

1.4 설계도서

1.4.1 강구조 설계도서

1.4.1.1 구조설계 도면

구조설계 도면 및 시방서에는 수행해야 하는 작업을 표기해야 하고, KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 요구하는 내용과 함께 아래의 항목 중 관련 있는 사항이 포함되어야 한다.

(1) 지진력 저항시스템의 지정

(2) 지진력 저항시스템에 속하는 부재 및 접합부의 지정

(3) 접합부의 형상

(4) 접합재의 규격 및 크기

(5) 임계용접부의 위치

(6) 만약 구조물이 마감재로 보호되지 않거나 10℃ 이상으로 유지되지 않을 경우의 강구조의 최저 예상 서비스온도

(7) 보호영역의 크기 및 위치

(8) 비탄성회전거동을 수용할 수 있도록 상세를 갖추어야 하는 거셋플레이트의 위치

(9) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 명기한 용접 요구사항

1.4.1.2 제작도면

제작도면에는 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 요구하는 항목과 함께 다음의 사항 가운데 관련되는 항목을 포함해야 한다.

(1) 지진력 저항시스템을 구성하는 부재 및 접합부의 지정

(2) 접합부 재료규격

(3) 임계용접부의 위치

(4) 보호영역의 위치 및 크기

(5) 비탄성거동의 수용이 요구되는 거셋플레이트의 축적에 따른 도면

(6) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 명기한 용접 요구사항

1.4.1.3 설치도면

설치도면에는 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 요구하는 항목과 함께 다음의 사항 가운데 관련되는 항목을 포함해야 한다.

(1) 지진력 저항시스템을 구성하는 부재 및 접합부의 지정

(2) 접합부 재료규격

(3) 임계용접부의 위치

(4) 보호영역의 위치 및 크기

(5) 비탄성거동의 수용이 요구되는 거셋플레이트의 축적에 따른 도면

(6) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 명기한 용접 요구사항

1.4.2 합성구조 설계도서

(1) 합성 구조물의 구조설계도, 시방서, 공장제작도 및 설치도는 1.4.1의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 합성 구조물과 철근콘크리트 구조물의 시공을 위한 계약서, 공장제작도, 설치도는 다음과 같은 사항을 명시해야 한다.

① 철근의 배치, 절단, 겹침, 기계적 이음, 후크, 기계적 정착
② 띠철근 및 다른 횡방향철근의 배근에 대한 허용오차
③ 온도의 변화, 크리프, 건조수축에 따른 치수변화에 대한 규정
④ 프리스트레싱 또는 포스트텐셔닝에 대한 위치, 크기, 순서
⑤ 콘크리트 바닥 슬래브 또는 지반 슬래브가 다이아프램의 역할을 하는 경우 다이아프램과 주된 횡하중 저항시스템 사이의 접합상세

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 재료규격

(1) 지진력 저항시스템에 속하는 구조용 강재는 KDS 14 31 05(3)의 재료에 관한 요구조건을 만족해야 한다.

(2) 강구조 건축물의 특수 모멘트골조, 중간 모멘트골조, 특수중심 가새골조, 편심 가새골조, 좌굴방지 가새골조 및 특수강판 전단벽에서는 내진성이 뛰어난 강재인 SN 및 SHN강 또는 TMC강을 사용해야 한다. 단 국가공인기관에 의한 실험결과나 다른 합리적 기준에 의해 강재의 적합성을 입증할 수 있는 경우에는 KDS 14 31 05의 표 3.1-1에 등록된 구조용 압연강재를 사용할 수 있다. 앞에 언급하지 않은 지진력 저항시스템에 대해서는 KDS 14 31 05의 표 3.1-1에 등록된 구조용 압연강재를 사용할 수 있다.

(3) 좌굴방지 가새에 사용되는 여타의 강재 및 강재에 속하지 않는 재료는 4.1.9의 요건을 만족할 경우 사용할 수 있다.

3.2 부재 및 접합부 소요강도의 결정을 위한 재료적 특성

(1) 이 장의 규정에 의해 각 요소(부재 또는 접합부)의 소요강도를 산정할 경우, 그 강도는 연결되는 부재의 예상항복강도 $R_y F_y$를 기준으로 산정한다. 단, F_y는 연결부재의 항복강도이고 R_y는 예상항복강도 대 항복강도의 비이다.

(2) 요소의 설계강도 ϕR_n는 소요강도 이상이 되어야 한다. 소요강도가 동일부재에서 산정되고, 파단 및 항복한계상태에 대한 공칭강도 R_n을 계산할 때에는 공칭값인 F_u와 F_y 대신에 예상인장강도 $R_t F_u$와 예상항복강도 $R_y F_y$를 사용할 수 있다.

(3) 여러 강재의 R_y 및 R_t값은 표 3.2-1과 같다. 만약 규정된 강재등급에 대한 요구조건에 따라서 비슷한 재질 및 크기의 표본에 대해 수행된 실험으로 결정된 값이라면 다른 R_y 및 R_t 값을 사용할 수 있다.

표 3.2-1 강재의 종류별 R_y 및 R_t 값

적용		R_y	R_t
구조용 압연형강 및 냉간가공재	KS D 3503 SS275 KS D 3530 SSC275 KS D 3558 SWH275 KS D 3632 SNT275, SNT355	1.2	1.2
	KS D 3515 SM275, SM355, SM420 KS D 3864 SNRT295E, SNRT275A,SNRT355A	1.2	1.2
	KS D 3861 SN275, SN355 KS D 3866 SHN275, SHN355	1.1	1.1
플레이트	KS D 3503 SS275	1.2	1.2
	KS D 3515 SM355, SM355TMC, SM420, SM420TMC, SM460, SM460TMC, KS D 3529 SMA275, SMA355	1.2	1.2
	KS D 3861 SN275, SN355 KS D 5994 HSA650	1.1	1.1

3.3 후판 단면의 샤르피V노치(CVN)인성 요건

지진력 저항시스템에 사용되는 두께 40 mm 이상의 플랜지를 갖는 압연형강이나, 다음의 용도로 사용되는 두께 40 mm 이상의 강재는 0 ℃에서 최소 27 J의 CVN인성을 보유해야 한다.

(1) 플레이트를 이용한 조립부재.

(2) 지진하중하에서 비탄성 변형이 예상되는 접합 플레이트; 비탄성거동이 예상되는 접합플레이트의 예로서는, 가새의 면외좌굴을 허용하여 힌지로서 기능하도록 의도한 거셋플레이트, 모멘트접합부의 볼트 플랜지 플레이트, 볼트 모멘트접합부의 엔드플레이트, 그리고 핀으로 설계된 기둥주각부의 베이스플레이트 등을 들 수 있다.

(3) 좌굴방지 가새의 강재 코아

3.4 합성 지진하중 저항시스템

3.4.1 구조용 강재

(1) 합성 지진하중 저항시스템에 사용되는 구조용 강재의 부재 및 접합부는 KDS 14 31 05(3)의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 4.2.3, 4.2.4, 4.2.7, 4.2.9, 4.2.11 그리고 4.2.12의 합성 지진하중 저항시스템에 사용되는 구조용 강재는 3.1, 3.2, 3.3과 4.1.2의 요구사항을 만족해야 한다.

3.4.2 콘크리트와 철근

(1) 합성 지진하중 저항시스템의 합성요소에 사용되는 콘크리트와 철근은 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 4.2.6, 4.2.8 그리고 4.2.10의 합성 보통 내진시스템에 사용되는 콘크리트와 철근은 KDS 14 31 10(4.2.8.1.2)와 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다.

4. 설계

4.1 강구조의 내진설계

4.1.1 부재

4.1.1.1 적용범위

지진력 저항시스템의 부재는 KDS 14 31 05부터 KDS 14 31 50까지의 규정과 이 기준의 규정을 따른다. 지진력 저항시스템에 속하지 않는 기둥은 4.1.1.4.2를 참조한다.

4.1.1.2 국부좌굴에 대한 단면의 분류

4.1.1.2.1 조밀단면

이 장에 의해 조밀단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축 및 휨요소의 판폭두께비 λ_r은 KDS 14 31 10 표 4.2-2의 한계값을 초과해서는 안 된다.

4.1.1.2.2 내진 조밀단면

이 장에 의해 내진 조밀단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축 및 휨요소의 판폭두께비는 이의 한계 판폭두께비 λ_{ps}를 초과해서는 안 된다.(표 4.2-1 참조)

표 4.2-1 압축 및 휨요소에 대한 판폭두께비 상한 값

요소 설명		판폭 두께비	판폭두께비 상한값
			λ_{ps}(내진조밀)
자유돌출판	휨을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지[a], [c], [e], [f]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지[b], [f]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지[d]	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$
	ㄷ형강의 플랜지, 연속으로 접합된 앵글의 다리, 가새 플랜지의 균등압축[c]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	H파일 단면의 플랜지의 균등압축	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$
	평강	b/t	2.5
	단일 앵글의 다리, 끼움판을 갖는 더블 앵글의 다리, T형강의 플랜지의 균등압축	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균일압축을 받는 T형강 스템	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
양연지지판	달리 지정되지 않는 한 특수 모멘트골조 보의(휨에 의한 압축을 받는) 웨브	h/t_w	$2.45\sqrt{E/F_y}$
	휨에 의한 압축 또는 휨과 압축의 조합력을 받는 웨브[a], [c], [f], [g], [h]	h/t_w	$C_a \le 0.125$[i] $3.14\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (1-1.54C_a)$
	$C_a > 0.125$[i] $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 원형강관[c]	D/t	$0.044E/F_y$
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 직사각형 강관[c]	b/t 또는 h/t_w	$0.64\sqrt{E/F_y}$

[a] 4.1.3의 특수 모멘트골조, 4.1.10의 특수강판 전단벽의 보에 요구됨.

[b] 식 (C.1.1.5-1)의 비가 2.0 이하인 경우 4.1.3의 특수 모멘트골조 기둥에 요구됨. 식 (C.2.3.6-1)의 비가 2.0보다 큰 경우, KDS 14 31 10 표 4.2-2의 λ_r의 사용을 허용함.

[c] 4.1.6의 특수중심 가새골조의 기둥 및 가새와 4.1.7의 보통중심 가새골조의 가새에 요구됨.

[d] 4.1.8의 편심 가새골조 기둥은 KDS 14 31 10 표 4.2-2의 λ_r를 사용하는 것을 허용함.

[e] 4.1.8의 편심 가새골조의 링크에 대한 요구조건; 단, 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하인 플랜지의 경우 KDS 14 31 10 표 4.2-2의 λ_r을 사용하는 것을 허용함.

[f] 4.1.9의 좌굴방지 가새골조의 보와 기둥에 대한 요구조건

[g] 4.1.10의 특수강판 전단벽 기둥에 대한 요구조건

[h] 4.1.8의 편심 가새골조의 기둥; 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하인 편심 가새골조의 웨브에 대해서는, 아래의 λ_p를 사용하는 것을 허용함.

$$C_a \le 0.125,\ \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (1-2.75C_a), \quad C_a > 0.125,\ \lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

[i] $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$ (여기서, P_u : 소요압축강도 (N), P_y : 압축항복강도 (N), ϕ_b=0.90)

4.1.1.3 기둥의 강도

증폭지진하중을 고려하지 않은 상태에서 $P_u/\phi_c P_n > 0.4$ 인 조건에 있으면, 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

(1) 강구조 건축물의 소요압축강도 및 인장강도는 모멘트의 영향은 무시하고 증폭지진하중을 포함한 KDS 41 00 00에 의해 산정한다.

(2) 소요압축강도 및 인장강도는 아래의 값 중 어느 것도 초과할 필요는 없다.

① 건물의 가새요소 또는 연결된 보의 공칭강도에 $1.1R_y$를 곱하여 산정되는 기둥에로의 최대 전달하중

② 전도인발에 대한 기초의 저항력으로 결정되는 한계값($\phi_c = 0.9$)

여기서, P_n : 기둥의 공칭압축강도 (N)

P_u : 기둥의 소요압축강도 (N)

4.1.1.4 기둥의 이음

4.1.1.4.1 일반사항

(1) 지진력 저항시스템의 기둥이음부의 소요강도는 4.1.1.3, 부록 C.1.1.8, C.1.2.8, C.1.3.8, C.1.4.4, C.1.7.4.3의 규정을 고려해야 하고 기둥의 소요강도와 같도록 한다.

(2) 또한 증폭지진하중이 포함된 KDS 41 00 00 시설물편의 하중조합을 적용했을 때 인장응력을 받는 것으로 계산된 기둥의 용접 이음부는 다음의 조건을 모두 만족해야 한다.

① 부분용입그루브용접이음을 사용한다면, 설계강도는 적어도 소요강도의 200% 이상이 되어야 한다.

② 각 플랜지이음부의 설계강도는 적어도 $0.5R_yF_yA_f$ 이상이 되어야 한다. 여기서, R_yF_y는 기둥부재의 예상 항복응력이고 A_f는 연결된 기둥 가운데 작은 기둥의 플랜지면적이다.

(3) 부분용입 그루브용접을 사용한 기둥이음에서 플랜지와 웨브의 두께와 폭의 변화가 발생할 때, 면을 경사지게 처리하지 않아도 된다.

(4) 기둥 웨브의 이음은 전체가 볼트, 아니면 용접으로 하거나, 또는 한 쪽 기둥은 용접하고 다른 한 쪽은 볼트로 접합할 수 있다. 모멘트골조에서 볼트이음을 사용할 경우, 플레이트 또는 ㄷ형강을 기둥 웨브 양쪽에 사용한다.

(5) 강구조 건축물의 경우 필릿용접 또는 부분용입 그루브용접으로 된 기둥이음부의 중심선은 보-기둥 접합부로부터 1.2 m 혹은 그 이상 이격시켜야 한다. 보-기둥 접합부 사이의 기둥의 순높이가 2.4 m 보다 작을 때, 기둥이음은 순높이의 중간에 위치해야 한다.

4.1.1.4.2 지진력 저항시스템이 아닌 기둥

지진력 저항시스템의 부재에 속하지 않는 기둥이음은 다음 사항을 만족해야 한다.

(1) 이음은 보-기둥 접합부로부터 1.2 m 이상 이격시켜야 한다. 보-기둥 접합부 사이의 기둥의 순높이가 2.4 m보다 작을 때, 기둥이음은 순높이의 중간에 위치해야 한다.

(2) 기둥의 양 직각축 모두에 대한 기둥이음의 소요전단강도는 M_{pc}/H가 되어야 한다. 여기서 M_{pc}는 해당되는 방향의 기둥단면들 중 작은 공칭소성휨강도이며, H는 층고이다.

4.1.1.5 기둥주각부

(1) 기둥주각부의 소요강도는 4.1.1.5.1, 4.12.1.5.2 및 4.1.1.5.3에 따라 계산한다.

(2) 앵커볼트의 설계강도는 KDS 14 31 25(4.1.9)를 따라 산정한다.

(3) 기둥주각부 하부 콘크리트의 설계강도는 KDS 14 20 70을 따라 산정한다.

4.2.1.5.1 소요압축강도

기둥주각부의 소요압축강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 수직성분의 합으로 산정한다.

4.2.1.5.2 소요전단강도

기둥주각부의 소요전단강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 수평성분의 합으로 하되 다음과 같이 산정한다.

(1) 대각가새의 경우, 수평성분은 지진력 저항시스템의 가새접합부의 소요강도로부터 산정한다.

(2) 기둥의 경우, 수평성분은 아래의 2가지 가운데 작은 값 이상이 되어야 한다.

① 기둥의 $2R_yF_yZ_x/H$. 여기서, H는 층고로서 바닥골조의 중심선 사이의 거리 또는 각층 바닥 상부간 거리로 취할 수 있다(mm).

② 증폭지진하중을 포함하여 KDS 41 10 15의 하중조합을 사용하여 계산한 전단력 4.1.1.5.3 소요휨강도 기둥주각부의 소요휨강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 합으로 하되 다음과 같이 산정한다.

4.1.1.6 H형강 말뚝

4.1.1.6.1 H형강 말뚝의 설계

H형강 말뚝의 설계는 조합응력을 받는 부재의 설계와 관련된 KDS 14 31 10(4.4)를 따른다. H형강 말뚝은 4.1.1.2.2의 요구조건에 부합해야 한다.

4.1.1.6.2 경사 H형강 말뚝

경사말뚝 및 수직말뚝을 하나의 군말뚝(무리말뚝)으로서 사용할 경우, 수직말뚝은 고정하중과 활하중에 의한 조합효과에 대해 지지할 수 있도록 설계하며, 경사말뚝에 하중을 분담해서는 안 된다.

4.1.1.6.3 H형강 말뚝의 인장력

각 말뚝의 인장력은 말뚝 매립부의 전단키, 보강근 혹은 스터드처럼 기계적인 방법에 의해서 말뚝캡에 전달해야 한다. 말뚝캡의 바로 아래에, 적어도 말뚝단면 높이 정도가 되는 길이부분에는 부착 및 용접을 금한다.

4.1.2 연결부

4.1.2.1 적용범위

(1) 지진력 저항시스템에 속한 연결부의 설계는 KDS 14 31 25(4)를 따르고 아울러 이 기준의 추가사항을 따르도록 한다.

(2) 지진력 저항시스템을 구성하는 부재의 접합부설계는 접합부나 부재의 연성한계상태가 지배한계상태가 되도록 해야 한다.

4.1.2.2 볼트연결부

(1) 모든 볼트는 고장력볼트를 사용해야 하고, 마찰면의 조건은 미끄럼 한계상태에 대한 KDS 14 31 25(4.1.3.6)의 표면조건을 만족해야 한다.

(2) 볼트는 표준구멍 또는 응력의 작용방향이 슬롯의 길이방향과 직각인 짧은 슬롯구멍에 설치해야 한다. 대각가새의 경우, 접합부를 미끄럼 한계상태에 대해 설계할 때는 큰 구멍의 사용이 가능하지만 큰 구멍은 한쪽 판에만 존재해야 한다. (강구조 내진성능 검증지침에 따르는 경우, 다른 형식의 구멍도 사용할 수 있다.)

(3) 표준구멍을 사용한 볼트이음부의 설계전단강도는 KDS 14 31 25(4)에 따라 지압형식 연결부로 검토한다. 단, 볼트구멍의 공칭지압강도는 $2.4dtF_u$를 초과할 수 없다.

(4) 엔드플레이트 모멘트접합부의 표면은 미끄럼저항에 대해 시험을 거치지 않은 코팅이나 표준표면보다 작은 미끄럼계수를 갖는 코팅도 사용할 수 있다.

(5) 볼트와 용접이 연결부에서 응력을 분담하거나 또는 한 접합부에서 같은 응력성분을 분담하도록 설계할 수 없다. 가새의 압축력과 같은 부재력은 접합부에서 1가지 형식의 연결부(즉, 전체를 볼트 연결부 또는 전체를 용접 연결부)에 의해 지지되어야 한다. 용접에 의해 지지되는 응력과 직각방향의 응력을 볼트가 지지하는 경우(용접 플랜지는 모멘트를 전달하고 볼트 웨브는 전단력을 전달하는 모멘트접합부 같은 경우)는 응력을 분담하는 경우에 해당하지 않는다.

4.1.2.3 용접 연결부

용접은 강구조 내진성능 접합부 인증지침 내 용접규정에 따라서 시행하도록 한다. 용접은 용접부가 적절한 성능을 갖도록 인증한 용접절차서에 의해 시행한다. 용접절차서 상의 용접변수들은 용입재를 만드는 제조자에 의해서 설정된 용접변수들 내에서 결정함을 원칙으로 한다.

4.1.2.3.1 일반 요건

(1) 지진력 저항시스템의 부재 및 접합부에 사용되는 모든 용접은 지진 시에 예측한 성능을 나타내기에 충분한 CVN인성을 가져야 한다.

(2) 이 CVN인성에 대한 요구조건은 이 장에서 요구되는 다른 경우에도 동일하게 적용된다.

4.1.2.3.2 임계용접부

(1) 임계용접부로 지정된 곳의 용접은 용접 제조자의 보증 또는 표준시험법에 의해 -30℃에서 28 J 이상의 CVN인성 값을 지닌 용입재를 사용한다.

(2) 이 기준에서 임계용접부로 지정하지는 않았지만, 임계용접부의 지정이 합당한 용접부가 있을 수가 있다. 이런 경우는 비탄성 변형도 및 파괴가 유발하는 결과를 감안하여 판단한다.

(3) 지진하중 저항시스템에서 기둥이음에 사용된 완전용입 그루브용접을 임계용접부로 지정하였다면, 기둥과 베이스플레이트의 완전용입 그루브용접부도 기둥이음과 마찬가지로 임계용접부로 고려해야 한다.

(4) 특수 및 중간 모멘트골조에서, 임계용접부로 지정되어야 하는 완전용입 그루브용접에는 다음의 경우를 포함한다.
① 보플랜지와 기둥의 용접
② 단일전단플레이트와 기둥의 용접
③ 보웨브와 기둥의 용접
④ 기둥이음부의 용접(기둥주각부를 포함)

(5) 보통 모멘트골조의 경우 4.1.2.3.2(4)의 ①, ② 및 ③과 관련된 완전용입 그루브용접부가 전형적인 임계용접부의 예가 된다.

(6) 편심 가새골조의 경우는, 링크보와 기둥 사이의 완전용입 그루브용접부가 임계용접부에 해당된다. 또 다른 임계용접부의 예로는, 조립 편심 가새골조의 링크보에서 웨브 플레이트와 플랜지 플레이트를 연결하는 용접 그리고 완전용입 그루브용접을 사용하는 기둥이음부가 있다.

4.1.2.4 보호영역

이 기준에 의해서 보호영역이라 규정된 곳에서는 아래의 조건을 따라야 한다.

(1) 보호영역 안에서 가용접, 가설작업, 가우징 및 열절단 등에 의해 발생한 노치나 결함은 책임구조기술자의 지시에 따라 보수한다.

(2) 데크의 정착을 위한 아크점용접을 허용한다.

(3) 건물 외곽부의 앵글, 건물의 외피, 칸막이, 덕트 및 파이프, 그리고 기타 구조물의 부착을 위한 용접, 볼트, 스크류, 그리고 기타 접합물은 보호영역 내에 사용할 수 없다.

(4) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 근거할 경우는 용접 전단스터드 및 다른 접합을 보호영역 내에 허용할 수 있다.

(5) 보호영역 밖에서, 부재를 관통하는 접합이 사용될 때, 예상모멘트에 근거한 계산을 통해서 순단면의 적합성을 입증할 수 있어야만 한다.

4.1.2.5 연속판 및 보강재

(1) 압연형강의 웨브에 설치된 연속판 및 수직보강재의 모서리는 아래 설명대로 클립한다.

① 웨브 방향의 클립치수는 압연형강의 k치수보다 38 mm 이상 되도록 한다.

② 플랜지 방향의 클립치수는 k_1치수보다 13 mm를 초과하지 않도록 한다. 플랜지 및 웨브의 단부용접이 수월하게 시공될 수 있도록 클립의 상세를 만들어야 한다.

③ 원형 클립을 사용하는 경우 클립의 최소반경은 13 mm 이상 이어야 한다.

(2) 책임구조기술자가 승인하지 않으면, 기둥 웨브와 기둥 플랜지의 교차점에 인접한 용접단부에서의 연속판 용접에 엔드탭을 사용할 수 없다. 책임구조기술자가 엔드탭을 제거할 것을 요구하지 않으면, 이 위치의 엔드탭은 제거하지 않는다.

4.1.3 특수 모멘트골조

특수 모멘트골조는 설계용 지진동이 유발한 외력을 받을 때 상당한 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 부록 C.1.1의 규정을 만족하도록 설계한다.

4.1.4 중간 모멘트골조

중간 모멘트골조는 설계용 지진동에 의한 외력을 받을 때 제한된 크기의 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 부록 C.1.2의 규정을 만족하도록 설계한다.

4.1.5 보통 모멘트골조

보통 모멘트골조는 설계지진력이 구조물에 작용할 때 부재와 접합부가 최소한의 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 부록 C.1.3의 규정을 만족하도록 설계한다.

4.1.6 특수중심 가새골조

특수중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 부록 C.1.4에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다. 인장력만 지지할 수 있는 가새는 4.1.7의 보통중심 가새골조의 설계규정을 적용해야 한다.

4.1.7 보통중심 가새골조

보통중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 골조내의 가새부재 및 접합부가 제한된 비부록 C.1.5에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.1.8 편심 가새골조

편심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 링크가 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 부록 C.1.6에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.1.9 좌굴방지 가새골조

좌굴방지 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 부록 C.1.7에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.1.10 특수강판 전단벽

특수강판 전단벽은 설계지진력이 작용할 때 웨브가 상당한 크기의 비탄성 변형을 수용할 수 있어야 하며 부록 C.1.8에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.2 합성구조의 내진설계

4.2.1 합성부재

4.2.1.1 범위

4.2.3에서 4.2.12까지의 지진하중 저항시스템에 사용되는 합성부재의 설계는 4.2의 요구사항과 3.4의 재료에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.1.2 합성 바닥판과 지붕슬래브

합성 슬래브 다이아프램은 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.1.2.1 하중전달

상세는 다이아프램과 경계부재, 수집재, 수평 골조시스템의 부재 사이의 힘을 전달하도록 설계해야 한다.

4.2.1.2.2 공칭전단강도

합성 다이아프램과 콘크리트로 채워진 데크플레이트 다이아프램의 공칭전단강도는 KDS 14 20 22의 내용에 근거하여 데크플레이트의 리브 상단 위에 있는 철근콘크리트의 공칭전단강도로 구한다. 그 대안으로 합성 다이아프램의 공칭전단강도는 콘크리트로 채워진 다이아프램의 면내 전단실험에 의해 결정해야 한다.

4.2.1.3 합성보

합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항을 만족해야 한다. 합성 특수 모멘트골조의 일부분인 합성보는 부록 C.2.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.1.4 매입형 합성기둥

이 조항의 내용은 전체 합성기둥 단면적의 최소한 1%의 강재 단면적을 갖는 매입형 합성기둥과 KDS 14 31 10(4.2.8.2.1)에서 명시된 추가적인 제한조건을 만족시키는 매입형 합성기둥에 적용한다. 이러한 기둥은 이 기준에서 수정되는 부분을 제외하고 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을 만족해야 한다. 4.2.1.4.2와 4.2.1.4.3에서 중간 및 특수 지진시스템에 대해 명시된 추가적인 요구사항은 4.2.3에서 4.2.12에 걸쳐 설명된 합성 지진시스템에서 요구되는 대로 적용해야 한다.
철근콘크리트 내에 강재 단면이 매입된 합성기둥은 다음의 수정된 사항을 제외하고 KDS 14 20 20에 명시된 철근콘크리트 기둥의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 4.2.1.4.1(2)의 강재 단면의 전단연결재

(2) KDS 14 20 20에서 제시된 기둥의 강도에 대한 매입된 강재 단면의 분담

(3) 4.2.3에서 4.2.12에 걸쳐 합성 지진시스템에 대한 설명에서 명시된 철근콘크리트 기둥에 대한 내진 요구사항

4.2.1.4.1 보통 내진시스템 요구사항

매입형 합성기둥에 대한 다음의 요구사항은 보통 내진시스템을 포함하여 모든 합성시스템에 대하여 적용된다.

(1) 기둥의 설계전단강도는 KDS 14 31 10(4.2.8.2.3)에 따라 결정되어야 한다. 띠철근의 공칭전단강도는 KDS 14 20 22(4.3.4(2)에서 4.3.4(9))의 규정에 따라 산정한다. KDS 14 20 22(4.3.4(5)와 4.3.4(9))에서 치수 b_w는 콘크리트 단면폭에서 전단방향과 수직방향으로 측정한 강재 단면의 폭을 뺀 값으로 해야 한다.

(2) 강재 단면과 철근콘크리트가 작용하중을 나누어 부담하도록 설계된 합성기둥은 KDS 14 31 10(4.2.8.2.1)의 요구사항을 만족시키는 전단연결재를 설치한다.

(3) 횡방향 띠철근의 최대간격은 KDS 14 31 10(4.2.8.2.1)의 요구사항을 만족해야 한다. 기초의 상단으로부터 그리고 각층에서 가장 낮은 위치의 보나 슬래브 상단으로부터 띠철근 간격의 1/2 위치 내에 첫 번째 띠철근이 배근해야 한다. 그리고 각층에서 가장 낮은 위치의 보나 슬래브 하단으로부터 띠철근 간격의 1/2 위치 내에도 첫 번째 띠철근을 배근해야 한다. 횡방향철근의 직경은 합성부재의 장변치수의 1/50 보다 작지 않도록 해야 한다. 다만, 띠철근은 D10 이상이어야 하며 D16 보다 클 필요는 없다. 중간 및 특수 내진시스템에 대해 금지된 경우를 제외하고 동등한 단면의 용접철망을 횡방향철근으로 사용할 수 있다.

(4) 하중저항 철근은 KDS 14 20 50 및 KDS 14 20 52에 제시된 세부사항과 이음요구사항을 만족해야 한다. 하중저항 철근은 장방형 단면의 모든 모서리에 배근해야 한다. 이외의 하중저항 철근 또는 고정용 철근의 최대간격은 합성부재 단면의 최소치수의 절반 이하로 해야 한다.

(5) 보통 내진시스템에 있어서의 매입형 합성기둥에 대한 이음과 지압상세는 4.2과 KDS 14 20 52의 요구사항을 만족해야 한다. 설계는 KDS 14 20 80에 따른다. 설계는 부재의 강성이나 공칭인장강도에 있어서의 갑작스러운 변화에 따른 불리한 영향을 고려해야 한다. 합성단면에서 철근콘크리트 단면으로 변화하는 위치, 합성단면에서 강재 단면으로 변화하는 위치, 그리고 주각부 등이 이에 해당한다.

4.2.1.4.2 중간 내진시스템 요구사항

중간 내진시스템에서의 매입형 합성기둥은 4.2.1.4.1의 요구사항 외에 다음의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 상부와 하부에서의 횡방향 철근의 최대 간격은 다음 중 최솟값으로 한다.
① 단면의 최소치수의 1/2
② 길이방향 철근직경의 8배
③ 띠철근직경의 24배
④ 300 mm

(2) 횡방향 철근의 최대간격은 휨항복이 발생할 것으로 기대되는 위치에서 접합면(기둥의 양 측면 중 낮은 위치)으로부터 다음의 길이 중 가장 큰 값에 해당하는 수직거리에 걸쳐 유지해야 한다.
① 기둥의 수직 순높이의 1/6
② 단면치수의 최댓값
③ 450 mm

(3) 기둥 나머지 구간에 대한 띠철근 간격은 위에서 명시된 간격의 2배를 초과해서는 안 된다.

(4) 용접철망은 중간 내진시스템에서 횡방향철근으로 인정하지 않는다.

4.2.1.4.3 특수 내진시스템 요구사항

특수 내진시스템에서의 매입형 합성기둥은 4.2.1.4.1과 4.2.1.4.2의 요구사항 뿐만 아니라 다음의 요구사항을 추가로 만족해야 한다.

(1) 매입형 합성기둥에 대한 소요축방향강도와 이음부상세는 4.1.1.3과 4.1.1.4의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 길이방향의 하중저항 철근은 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족해야 한다.

(3) 횡방향철근은 KDS14 20 80에 명시된 바와 같이 후프이여야 하며 다음의 요구사항을 만족해야 한다.

① 띠철근의 최소면적 A_{sh}는 다음 식을 만족해야 한다.

$$A_{sh} = 0.09 h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_n}\right)\left(\frac{f_{ck}}{F_{yh}}\right) \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, h_{cc} : 띠철근의 중심 간 거리로 측정된 구속코아의 단면치수 (mm)

s : 구조부재의 길이방향으로 측정된 횡방향철근의 간격 (mm)

F_y : 강재 코아의 항복강도 (MPa)

A_s : 강재 코아의 단면적 (mm^2)

P_n : KDS 14 31 10(4.5)에 따라 계산된 합성기둥의 공칭압축강도 (N)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

F_{yh}: 띠철근의 항복강도 (MPa)

매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 1.0 D+0.5 L 하중효과보다 큰 경우 식 (4.2-1)은 만족하지 않아도 된다.

② 기둥의 길이를 따라 설치된 횡방향철근의 최대간격은 길이방향 하중저항철근직경의 6배 또는 150 mm 중 작은 값으로 해야 한다.

③ 4.2.1.4.3(4), 4.2.1.4.3(5) 또는 4.2.1.4.3(6)에서 명시된 횡방향철근의 최대 간격은 부재단면 최소치수의 1/4 또는 100 mm 중 작은 값으로 해야 한다. 이러한 횡방형철근에 대해 연결철근, 겹친후프의 다리, 그리고 다른 구속철근의 간격은 횡방향으로 350 mm 보다 크게 할 수 없다.

(4) P_n의 0.2배보다 큰 압축력을 받는 가새골조의 매입형 합성기둥은 전체 부재길이에 걸쳐 4.2.1.4.3(3)③에 명시된 바와 같은 횡방향 철근을 배근해야 한다. 매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 $1.0D + 0.5L$의 하중효과보다 큰 경우 이러한 요구사항을 만족하지 않아도 된다.

(5) 벽체나 가새골조 같은 불연속적인 강성부재로부터의 반력을 지지하는 합성기둥은 축방향 압축력이 P_n의 0.1배를 초과하면 불연속이 발생하는 위치 하부의 전체길이에 걸쳐서 4.2.1.4.3(3)③에 명시된 바와 같은 횡방향철근을 배근해야 한다. 횡방향철근은 매입형강과

길이방향 철근이 항복강도를 충분히 발휘할 수 있도록 불연속부재 안으로 충분한 길이만큼 연장해야 한다. 매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 $1.0D + 0.5L$의 하중효과보다 큰 경우 이러한 요구사항을 만족하지 않아도 된다.

(6) 합성 특수 모멘트골조에 사용된 매입형 합성기둥은 다음의 요구사항을 만족해야 한다.
① 횡방향철근은 기둥의 상부와 하부에서 4.2.1.4.2에 명시된 구간에 걸쳐 4.2.1.4.3(3)③의 요구사항을 만족해야 한다.
② 부록C.2.2.4의 강기둥-약보에 대한 설계요구사항을 만족해야 한다. 주각부의 상세는 비탄성 휨힌지를 유지할 수 있도록 설계해야 한다.
③ 기둥의 전단강도는 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족해야 한다.

(7) 기둥이 독립기초 또는 온통기초위에 설치될 때, 이 조항에서 명시된 바와 같은 횡방향 철근은 독립기초 또는 온통기초 안쪽으로 최소한 300 mm를 연장하여 배근해야 한다. 기둥이 벽체 위에 설치될 때 횡방향철근은 매입형강과 길이방향철근이 항복강도를 발휘할 수 있도록 벽체 안으로 충분한 길이만큼 연장해야 한다.

(8) 용접철망은 특별 지진시스템에 있어서 횡방향철근으로 허용하지 않는다.

4.2.1.5 충전형 합성기둥

이 조항은 KDS 14 31 10(4.2.8.2.2)의 제한사항을 만족하는 기둥에 적용한다. 이러한 기둥은 이 조항에서 수정되는 사항을 제외하고 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을 만족하도록 설계해야 한다.

(1) 합성기둥의 공칭전단강도는 유효전단면적에 근거하여 계산된 강재 단면만의 공칭전단강도로 산정한다. 콘크리트와 강재 사이에 적절한 하중전달 메커니즘을 고려하여 설계한 경우 콘크리트의 전단내력을 강재 단면의 전단강도에 합산하여 계산할 수 있다.

(2) 4.2.4, 4.2.7, 그리고 4.2.9에서 설명된 특별 내진시스템에 있어서 충전형 합성기둥에 대한 설계하중과 기둥이음은 상기 (1)의 요구사항에 추가하여 4.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

(3) 합성특수 모멘트골조에 사용된 충전형 합성기둥은 상기 (1)과 (2)의 요구사항과 함께 다음의 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.
① 기둥의 최소전단강도는 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족해야 한다.
② 부록 C.2.2.4의 강기둥약보의 설계요구사항을 만족해야 한다. 주각부는 비탄성 휨힌지를 유지할 수 있도록 설계해야 한다.

(4) 중간내진시스템 및 특수내진시스템에 사용되는 충전형 합성부재의 압축강재요소의 판폭두께비는 표 4.2-1의 한계값을 초과해서는 안 된다.

표 4.2-1 충전형합성부재 압축강재요소의 판폭두께비 제한

구분	판폭 두께비	판폭두께비 제한값		사례
		λ_{hd} [a] (고연성)	λ_{md} [b] (중간연성)	
각형강관	b/t	$1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
원형강관	D/t	$\frac{0.076E}{F_y}$	$\frac{0.15E}{F_y}$	

[a] 4.3.4 합성특수모멘트골조의 보와 기둥, 4.3.7 합성특수중심가새골조의 기둥과 가새, 4.3.9 합성편심가새골조의 기둥에 요구됨.
[b] 4.3.5 합성중간모멘트골조의 보와 기둥, 4.3.7 합성특수중심가새골조의 보, 4.3.8 합성보통가새골조의 가새 4.3.9 합성편심가새골조의 가새에 요구됨.

4.2.2 합성 접합부

4.2.2.1 범위

이 조항은 지진하중이 강재와 철근콘크리트 부재 사이에서 전달되는 합성시스템 또는 강재와 콘크리트의 복합시스템을 갖는 건축물의 접합부에 대하여 적용한다. 합성 접합부는 4.1과 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족하는 철근콘크리트 접합부 또는 강재 접합부에 상응하는 강도, 연성, 그리고 인성을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부 강도의 계산법은 이 기준의 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.2.2 일반 요구사항

접합부는 설계층간변위에서의 소요강도에 저항할 수 있도록 적절한 변형능력을 발휘할 수 있어야 한다. 이외에도 접합부는 지진력을 받는 구조물의 횡방향 안정성을 확보할 수 있도록 그 접합부가 사용되는 특정 시스템에 근거하여 4.2.3에서 4.2.12까지의 요구사항을 만족해야 한다. 접합된 부재의 설계강도가 공칭치수와 공칭재료강도에 근거할 때 접합부의 설계강도의 계산은 접합된 부재의 실제강도의 증가에 따른 효과를 고려해야 한다.

4.2.2.3 접합부의 공칭강도

합성 구조시스템에서의 접합부의 공칭강도는 한계상태를 고려하여 구성재료 및 요소의 내부힘의 평형과 강도의 제한값을 만족하는 합리적 모델에 근거하여 결정해야 한다. 접합부강도가 해석과 실험에 의해 결정되지 않는다면, 접합부해석에 사용되는 모델은 다음 (1)에서 (5)까지의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 구조용 강재와 철근콘크리트 사이에 힘은 다음과 같은 방법을 통해 전달되어야 한다.
① 스터드 전단연결재나 적절한 장치에 의한 직접적인 지압
② 기계적인 방법
③ 전단력 전달면에 직교하는 방향으로 조이는 힘에 의한 전단마찰

④ 이러한 여러 방법들의 조합

가. 구조용 강재와 철근콘크리트 사이의 부착강도는 접합부의 하중전달 메커니즘에서 고려하지 않는다. 서로 다른 메커니즘들의 기여도는 이러한 메커니즘들의 강성과 변형능력이 서로 적합조건을 만족할 때에 한하여 합산이 가능하다.

나. 공칭지압과 전단마찰강도는 KDS 14 20 20과 KDS 14 20 22의 요구사항을 만족해야 한다. 더 높은 강도가 반복하중 실험에 의해 입증되지 않는다면 4.2.4, 4.2.7, 4.2.9, 4.2.11, 그리고 4.2.12에서 설명된 합성 내진시스템에 대하여 공칭지압과 전단마찰강도를 25% 감소해야 한다.

(2) 합성 접합부에서 구조용 강재요소의 설계강도는 KDS 14 31 05부터 KDS 14 31 50까지의 규정 및 4.1에 의해 구해야 한다. 구속된 철근콘크리트에 매입된 강재 부재는 면외좌굴에 대하여 지지된 것으로 볼 수 있다. 강재보가 철근콘크리트 기둥이나 벽에 묻히는 경우 강재보의 플랜지 사이에 설치된 보강재에 해당하는 표면지압판이 필요하다.

(3) 철근콘크리트에 매입된 보-기둥 접합부의 패널존의 공칭전단강도는 부록 C.1.1.2.1과 KDS 14 20 80에서 각각 결정되는 강재의 공칭강도와 구속된 철근콘크리트 전단요소의 공칭강도의 합으로 계산해야 한다.

(4) 철근은 접합부의 철근콘크리트 요소에 작용하는 모든 인장력에 저항할 수 있도록 배근되어야 한다. 이외에도 콘크리트는 횡방향철근에 의해 구속되어야 한다. 모든 철근은 인장 또는 압축을 저항하는데 필요한 위치 너머까지 충분히 정착해야 한다. 정착길이는 KDS 14 20 52에 따라 결정된다. 그리고 4.2.4, 4.2.7, 4.2.9, 4.2.11, 그리고 4.2.12에서 설명한 시스템에 대한 정착길이는 KDS 14 20 80(4.4)의 요구사항을 만족해야 한다.

(5) 접합부는 다음의 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.

① 슬래브가 수평방향의 다이아프램 힘을 전달할 때, 수집부재보, 기둥, 가새, 그리고 벽체와의 연결부를 포함하여 슬래브의 모든 위험단면에 작용하는 면내인장력을 지지할 수 있도록 슬래브 철근을 설계하고 정착해야 한다.

② 철골보 또는 합성보를 철근콘크리트 기둥 또는 매입형 합성기둥과 접합하는 경우에는 횡방향 후프를 KDS 14 20 80(4.4)의 요구사항을 만족하도록 기둥의 접합부영역 내에 설치해야 한다. 다만, 다음의 수정사항에 해당할 경우는 예외로 한다.

가. 접합부에 연결된 강재 단면은 보플랜지 사이에 용접된 표면지압판과 동일한 폭만큼 구속할 수 있는 것으로 간주한다.

나. 4.2.5, 4.2.6, 4.2.8 그리고 4.2.10에서 설명된 시스템에서 표면지압판 또는 다른 장치에 의해 콘크리트 피복의 박락을 방지함으로써 이음에 대한 구속이 이루어지는 경우 바깥쪽 띠철근에 겹침이음을 사용하는 것을 허용한다.

③ 철근콘크리트 기둥과 합성기둥에서, 보-기둥 접합부의 높이에 걸친 기둥모멘트의 변화에 따른 큰 힘의 전달로 인한 접합부를 통한 길이방향 철근의 미끄러짐을 최소화할 수 있도록 길이방향 철근의 치수와 배치를 설계해야 한다.

4.2.3 합성 부분강접 모멘트골조

합성보와 강재 기둥으로 구성된 합성 부분강접 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 합성 부분강접 보-기둥 모멘트 접합부의 연성요소에서 항복이 발생하도록 해야 하며 부록 C.2.1에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.4 합성 특수 모멘트골조

합성기둥 또는 철근콘크리트 기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 특수 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 비탄성 변형이 주로 보에서 발생하며 기둥 또는 접합부에는 부분적인 비탄성 변형이 발생한다는 가정 하에서 부록 C.2.2에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.5 합성 중간 모멘트골조

합성기둥 또는 철근콘크리트 기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 중간 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 비탄성 변형이 주로 보에서 발생하며 기둥 또는 접합부에는 부분적인 비탄성 변형이 발생한다는 가정 하에서 부록 C.2.3에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.6 합성 보통 모멘트골조

합성기둥 또는 철근콘크리트 기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 보통 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 보와 기둥 그리고 접합부에 제한된 비탄성 변형이 발생한다는 가정하에서 부록 C.2.4에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.7 합성 특수중심 가새골조

철근콘크리트 기둥이나 합성기둥, 강재보나 합성보, 그리고 강재 가새나 합성가새로 이루어진 특수중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 주로 가새의 좌굴이나 인장항복을 통해 비탄성 거동이 발생한다는 가정하에서 부록 C.2.5에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.8 합성 보통 가새골조

철근콘크리트 기둥이나 합성기둥, 강재보나 합성보, 그리고 강재 가새나 합성가새로 이루어진 보통 중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 보, 기둥, 가새 및 접합부에 제한된 비탄성 거동이 발생한다는 가정 하에서 부록 C.2.6에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.9 합성 편심 가새골조

가새의 한쪽 끝이 보와 기둥의 중심선의 교차점으로부터 편심을 갖도록 보와 만나거나, 혹은 보와 인접 가새의 중심선의 교차점으로부터 편심을 갖도록 보와 만나는 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 오직 링크의 전단 항복에 의해 비탄성 변형이 발생해야 하며 부록 C.2.7에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.10 합성 보통 전단벽

(1) 철근콘크리트 전단벽이 강재요소와 합성적으로 거동하는 경우에 부록 C.2.8의 요구사항들을 적용한다. 인접한 두 철근콘크리트 벽체를 연결시키는 강재 연결보, 그리고 노출형 또는 매입형 강재 단면을 경계부재로 갖는 강구조 골조 내의 철근콘크리트 벽체 등은 이에 해당한다.

(2) 철근콘크리트 벽체는 KDS 14 20 72의 요구사항들을 만족해야 한다.

4.2.11 합성 특수 전단벽

합성 특수 전단벽은 부록 C.2.8에 대한 요구사항과 KDS 14 20 80의 전단벽에 대한 요구사항 그리고 부록 C.2.9의 내용을 만족해야 한다.

4.2.12 합성 강판 전단벽

한쪽 또는 양쪽에 철근콘크리트가 부착된 강판과 강재 또는 합성 경계부재로 구성된 구조용 벽은 부록 C.2.10에 기술된 조항을 적용한다.



부록

C. 강구조물 내진설계

C.1 강구조의 내진설계

C.1.1 특수 모멘트골조

C.1.1.1 보-기둥 접합부

C.1.1.1.1 요구사항

지진하중 저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 세 가지 조건을 만족해야 한다.

(1) 접합부는 최소 0.04 rad의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.

(2) 기둥외주면에서 접합부의 계측휨강도는 0.04 rad의 층간변위에서 적어도 보 M_p의 80% 이상을 유지해야 한다.

(3) 접합부의 소요전단강도는 다음의 지진하중효과 E에 의해 산정한다.

$$E = 2[1.1R_yM_p]/L_h \qquad \text{(C.1.1.1.1-1)}$$

여기서, R_y : 항복강도(F_y)에 대한 예상항복응력의 비
M_p : 소성모멘트
L_h : 보 소성힌지 사이의 거리

위에 언급된 요구조건을 만족시키는 외에도, 접합부자체의 변형에 의해 발생할 수 있는 추가 횡변위까지도 구조물이 수용할 수 있음을 설계과정에서 입증해야 한다. 이 경우 2차 효과를 포함한 골조전체의 안정성해석을 해야 한다.

C.1.1.1.2 성능입증

C.1.1.1.1에서 요구하는 지진하중 저항시스템의 보-기둥 접합부의 성능요건은 강구조 내진성능 접합부 인증지침을 따른다.

C.1.1.1.3 용접

강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따라 예외로 인정하거나 별도로 결정된 경우를 제외하고는 보플랜지, 전단플레이트 그리고 보웨브와 기둥 사이의 완전용입용접부는 4.1.2.3.2에서 기술한 임계용접부로 고려한다.

C.1.1.1.4 보호영역

(1) 비탄성 변형이 발생하는 보의 양단 부분은 보호영역으로서 이 영역은 4.1.2.4의 요구조건을 만족해야 한다. 보호영역의 범위는 강구조 내진성능 접합부 인증지침을 따른다.

(2) 특수 모멘트골조의 보 소성힌지 영역은 보호영역으로 고려해야 한다. 일반적으로, 비보강 접합부의 보호영역은 기둥 외주면에서부터 소성힌지점을 지나 보 높이의 1/2 지점까지 확장된 범위가 된다.

C.1.1.2 보-기둥 접합부 패널존(보웨브와 기둥 웨브가 평행한 경우)

C.1.1.2.1 전단강도

패널존의 소요두께는 성능인증에 사용된 시험체의 접합부 또는 인증접합부의 패널존 설계에 사용된 방법에 따라 산정한다. 패널존의 최소소요전단강도는 소성힌지점에서의 예상모멘트를 기둥 외주면으로 외사하여 구한 모멘트의 합으로부터 산정한다. 패널존의 설계전단강도는 $\phi_v R_v$이다(여기서, $\phi_v = 1.0$). 그리고 공칭전단강도는 전단항복 한계상태에 해당되는 강도로서 KDS 14 31 25(4.1.10.6)의 규정에 의하여 산정한다.

C.1.1.2.2 패널존의 두께

기둥 웨브와 패널존 보강판 각각은 다음의 기준을 만족해야 한다:

$$t > (d_z + w_z)/90 \qquad \text{(C.1.1.2.2-1)}$$

여기서, t : 기둥 웨브 또는 패널존 보강판의 두께 (mm)
d_z : 접합부에 연결된 보 중 보다 깊은 보의 $d - 2t_f$ (mm)
w_z : 기둥 플랜지 사이의 패널존의 폭 (mm)

만일 기둥 웨브와 패널존 보강판을 플러그용접에 의해 접합해서 국부좌굴이 방지되도록 하면 기둥 웨브와 패널존 두께의 총합이 식 (C.1.1.2.2-1)을 만족하면 된다.

C.1.1.2.3 패널존 보강판

기둥 웨브의 두께가 식 (C.1.1.2.2-1)을 만족시키지 못할 경우에는 패널존 보강판을 기둥 웨브에 직접 적용해야 한다. 그렇지 않은 경우에는 패널존 보강판을 기둥 웨브와 떨어져 배치하는 것도 가능하다.

(1) 기둥 웨브에 붙은 보강판

보강판은 보강판 전체두께의 강도가 발현되도록 완전용입용접이나 필릿용접을 사용해서 기둥 플랜지에 용접한다. 연속판이 없는 경우, 보강판과 기둥 웨브가 식 (C.1.1.2.2-1)을 만족시키지 못하면 보강판을 통한 하중전달을 고려하여 보강판의 상하변을 모살용접한다.

(2) 기둥 웨브와 떨어진 보강판

보강판은 보강판 전체두께의 강도가 발현되도록 완전용입용접이나 필릿용접을 사용해서 기둥 플랜지에 용접한다. 보강판은 보플랜지 끝단과 기둥중심선 간 거리의 1/3~2/3에 위치하여야 하며, 좌우 대칭으로 배치한다.

(3) 연속판이 있는 보강판

보강판은 연속판을 통한 하중전달을 고려하여 연속판에 용접한다.

(4) 연속판이 없는 보강판

연속판이 없는 경우 보강판을 접합부에 연결된 보 중 보다 깊은 보의 위 아래로 최소 150 mm 연장해야 한다.

C.1.1.3 보와 기둥의 구조제한

아래의 사항과 더불어 4.1.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.1.3.1 판폭두께비 제한

실험에 의해 별도로 입증되지 않는 한, 보와 기둥부재들은 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.1.3.2 보플랜지

소성힌지영역에서의 급격한 보플랜지 단면의 변화는 허용하지 않는다. 드릴로 보플랜지를 천공하거나 혹은 플랜지폭을 절취하는 것은 실험이나 인증을 통해 안정적으로 소성힌지가 발현될 수 있음을 입증한 후에 허용한다. 그 형상은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 형상과 일관성을 유지해야 한다.

C.1.1.4 연속판

연속판은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 연속판과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.1.5 기둥-보의 모멘트비

보-기둥 접합부에서는 다음의 관계식을 만족해야 한다.

$$\frac{\Sigma M_{pc}^{*}}{\Sigma M_{pb}^{*}} > 1.0 \qquad \text{(C.1.1.5-1)}$$

여기서, ΣM_{pc}^{*}: 보와 기둥의 중심선의 교점에서의 접합부 상하 기둥의 모멘트들의 합. 접합부 상하 기둥의 공칭휨강도를 기둥의 축력을 감안하여 감소시킨 후, 보중심선으로 외사하여 합산하며(헌치가 있을 경우는 이의 존재를 고려함) 다음과 같이 계산할 수 있다: $\Sigma M_{pc}^{*} = \Sigma Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)$. 만약 양측 보의 중심선이 일치하지 않을 경우에는 두 중심선의 중간선을 기준으로 사용한다.

ΣM_{pb}^*: 보와 기둥의 중심선의 교점에서의 보 모멘트들의 합. 보 소성힌지부에서의 예상 보 휨강도를 기둥중심선으로 외사하여 합산하며 다음과 같이 계산할 수 있다.

$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma(1.1R_yF_{yb}Z_b + M_{uv})$. 대안으로서는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 자료를 기준으로 산정할 수 있다. 만약 보단면 감소부를 갖는 접합부라면, ΣM_{pb}^* 의 계산에 있어서 Z_b를 Z_{RBS}로 대체하여 구한다.

여기서, A_g : 기둥의 총단면적 (mm^2)

F_{yc} : 기둥의 항복강도 (MPa)

M_{uv} : 소성힌지 위치에서 기둥 중심선까지의 전단증폭에 의한 누가모멘트(N·mm)

P_{uc} : 소요압축강도(압축을 양의 부호로 고려) (N)

Z_b : 보의 소성단면계수 (mm^3)

Z_c : 기둥의 소성단면계수 (mm^3)

Z_{RBS} : 보단면 감소부의 최소소성단면계수 (mm^3)

다만, 위의 요건은 다음의 2조건 중 하나가 만족될 경우 따르지 않아도 된다.

(1) 증폭지진하중을 제외한 나머지 모든 하중조합에 대해 $P_{uc} < 0.3P_c$를 만족하고 다음의 2가지 가운데 하나를 만족하는 기둥

① 단층건물의 기둥이나 다층건물의 최상층부 기둥

② 다음의 기둥

가. 해당 층에서 규정적용이 면제되는 기둥들의 설계전단강도의 합이 그 층의 모든 모멘트 골조기둥의 설계전단강도 총합의 20% 이하이면서 또한,

나. 각 모멘트골조 기둥열에 위치한 규정적용이 면제된 기둥의 설계전단강도의 합이, 모든 모멘트골조 기둥의 설계전단강도의 33%보다 작을 경우. 위의 면제규정을 적용함에 있어, 기둥열은 다음과 같이 정의한다. 기둥들이 일직선으로 연결되거나, 기둥열에 직각인 평면치수의 10% 폭 내에 위치하는 일군의 평행한 기둥선으로 정의한다.

여기서, $P_c = F_{yc}A_g$ (N)

P_{uc} : 소요압축강도 (N)

(2) 위 층보다 설계전단강도 대 소요전단강도의 비가 50% 이상 큰 기둥

C.1.1.6 보-기둥 접합부의 횡지지

C.1.1.6.1 횡지지된 접합부

보웨브와 기둥 웨브가 동일 평면상에 있고 기둥의 패널존 외부가 탄성상태를 유지한다면, 보-기둥 접합부의 기둥 플랜지는 보의 상부플랜지 위치에서만 횡지지를 요구한다. 식 (C.1.1.5-1)을 사용하여 계산한 비가 2.0보다 크다면 기둥은 탄성상태를 유지하는 것으로 가정할 수 있다. 만약 패널존 외부의 기둥이 탄성상태에 있지 않다면 다음의 규정을 만족해야 한다.

(1) 보의 상하플랜지 위치 모두에서 기둥 플랜지는 직접 혹은 간접적으로 횡지지를 해야 한다. 기

둥 플랜지의 직접 횡지지는 횡좌굴 방지를 위해 기둥 플랜지의 적합한 위치에 부착된 가새나 기타 부재, 데크 또는 슬래브를 통해 이룬다. 간접 횡지지는 기둥 플랜지에 직접 부착되지는 않지만 기둥 웨브나 보강재 플레이트를 통해 작용하는 부재나 접합부의 강성에 의한 횡지지를 지칭한다.

(2) 기둥 플랜지 각각의 횡지지 가새의 소요강도는 보플랜지강도 $F_y b_f t_{bf}$의 2%에 대해 설계한다.

C.1.1.6.2 횡지지되지 않은 접합부

횡지지되지 않은 보-기둥 접합부를 갖는 내진골조의 기둥은, 인접한 횡지지간의 거리를 기둥의 좌굴길이로 사용하여, KDS 14 31 10(4.4)에 의해 설계를 하며 다음의 사항을 반영한다.

(1) 기둥의 소요강도는 KDS 41 00 00의 적절한 하중조합을 사용하되, 지진하중 E는 다음 2가지 중 작은 값을 택한다.
① 증폭지진하중
② 보의 설계휨강도 또는 패널존의 설계전단강도를 기반으로 계산된 골조설계강도의 125%

(2) 기둥의 세장비 L/r은 60을 넘지 않도록 한다.

(3) 내진골조에 직각인 방향의 기둥의 소요휨강도는 C.1.1.6.1(2)의 보플랜지 횡지지력이 유발한 모멘트와 이로 인한 기둥 플랜지 변형에 의한 2차 효과를 고려하여 산정한다.

C.1.1.7 보의 횡지지

(1) 보의 상하플랜지는 모두 $L_b = 0.086 r_y E/F_y$ 이하로 횡지지해야 한다. 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서 $M_r = M_u = R_y Z F_y$ 그리고 $C_b = 1.0$을 사용한다.

(2) 집중하중점이나 단면이 변하는 위치에는 추가로 횡지지를 설치한다.

(3) 횡지지재의 설치위치는 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따른 접합부의 조건과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.1.8 기둥의 이음

(1) 기둥의 이음은 4.1.1.4.1의 규정을 따라야 한다.

(2) 그루브용접을 사용할 경우는 4.1.2.3.2에 부합되게 완전용입용접으로 해야 한다. 용접탭은 제거토록 한다.

(3) 만약 그루브용접이 사용되지 않을 경우에는, 이음부의 소요강도는 적어도 작은 쪽 기둥의 휨강도 $R_y F_y Z_x$ 이상이어야 한다. 기둥 웨브 이음의 소요전단강도는 적어도 $\Sigma M_{pc}/H$ 이상이어야 한다. 여기서, ΣM_{pc}는 이음부의 상하에 위치한 기둥의 공칭소성휨강도의 합이다.

(4) 적절한 응력집중계수 또는 파괴역학의 응력집중계수를 고려하여 산정된 기둥이음부의 소요강도는 비탄성해석에서 얻어진 이음부 소요강도를 초과할 필요가 없다.

C.1.2 중간 모멘트골조

C.1.2.1 보-기둥 접합부

C.1.2.1.1 요구사항

지진하중 저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 조건을 제외하고는 C.1.1.1.1의 요구조건을 만족해야 한다.

(1) 접합부는 최소 0.02 rad의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.

(2) 접합부의 소요전단강도는 C.1.1.1.1에 따라 산정하되, 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u 보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중을 사용한 KDS 41 00 00의 적절한 하중조합을 이용하여 산정된 전단력을 초과할 필요는 없다.

(3) 기둥 외주면의 접합부의 휨강도는 0.02 rad의 층간변위각에서 적어도 보의 공칭소성모멘트의 80% 이상이어야 한다.

C.1.2.1.2 접합부 성능 입증

C.1.2.1.1에서 요구하는 지진하중 저항시스템의 보-기둥 접합부의 성능요건은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

C.1.2.1.3 용접

강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따라 예외로 인정하거나 별도로 결정된 경우를 제외하고는 보플랜지, 전단플레이트 그리고 보웨브와 기둥 사이의 완전용입용접부는 4.1.2.3.2에서 기술한 임계용접부로 고려한다.

C.1.2.1.4 보호영역

(1) 비탄성 변형이 발생하는 보의 양단부분은 보호영역으로서 이 영역은 4.1.2.4의 요구조건을 만족해야 한다. 보호영역의 범위는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

(2) 중간 모멘트골조의 보 소성힌지 영역은 보호영역으로 고려되어야 한다. 일반적으로, 비보강 접합부의 보호영역은 기둥 외주면에서부터 소성힌지점을 지나 보 높이의 1/2지점까지 확장된 범위가 된다.

C.1.2.2 보-기둥 접합부 패널존 (보웨브와 기둥 웨브가 평행한 경우)

KDS 14 31 25에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.2.3 보 및 기둥의 구조제한

아래의 사항과 더불어 4.1.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.2.3.1 판폭두께비 제한

실험에 의해 별도로 입증되지 않는 한, 보와 기둥부재들은 4.1.1.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.2.3.2 보플랜지

소성힌지 영역에서의 급격한 보플랜지 단면의 변화는 허용하지 않는다. 드릴로서 보플랜지를 천공하거나 플랜지폭을 절취하는 것은 실험이나 인증을 통해 안정적으로 소성힌지가 발현될 수 있음을 입증한 후에 허용한다. 그 형상은 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따른 접합부의 형상과 일관성을 유지해야 한다.

C.1.2.4 연속판

연속판의 두께는 편측접합부에서는 접합된 보플랜지 두께의 1/2 이상, 양측 접합부에서는 접합된 보플랜지 두께 이상으로 하거나, 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 연속판과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.2.5 기둥-보의 모멘트비

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.2.6 보-기둥 접합부의 횡지지

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.2.7 보의 횡지지

(1) 보의 상하플랜지 모두 횡지지를 해야 한다. 횡지지간격은 $L_b = 0.17 r_y E/F_y$를 넘지 않도록 한다. 횡지지가새는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_y Z F_y$ 그리고 $C_b = 1.0$을 사용한다.

(2) 횡지지는 집중하중이 작용하는 부근이나 단면의 변화가 생기는 위치에는 추가적으로 설치해야 한다.

(3) 횡지지의 위치는 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따른 접합부의 조건과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.2.8 기둥의 이음

기둥의 이음은 4.1.1.4.1의 규정을 따라야 한다. 그루브용접을 사용할 경우는 4.1.2.3.2의 기준에 부합되게 완전용입용접으로 해야 한다.

C.1.3 보통 모멘트골조

이절에서 제시한 C.1.3.1.1, C.1.3.1.3과 C.1.3.4의 요구사항을 만족하지 않더라도 C.1.1.1.2와 C.1.1.4 또는 C.1.2.1.2와 C.1.2.4의 요구사항을 만족하는 접합부는 보통 모멘트골조에 사용할 수 있다. 중간 모멘트골조의 요구사항을 충족하더라도 보의 높이가 750 mm를 초과하는 경우에는 보통 모멘트골조로 분류한다.

C.1.3.1 보-기둥 접합부

보-기둥 접합부는 용접이나 고장력볼트를 사용해야 하며, 다음 규정에 따라 완전강접 또는 부분강접으로 설계할 수 있다.

C.1.3.1.1 완전강접 모멘트접합부의 요구사항

(1) 지진하중 저항시스템에 속한 완전강접 모멘트접합부의 소요휨강도는 보단면에 대한 $1.1R_yM_p$ 또는 구조시스템에서 발생할 수 있는 최대모멘트 중 작은 값으로 산정할 수 있으며 다음의 요구사항을 만족해야 한다.

① 용접접근공의 형상은 보플랜지에서의 응력집중이 최소화될 수 있도록 가공한다. 용접접근공의 표면거칠기는 13μm를 초과하지 않도록 하며, 노치와 가우지가 없어야 한다. 책임구조기술자의 지시에 따라 노치와 가우지를 보수하도록 한다. 엔드플레이트 볼트 모멘트접합부에서 엔드플레이트에 연결되는 보웨브에는 용접접근공을 설치하지 않는다.

② 접합부에서 인장력에 저항하는 양면 부분용입용접과 양면 필릿용접의 소요강도는 연결되는 요소나 부분에 대해서 $1.1R_yF_yA_g$로 산정한다. 접합부에서 인장력이 작용하는 부분에는 1면 부분용입용접이나 1면 필릿용접을 사용하지 않는다.

(2) 완전강접 모멘트접합부의 소요전단강도 V_u는 다음의 지진하중효과 E를 이용하여 산정한다.

$$E = 2[1.1R_yM_p]/L_h \qquad \text{(C.1.3.1.1-1)}$$

정밀한 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중을 사용한 KDS 41 10 15의 적절한 하중조합을 이용하여 산정된 전단력을 초과할 필요는 없다.

C.1.3.1.2 부분강접 모멘트접합부의 요구사항

다음의 요구사항을 만족하는 경우에는 부분강접 모멘트접합부를 사용할 수 있다.

(1) 부분강접 접합부는 C.1.3.1.1에서 규정된 소요강도에 대하여 설계해야 한다.

(2) 접합부의 공칭휨강도 M_n은 연결되는 보의 M_p의 50% 이상이어야 한다. 단, 1층 구조물의 경우, 접합부의 공칭휨강도 M_n은 연결되는 기둥의 M_p의 50% 이상이어야 한다.

(3) 부분강접 모멘트접합부의 강성과 강도는 전체 골조의 안정성에 미치는 영향을 포함하여 설계에 반영하도록 한다.

(4) 부분강접 모멘트접합부에 대한 V_u는 하중조합에 의한 전단력과 접합부가 저항할 수 있는 최대 단부모멘트로부터 산출된 전단력을 합산하여 산정한다.

C.1.3.1.3 용접

보플랜지, 전단플레이트, 그리고 보웨브와 기둥사이의 완전용입용접부는 4.1.2.3.2에서 기술한 임계용접부로서 고려한다.

C.1.3.2 보-기둥 접합부의 패널존 (보웨브와 기둥 웨브가 나란한 경우)

KDS 14 31 25에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.3.3 보와 기둥의 구조제한

4.1.1.1 이외의 추가로 요구되는 사항은 없다.

C.1.3.4 연속판

(1) 완전강접 모멘트접합부에서 보의 플랜지 또는 보-플랜지 연결플레이트를 기둥 플랜지에 직접 용접하는 경우에는 연속판을 설치해야 한다. 또한, 기둥 플랜지의 두께가 다음 조건에 해당하는 경우에도 연속판을 설치해야 한다.

$$t_{cf} < 0.54\sqrt{b_f t_{bf} F_{yb}/F_{yc}} \qquad \text{(C.1.3.4-1)}$$

또는,

$$t_{cf} < b_f/6 \qquad \text{(C.1.3.4-2)}$$

(2) 연속판이 필요한 경우 두께는 다음에 따라 산정한다.

① 일방향 접합부(편측 접합부)에서 연속 판두께는 보플랜지 두께의 1/2 이상으로 한다.

② 양방향 접합부(양측 접합부)에서 연속 판두께는 연결되는 보플랜지의 두께 중 큰 것 이상으로 한다.

(3) 기둥 플랜지와 연속판의 용접부는 완전용입용접이나 필릿용접으로 보강된 양면 부분용입용접 또는 양면 필릿용접에 의하여 제작한다. 이러한 용접부의 소요강도는 연속판과 기둥 플랜지의 접촉면에서의 설계강도보다 커야 한다. 연속판과 기둥 웨브의 용접부의 소요강도는 다음 중 가장 작은 값으로 한다.

① 기둥 플랜지와 연속판의 접합부에서 설계강도의 합

② 기둥 웨브와 연속판 접촉면에서의 설계전단강도

③ 기둥패널존의 설계전단강도를 발휘하는 용접의 설계강도
④ 보강재에 의하여 전달되는 실제응력

C.1.3.5 기둥-보의 모멘트비

별도의 요구사항은 없다.

C.1.3.6 보-기둥 접합부에서의 횡지지가새

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.3.7 보의 횡지지가새

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.3.8 기둥의 이음부

기둥의 이음부는 4.1.1.4.1의 요구사항에 따른다.

C.1.4 특수중심 가새골조

C.1.4.1 가새부재

C.1.4.1.1 세장비

가새부재의 세장비는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$Kl/r \le 4\sqrt{E/F_y} \qquad \text{(C.1.4.1.1-1)}$$

$4\sqrt{E/F_y} < Kl/r \le 200$인 가새부재는 기둥의 설계강도가 가새부재의 공칭강도에 R_y를 곱하여 산정한 기둥으로 전달되는 최대하중 이상인 경우에만 허용한다. 기둥의 강도는 비선형해석 또는 전달되는 최대요구강도를 초과할 필요는 없다.

C.1.4.1.2 소요강도

가새부재의 유효 순단면적이 총단면적보다 작은 경우, 가새부재의 순단면 파단 한계상태에 대한 소요인장강도는 다음 중 작은 값보다 커야 한다.

(1) $R_y F_y A_g$의 식으로 산정한 가새부재의 예상 인장항복강도

(2) 해석으로 산정한 시스템에 의해 가새에 전달될 수 있는 최대 하중효과

C.1.4.1.3 횡하중 분배

동일 가새열에서 각 가새부재의 압축 설계강도가 증폭지진하중을 포함하는 KDS 41 10 15의 하중조합에 의한 소요강도보다 크지 않을 경우에는, 그 가새열에 작용하는 횡하중의 최소 30%, 최대 70%를 인장가새에 의해 저항할 수 있도록 가새부재를 엇갈린 방향으로 배치해야 한다. 여기서 동일 가새열이라 함은 단일 가새열 또는 가새열에 직각방향으로 건물폭의 10% 이하의 오프셋을 갖는 평행한 가새열을 말한다.

C.1.4.1.4 판폭두께비 제한

기둥 및 가새부재는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.4.1.5 조립가새 부재

(1) 단속긴결재 사이의 가새세장비 l/r은 조립가새 부재의 지배세장비의 0.4배 이하이어야 한다.

(2) 단속긴결재의 설계전단강도의 합은 개재의 설계인장강도 이상이어야 한다.

(3) 단속긴결재의 간격은 일정해야 한다.

(4) 최소 2개 이상의 단속긴결재를 사용해야 한다.

(5) 볼트 단속긴결재는 가새 부재 중앙으로부터 가새 순길이의 1/4 이내에는 설치하지 않는다.

다만 임계좌굴축에 대한 조립가새 부재의 좌굴에 의하여 단속긴결재에 전단이 발생하지 않는 경우, 단속긴결재 사이의 가새 세장비 l/r은 조립가새 부재의 지배세장비의 0.75배 이하로 할 수 있다.

C.1.4.2 가새접합부의 소요강도

C.1.4.2.1 소요인장강도

가새접합부의 소요인장강도는 다음 중 작은 값을 적용한다. 보-기둥 접합부가 가새시스템의 일부를 구성하는 경우도 이에 해당한다.

(1) $R_y F_y A_g$의 식으로 산정한 가새부재의 예상인장항복강도.

(2) 해석으로 산정한, 시스템에 의해 가새에 전달될 수 있는 최대하중효과.

C.1.4.2.2 소요휨강도

가새접합부의 소요휨강도는 임계좌굴축에 대한 가새부재의 $1.1R_y M_p$로 산정한다.
다만, C.1.4.2.1의 요구사항을 만족하고 가새부재의 좌굴이후 비탄성회전을 수용할 수 있는 가새부재 접합부는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

C.1.4.2.3 소요압축강도

가새접합부는 가새부재의 좌굴한계상태를 기초로 $1.1R_yP_n$의 식으로 산정된 값 이상의 소요압축강도를 보유하도록 설계한다. 여기서, P_n은 가새부재의 공칭압축강도이다.

C.1.4.3 가새배치에 따른 특별요구사항

C.1.4.3.1 V형 및 역V형 가새골조

V형 및 역V형 가새골조는 다음 조건을 만족해야 한다.

(1) 가새부재와 접합하는 보와 접합부 및 지지부재의 소요강도는 가새부재가 고정하중 및 활하중을 부담하지 않는다는 가정 하에 KDS 41 10 15의 하중조합에 따라 산정한다. 지진하중을 포함하는 하중조합의 경우 보에 작용하는 지진하중효과 E는 다음과 같이 산정한다.

① 인장력을 받는 모든 가새의 인장력은 $R_yF_yA_g$로 산정한다.

② 인장가새와 인접한 압축가새의 압축력은 $0.3P_n$으로 산정한다.

(2) 보는 기둥사이에서 연속이어야 하며 보의 상하플랜지는 비지지길이 $L_b \le L_{pd}$가 되도록 횡지지해야 한다.

① 웨브면 내에 재하되며 인장측 플랜지 보다 작지 않은 압축측 플랜지를 갖는 1축대칭, 2축대칭 H형강의 경우

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{F_y}\right)r_y \qquad \text{(C.1.4.3.1-1)}$$

여기서, M_1 : 보의 횡지지점 모멘트 중 작은 값 (N·mm)

M_2 : 보의 횡지지점 모멘트 중 큰 값 (N·mm)

r_y : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

(M_1/M_2)는 복곡률 모멘트의 경우 정(+), 단곡률 모멘트의 경우 부(-)로 한다.

② 각봉 및 대칭 상자형 단면의 경우

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{F_y}\right)r_y \ge 0.10\left(\frac{E}{F_y}\right)r_y \qquad \text{(C.1.4.3.1-2)}$$

원형 혹은 정방형 단면의 부재 및 약축에 대해 휨을 받는 보의 경우 L_b에 대한 제한이 없다.

(3) 보의 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_yZF_y$ 이고, $C_d = 1.0$이다.

(4) 가새접합부의 안정성 확보를 위한 충분한 보의 면외 강도 및 강성을 확보하지 못한 경우, V 또는 역V형 가새의 교차점에 최소 1쌍의 횡지지재를 설치해야 한다.

C.1.4.3.2 K형 가새골조

K형 가새골조는 특수중심 가새골조의 범주에 포함할 수 없다.

C.1.4.4 기둥이음

(1) 특수중심 가새골조의 기둥이음은 4.1.1.4의 요구사항을 만족해야 하며, 기둥이음은 이음부 상하부재 중 작은 설계휨강도의 50%보다 크도록 설계한다.

(2) 특수중심 가새골조 기둥이음의 소요전단강도는 $\Sigma M_{pc}/H$에 의하여 산정한다. 여기서, ΣM_{pc}는 이음부 상하기둥의 공칭소성휨강도의 합이다.

C.1.4.5 보호영역

(1) 특수중심 가새골조의 가새부재의 보호영역은 가새길이의 중앙부 1/4 영역과 각 접합부로부터 가새부재의 좌굴면의 높이만큼 인접한 영역을 포함한다.

(2) 특수중심 가새골조의 보호영역은 가새와 보 또는 기둥의 접합요소를 포함해야 하고 4.1.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.5 보통중심 가새골조

C.1.5.1 가새부재

(1) 보통중심 가새골조의 가새부재는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.
다만 콘크리트충전 강관가새는 이 규정을 만족하지 않아도 된다.

(2) K, V 및 역V형 가새골조의 가새부재의 세장비는 $Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$를 만족해야 한다.

C.1.5.2 가새골조 배치에 따른 특별요구사항

V 및 역V형 보통중심 가새골조의 보와 K형 보통중심 가새골조의 기둥은 연속이어야 하며 다음 조건을 만족해야 한다.

(1) 소요강도는 가새부재가 고정하중 및 활하중을 지지하지 않는다는 가정 하에 KDS 41 10 15의 하중조합에 의해 산정한다. 지진하중을 포함하는 하중조합의 경우 부재에 작용하는 지진하중 E는 다음과 같이 산정한다.
① 가새부재에 작용하는 인장력은 $R_y F_y A_g$로 산정한다. V형 및 역V형 보통중심 가새골조의 가새부재에 작용하는 인장력은 시스템으로부터 전달되는 최대하중보다 크지 않아도 된다.
② 가새부재에 작용하는 압축력은 $0.3P_n$으로 산정한다.

(2) 보의 상하플랜지는 식 (C.1.4.3.1-1) 또는 식 (C.1.4.3.1-2)에 따라 비지지길이가 $L_b \leq L_{pd}$가 되도록 횡지지해야 한다.

(3) 보의 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_y Z F_y$이고 $C_d = 1.0$이다.

(4) 가새접합부의 안정성 확보를 위하여 충분한 보의 면외 강도 및 강성을 확보하지 못한 경우에는 가새골조의 가새의 교차점에 최소 1쌍의 횡지지재를 설치해야 한다.

C.1.5.3 가새접합부

가새접합부의 소요강도는 다음과 같이 산정한다.

(1) 볼트의 마찰한계상태에 대한 가새접합부 소요강도는 증폭지진하중을 적용하지 않은 KDS 41 10 15의 하중조합에 의하여 결정한다.

(2) 다른 한계상태에 대한 가새접합부 소요강도는 가새부재의 예상인장항복강도 $R_y F_y A_g$으로 산정한다.
다만, 가새접합부의 소요강도는 다음을 초과할 필요는 없다.
① 시스템으로부터 전달되는 최대하중
② 증폭지진하중에 의하여 산정된 하중효과

C.1.5.4 지진격리 시스템 상부에 위치한 보통중심 가새골조

지진격리 구조물의 격리시스템의 상부에 위치한 보통중심 가새골조는 C.1.5.3과 이 기준의 요구사항을 만족해야 하며 C.1.5.1 및 C.1.5.2의 요구사항은 따르지 않아도 된다.

C.1.5.4.1 가새부재

가새부재는 4.1.1.2의 요구사항을 만족해야 하고 세장비는 $Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$를 만족해야 한다.

C.1.5.4.2 K형 가새골조

K형 가새골조는 지진격리 시스템 상부의 보통중심 가새골조로 사용할 수 없다.

C.1.5.4.3 V 및 역V형 가새골조

지진격리 시스템 상부의 V 및 역V형 보통중심 가새골조 내의 보는 기둥과 기둥사이에서 연속이어야 한다.

C.1.6 편심 가새골조

C.1.6.1 링크

C.1.6.1.1 일반사항

(1) 링크는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 링크의 웨브는 단일판이어야 하고 2중판으로 보강하거나 웨브 관통부를 둘 수 없다.

(3) 가새, 기둥 및 링크 외부의 보 부분은 링크가 완전항복하고 변형도경화하여 유발할 수 있는 최대하중에서 탄성범위 내에 있도록 설계해야 한다.

(4) 5층 이상 건축물에서 편심 가새골조의 상부층은 보통중심 가새골조 또는 특수중심 가새골조로 설계할 수 있다. 이 경우에도 시스템계수를 결정할 때에는 편심 가새골조로 고려할 수 있다.

C.1.6.1.2 전단강도

(1) 링크의 설계전단강도 $\phi_v V_n$는 전단항복 한계상태를 기초로 산정한다. V_n은 공칭전단강도로 V_p 또는 $2M_p/e$ 중 작은 값을 사용하며 $\phi_v = 0.90$이다.

여기서, $M_p = F_y Z$ (N·mm)

$V_p = 0.6F_y A_w$ (N)

e : 링크길이 (mm)

$A_w = (d-2t_f)t_w$ (mm^2)

(2) 링크의 설계강도에 영향을 주는 압축력의 존재는 다음과 같은 조건에서는 고려하지 않아도 된다.

$$P_u \leq 0.15P_y \qquad \text{(C.1.6.1.2-1)}$$

여기서, P_u : 하중조합에 의해 산정한 소요압축강도 (N)

P_y : 공칭압축항복강도($P_y = F_y A_g$) (N)

(3) 링크의 설계강도에 영향을 주는 축력이 다음과 같은 조건에서는 아래의 추가의 요구사항 ①, ②를 만족해야 한다.

$$P_u > 0.15P_y \qquad \text{(C.1.6.1.2-2)}$$

① 링크의 설계전단강도는 $\phi_v V_{pa}$와 $2\phi_v M_{pa}/e$ 중 작은 값을 사용하며 $\phi_v = 0.90$이다.

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1-(P_u/P_y)^2} \qquad \text{(C.1.6.1.2-3)}$$

$$M_{pa} = 1.18M_p[1-(P_u/P_y)] \qquad \text{(C.1.6.1.2-4)}$$

② 링크길이는 다음 값을 초과할 수 없다.

$\rho'(A_w/A_g) \geq 0.3$일 때, $[1.15-0.5\rho'(A_w/A_g)]1.6M_p/V_p$ (C.1.6.1.2-5)

$\rho'(A_w/A_g) < 0.3$일 때, $1.6M_p/V_p$ (C.1.6.1.2-6)

여기서, $A_w = (d-2t_f)t_w$

$\rho' = P_u/V_u$

V_u : 소요전단강도 (N)

C.1.6.1.3 링크회전각

링크회전각은 총 층변위가 설계층변위 Δ에 도달하였을 때, 링크와 링크외부의 보가 이루는 비탄성 회전각으로 정의되며 다음 값을 초과할 수 없다.

(1) 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하일 때, 0.08 rad

(2) 링크길이가 $2.6M_p/V_p$ 이상일 때, 0.02 rad

(3) 링크길이가 $1.6M_p/V_p$와 $2.6M_p/V_p$ 사이인 경우는 직선 보간하여 산정한다.

C.1.6.2 링크보강재

(1) 링크와 가새가 접합하는 부분에는 웨브 전체높이의 웨브 보강재를 링크웨브의 양면에 설치해야 한다.

(2) 양측 링크보강재를 합친 폭은 $(b_f - 2t_w)$ 이상 그리고 두께는 $0.75t_w$ 또는 10 mm 이상이어야 한다(여기서, b_f는 링크플랜지의 폭 그리고 t_w는 링크웨브의 두께이다).

(3) 링크에는 다음과 같은 제한을 갖는 중간웨브 보강재를 설치해야 한다.

① 링크길이$\leq 1.6M_p/V_p$인 경우 중간웨브 보강재 설치간격

링크회전각 0.08 rad인 경우, $(30t_w - d/5)$ 이하

링크회전각 0.02 rad인 경우, $(52t_w - d/5)$ 이하

0.02 rad < 링크회전각 < 0.08 rad인 경우, 직선보간하여 산정

② $2.6M_p/V_p <$링크길이$\leq 5.0M_p/V_p$인 경우, 링크의 양단부에서 $1.5b_f$만큼 떨어진 지점에 중간웨브 보강재를 설치해야 한다.

③ $1.6M_p/V_p <$링크길이$\leq 2.6M_p/V_p$인 경우, 상기 ①및 ②의 요구사항을 모두 만족하는 중간웨브 보강재를 설치해야 한다.

④ 링크길이 $> 5.0M_p/V_p$인 경우에는 중간웨브 보강재를 설치하지 않아도 된다.

⑤ 중간웨브 보강재는 웨브 전체높이와 같아야 한다. 높이가 635 mm 미만인 링크에는 중간웨브 보강재를 링크웨브의 한 면에만 설치할 수 있다. 한 면에만 설치한 중간웨브 보강재의

두께는 t_w 또는 10 mm 이상이어야 하고 폭은 $(b_f/2)-t_w$ 이상이어야 한다. 높이가 635 mm 이상인 링크에는 유사한 중간웨브 보강재를 링크웨브의 양면에 설치해야 한다.

(4) 링크보강재와 링크웨브를 접합하는 용접부의 소요강도는 $A_{st}F_y$로 산정한다(A_{st}는 보강재의 단면적). 링크보강재와 링크플랜지를 접합하는 용접부의 소요강도는 $A_{st}F_y/4$로 산정한다.

C.1.6.3 링크-기둥 접합부

(1) 링크-기둥 접합부는 C.1.6.1.3의 최대 링크회전각을 지지할 수 있어야 한다.

(2) 최대 링크회전각에서 기둥 플랜지면 접합부의 강도는 C.1.6.1.2의 공칭전단강도 이상이어야 한다.

(3) 링크-기둥 접합부는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따라 C.1.6.3(1) 및 C.1.6.3(2) 규정을 만족해야 한다.
다만, 링크단부 보-기둥 접합부의 보강으로 인해 보강된 부분이 항복하지 않는 경우에는 보강의 끝부분부터 가새접합부까지의 보요소를 링크로 간주할 수 있다. 이러한 조건에서 링크길이가 $1.6M_p/V_p$를 초과하지 않는 경우, 보강단면과 접합부의 설계강도가 C.1.6.5의 링크의 변형률경화를 근거로 산정한 소요강도보다 크다면 보강접합부의 반복하중 실험인증을 생략할 수 있다. 이 경우 C.1.6.2의 웨브 전체높이의 보강재를 링크-보강부 접점에 설치해야 한다.

C.1.6.4 링크 횡가새

(1) 링크 단부에는 링크 상하플랜지에 횡지지재를 설치해야 한다.

(2) 링크 단부 횡지지재의 소요강도는 $P_b = 0.06M_r/h_0$로 산정한다. 여기서, h_0는 플랜지중심 사이의 거리이다. 단, $M_r = M_{u,\exp} = R_y Z F_y$.

(3) 횡지지재의 소요강성은 KDS 14 31 10(식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $C_b = 1.0$이고 L_b는 링크길이이다.

C.1.6.5 가새 및 링크 외부보

C.1.6.5.1 가새

(1) 가새의 휨과 압축의 조합력에 대한 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다.

(2) 지진효과를 포함한 하중조합에서, E를 Q_1으로 대체한다. Q_1은 링크의 예상공칭전단강도 $R_y V_n$를 최소 1.25배하여 산정된 압축력과 모멘트를 의미한다(여기서, V_n은 C.1.6.1.2에 따른 공칭전단강도).

(3) 가새의 설계강도는 제7장의 규정에 따라 산정한다.

(4) 가새부재는 4.1.1.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.6.5.2 링크외부보

(1) 링크외부보의 휨과 압축의 조합력에 대한 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다.

(2) 지진효과를 포함한 하중조합에서, E를 Q_1으로 대체한다. Q_1은 링크의 예상공칭전단강도 $R_y V_n$을 최소 1.1배하여 산정된 압축력과 모멘트를 의미한다(여기서, V_n은 C.1.6.1.2의 규정에 따른 공칭전단강도이다).

(3) 링크 외부보의 설계강도는 KDS14 31 10(4.3)의 값에 R_y를 곱하여 산정한다.

(4) 가새와 보가 접합되는 링크의 단부에서 보와 가새의 중심선은 링크의 단부 또는 내부에서 교차해야 한다.

C.1.6.5.3 가새접합부

(1) 가새 양단접합부의 소요강도는 C.1.6.5.1에 산정한 가새의 소요강도 이상이어야 하며 가새의 접합부는 C.1.4.2.3의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 링크 단부의 가새접합부의 어느 부분도 링크길이 안으로 연장되어서는 안 된다.

(3) 가새가 링크 단부모멘트의 일부를 지지하도록 설계한다면 가새와 링크의 접합부는 완전강접으로 해야 한다.

C.1.6.6 보-기둥 접합부

편심 가새골조에서 링크 반대편 접합부를 모멘트저항 접합부시스템으로 설계하는 경우, 보-기둥 접합부는 C.1.3.1과 C.1.3.4의 보통 모멘트골조 접합부 요구사항을 만족해야 하며, 비모멘트저항 접합부시스템으로 설계하는 경우는 핀접합을 사용할 수 있다.

C.1.6.7 기둥의 소요강도

편심 가새골조의 기둥의 소요강도는 4.1.1.3의 요구사항뿐만 아니라 아래의 조건을 만족해야 한다.

(1) 편심 가새골조의 기둥의 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다. 단 이 경우, 지진하중 E는 고려 대상층 상부에 있는 모든 링크의 예상 공칭전단강도를 1.1배한 조건에서 발현되는 응력으로 대체하여 산정한다. 여기서, 링크의 예상공칭전단강도는 $R_y V_n$으로 산정하고 V_n은 C.1.6.1.2에 따라 산정한다.

(2) 편심 가새골조의 기둥부재는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.6.8 보호영역

(1) 편심 가새골조 내의 링크는 보호영역이므로 4.1.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 링크에 보강재를 접합할 경우 C.1.6.2의 요구사항에 따라 용접을 사용할 수 있다.

C.1.6.9 임계용접부

링크플랜지와 링크웨브를 기둥으로 접합하는 완전용입용접은 임계용접부이므로 4.1.2.3.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.7 좌굴방지 가새골조

C.1.7.1 가새부재

좌굴방지 가새골조의 가새부재는 강재 코아와 강재 코아의 좌굴을 구속하는 좌굴방지 시스템으로 구성된다.

C.1.7.1.1 강재 코아

(1) 강재 코아는 가새에 작용하는 전체축력을 지지할 수 있도록 설계한다.

(2) 가새부재의 설계축강도 $\phi_c P_{ysc}(\phi_v = 0.90)$는 인장력 및 압축력에 대하여 항복 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc}$$

여기서, F_{ysc} : 강재 코아의 공칭항복응력 또는 인장시험에 의해 결정된 강재 코아의 실제 항복응력 (MPa)

A_{sc} : 강재 코아의 순단면적 (mm^2)

(3) 강재 코아에 사용하는 50 mm 이상의 강판은 3.3의 최소 노치인성 요구사항을 만족해야 한다.

(4) 강재 코아에는 이음부를 둘 수 없다.

C.1.7.1.2 좌굴방지 시스템

(1) 좌굴방지 시스템은 강재 코아의 케이싱으로 구성된다.

(2) 안정성을 평가할 때에는, 보, 기둥 및 거셋플레이트 등 접합부를 연결하는 구조요소 모두가 좌굴방지 시스템에 포함된다.

(3) 좌굴방지 시스템은 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 변위에 대해서 강재 코아의 국부 및 전체좌굴을 방지할 수 있어야 한다.

(4) 좌굴방지 시스템은 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 변위 내에서는 좌굴하지 않아야 한다.

C.1.7.1.3 성능입증 및 조정가새 강도

가새부재의 성능입증 및 조정가새 강도는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

C.1.7.2 가새접합부

C.1.7.2.1 소요강도

가새접합부의 인장 및 압축소요강도는(기둥-보 접합부가 좌굴방지 골조의 일부일 경우에도 포함) 조정가새 압축강도의 1.1배로 산정한다.

C.1.7.2.2 거셋플레이트

(1) 가새접합부를 설계할 때, 거셋플레이트의 전체 및 국부좌굴을 고려하여 설계해야 한다. 가새는 실험에 사용한 것과 일관성을 유지해야 한다.

(2) 이 규정은 다음과 같은 방법으로도 만족시킬 수 있다. 실험결과로부터 산정된 횡지지력과 일관된 횡력으로 거셋플레이트을 설계하되, 횡력에 저항할 수 있도록 거셋플레이트을 보강재로 보강하거나, 거셋플레이트 또는 가새 자체를 지지하는 횡지지재를 설치한다. 횡지지재 없이도 실험적으로 인증된 경우는 이러한 횡지지보강은 필요가 없다. 강재 코아에 가새를 부착시키는 경우는 이 사항이 인증실험에 반영해야 한다.

C.1.7.3 가새골조 형상에 따른 특별규정

V 및 역V형 가새골조는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 가새부재와 교차하는 보와 보의 접합부 및 지지부재의 소요강도는 가새부재가 고정하중 및 활하중을 부담하지 않는다는 가정 하에 KDS 41 00 00의 하중조합에 따라 산정한다. 지진하중을 포함한 하중조합의 경우, 보에 작용하는 수평 및 수직 지진하중효과 E는 인장 및 압축 조정가새 강도로 산정한다.

(2) 보는 기둥들 사이에서 연속이어야 하며 보의 상하플랜지는 횡지지해야 한다. 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_y Z F_y$이고 $C_b = 1.0$이다.

(3) 가새접합부의 안정성 확보를 위해, 충분한 보의 면외강도와 강성을 확보하지 못한 경우, V 또는 역V형 가새골조 내에 최소 1쌍의 횡지지재를 설치해야 한다.

(4) 가새부재의 설계 및 실험을 위한 가새부재 최대변형은 상기 (1)에서 정의한 하중에 의한 보의 수직 처짐효과를 포함하여 증가된 값으로 산정한다.

(5) K형 가새골조는 좌굴방지 가새골조의 범주에 포함할 수 없다.

C.1.7.4 보 및 기둥

좌굴방지 가새골조의 보 및 기둥은 다음 조건을 만족해야 한다.

C.1.7.4.1 판폭두께비

보 및 기둥의 판폭두께비는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.7.4.2 소요강도

(1) 좌굴방지 가새골조의 보 및 기둥의 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다. 지진하중을 포함한 하중조합의 경우, 보에 작용하는 수평 및 수직지진하중 E는 인장 및 압축 조정가새 강도로 산정한다.

(2) 보 및 기둥의 소요강도는 시스템으로부터 전달된 최대하중을 초과할 필요는 없다.

C.1.7.4.3 이음

(1) 좌굴방지 가새골조의 기둥이음은 4.1.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 또한 좌굴방지 가새골조의 기둥이음은 항복 한계상태를 기준으로 산정한 이음부 상·하의 부재 중 작은 설계휨강도의 50% 이상으로 설계한다.

(2) 좌굴방지 가새골조 기둥이음의 소요전단강도는 $\Sigma M_{pc}/H$으로 산정한다. 여기서, ΣM_{pc}는 이음부 상·하기둥의 공칭소성휨강도의 합이다.

C.1.7.5 보호영역

좌굴방지 가새골조의 보호영역은 가새부재의 강재 코아와 보와 기둥의 접합요소를 포함해야 하고 4.1.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.8 특수강판 전단벽

특수강판 전단벽은 웨브와 인접한 수평경계요소와 수직경계요소는 웨브가 완전히 항복하여 변형경화상태에 도달하여도 수평경계요소의 양단부에 소성힌지가 생기는 것 외에는 탄성상태를 유지하도록 설계해야 한다.

C.1.8.1 웨브

C.1.8.1.1 전단강도

패널의 설계전단강도 $\phi V_n (\phi = 0.90)$은 전단항복 한계상태에 의거하여 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \qquad \text{(C.1.8.1.1-1)}$$

여기서 t_w : 웨브의 두께 (mm)

L_{cf} : 수직경계요소 플랜지 사이의 순거리 (mm)

α는 웨브 항복선이 수직축에 대해 이루는 각도(rad)로 다음 식으로 산정한다.

$$\tan^4\alpha = \frac{1+\dfrac{t_w L}{2A_c}}{1+t_w h\left(\dfrac{1}{A_b}+\dfrac{h^3}{360 I_c L}\right)} \qquad \text{(C.1.8.1.1-2)}$$

여기서, h : 수평경계요소의 중심간 거리 (mm)
A_b : 수평경계요소의 단면적 (mm^2)
A_c : 수직경계요소의 단면적 (mm^2)
I_c : 웨브 판에 수직인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 (mm^4)
L : 수직경계요소의 중심간 거리 (mm)

C.1.8.1.2 패널 변장비

패널의 길이 대 높이비(L/h)는 $0.8 < L/h \leq 2.5$의 범위에 있어야 한다.

C.1.8.1.3 웨브의 개구부

웨브의 개구부는, 실험과 해석에 의해 검증되지 않은 경우에는 패널의 전체높이와 전체폭에 걸쳐서 수평경계요소와 수직경계요소에 의해 모든 면에서 둘러싸여 있어야 한다.

C.1.8.2 경계요소와 웨브의 접합

수평 및 수직경계요소와 웨브접합부 소요강도는 웨브 항복각(식 (C.1.8.1.1-2) 참조)을 기준으로 산정된 웨브의 예상 인장항복강도와 같도록 한다.

C.1.8.3 수평경계요소와 수직경계요소

C.1.8.3.1 소요강도

(1) 4.1.1.3의 규정과 더불어 수직경계요소의 소요강도는 웨브 항복각 α에 대해 산정된 웨브의 예상 인장항복강도를 기준으로 산정한다.

(2) 수평경계요소의 소요강도는 웨브항복각 α에 대해 계산된 웨브의 예상 인장항복강도를 기준으로 한다. 웨브는 중력하중을 지지하지 않는다는 가정 하에서KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 결정된 소요강도 가운데 큰 값으로 한다.

(3) 수평경계요소와 수직경계요소의 교차부에서의 보-기둥 모멘트비는 C.1.1.5의 규정을 만족해야 한다. 단, 이 경우 웨브의 존재는 무시한다.

C.1.8.3.2 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부

(1) 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부는 C.1.3.1의 규정을 만족해야 한다.

(2) 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부의 소요전단강도 V_u는 C.1.3.1의 규정에 따라 산정한다. 단, 소요전단강도는 수평경계요소 양단부의 모멘트가 $1.1R_yM_p$ 도달 시에 유발되는 전단력과, 항복각 α로 웨브항복 시의 예상 인장항복강도에 의해 산정된 전단력의 합 이상이어야 한다.

C.1.8.3.3 판폭두께비 제한

수평 및 수직경계요소는 4.1.1.2.2의 규정을 만족해야 한다.

C.1.8.3.4 횡지지

(1) 수평경계요소와 수직경계요소와의 모든 교차부는 반드시 횡지지해야 하고, 수평경계요소의 전구간은 $0.086r_yE/F_y$이하의 간격으로 횡지지해야 한다.

(2) 수평경계요소의 상하플랜지는 모두 직접 또는 간접적으로 횡지지해야 한다.

(3) 횡지지재의 소요강도는 수평경계요소 플랜지의 공칭강도 $F_yb_ft_f$의 2% 이상이어야 한다. 모든 횡지지재의 소요강성은 KDS 14 31 10(식 (4.5-8))에 따라 산정한다. 여기서, M_r은 R_yZF_y 그리고 C_b는 1.0을 택한다.

C.1.8.3.5 수직경계요소의 이음

수직경계요소의 이음은 4.1.1.4의 규정을 만족해야 한다.

C.1.8.3.6 패널존

최상부 및 최하부 수평경계요소에 인접한 수직경계요소의 패널존은 C.1.1.2의 규정을 만족해야 한다.

C.1.8.3.7 수직 경계부재의 강성

웨브의 면에 직각인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 I_c는 $0.00307t_wh^4/L$ 이상되어야 한다.

C.2 합성구조의 내진설계

C.2.1 합성 부분강접 모멘트골조

합성 부분강접 모멘트골조의 강도, 횡변위 및 동적특성을 결정하는 데에는 접합부의 연성도와 합성보작용을 고려해야 하며, 주각접합부와 같은 곳에서의 항복은 제한적으로 허용될 수 있다.

C.2.1.1 기둥

강재기둥은 3과 4.1.1 그리고 이 기준에 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.1.2 합성보

합성보는 노출형이며 완전합성이어야 하고 제6장의 요구사항을 만족해야 한다. 해석을 위한 보의 강성은 합성단면의 유효단면2차모멘트를 사용하여 결정해야 한다.

C.2.1.3 합성 부분강접 모멘트골조 모멘트접합부

보-기둥 부분강접 모멘트접합부의 소요강도는 접합부의 연성도와 2차모멘트의 영향을 고려하여 결정해야 한다. 이외에도 합성접합부는 최소한 M_p의 50%에 해당되는 공칭강도를 가져야 한다. 여기서, M_p는 합성거동을 무시한 강재보의 공칭소성휨강도이다. 접합부는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 하며 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에서 명시된 반복 하중실험에 의해 전체 층간변위각 0.04 rad을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

C.2.2 합성 특수 모멘트골조

C.2.2.1 기둥

합성기둥은 4.2.1.4와 4.2.1.5의 특수 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 80(4.7 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.2.2 보

합성 특수 모멘트골조의 구성요소인 합성보는 다음과 같은 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 콘크리트의 압축측 연단으로부터 소성중립축까지의 거리는 다음과 같은 값을 초과할 수 없다.

$$Y_{PNA} = \frac{Y_{con} + d_b}{1 + \left(\frac{1700F_y}{E}\right)} \qquad \text{(C.2.2.2-1)}$$

여기서, Y_{con} : 강재보의 상단에서 콘크리트의 상단까지의 거리 (mm)
d_b : 강재보의 높이 (mm)
F_y : 강재보의 항복강도 (MPa)
E : 강재보의 탄성계수 (MPa)

(2) 철근으로 보강된 매입형 합성보의 피복두께가 50mm 이상이며 지진에 의한 변형시 소성힌지가 발생하는 위치에서 후프에 의한 구속이 이루어지는 경우를 제외하고는 보플랜지는 C.1.1.3의 요구사항들을 만족해야 한다. 후프는 KDS 14 20 80(4.4.2)의 요구사항을 만족해야 한다.

강재트러스 또는 합성트러스는 실험과 해석을 통해 적절한 연성과 에너지 흡수능력을 발휘할 수 있음을 입증한 경우를 제외하고는 합성특수 모멘트골조의 휨부재로 사용할 수 없다.

C.2.2.3 합성 특수 모멘트골조 모멘트접합부

보-기둥 모멘트 접합부의 소요강도는 보의 예상되는 휨강도 $R_y M_n$ 과 관련된 휨과 전단으로부터 결정한다. 접합부의 공칭강도는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 한다. 이외에도 접합부는 0.04 rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부의 위치에서 보플랜지가 연속되지 않는 경우 접합부는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에서 명시된 반복 하중실험을 통해 최소한 0.04 rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다. 강재보가 철근콘크리트 기둥을 통해 관통함으로써 보플랜지의 용접접합이 필요하지 않으며 접합부가 다른 조기파단의 위험이 없는 경우 비탄성 회전능력은 실험 또는 다른 구체적인 자료로 증명해야 한다.

C.2.2.4 기둥-보 모멘트비

철근콘크리트 기둥의 설계는 KDS 14 20 80(4.3.2)의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥의 기둥-보 모멘트비는 다음과 같은 수정사항 외에는 C.1.1.5의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 합성기둥의 설계휨강도는 소요축방향강도 P_{rc} 를 고려하여 제5장의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) C.1.1.5의 예외조항(1)의 하중제한은 $P_{rc} \leq 0.1 P_c$로 한다.

(3) C.1.1.5의 최소 휨강도 요구사항을 적용하지 않는 합성기둥은 횡방향 철근이 4.2.1.4.3(3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.3 합성 중간 모멘트골조

C.2.3.1 기둥

합성기둥은 4.2.1.4와 4.2.1.5의 중간 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 80(4.9)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.3.2 보

강재보와 합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.3.3 합성 중간 모멘트골조 모멘트접합부

접합부의 공칭강도는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 한다. 보-기둥 접합부의 소요강도는 다음과 같은 요구사항들 중의 하나를 만족해야 한다.

(1) 보-기둥 접합부의 소요강도는 보의 소성힌지와 관련된 힘에 의해 결정된다.

(2) 접합부는 4.2.2의 요구사항들을 만족해야 하며 반복 하중실험을 통해 최소 0.03 rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

C.2.4 합성 보통 모멘트골조

C.2.4.1 기둥

합성기둥은 4.2.1.4와 4.2.1.5의 보통모멘트시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 00(KDS 14 20 80 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.4.2 보

강재보와 합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항들을 만족해야 한다.

C.2.4.3 모멘트접합부

접합부는 KDS 41 00 00의 하중조합에 대해 설계해야 한다. 또한 접합부의 설계강도는 4.1.2와 C.1.3.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5 합성 특수중심 가새골조

C.2.5.1 기둥

강재기둥은 3과 4.1.1의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥은 특수 내진시스템에 관한 12.3.1.4 또는 12.3.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 80(4.6.5)의 구조용 트러스 부재에 관한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5.2 보

강재보는 특수중심 가새골조에 관한 C.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 합성보는 KDS 14 31 10(4.5)의 요구사항 및 C.1.4의 특수중심 가새골조에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5.3 가새

강재가새는 C.1.4에 명시된 특수중심 가새골조에 관한 요구사항을 만족해야 한다. 합성가새는 C.2.5.1에 명시된 합성기둥에 관한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5.4 접합부

가새접합부는 C.1.4와 4.2.2에 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6 합성 보통 가새골조

C.2.6.1 기둥

매입형 합성기둥은 보통 내진시스템에 관한 4.2.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 충전형 합성기둥은 보통 내진시스템에 관한 12.3.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥의 경우는 KDS 14 20 00(KDS 14 20 80 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6.2 보

강재보와 합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6.3 가새

강재가새는 KDS 14 31 05와 14 31 10의 요구사항을 만족해야 한다. 합성가새는 4.2.1.4.1, 4.2.1.5 그리고 C.2.6.1의 합성기둥에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6.4 접합부

접합부는 KDS 41 00 00에 따라 하중조합에 대하여 설계하며 접합부의 설계강도는 4.2.2에서 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7 합성 편심 가새골조

합성 편심 가새골조에서 대각가새, 기둥, 그리고 링크외부의 보 부분은 링크의 완전항복과 변형도경화로 인해 초래될 수 있는 최대하중에 대해 기본적으로 탄성상태에 있도록 설계해야 한다. 기둥은 합성부재나 철근콘크리트부재를 사용해야 한다. 링크와 가새는 C.2.7.2와 C.2.7.3에서 설명하는 대로 강재 부재를 사용해야 한다. 합성편심 가새골조는 이 기준에서 수정되는 사항을 제외하고 C.1.6의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7.1 기둥

철근콘크리트 기둥은 구조 트러스 요소에 관한 KDS 14 20 80(4.6.5)의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥은 특수 내진시스템에 대한 4.2.1.4 또는 4.2.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 또한, 링크가 철근콘크리트 기둥이나 매입형 합성기둥에 인접해 있을 때 KDS 14 20 80(4.3.4)(또는 합성기둥에 관한 4.2.1.4.3(6)①)의 요구사항을 만족하는 횡방향 철근을 링크접합부의 상하부에 배치해야 한다. 모든 기둥은 C.1.6.7의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7.2 링크

링크는 매입되지 않은 구조용 강재를 사용하며 편심 가새골조의 링크에 관한 C.1.6의 요구사항을 만족해야 한다. 링크의 외부 보부분을 철근콘크리트로 피복하는 것을 허용한다. 링크의 공칭강도의 결정 시 합성거동을 고려하는 경우, 링크를 포함한 보는 보의 일부 또는 전부에 걸쳐 전단연결재를 사용하여 바닥슬래브와 합성적으로 거동하는 것을 허용한다.

C.2.7.3 가새

구조용 강재가새는 편심 가새골조에 관한 C.1.6의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7.4 접합부

접합부는 편심 가새골조에 관한 C.1.6의 요구사항과 함께 4.2.2의 내용 또한 만족해야 한다.

C.2.8 합성 보통 전단벽

C.2.8.1 경계부재

경계부재는 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 매입되지 않은 강재 단면이 철근콘크리트 벽체의 경계부재로 작용하는 경우 강재 단면은 이 절의 요구사항을 만족해야 한다. 경계부재의 축방향 강도의 산정은 철근콘크리트벽체가 전단력을 지지하고, 구조물의 전체 연직하중과 전도력은 전단벽과 경계부재가 함께 지지한다는 가정 하에 산정한다. 철근콘크리트 벽체는 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 철근콘크리트에 매입된 강재부재들이 철근콘크리트 벽체의 경계부재로 작용하는 경우, 해석은 탄성재료성질에 근거한 콘크리트 환산단면을 사용해야 한다. 철근콘크리트 벽체는 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트에 매입된 강재 경계부재가 제5장에서 명시된 합성기둥에 해당하는 경우 4.2.1.4.1의 보통 내진시스템의 요구사항을 만족하도록 설계해야 한다. 그렇지 않은 경우에는 KDS 14 20 66(4.3)과 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을 만족하는 합성기둥으로 설계해야 한다.

(3) 구조용 강재와 철근콘크리트 사이의 수직 전단력을 전달할 수 있도록 스터드 전단연결재 또는 용접앵커를 설치해야 한다. 스터드 전단연결재는 KDS 14 31 10(4.2와 4.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.8.2 강재연결보

인접한 두 철근콘크리트 벽체 사이에 사용되는 강재연결보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항과 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 연결보의 공칭휨강도와 공칭전단강도에 해당하는 최대 휨모멘트와 전단력의 조합에 대해 저항할 수 있도록 철근콘크리트 벽체 내의 연결보의 묻힘길이를 충분히 확보해야 한다. 묻힘길이는 벽체 경계부재의 구속철근의 첫 열에서부터 시작하는 것으로 산정한다. 연결보와 벽체 사이에서 전달되는 하중에 대한 접합강도는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 연결보의 공칭전단강도와 동일한 공칭축방향강도를 갖는 벽체 내의 수직 보강철근은 강재의 묻힘길이 시작점으로부터 묻힘길이의 1/2에 걸쳐 소요철근의 2/3를 배근해야 한다. 이러한 벽체철근은 연결보 플랜지의 상하방향으로 적어도 인장 정착길이 만큼 연장해야 한다. 수직 경계부재를 위한 길이방향 철근과 같이 다른 용도로 배근된 철근을 소요 수직 보강철근의 일부로 사용할 수 있다.

C.2.8.3 매입형 합성연결보

매입형 합성단면 연결보는 C.2.8.2의 요구사항과 다음과 같은 수정된 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 매입형 합성연결보의 최대 휨내력와 전단내력의 조합에 대해 저항할 수 있도록 철근콘크리트 벽체 내의 연결보의 묻힘길이를 충분히 확보해야 한다.

(2) 매입형 합성연결보의 공칭전단내력을 사용하여 C.2.8.2(1)의 요구사항을 만족해야 한다.

(3) 전단벽과 연결보의 소요강도를 계산할 때 매입형 합성연결보의 강성을 사용한다.

C.2.9 합성 특수 전단벽

C.2.9.1 경계부재

(1) 매입되지 않은 강재기둥은 C.2.8.1(1)의 요구사항과 3과 4.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 매입된 강재 경계부재를 갖는 벽체는 C.2.8.1(2)의 요구사항과 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다. 이 벽체는 콘크리트구조기준의 요구사항을 만족해야 한다. 제5장의 합성기둥에 해당하는 철근콘크리트에 매입된 강재 경계부재는 4.2.1.4의 특수 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 그렇지 않은 경우, 이와 같은 부재들은 KDS 14 20 66(4.3)의 요구사항과 KDS 14 20 80(4.5.6)의 특수 철근콘크리트 구조벽의 경계부재에 대한 요구사항을 만족하는 합성압축부재로 설계해야 한다. 합성경계부재의 구속을 위한 횡방향 철근은 벽체안으로 2 h의 길이만큼 연장해야 한다. 여기서, h는 벽체 면내방향으로 경계부재의 전체높이를 나타낸다.

(3) 스터드 전단연결재는 C.2.8.1(2)에 명시된 대로 배치해야 한다. 콘크리트에 매입되지 않은 강재단면과의 접합에 사용되는 용접앵커의 공칭강도는 항복강도를 25% 감소하여 사용한다.

C.2.9.2 합성 특수 전단벽 강재연결보

(1) 강재연결보는 C.2.8.2의 요구사항 이외에 C.1.6.1과 C.1.6.2의 요구사항을 만족해야 한다. 설계지진 하에 예상되는 비탄성 변형의 합리적인 해석에 의해 보다 작은 값이 입증되지 않는 경우에는 C.1.6.2에서 규정한 0.08rad의 연결보 회전성능을 만족시해야 한다. 철근콘크리트 벽의 표면위치에서 연결보의 웨브 양쪽에 표면지압판을 설치해야 한다. 이러한 보강재는 C.1.6.2의 상세요구사항을 만족해야 한다.

(2) C.2.8.2(2)에 명시된 벽체 내의 수직 보강철근은 KDS 14 20 80(4.5.6)의 요구사항을 만족하는 횡방향 철근으로 구속해야 한다.

C.2.9.3 매입형 합성연결보

연결보의 역할을 하는 매입형 합성단면은 C.2.9.2의 요구사항을 만족해야 한다. 단, C.1.6.2의 요구사항은 만족할 필요가 없다.

C.2.10 합성 강판 전단벽

C.2.10.1 벽 부재

C.2.10.1(1)의 요구사항을 따르는 보강된 강판을 갖는 합성 강판 전단벽의 전단항복 한계상태에 근거한 설계강도 ϕV_{ns} ($\phi = 0.9$)는

$$V_{ns} = 0.6 A_{sp} F_y \qquad \text{(C.2.10.1-1)}$$

여기서, V_{ns}: 강판의 공칭전단강도 (mm)
A_{sp}: 보강된 강판의 수평단면적 (mm^2)
F_y : 강판의 항복강도 (MPa)

합성 강판 전단벽의 강판이 C.2.10.1(1)의 요구사항을 만족하는 경우 합성 강판 전단벽의 설계전단강도는 철근콘크리트의 강도를 무시한 강판만의 강도로 구해야 하며, KDS 14 31 10(4.3.2.1.2.2와 4.3.2.1.2.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 만약 탄성 판좌굴해석을 통해 합성벽이 V_{ns}에 해당하는 공칭전단력을 지지할 수 있다는 것을 증명하는 경우 강판은 철근콘크리트와의 매입이나 부착으로 적절하게 보강해야 한다. 강판의 양면에 콘크리트가 설치되는 경우 부착되는 콘크리트의 두께는 최소 100 mm가 되어야 하고 강판의 한쪽 면에만 콘크리트가 부착되는 경우 콘크리트의 두께는 200 mm 이상이어야 한다. 국부좌굴과 콘크리트와 강판의 분리를 막기 위해 스터드 전단연결재나 다른 기계적 연결재를 설치해야 한다. 콘크리트 내부의 수평 및 수직방향 철근은 KDS 14 20 72(4.2)의 상세요구사항을 만족시켜야 한다. 양방향의 철근비는 0.0025보다 작지 않아야 하고, 철근의 최대간격은 450 mm를 넘지 않도록 해야 한다. 합성벽 시스템을 설계할 때는 지진력이 벽면에 수직으로 작용하는 경우를 고려해야 한다.

(2) 강판은 공칭전단강도를 발휘할 수 있도록 용접 혹은 고장력볼트 마찰접합에 의해 모든 면을 따라 강재골조와 경계부재에 연속적으로 연결해야 한다. 용접 또는 볼트접합에 의한 연결부의 설계는 4.1.2에 명시된 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.10.2 경계부재

강재 및 합성 경계부재는 설계층간변위에서 벽의 강판 및 철근콘크리트 부분의 전단내력에 저항할 수 있도록 설계해야 한다. 합성 및 철근콘크리트 경계부재는 C.2.9.1의 요구사항을 만족시키도록 설계해야 한다. 강재 경계부재는 C.1.8의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.10.3 개구부

개구부 주위에는 해석에 의해 요구되는 대로 경계부재를 설치해야 한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 60 : 2017

강구조 내진 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 05 : 2017

강구조 설계 일반사항 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 05 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 05 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 2017년 12월 20일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 용어 ····· 1
1.3 주요기호 ····· 15
1.4 설계원칙 ····· 34
1.5 하중 및 하중조합 ····· 36
1.6 참고기준 ····· 37
2. 조사 및 계획 ····· 38
3. 재료 ····· 38
3.1 강재 ····· 38
3.2 철근 및 콘크리트 ····· 43
3.3 형상 및 치수 ····· 43
3.4 재료의 강도 ····· 44
3.5 물리상수 ····· 46
3.6 기타 강재 ····· 46

강구조 설계 일반사항(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

KDS 14 31 05는 구조용 강재를 사용한 교량 등을 포함한 토목구조물, 건축물 및 공작물(이하 강구조물)의 부재 또는 연결부 해석 및 설계의 일반적인 요구사항을 규정한 것이다. 이 기준은 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.

1.2 용어

- 가상하중: 설계조항에서 설명되어지지 않는 불안정화 효과를 설명하기 위하여 구조해석에서 적용하는 가상하중(notional load)
- 강도저항계수: 공칭강도와 설계강도 사이의 불가피한 오차 또는 파괴모드 및 파괴결과가 부차적으로 유발하는 위험도를 반영하기 위한 계수, ϕ(strength resistance factor)
- 강도한계상태: 항복, 소성힌지의 형성, 골조 또는 부재의 안정성, 인장파괴, 피로파괴 등안정성과 최대하중 지지력에 대한 한계상태(strength limit state)
- 강재 코아: 좌굴방지 가새골조에서 가새의 축력저항요소, 좌굴방지시스템으로 덮여 있는 강재 코아부(steel core)
- 개단면 리브: 강판의 국부좌굴강도를 높이기 위하여 부착하는 폐합되지 않은 보강재(open cross section rib)
- 갭이음: 교차하는 지강관 사이에 주강관의 면에서 간격 또는 공간이 존재하는 강관 트러스이음(gap joint)
- 거셋플레이트: 트러스의 부재, 스트럿, 또는 가새재(브레이싱)를 보 또는 기둥에 연결하는 판요소(gusset plate)
- 게이지: 연결재 게이지선 사이의 응력 수직방향 중심간격(gage)
- 겹침이음: 서로 평행하게 겹쳐진 두 접합부재간의 접합부(lap joint)
- 겹침판: 집중하중에 대하여 내력을 향상시키기 위해, 보나 기둥에 웨브와 평행하도록 부착하는 판재(doubler)
- 경계부재: 강재 단면과(또는) 수직과 수평 보강근으로 보강되어 벽과 다이아프램 가장자리에 배치된 부재(boundary member)

- 계측휨강도: 보-기둥 실험시편에서 기둥 외주면에서 계측된 보의 휨모멘트(measured flexural strength)
- 공극: 자중을 감소시키는 바닥 내부의 빈 공간(opening gap)
- 공칭강도: 하중효과에 저항하기 위한 구조체 혹은 구조부재의 강도(저항계수가 적용되지 않은 값, nominal strength)
- 공칭치수: 단면의 특성을 산정하는데 적용되도록 인정된 치수(nominal dimension)
- 공칭하중: 설계기준에서 규정한 하중값(nominal load)
- 공칭휨강도: 구조체나 구조부재의 하중에 대한 휨저항능력으로서, 규정된 재료강도 및 부재치수를 사용하여 계산된 값(nominal flexural strength)
- 구조적합시간: 합리적이고 공학적인 해석방법에 의하여 화재발생으로부터 건축물의 주요 구조부가 단속 및 연속적인 붕괴에 도달하는 시간(period of structure adequacy)
- 국부좌굴: 부재 전체의 파괴를 유발할 수도 있는 압축 판요소의 좌굴(local buckling)
- 국부크리플링: 집중하중이나 반력에 바로 인접한 부분에서 웨브판의 국부파괴의 한계상태(local crippling)
- 국부항복: 부재의 국부적인 영역에서 발생하는 항복(local yielding)
- 국부휨: 집중 인장하중에 의한 플랜지 변형의 한계상태(local bending)
- 그루브용접: 접합 부재면에 홈을 만들어(개선하여) 이루어지는 용접(groove weld)
- 극한치 : 최대 또는 최소치(limiting value)
- 기둥주각부: 철골 상부구조와 기초 사이에 힘을 전달하는데 동원되는 기둥의 하부의 판재, 접합재, 볼트 및 로드 등의 조합을 지칭(column base)
- 기하축: 웨브, 플랜지 또는 ㄱ형강의 다리와 평행한 축(geometrical axis)
- 끼움재: 부재의 두께를 늘리기 위해 사용되는 판재(filler)
- 내진설계범주: 건물의 내진등급 및 설계응답스펙트럼 가속도 값에 의해 결정되는 내진설계상의 구분(seismic design category)
- 내화구조: 화재에 견딜 수 있는 성능을 가진 구조로서 건설교통부령이 정하는 기준에 적합한 구조(fire-resistant structure)
- 내후성강: 대기중에 있어서의 합금원소 등의 첨가로 부식에 견딜 수 있도록 압연한 강재(weathering steel)
- 노출형 합성보: 강재 단면이 철근콘크리트에 완전히 매입되지 않으며 기계적 연결재에 의해 철근콘크리트 슬래브나 합성슬래브와 합성적으로 거동하는 합성보(unencased composite beam)

- 다이아프램: 지지요소에 힘을 전달하도록 이용된 면내 전단강성과 전단강도를 갖고 있는 플레이트(diaphragm)
- 단곡률 : 곡률에 반곡이 있는 복곡률에 반대되는 것으로서, 한 방향의 연속적인 원호를 그리는 변형상태(single curvature)
- 단부돌림: 동일 평면상의 모서리 주변까지 연결되는 필릿용접의 길이(end return)
- 단부 패널: 한 쪽 면에만 인접하는 패널을 갖는 웨브 패널(end panel)
- 단순접합부: 접합된 부재 간에 무시해도 좋을 정도로 약한 휨모멘트를 전달하는 접합부(simple connection)
- 대각가새: 골조가 수평하중에 대해 트러스 거동을 통해서 저항할 수 있도록 경사지게 배치된 주로 축력이 지배적인 구조부재(diagonal bracing)
- 대각보강재: 기둥의 패널존의 한쪽 혹은 양쪽 웨브에서 플랜지를 향해 대각방향으로 설치된 웨브 보강재(diagonal stiffener)
- 뒴(뒤틀림): 비틀림에 대한 전체저항 중 단면의 뒤틀림에 저항하는 부분(wapping)
- 뒴(뒤틀림)파단: 각형 주강관의 사다리꼴형 뒤틀림에 근거한 강관 트러스이음의 한계상태(warping rupture)
- 등가 띠: 1개의 차선에 작용하는 차륜하중에 의하여 횡적 또는 종적으로 콘크리트 슬래브에 발생하는 실제 단면력을 산정할 수 있도록 구조해석의 목적으로 바닥판으로부터 분리 이상화시킨 선형요소
- 등방성 철근: 본질적으로 같은 성질을 갖는 2방향 철근으로 서로 수직으로 배근되는 철근(isotropic reinforcing bar)
- 등방성 판: 2개의 주방향으로 본질적으로 같은 구조적 성질을 가지는 판
- 뚫림하중: 강관에 수직인 지강관의 하중성분(punching load)
- 띠판: 조립기둥, 조립보, 조립스트럿의 2개의 나란한 요소를 결집하기 위한 판재(tie plate)
- 링크: 편심 가새골조에서, 두 대각가새 단부 사이 또는 가새 단부와 기둥 사이에 위치한 보의 부분을 칭함 (link)
- 링크전단설계강도: 링크의 전단강도 또는 링크의 모멘트강도에 의해 발현 가능한 링크의 전단강도 중 작은 값 (link design strength for shear)
- 링크중간웨브 보강재: 편심 가새골조 링크 내에 설치된 수직웨브 스티프너(link intermediate web stiffener)
- 링크회전각: 전체 층간변위가 설계층간변위에 도달했을 때, 링크와 링크 외측 보 사이의 비탄성 회전각(link rotation angle)

- 마찰접합부: 접합부의 밀착된 면에서 볼트의 조임력이 유발하는 마찰력에 의해 접합된 부재의 저항하도록 설계된 볼트접합부(slip-critical connection)
- 맞춤 지압보강재: 지점이나 집중 하중점에 사용되는 보강재로써, 지압을 통하여 하 중을 전달하기 위하여 보의 한쪽 혹은 양쪽 플랜지에 꼭 맞도록 만든 보강재(fitted bearing stiffener)
- 매입형 합성기둥: 콘크리트 기둥과 하나 이상의 매입된 강재 단면으로 이루어진 합성기둥(encased composite column)
- 매입형 합성보: 슬래브와 일체로 타설되는 콘크리트에 완전히 매입되는 보(encased composite beam)
- 모멘트재분배: 부정정구조물에 비탄성 변형이 발생되어 모멘트가 변하는 과정(moment redistribution)
- 물고임: 평지붕골조의 처짐을 유발하는 물의 고임현상(ponding)
- 밀스케일: 열간압연 과정에서 생성되는 강재의 산화피막(mill scale)
- 밀착조임 접합부 : 볼트를 임팩트렌치로 수회 또는 일반렌치로 최대로 조여서 접합되는 판들이 서로 충분히 밀착되도록 한 접합부(snug-tightened connection)
- 바닥구조: 포장면의 유무와 상관없이 차륜하중을 직접적으로 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되거나 독립적으로 거동하는 구조(floor structure)
- 바닥보: 교량의 바닥틀에서 주거더 또는 주구에 대하여 횡방향으로 설치하는 보(floor beam)
- 바닥틀: 바닥판과 일체를 이루거나 지지부재들의 변형이 바닥판의 거동에 심각한 영향을 주는 상부구조(deck floor system)
- 바닥판 이음부: 구조물의 구성요소들 간의 상대적인 운동을 조절하기 위한 바닥판의 완전한 또는 부분적인 불연속부(floor slab joint)
- 반강접 접합부: 접합된 부재간 무시할 수 없는 회전을 갖고 모멘트에 저항하는 접합부(partially restrained moment connection)
- 반강접 합성접합부: 상부는 슬래브 철근으로 하부플랜지는 시트앵글이나 유사한 방법으로 우력을 제공하여 기둥에 반강접이나 완전합성보로 휨저항하는 접합부(partially restrained composite connection)
- 반응수정계수(응답수정계수): 한계상태설계법 수준으로 지진하중을 저감시키는데 사용되는 계수, R(response modification factor)
- 벌크헤드: 프리스트레싱 힘을 분포시키고 목재의 지압파괴 경향을 감소시키기 위한 가압적층 목재 바닥판의 옆에 부착된 강재요소(bulkhead)
- 베딩: 원형 또는 타원형과 같은 폐합 단면의 파형강판 지중구조물을 설치할 때 하부 강판과 접하는 면에 쿠션역할을 하기 위해 포설하는 양질의 토층(bedding)

- 변형률적합법: 각 재료의 응력-변형률 관계와 단면의 중립축에 대한 위치를 고려하여 합성부재의 응력을 결정하는 방법(strain compatibility method)
- 보강재: 하중을 분배하거나, 전단력을 전달하거나, 좌굴을 방지하기 위해 부재에 부착하는 ㄱ형강이나 판재 같은 구조요소(stiffener)
- 보단면 감소부: 부재의 특정부위에 비탄성 거동을 유도하기 위해 보단면 일부를 감소시킨 부분(reduced beam section)
- 보선법: 비탄성 설계에서 플랜지나 웨브의 유효항복강도를 적용하여 조밀단면의 유효소성모멘트를 계산하는 방법(beam-line method)
- 보통 내진시스템 : 설계지진에 대하여 몇몇 부재가 제한된 비탄성 거동을 일으킨다는 가정하에 설계된 내진시스템(ordinary seismic system)
- 복곡률: 단부모멘트에 의해 부재가 S형태로 변형되는 휨상태(double curvature)
- 복합보: 상, 하부의 플랜지에 사용한 강판보다 낮은 최소항복강도를 갖는 강판을 웨브로 사용한 보(complex beam)
- 부분골조시험체: 프로토타입 가새의 축변형 및 휨변형을 가장 근접하게 모형화하기 위한 가새, 접합부 및 실험장비의 조합체(subassemblage test specimen)
- 부분용입그루브용접: 연결부재의 전체 두께보다 적게 내부 용입된 그루브용접(PJP: Partial Joint Penetration groove weld)
- 부분합성보: 매입되지 않은 합성보로서 그 공칭휨강도가 스터드 전단연결재의 강도에 의해 결정되는 보(partially composite beam)
- 붕괴유발부재: 파괴될 경우 붕괴 또는 그 기능 상실을 유발시키는 부재(fracture critical member)
- 블록전단파단: 접합부에서, 한쪽 방향으로는 인장파단, 다른 방향으로는 전단항복 혹은 전단파단이 발생하는 한계상태(block shear rupture)
- 비골조 단부: 보강재나 접합부 부재에 의한 회전에 대하여 구속되지 않은 부재의 단부(unframed end)
- 비균일 분포하중: 강관접합에서, 피접합재의 단면에 분포하는 응력을 용이하게 산정 할 수 없는 하중조건(uneven load distribution)
- 비지지길이: 한 부재의 횡지지가새 사이의 간격으로서, 가새부재의 도심 간의 거리로 측정(unbraced length)
- 비조밀단면: 국부좌굴이 발생하기 전에 압축요소에 항복응력이 발생할 수 있으나 소성힌지의 회전능력을 갖지 못하는 단면(noncompact section)

- 비탄성재분배: 1개 이상의 단면에 발생한 비탄성 변형에 의해 구조물 또는 부재의 단면력 이 탄성해석에 따른 단면력과 다르게 나타나는 것(inelastic redistribution)
- 비탄성해석: 소성해석을 포함한 재료의 비탄성 거동을 고려한 구조해석(inelastic analysis)
- 비탄성회전: 실험체의 보와 기둥 또는 링크와 기둥 사이의 영구 또는 소성회전각(rad) (inelastic angle)
- 비틀림좌굴: 압축부재가 전단중심축에 대해 비틀리는 좌굴모드(torsional buckling)
- 사양적 내화설계: 건축법규에 명시된 사양적 규정에 의거하여 건축물의 용도, 구조, 층수, 규모에 따라 요구내화시간 및 부재의 선정이 이루어지는 내화설계방법(prescriptive structural design for fire)
- 사용한계상태: 구조물의 외형, 유지 및 관리, 내구성, 사용자의 안락감 또는 기계류의 정상적인 기능 등을 유지하기 위한 구조물의 능력에 영향을 미치는 한계상태(serviceability limit state)
- 사용하중 : 사용한계상태를 평가하기 위한 하중(service load)
- 사각 : 교량의 종방향 축에 수직인 직선과 교좌부 축사이의 각. 0도의 사각은 직각 교량을 의미
- 샤르피V노치충격시험: 시험편을 40 mm 간격으로 벌어진 2개의 지지대에 올려놓고 V노치 부분을 지지대 사이의 중간에 놓고 노치부의 배면을 해머로 1회 타격을 주어 시험편을 파단시켜 그때의 흡수에너지, 충격치, 파면 율, 천이온도 등을 측정하는 시험(Charpy V-notch impact test)
- 설계강도: 공칭강도와 저항계수의 곱, ϕR_n(design strength)
- 설계경간: 바닥판에 대해서 주축방향에 있는 인접한 지지부재들 사이의 중심과 중심거리(design span)
- 설계응력 : 설계강도를 적용되는 단면의 특성으로 나눈 값(design stress)
- 설계지진 : 설계응답스펙트럼으로 표현되는 지진(design earthquake)
- 설계 주목점: 최대 또는 최소 단면력을 발생시키는 활하중의 위치와 방향
- 설계층간변위: 증폭 층간변위(설계지진 내습 시 비탄성 거동을 감안하여 산정된 변위, design story drift)
- 설계판 두께: 단면의 특성을 산정하는데 가정되는 각형강관의 판 두께(design wall thickness)
- 설계하중: 한계상태설계법의 하중조합에 따라 결정되는 적용하중(design load)
- 설계화재: 건축물에 실제로 발행하는 내화설계의 대상이 되는 화재의 크기(design-basis fire)
- 설계휨강도: 부재의 휨에 대한 저항력으로 공칭강도와 저항계수의 곱(design flexural strength)

- 성능적 내화설계: 건축물에 실제로 발생되는 화재를 대상으로 합리적이고 공학적인 해석방법을 사용하여 화재크기, 부재의 온도상승, 고온환경에서 부재의 내력 및 변형 등을 예측하여 건축물의 내화성능을 평가하 는 내화설계 방법(performance-based structural design for fire)
- 세그멘탈 시공: 공장제작 또는 현장타설 등으로 만든 콘크리트 세그먼트를 종방향으로, 현장에서 프리스트레스를 가하면서 조립하는 교량건설 방법(segmental construction)
- 세장비 : 휨축과 동일한 축의 단면2차반경에 대한 유효길이의 비(slenderness ratio)
- 세장판 단면: 탄성범위 내에서 국부좌굴이 발생할 수 있는 세장판 요소가 있는 단면(slender section)
- 소성단면계수: 휨에 저항하는 완전 항복 단면의 단면계수로서 소성중립축 상하의 단면적의 중립축에 대한 1차모멘트(plastic modulus)
- 소성모멘트: 완전히 항복한 단면의 저항모멘트(plastic moment)
- 소성해석: 평형조건은 만족하고 응력은 항복응력이하인 완전 소성거동의 가정에 근거한 구조해석(plastic analysis)
- 소요(요구)강도 : 한계상태설계 하중조합에 대한 구조해석에 의해 산정된 구조부재에 작용하는 힘, 응력, 또는 변형을 지칭(required strength)
- 수직보강재: 웨브에 부착하는 플랜지와 직각을 이루는 웨브 보강재(transverse stiffener)
- 수집재: 바닥 다이아프램과 부재 사이에 하중을 전달해 주는 부재
- 순간격: 인접한 볼트구멍 가장자리 간의 거리
- 순경간: 지지성분들 간의 면과 면사이의 거리
- 순단면: 볼트구멍 등에 의한 단면손실을 고려한 총단면(net area)
- 순두께 : 강재 거푸집의 물결모양으로 타설된 콘크리트를 제외한 콘크리트의 두께(net thickness)
- 순연단거리: 부재 끝에서 볼트구멍 가장자리까지의 거리(net edge distance)
- 스프링라인: 아치형 구조물에서 곡선부가 시작되는 지점이며, 파형강판 지중구조물에서는 최대 단면폭을 형성하는 지점 또는 이 지점을 연결한 선(spring line)
- 슬롯용접: 부재를 다른 부재에 부착시키기 위해 긴 홈을 뚫어서 하는 용접(slot weld)
- 신축롤러: 둥근 강재봉 형태로, 부재의 신축을 수용할 수 있는 지지부(expansion roller)
- 아이바: 균일한 두께를 가진 특수한 형태의 핀접합 부재로서, 핀구멍이 있는 머리와 구멍이 없는 몸체에 거의 동일한 강도를 부여하도록, 몸체의 폭보다 크게 단조되거나 산소절단된 머리폭을 가진 인장부재(eye bar)

- 아치효과: 차륜하중이 주로 슬래브에 형성된 압축 스트럿에 의해 전달되는 구조적 현상(arching effect)
- 아칭: 지중 파형강판 구조물과 주변 뒤채움 토사 간의 상대적 변위에 의해 구조물에 작용하는 연직토압의 일부가 증가 또는 감소하는 현상. 연직토압이 감소하는 경우 정아칭(positive arching), 증가하는 경우는 부아칭(negative arching)이라고 함(arching)
- 안전계수: 공칭강도와 실제강도 사이의 오차, 공칭하중과 실제하중 사이의 오차, 하중을 하중효과로 변환하는 해석과정의 불확실성, 또는 파괴모드 및 파괴결과에 따른 위험도를 반영하기 위한 계수, Ω(safety factor)
- 양연지지판: 하중의 방향과 평행하게 양면이 직각방향의 판요소에 의해 연속된 압축을 받는 평판요소(stiffened element)
- 연결보: 인접한 철근콘크리트 벽부재를 연결하여 함께 횡력에 저항하게 하는 강재보 혹은 합성보(coupling beam)
- 연결재: 볼트, 리벳 또는 다른 연결기구 등을 총괄해서 지칭하는 용어(fastner)
- 연단거리: 볼트의 중심으로부터 부재의 연단까지의 거리(edge distance)
- 연마면: 기계를 사용하여 평평하고 매끄러운 상태로 만든 면(milled surface)
- 열린 격자바닥: 콘크리트 슬래브로 덮이거나 또는 콘크리트로 속이 채워지지 않은 강재격자바닥
- 열절단: 가스, 플라즈마 및 레이저를 이용한 절단(thermally cut)
- 예상인장강도: 공칭인장강도 F_u에 R_t를 곱하여 산정되는 부재의 인장강도(expected tensile strength)
- 예상항복강도: 공칭항복강도 F_y에 R_y를 곱하여 산정되는 부재의 항복강도(expected yield strength)
- 오버랩이음: 교차하는 지강관이 겹치는 강관 트러스이음(overlap connection)
- 완성된 면: ANSI/ASME B46.1에 따라 측정된 거칠기 높이 값이 500 이하인 제작된 표면
- 완전 강접합: 접합되는 부재사이에 무시할 정도의 상대 회전 변형이 발생하면서 모멘트를 전달할 수 있는 접합(fully restrained moment connection)
- 완전용입그루브용접: 용접재가 조인트 두께를 넘어 완전히 용접되는 그루브용접(강관구 조접합부에서는 예외). (CJP: Complete-Joint-Penetration groove weld)
- 완전 합성보: 충분한 개수의 전단연결재를 사용하여 합성단면의 공칭소성휨강도를 발휘하는 합성보(fully composite beam)
- 용입재: 용접접합을 구성하는데 첨가되는 금속 또는 합금재(filler metal)

- 용착금속: 용접과정에서 완전히 용융된 부분. 용착금속은 용접과정에서 열에 의해 녹은 용입재와 모재로 구성되어 있음(deposited metal 혹은 weld metal)
- 용접접근공: 뒷받침판 등의 설치를 위한 구멍, 일명 스켈럽(weld access hole)
- 우각부: 따내기나 용접접근공에서 오목한 노출면의 방향이 급변하는 절단면(reentrant)
- 웨브 좌굴: 웨브의 횡방향 불안정 한계상태(web buckling)
- 웨브 횡좌굴: 집중압축력 작용점 반대편의 인장플랜지의 횡방향좌굴 한계상태(web sideway buckling)
- 유효순단면: 전단지체의 영향을 고려하여 보정된 순단면적(effective net area)
- 유효좌굴길이: 압축재 좌굴공식에 사용되는 등가좌굴길이 KL로서 분기좌굴해석으로부터 결정(effective length)
- 유효좌굴길이계수: 유효좌굴길이와 부재의 비지지길이의 비, K(effective length factor)
- U형박스 단면: 상부플랜지가 서로 연결되어 있지 않은 U자 모양의 단면
- 응력: 축방향력, 모멘트, 전단력이나 비틀림 등이 유발한 단위면적당 힘(stress)
- 응력범위: 하중의 통과로 인한 최대응력과 최소응력과의 차이(stress range)
- 응력재분배: 모멘트재분배의 결과로 발생한 휨응력(stress redistribution)
- 이음부: 2개 이상의 단부, 표면, 가장자리가 접합되는 영역. 사용되는 파스너 또는 용접의 형태와 하중전달 방법에 의해 분류됨(joint).
- 인버트: 구조물의 하부부분으로서 수심이 최대가 되는 지점 또는 부분
- 인장강도: 재료가 견딜 수 있는 최대 인장응력(tensile strength)
- 인장역작용: 프랫 트러스와 유사하게 전단력이 작용할 때 웨브의 대각방향으로 인장력이 발생하고 수직보강재에 압축력이 발생하는 패널의 거동(tension field action)
- 인장파단: 인장력에 의한 파단한계상태(tensile rupture)
- 인장항복: 인장에 의한 항복(tensile yielding)
- 일정진폭피로한계: 부재가 피로파괴 없이 무한대의 반복횟수에 견딜 수 있는 최대응력의 변화폭
- 자유돌출판: 하중의 방향과 평행하게 한 쪽 끝단이 직각방향의 판요소에 의해 연접된 평판요소(unstiffened element)
- 재하경로: 하중이 작용점에서부터 지점까지 전달되는 과정에 있는 부재와 연결부의 연속
- 적합성: 함께 연결된 요소 또는 부재들의 사이에 발생하는 변형이 같게 되는 성질(compatibility)

- 전단연결재: 합성부재의 2가지 다른 재료사이의 전단력을 전달하도록 강재에 용접되고 콘크리트 속에 매입된 스터드, ㄷ형강, 플레이트 또는 다른 형태의 강재(shear connector)
- 전단 연속성: 전단과 변위가 부재들 사이에서 또는 하나의 부재 내부에서 전달되는 조건
- 전단 키: 부재들 사이의 전단연속성을 제공하려는 의도로 만들어진 그라우트로 채워질 프리캐스트 부재의 측면에 미리 형성된 구멍 또는 세그멘트의 표면에 움푹 파인 곳과 돌출부의 시스템(shear key)
- 직교이방성 판: 2개의 주방향으로 서로 다른 구조적 성질을 가지는 판
- 직접해석법: 2차 해석 시 강성을 저감시키고 가상하중을 작용시킴으로써 잔류응력과 골조의 초기 불완전성에 대한 효과를 고려하는 안정성 설계방법(direct analysis)
- 전단뒤짐(전단지연): 접합부에서 응력이 집중되거나 응력이 전달되지 않는 현상(shear lag)
- 전단좌굴: 면내에 순수전단력에 의해 보의 웨브와 같은 판요소가 변형하는 좌굴모드(shear buckling)
- 전단파단: 전단력에 의한 파단한계상태(shear rupture)
- 전단항복(뚫림): 강관접합에서, 지강관이 붙어있는 주강관의 면외 전단강도에 기반한 한계상태(shear yielding(punching))
- 전체링크회전각: 링크 한 쪽 단부의 상대 쪽 단부에 대한 상대변위(변형되지 않은 링크의 재축의 횡방향으로 측정함)를 링크 길이로 나눈 값. 전체 링크회전각은 링크 및 링크단부에 접합된 부재의 탄성 및 비탄성 변형요소를 모두 포함(total link rotation)
- 접지면: 차륜과 도로표면 사이의 접촉면적(contact area)
- 접촉면: 2개의 요소 또는 부재들이 만나는 위치; 전단력을 전달하는 접합부요소의 접촉된 면(faying surface)
- 접합: 2개 이상의 단부, 표면 혹은 모서리가 접착된 영역. 연결재 혹은 용접의 사용여부와 하중전달 방법에 따라 종류를 나눌 수 있음(joint)
- 접합부: 2개 이상의 부재 사이에 힘을 전달하는 데 사용되는 구조요소 또는 조인트의 집합체(connection)
- 정적항복강도: 변형률 효과 또는 관성력 효과가 발생치 않게 느린 속도로 진행된 단조가력 파괴실험을 기초로 산정된 구조부재 또는 접합부의 강도(static yield strength)
- 조립부재: 용접, 볼트접합, 리벳접합된 구조용 금속소재로 제작된 부재(built-up member)
- 조밀단면: 휨을 받을 때 플랜지나 웨브에 국부좌굴이 일어나지 않고 완전소성상태에 도달하는 단면으로서 이 단면은 플랜지와 웨브의 세장비와 가새(브레이싱)에 관한 요구조건들을 만족해야 함.(compact section)

- 조정가새강도: 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 변위에서의 좌굴방지 가새골조의 가새강도(adjusted brace strength)
- 좌굴: 임계하중상태에서 구조물이나 구조요소가 기하학적으로 갑자기 변화하는 한계상태(buckling)
- 좌굴방지 가새골조: 가새시스템의 모든 부재가 주로 축력을 받고, 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 힘과 변형에 대해서도 가새의 압축좌굴이 발생치 않는 골조(buckling-restrained brace frame, BRBF)
- 좌굴방지 시스템: 좌굴방지 가새골조에서 강재 코아의 좌굴을 구속하는 시스템. 좌 굴방지시스템에는 강재 코아의 캐이싱과 접합부를 연결하는 구조 요소 모두가 포함됨. 좌굴방지 시스템은 설계층간변위의 2.0배 에 상당하는 변위에 대해서 강재 코아의 횡방향 팽창과 길이방향 수축이 가능하도록 거동해야 함.(buckling-restraining system)
- 주강관: 강관 트러스접합의 주강관부재(chord)
- 주강관 소성화: 강관접합에서 지강관이 접합된 주강관에서 면외 휨 항복선 기구에 기반한 한계상태(chord plastification)
- 주 방향 : 등방성 바닥의 경우는 짧은 경간방향; 직교이방성 판의 경우는 주하중 전달 요소방향
- 중간 내진시스템: 설계지진에 대하여 몇몇 부재가 중간정도의 비탄성적 거동을 일으킨다는 가정하에 설계된 내진시스템(intermediate seismic system)
- 중공바닥판 : 공극면적이 전체면적의 40% 이상 초과하지 않는 콘크리트 바닥
- 증폭지진하중: 지진하중의 수평성분 E에 시스템초과강도계수 Ω_o를 곱한 것(amplified seismic load)
- 지강관: 강관접합에서 주강관 또는 주요부재에 붙어있는 부재(branch member)
- 지레작용: 하중점과 볼트, 접합된 부재의 반력사이에서 지렛대와 같은 거동에 의해 볼트에 작용하는 인장력이 증폭되는 작용(praying action)
- 지압: 볼트접합부에서 볼트가 접합요소에 전달하는 전달력에 의한 한계상태(bearing)
- 지압형식 볼트접합부: 접합부재에 대한 볼트의 지압으로써 전단력이 전달되는 볼트접합부(bearing-type bolt connection)
- 지진응답수정계수: 지지하중 효과를 강도수준으로 감소하는 계수(seismic response modification coefficient)
- 지진하중 저항시스템: 스트럿, 집합부재, 현재, 다이아프램과 트러스 등을 포함한 건물 내의 지진하중 저항 구조요소의 집합체(seismic load resisting system)
- 직접부착작용: 합성단면의 강재와 콘크리트 사이에서 힘이 부착응력에 의해 전달되는 매커니즘(direct bond interaction)

- 차륜하중: 규정된 설계축하중의 1/2
- 초과강도계수: 증폭지진하중을 산정할 경우 사용되는 계수, Ω_o(overstrength factor)
- 최소기대사용온도: 100년의 평균재현기간을 기준으로 1시간 평균최저온도(lowest anticipated service temperature)
- 최소토피두께: 파형강판 지중구조물의 안정적 거동을 보장하기 위한 최소한의 토피 두께
- 충전형 합성기둥: 콘크리트로 충전된 사각 또는 원형강관으로 이루어진 합성기둥
- 층간변위각: 층간변위를 층고로 나눈 값, (rad) (interstory drift angle)
- 커버플레이트: 단면적, 단면계수, 단면2차모멘트를 증가시키기 위하여 부재의 플랜지에 용접이나 볼트로 연결된 플레이트(cover plate)
- 콘크리트압괴: 콘크리트가 극한변형률에 도달함으로써 압축파괴를 일으키는 한계상태(concrete crushing)
- 콘크리트헌치: 데크플레이트를 사용하는 합성바닥구조에서 데크플레이트를 절단한 후 간격을 벌림으로써 형성되는 거더 위의 콘크리트 단면(concrete haunch)
- 케이싱: 가새축에 직각방향의 힘에 저항함으로써 강재 코아의 좌굴을 방지하는 케이싱
- 타이다운: 접촉면에서 수직한 상대적 운동을 방지하는 역학적 장치
- 타이드아치: 아치리브의 수평하중이 수평인장부재에 의해 저항되는 아치(tied arch)
- 타이플레이트: 조립기둥, 조립보, 조립스트럿의 2개의 나란한 요소를 결집하기 위한 판재(tie plate)
- 탄성해석: 구조체가 하중제거 후에도 탄성이라는 가정에 근거한 구조해석(elastic analysis)
- 탄성단면계수: 단면2차모멘트를 도심축에서 단면의 양 끝까지의 거리로 나눈 값
- 토피: 파형강판 지중구조물 정점부부터 지표면까지의 채워지는 흙
- 통합자동응력법: 비탄성설계에서 모든 항복점에서 연속관계 및 회전관계를 만족하도록 소성회전각과 모멘트를 산정하는 방법(unified auto stress method)
- 특수 내진시스템: 설계지진하에서 몇몇 부재가 상당한 비탄성적 거동을 일으킨다는 가정 하에서 설계된 내진시스템(special seismic system)
- 파괴인성: 구조용 재료 또는 요소가 파괴되지 않고 흡수할 수 있는 에너지의 양. 일반적으로 샤르피V노치충격시험에 의해 결정함.
- 파형강판 : 일정크기의 구조용 강판을 정해진 규격의 파형주름을 주어 성형한 금속판
- 파형강판 지중구조물: 파형강판을 볼트로 조립하여 단면을 형성한 후 주변과 상부를 흙으로 다짐하여 흙-구조물 상호작용으로부터 외부하중을 지지하는 구조물. 지중강판 구조물이라고도 함.

- 패널존: 접합부를 관통하는 보와 기둥의 플랜지의 연장에 의해 구성되는 보-기둥 접합부의 웨브영역으로, 전단패널을 통하여 모멘트를 전달하는 영역(panel zone)
- 표면지압판: 철근콘크리트 벽이나 기둥 안에 묻히는 강재에 접합되는 보강재로 철근콘크리트의 표면에 위치하여 구속력을 제공하고 하중을 직접 지압에 의해 콘크리트에 전달하는 판(face bearing plate)
- 표준최소인장강도: KS에 의해 명시된 재료의 인장강도의 하한선(specified minimum tensile strength)
- 표준최소항복응력: KS에 의해 규정된 재료에 따른 최소항복응력의 하한선(specified minimum yield stress)
- 프로토타입: 실제건물의 골조에서 사용되는 접합부, 부재크기 및 강재특성과 그 밖의 설계, 상세와 공사특성(prototype)
- 프리텐션 접합부: 규정된 최소의 프리텐션으로 조여진 고장력볼트 접합부(preten sioned joint)
- 플레이트거더: 조립보(plate girder)
- 피로 : 인장성분을 가진 수직응력의 반복적인 작용으로 인한 균열의 발생 및 진행(fatigue)
- 피로강도 : 특정 반복횟수 동안 부재에 파괴가 일어나지 않고 저항할 수 있는 최대 응력범위(fatigue strength)
- 피로설계수명: 피로균열의 발생 없이 설계교통하중에 저항할 수 있는 기간
- 필릿용접: 용접되는 부재의 교차되는 면 사이에 일반적으로 삼각형의 단면이 만들어지는 용접(fillet weld)
- 필릿용접 보강: 그루브용접을 보강하기 위해 추가된 필릿용접
- 하중저항 철근: 소요하중에 저항할 수 있도록 설계하고 배근한 합성부재 내의 철근(restraining bar)
- 한계상태: 구조체 또는 구조요소가 사용하기에 부적당하게 되고 의도된 기능을 더 이상 발휘하지 못하는 상태(사용한계상태) 또는 극한하중 지지능력에 도달한 상태(강도한계상태)(limit state)
- 한계상태설계법: 한계상태설계법 하중조합 하에서 부재의 설계강도가 소요강도 이 상이 되도록 구조요소를 설계하는 방법(LSD: Limit State Design method)
- 합성가새 : 철근콘크리트에 매입된 강재 단면(압연 또는 용접단면) 또는 콘크리트가 충 전된 강재 단면으로써 가새로 사용되는 부재 (composite brace)
- 합성기둥: 철근콘크리트가 피복된 강재 단면이나 콘크리트가 충전된 강재 단면의 기둥(composite column)

- 합성보: 강재보가 슬래브와 연결되어 하나의 구조물로서 구조적 거동을 할 수 있는 보로서, 노출형 합성보와 매입형 합성보가 있음(composite beam)
- 합성슬래브: 데크플레이트에 부착되고 지지된 콘크리트 슬래브로, 지진하중 저항시스템의 부재 사이에 하중을 전달하는 다이아프램으로 거동하는 것(composite slab)
- 합성작용: 2개 또는 그 이상들의 요소 또는 부재들이 그들 사이의 상대운동을 방지함으로써 함께 작용하도록 만들어진 조건(composite action)
- 합성전단벽: 매입되지 않은 강재 단면이나 철근콘크리트에 매입된 강재 단면을 경계부재로 갖는 철근콘크리트 벽(composite shear wall)
- 항복강도: 응력과 변형의 비례상태의 규정된 변형한계를 벗어날 때의 응력(yield strength)
- 항복모멘트: 부재에 작용하는 휨모멘트가 항복모멘트에 도달하여 단면의 최연단부가 항복하는 것(yield moment)
- 항복선 방법: 콘크리트 슬래브의 여러 개의 가능한 항복선 형태 중에서 최소하중 전달능력을 결정하는 해석방법
- 항복선: 소성힌지선
- 항복선 해석: 소성힌지 메카니즘 형성에 근거를 둔 부재의 하중전달 능력을 결정하는 방법
- 항복응력: 항복점, 항복강도 또는 항복응력 레벨(yield stress)
- 허용강도: 공칭강도를 안전계수로 나눈 값(allowable strength)
- 허용강도설계법: 구조요소의 요구강도보다 구조요소의 허용강도가 동일하거나 초과되도록 구조요소를 설계하는 설계법(ASD: Allowable Strength Design)
- 허용응력: 허용강도를 안전률로 나눈 값(allowable stress)
- 현재: 각형강관에서 트러스 접합부를 통해 연결되는 주요부재(chord member)
- 횡가새: 대각가새, 전단벽 또는 이에 상응하는 방법으로 면내 횡방향 안정을 제공하는 부재(lateral bracing)
- 횡방향보강재: 웨브에 부착되고 플랜지와 수직을 이루는 웨브 보강재(transverse stiffener)
- 횡방향 철근: 매입형 합성기둥에서 강재 코아 주위의 콘크리트를 구속하는 역할을 하는 폐쇄형타이나 용접철망과 같은 철근(transverse reinforcement)
- 횡비틀림좌굴: 횡방향 변형과 비틀림을 동반하는 좌굴(lateral-torsional buckling)
- 횡지지부재: 주 골조부재의 횡좌굴 또는 횡비틀림좌굴이 방지되도록 설계된 부재(lateral bracing)
- 횡하중: 풍하중 또는 지진하중과 같이 횡방향으로 작용하는 하중(lateral load)
- 휨비틀림좌굴: 단면형상의 변화없이 압축부재에 휨과 비틀림 변형이 발생하는 좌굴모드(flexural-torsional buckling)

- 휨 연속성: 부재들 사이 또는 부재 내부에서 모멘트와 회전을 전달하는 능력
- 휨좌굴: 단면의 비틀림이나 형상의 변화없이 압축부재가 휨으로 휘는 좌굴모드(flexural buckling)
- K-이음: 주강관을 횡단하는 지강관 또는 접합요소의 하중이 주강관의 같은 측면에서 다른 지강관 또는 접합요소의 하중에 의해 평형을 이루는 강관이음(K-connection)
- K형 가새골조: 다이아프램이나 면외 지지가 없는 위치에서 기둥과 접합된 가새로 구성된 골조(K-braced frame)
- T-이음: 지강관 또는 접합요소가 주강관에 수직이고 주강관의 황방향 하중을 주강관에서 전단에 의해 평형을 이루는 강관이음(T-connection)
- V형 가새골조: 보의 상부 또는 하부에 위치한 한 쌍의 대각선가새가 보의 경간 내의 한 점에 연결되어 있는 중심 가새골조. 대각선가새가 보 아래에 있는 경우는 역V형 가새골조라고도 함.(V-braced frame)
- X-이음: 주강관을 횡단하는 지강관 또는 접합요소의 하중이 주강관의 반대편 다른 지강관 또는 접합요소의 하중에 의하여 평형을 이루는 강관이음(X-connection)
- X형 가새골조: 한 쌍의 대각가새들이 가새의 중간 근처에서 교차하는 중심 가새골조(X-braced frame)
- Y-이음: 지강관 또는 접합요소가 주강관에 수직이 아니며 주강관을 횡단하는 하중 이 주강관에서 전단에 의해 평형을 이루는 강관이음(Y-connection)
- Y형 가새골조: Y자형의 스템 부분이 링크 역할을 하는 편심 가새골조(Y-braced frame)

1.3 주요기호

A : 단면적 (mm^2); 피로상세범주; 지간계수; 리브 웨브의 간격 중에서 큰 것 (mm)

A_B : 콘크리트의 재하면적 (mm^2)

A_b : 볼트의 공칭단면적 (mm^2); 핀 플레이트의 지압면적; 수평경계요소의 단면적 (mm^2)

A_{bi} : 겹치는 지강관의 단면적 (mm^2)

A_{bj} : 겹친 지강관의 단면적 (mm^2)

$A_{¥}$: 하부플랜지의 단면적 (mm^2)

A_c : 압축플랜지 단면적; 콘크리트 단면적; 유효폭 내의 콘크리트 단면적; 수직경계요소의 단면적 (mm^2); 시공장비 축하중(kN)

A_d, e_{ff} : 종방향 리브를 포함한 바닥판의 유효단면적 (mm^2)

$ADTT$: 일평균 트럭교통량

$ADTT_{SL}$: 일차선 당 일평균 트럭교통량

A_e : 유효순단면적 (mm^2)

A_{eff} : 감소된 유효폭(b_e)을 고려하여 산정한 유효단면적의 합 (mm^2)

A_f : 집중하중을 전달하는 플랜지의 면적; 기둥의 플랜지면적 (mm^2); 단면형상과 토피고에 따른 무차원 아칭계수

A_{fb} : 하부플랜지의 단면적 (mm^2)

A_{fc} : 압축플랜지의 단면적 (mm^2)

A_{fg} : 플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{fn} : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_{ft} : 인장플랜지의 단면적 (mm^2)

A_g : 부재의 총단면적; 설계벽두께를 기초로 한 강관의 전단면적; 합성부재의 총단면적 (mm^2)

A_{gn} : 부재의 순단면적에서 A_{ne}를 뺀 값 (mm^2)

A_{gt} : 인장저항 총단면적 (mm^2)

A_{gv} : 전단저항 총단면적 (mm^2)

A_H : 수평가속도계수

A_L : 차량축하중 (kN)

A_n : 부재의 순단면적 (mm^2)

A_{ne} : 순단면적 (mm^2)

A_{nt} : 인장저항 순단면적 (mm^2)

A_{nv} : 전단저항 총단면적 (mm^2)

A_o : 박스형단면의 내부단면적 (mm^2)

A_p : 핀의 단면적; 연결부의 윗 판과 아랫 판의 접합단면적의 합이나 연결판의 면적 중 적은 면적 (mm^2)

A_{pb} : 투영된 지압면적 (mm^2)

A_{pn} : 지압보강재의 유효단면적 (mm^2)

A_r : 콘크리트 슬래브의 유효폭 내에 있는 적절하게 정착된 길이방향 철근의 단면적; 주철근의 단면적; 플랜지 유효폭 내의 철근 단면적 (mm^2)

A_s : 강재의 단면적; 슬래브의 단면적; 보강재의 전단면적 (mm^2); 내부지점부에서 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

A_{sa} : 강재스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

A_{sc} : 스터드연결재의 단면적 (mm^2)

A_{sh} : 띠철근의 최소단면적 (mm^2)

A_{sp} : 합성전단벽의 강판 수평단면적 (mm^2)

A_{sr} : 연속된 길이방향 철근의 단면적 (mm^2)

A_{st} : 보강재의 단면적 (mm^2)

A_t : 인장플랜지의 단면적 (mm^2)

A_{tf} : 합성단면에서 유효폭 내의 철근과 플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{tg} : 블록전단상태에서 인장파단 총단면적 (mm^2)

A_{tn} : 블록전단상태에서 인장파단 순단면적 (mm^2)

A_V : 수직가속도계수

A_v : 사인장을 지지하는 수직철근의 단면적 (mm^2)

A_{vg} : 블록전단상태에서 전단파단 총단면적 (mm^2)

A_{vn} : 블록전단상태에서 전단파단 순단면적 (mm^2)

A_w : 웨브의 단면적; 용접의 유효면적 (mm^2)

A_1 : 베이스플레이트의 면적 (mm^2); 콘크리트의 재하면적 (mm^2)

A_2 : 베이스플레이트와 닮은꼴의 콘크리트 지지부분의 최대면적 (mm^2)

B : 접합평면과 90°를 이루는 각형 강관폭 (mm); 접합평면과 90°를 이루는 각형주강관의 폭 (mm); 수직보강재 단면에 대한 상수

B_b : 접합평면과 90°를 이루는 각형 지강관의 폭 (mm)

B_{bi} : 겹치는 지강관의 폭 (mm)

B_{bj} : 겹친 지강관의 폭 (mm), 즉 겹쳐진 다른 한 지관을 의미함

B_p : 접합평면과 90°를 이루는 판폭 (mm)

B_r : 지압강도 (N)

B_1 : 압축과 휨을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 $P-\delta$효과를 설명하기 위한 증폭 계수

B_2 : 구조물의 각 층의 층횡변위의 방향에 대한 $P-\Delta$효과를 설명하기 위한 증폭계수

C : 전단좌굴응력 대 전단항복강도의 비; 직교이방성에 있는 리브를 조절하기 위한 바닥홈의 두께 (mm); 강관의 비틀림상수

C_b : 횡좌굴모멘트 수정계수; 모멘트변화 보정계수

C_m : 골조의 횡변위가 발생하지 않는 것으로 가정할 때의 계수

C_r : 횡처짐좌굴 상관계수

C_s : 뒤채움 흙과 구조물의 상대 축강성 매개변수

C_v : 웨브의 전단상수

C_w : 뒴(뒤틀림)상수 (mm^6)

C_1 : 차량 축 개수와 지간에 따른 감소계수

C_1, C_2, C_3 : 충전형 합성압축부재의 유효강성을 위한 계수

D : 원형 강관의 외경; 부재의 외경; 설계하중에 의한 1차 층간변위; 웨브 높이; 수평보강재 안의 최대 웨브 높이; 핀 직경 (mm)

D' : 콘크리트 슬래브의 최대 변형율이 파쇄변형률 이론치와 같을 때 조밀단면이 소성모멘트 한계치에 도달할 때의 조밀단면 높이 (mm)

D_b : 원형 지강관의 외경; 지강관의 외경 (mm)

D_c : 압축력을 받는 웨브높이 (mm)

D_{cp} : 소성모멘트 상태에서의 압축력을 받는 웨브높이 (mm)

D_h : 구조물 스프링라인 사이 거리 (m); 설계지간 (m)

D_p : 성모멘트 상태의 합성단면에서 슬래브 상부에서 중립축 간의 거리; 수평보강재간의 최대 웨브 높이 (보강재가 없을 경우 웨브높이) (mm)

D_s : 플레이트거더에 사용되는 수직보강재의 종류와 관계있는 계수

D_v : 구조물단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)

D/L : 구조물의 모든 층에 대한 최대 L에 대한 D의 비

E : 강재의 탄성계수 (MPa); 지진하중

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

E_m : 뒤채움 흙의 탄성계수 (MPa)

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa); 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)

E_{sr} : 철근의 탄성계수 (MPa)

EI_{eff} : 합성단면의 유효강성 (N·mm^2)

EI^* : 해석에서 사용되는 휨강성
(직접해석법 : $0.8\tau_b EI$, 유효좌굴길이법과 1차해석법: EI)

FCM : 붕괴유발부재

F_c : 가용응력 (MPa)

F_{cb} : 플랜지의 공칭압축좌굴강도 (MPa)

F_{cf} : 이음점에서의 제어 플랜지에 대한 설계응력 (MPa)

F_{cr} : 임계 좌굴응력 (MPa)

F_{crs} : 보강재의 국부좌굴강도 (MPa)

F_{crw} : 웨브의 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_e : 탄성좌굴응력, 합성부재의 공칭압축강도 (MPa)

F_{ex} : x축에 대한 휨탄성좌굴응력 (MPa)

F_{exx} : 용접금속의 분류강도 (MPa)

F_{ey} : y축에 대한 휨탄성좌굴응력 (MPa)

F_{fat} : 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위로서 F_{fat1}과 F_{fat2} 중 큰 값 (N/mm)

F_{fat1} : 브레이싱 간 곡률효과에 의한 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

F_{fat2} : 사교와 같이 비틀림효과에 의한 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

F_{in} : 공칭부착응력 (MPa)

F_L : 형강의 잔류응력을 고려하여 공칭강도의 산정에 이용된 응력 (MPa)

F_m : 병렬구조물에 따른 감소계수

F_n : 응력으로 표현된 공칭휨강도; 공칭비틀림강도 (MPa)

F_{nc} : 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

F_{nt} : 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

F_{nt}' : 전단응력의 효과를 고려한 공칭인장응력 (MPa)

F_{nw} : 용접모재의 공칭강도 (MPa)

F_r : 응력으로 표현된 설계휨강도 (MPa)

F_{ra} : 설계축방향응력 (MPa)

F_{rbw} : 강축에 대한 설계휨응력 (MPa)

F_{rbz} : 약축에 대한 설계휨응력 (MPa)

F_{rc} : 상부플랜지에서 크로스프레임 또는 다이아프램의 작용력의 순범위 (N)

F_s : 사용하중에 의한 이음점 플랜지의 설계응력 (MPa)

F_u : 강재의 최소인장강도; 풍하중을 제외한 설계하중에 의한 바닥플랜지의 휨응력; 스터드연결재의 최소인장강도; 강관의 인장강도; 강관부재의 극한강도; 피접합재의 공칭인장강도 (MPa); 스터드 전단연결재의 설계기준 인장강도 (MPa)

F_{ub} : 볼트의 최소인장강도 (MPa)

F_{vr} : 박스플랜지의 계수 비틀림전단강도 (MPa)

F_w : 용접 모재의 인장강도; 풍하중에 의한 플랜지 연단의 휨응력 (MPa)

F_y : 핀의 항복강도; 강재의 항복강도; 강재의 설계기준 항복강도; 강관의 항복강도; 기둥웨브의 명시된 최소항복응력; 주강관의 항복강도 (MPa)

F_{yb} : 바닥플랜지의 최소항복강도; 지강관의 항복강도 (MPa)

F_{ybi} : 겹치는 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

F_{ybj} : 겹친 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

F_{yc} : 압축플랜지의 최소항복강도; 기둥 플랜지의 항복강도 (MPa)

F_{yce} : 압축플랜지의 유효항복강도 (MPa)

F_{yf} : 플랜지의 최소항복강도; 보플랜지의 항복강도 (MPa)

F_{yh} : 띠철근의 공칭항복강도 (MPa)

F_{yp} : 판재의 항복강도 (MPa)

F_{yr} : 잔류응력이 고려된 압축플랜지의 항복강도 또는 최소항복강도 중 작은 값 (MPa); 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서의 압축플랜지 응력 (MPa)

F_{yre} : 주철근의 유효항복강도 (MPa)

F_{ys} : 보강재의 최소항복강도 (MPa)

F_{ysr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

F_{yst} : 보강재의 설계항복강도 (MPa)

F_{yt} : 인장플랜지의 최소항복강도 (MPa)

F_{yte} : 인장플랜지의 유효항복강도 (MPa)

F_{yw} : 웨브의 최소항복강도 (MPa)

F_{ywe} : 웨브의 유효항복강도 (MPa)

G : 강재의 전단탄성계수 (MPa)

H : 접합평면에서 측정한 각형 주강관의 높이; 층고 (mm); 토피고 (m); Δ_H를 계산하기 위해 사용된 횡하중에 의하여 고려되는 변위의 방향으로 발생하는 층전단력 (N)

H' : 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 1/2 (m)

H_b : 접합평면에서 측정한 각형 지강관의 높이 (mm)

H_{bi} : 겹치는 지강관의 높이 (mm)

$H_{c.}$: 시공 중 안정성 검토대상 토피고 (m)

H_{uw} : 이음점에서 웨브의 높이 중앙에 작용하는 수평합력 (N)

I : 휨평면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_c : 콘크리트 단면의 단면2차모멘트; 웨브판에 수직인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_l : 수평보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_p : 이음판으로 연결된 웨브 볼트군의 극관성모멘트 (mm^4)

I_s : 단부를 기준으로 한 수평보강재의 단면2차모멘트; 아치리브 보강재의 단면2차모멘트; 강재 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{sr} : 철근단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_t : 수직보강재의 총 단면2차모멘트 (mm^4)

I_x : x축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_y : y축에 대한 단면2차모멘트; 단부를 기준으로 한 수직보강재의 단면2차모멘트; 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yc} : y축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트 또는 복곡률의 경우 압축플랜지 중 작은 플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : y축에 대한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_z : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

IM : 충격계수

J : 비틀림상수(순수비틀림상수) (mm^4); 보강재의 휨강성변수

K : 유효좌굴길이계수; 인접한 흙에 대한 구조물의 상대강성계수

K_h : 볼트연결부에서의 구멍크기계수

K_i : 서로 맞닿은 ㄱ형강일 경우 0.5; 서로 맞닿은 ㄷ형강일 경우 0.75; 다른 모든 경우 0.86

K_{m1}, K_{m2}, K_{m3}:고정하중 시공단계 및 활하중 재하 시 휨강성비에 따른 무차원계수

K_s : 볼트연결부에서의 표면상태계수

K_x : x축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_y : y축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_z : z축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_1 : 횡방향으로 구속된 골조에 대해 산정한 휨평면에 대한 유효좌굴길이계수

K_2 : 횡방향으로 구속되지 않은 골조에 대해 산정한 휨평면에 대한 유효좌굴길이계수

L : 지간길이; 부재길이; 연결부의 길이; 부재의 횡좌굴에 대한 비지지길이; 중심라인에서 작업구간 사이의 부재길이; 층고; 횡좌굴에 대한 비지지길이; 부재의 횡지지길이; 수직경계요소의 중심간 거리 (mm)

L_b : 비지지길이; 부재 단부에서 첫 가새점까지의 거리; 횡지지길이 (mm)

L_c : ㄷ형강 전단연결재의 길이; 볼트구멍 순간격 혹은 볼트 연단거리 (mm)

L_{cf} : 수직경계요소 플랜지 사이의 순거리 (mm)

L_{cp} : 덮개판 길이 (mm)

L_e : 각형강관에서 맞댐용접과 필릿용접의 총유효길이 (mm)

L_h : 보 소성힌지 사이의 거리 (mm)

L_{in} : 하중도입부의 길이 (mm)

L_n : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 호의 길이 (mm)

L_p : 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm); 최대정모멘트(활하중+충격하중)에 인접한 지점과 거더 단부 사이의 호의 길이 (mm)

L_r : 비탄성 횡방향 비틀림좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

L_v : 최대전단력 작용점과 전단력이 0인 점 사이의 거리 (mm)

L_E : 활하중

M_A : 비지지구간에서 1/4지점의 모멘트 (N・mm)

M_B : 비지지구간에서 중앙부의 단부모멘트 (N・mm); 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m)

M_C : 비지지구간에서 3/4지점의 모멘트 (N・mm); 설계하중에 의한 기둥모멘트 (N・mm); 시공 중 활하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cD} : 고정하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cE} : 지진하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cf} : 정점부 설계휨모멘트 (kN・m/m)

M_{cL} : 활하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_D : 상부아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m); 정점부와 어깨부의 고정하중 및 휨모멘트의 합 (kN・m/m)

M_e : 탄성 횡좌굴모멘트 (N・mm)

M_f : 완공 후 작용하는 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{fb} : 가로보의 설계모멘트 (N・mm)

M_{fl} : 인접보로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 종방향 설계모멘트 (N・mm)

M_{ft} : 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 횡방향 설계모멘트 (N・mm)

M_h : 소성힌지에서의 설계모멘트 (N・mm)

M_{hD} : 고정하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{hE} : 지진하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{hf} : 어깨부 설계 휨모멘트 (kN・m/m)

M_{hL} : 활하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN・m/m)

M_L : 완공 후 활하중에 의한 휨모멘트; 트럭하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m)

M_l : 비지지부재 단부에서의 설계하중에 의한 최소모멘트 (N・mm)

M_{lt} : 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N・mm)

$M_{\max}$: 최대휨강도; 비지지구간에서 모멘트 중 가장 큰 값 (N・mm)

M_{mid} : 비지지길이 구간 중앙점에서의 강축에 대한 휨모멘트 (N・mm)

M_n : 공칭휨강도 (N・mm)

M_{nc} : 압축플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_{np} : 내측 지점에서의 공칭휨강도 (N・mm)

M_{nt} : 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N・mm); 인장플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_o : M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. (N・mm)

M_p : 소성휨강도 (N・mm)

M_{pc} : 기둥의 공칭소성휨강도 (N・mm)

M_{pe} : 유효소성휨강도 (N・mm)

M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN・m/m)

M_{ps} : 콘크리트로 채워진 부재에서 강재 단면의 소성휨강도 (N・mm)

M_r : 설계휨강도 (N・mm); 하중조합으로 구해진 소요 2차휨강도 (N・mm)

M_{rb} : 가로보의 설계휨강도 (N・mm)

M_{rr} : 종방향 리브의 설계휨강도 (N・mm)

M_{rt} : 인접 리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 설계휨강도 (N・mm)

M_{rx}, M_{ry} : x-방향, y-방향의 설계하중에 의한 휨모멘트 (N・mm)

M_{r-ip} : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요 면내휨강도 (N・mm)

M_{r-op} : 중조합을 사용하는 지강관의 소요 면외휨강도 (N・mm)

M_u : 설계하중에 의한 휨모멘트 ; 설계하중에 의한 최대 패널모멘트; 하중조합을 사용하는 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

M_{ur} : 강바닥판 리브의 국부 설계휨모멘트 (N・mm)

M_{uv} : 소성힌지 위치에서 기둥 중심선까지의 전단증폭에 의한 누가모멘트 (N・mm)

M_{uw} : 이음점에서 웨브 높이 중앙에서의 설계모멘트 (N・mm)

M_{ux}, M_{uy} : x-방향, y-방향에서의 설계하중에 의한 휨모멘트 (N・mm)

M_w : 설계풍하중에 의한 바닥플랜지의 최대 횡방향모멘트 (N・mm)

M_y : 항복휨강도 ; 웨브항복을 고려하지 않을 경우의 항복휨모멘트 (N・mm)

M_{yc} : 콘크리트로 채워진 부재에서 합성단면의 항복휨강도 (N・mm); 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_{yr} : 웨브의 항복을 고려할 경우 항복모멘트강도 (N・mm)

M_{yt} : 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_1 : 상부아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN・m/m); M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, M_2와 M_o또는 M_{mid}를 선형 보간하여 구한 모멘트 중 C_b값을 작게 발생시키는 것으로 한다. (N・mm)

M_2 : 브레이싱 양단지점에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 휨모멘트의 최댓값 (N・mm)

N : 응력범위의 반복횟수; 강관축과 나란한 하중지지 길이; 집중하중이 작용하는 폭(다만, k 보다 작지 않아야 함) (mm); 베어링의 길이 (mm)

NDT : 파괴검사

N_b : 인장력을 받는 볼트의 수

N_F : 구조물과 흙의 휨강성비

N_i : i층에 적용되는 가상하중; 추가적인 횡하중 (N)

N_s : 전단단면수; 볼트 당 전단단면수

O_v : 오버랩 접합계수

P : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 콘크리트 바닥판의 총 공칭전단력 (N)

P_A : 비지지구간의 1/4지점에서 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_B : 비지지구간의 중앙지점에서 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_c : 압축강도; 설계 축방향 압축 또는 인장강도; 비지지구간의 3/4지점에서 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_{co} : 면외휨을 고려한 압축강도 (N)

P_{DB} : 축당 설계하중 (kN)

$P_{e\,story}$: 고려하는 변위의 방향으로의 층에 대한 탄성좌굴강도 (N)

P_{e1} : 휨평면 상에서 횡방향으로 단부가 구속된 부재의 탄성좌굴강도 (N)

P_h : 설계하중에 의해 최대모멘트가 발생될 때의 가새점에서의 압축플랜지의 하중 (N)

P_k : 골조의 횡변위가 발생할 때의 1차축강도 (N)

P_l : 설계하중에 의해 최소모멘트가 발생될 때의 가새점에서의 압축플랜지의 하중 (N)

P_{lt} : 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차축강도 (N)

$P_{\max}$: 비지지구간에서 최대 압축플랜지 하중의 절댓값 (N)

P_{mf} : 고려되는 변위의 방향으로의 모멘트골조가 있는 층에서 기둥에 작용하는 전체 수직하중(가새골조 시스템에 대해서는 0이다.)

P_n : 공칭강도; 공칭지압강도; 공칭압축강도 (N); 축방향 공칭설계강도 (N); 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 내측 지점부에 위치한 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 P_{1n}과 P_{2n} 중 작은 값 (N)

P_{no} : 세장효과를 고려하지 않은 합성부재의 공칭압축강도 (N)

P_{1n} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 내측 지점부에 위치한 거더의 종방향 힘 (N)

P_{2n} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위한 내측 지점부에 위치한 콘크리트 바닥판의 종방향 힘 (N)

P_{nt} : 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중조합으로 구해진 1차축강도 (N)

P_{ny} : 전단면의 항복에 대한 공칭인장강도 (N)

P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭인장강도 (N)

P_o : 편심이 없는 합성기둥의 공칭축강도 (N)

P_p : 콘크리트의 공칭지압강도 (N); 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위해 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 P_{1p}와 P_{2p} 중 작은 값 (N)

P_{1p} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위해 최대 정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 종방향 힘 (N)

P_{2p} : 강도한계상태에서 전단연결재의 설계를 위해 최대 정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 거더의 종방향 힘 (N)

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m)

P_r : 축방향 설계강도; 핀 보강판의 설계지압강도; 바닥판의 공칭인장강도 (N); 하중조합으로 구해진 소요2차축강도; 하중조합으로 구해진 소요축압축강도 (N); 합성부재에 가해지는 소요외력 (N)

P_{rs} : 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 힘 (N)

P_{story} : 층에 의해 지지되는 전체 수직하중, 이 하중은 횡하중 저항시스템이 아닌 기둥에 작용하는 하중도 포함한 하중조합임. (N)

P_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 P_p와 P_n의 합 (N)

P_t : 볼트의 최소 소요인장력 (N)

P_u : 설계 축방향 하중; 설계하중에 의한 볼트당 인장력 혹은 전단력; 강바닥판 리브의 하중; 합성기둥의 소요축강도; 기둥의 소요압축강도; 링크의 소요압축강도 (N)

P_y : 부재의 항복강도; 축항복강도 (N)

P_ν : 순단면의 파단에 대한 공칭인장강도 (N)

Q : 설계하중(소요강도); 단면 중립축에 대한 조밀단면의 환산단면의 단면1차모멘트 (mm^3); 단기 합성단면의 중립축에 대한 바닥판 환산단면적의 단면1차모멘트 (mm^3); 모든 세장압축 판요소를 고려하는 순감소계수

Q_a : 세장한 양연지지판의 저감계수

Q_{ct} : 설계인장강도 (N)

Q_{cv} : 설계전단강도 (N)

Q_f : 주관-응력상관변수

Q_{fl} : 플랜지의 좌굴강도에 대한 항복강도의 비

Q_n : 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

Q_{nt} : 강재스터드 전단연결재의 공칭인장강도 (N)

Q_{nv} : 강재스터드 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

Q_p : M_r이 되기 위한 웨브와 압축플랜지의 세장비

Q_r : 전단연결재의 설계전단강도 (N)

Q_{rt} : 소요인장강도 (N)

Q_{rv} : 소요전단강도 (N)

Q_s : 세장한 자유돌출판의 저감계수

Q_u : 설계하중에 의한 볼트당 프라잉 인장력 (N)

R : 소성회전, 전단 상관계수; 응답수정계수; 파형강판 지중구조물 상부 또는 측면 곡률반경 (m); 패널 내의 최소 거더반경 (mm)

R_a : 허용강도설계법의 요구강도

R_B : 단면형상에 따른 감소계수

R_b^* : 조밀단면의 하중저감계수(load-shedding factor)

R_b, R_h : 플랜지 응력감소계수

R_c : 파형강판 구조물 상부의 곡률반경 (m)

R_{cf} : 이음점에서 F_{cf}와 f_{cf}비의 절댓값

R_e : 등가곡률반경 (mm)

R_g : 그룹의 효과를 고려한 계수

R_L : 휨강성비; 지간 및 토피고에 따른 감소계수

R_M : $P-\Delta$에 대한 $P-\delta$의 영향을 설명하는 계수

R_m : 단면형상계수

R_n : 볼트연결부의 공칭강도 (N 또는 MPa); 공칭강도(=1.0 가새골조구조시스템; =0.85 모멘트골조 및 혼합골조); 집중하중에 대한 공칭 저항강도 (N); H형강 또는 강관의 전 둘레길이와 하중도입부의 길이에 해당하는 공칭부착강도 (N)

R_p : 전단연결재의 위치에 따른 효과를 고려한 계수

$(R_{pB})_r$: 핀의 지압강도 (N)

R_{pc} : 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수 (MPa)

R_{pg} : 휨강도 감소계수

R_{pt} : 인장플랜지에 대한 웨브 소성화계수 (MPa)

R_r : 강도한계상태에서 볼트 또는 용접연결부의 설계강도 (N 또는 MPa)

R_s : 전단과 인장을 동시에 받는 볼트의 공칭전단강도 (N)

$(R_{sb})_n$: 지압보강재의 공칭지압강도 (N)

$(R_{sb})_r$: 지압보강재의 설계지압강도 (N)

R_t : 예상인장강도 대 최소인장강도의 비

R_U : 지간 및 토피고에 따른 하중감소계수

R_u : 한계상태설계법의 요구강도 (N); 계수 집중하중 또는 베어링 반력 (N)

R_v : 패널존의 공칭전단강도 (N)

R_y : 예상항복강도 대 최소항복강도의 비

S : 탄성단면계수 (mm^3); 유효경간길이 (mm); 병렬구조물의 인접구조물 간 최소거리 (m)

S_c : 휨축에 대한 다리 압축부분의 탄성단면계수 (mm^3)

S_{eff} : 압축플랜지의 유효폭 b_e에 대한 유효단면계수 (mm^3)

S_s : 이음부 공칭강도 (kN/m)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xc} : 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xe}, S_{xt} : 플랜지의 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xt}, S_{xc} : 인장과 압축플랜지에 대한 단면계수 (mm^3); 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_y : ㄷ형강의 경우 최소단면계수 (mm^3)

T : 설계하중으로 인한 내적토크 (N・mm)

T_C : 시공장비에 의한 압축력 (kN/m)

T_c : 비틀림강도 (N・mm)

T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_E : 지진하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_f : 설계압축력 (kN/m)

T_L : 활하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_n : 공칭비틀림강도 (N・mm); 볼트의 공칭인장강도 (N)

T_o : 설계볼트장력 (N)

T_r : 소요비틀림강도 (N・mm)

T_u : 한계상태설계법의 하중조합에 의한 인장력; 하중조합에 의한 볼트 1개가 받는 인장력 (N)

U : 전단뒤짐(전단지연)에 의한 감소계수

U_{in} : H형강 또는 강관의 둘레길이 (mm)

V : 유공판에 추가적으로 작용하는 전단력; 기둥에 작용하는 전단력 (N)

V' : 전단연결재에 의해 전달되는 전단력 (N)

V_c : 전단강도 (N)

V_{cr} : 인접 웨브패널의 공칭전단좌굴강도 중 작은 값 (N)

V_f : 피로하중조합 하의 연직전단력 발생범위 (N)

V_{fat} : 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

V_h : 전단연결재가 받는 수평전단력의 합 (N)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_{ns} : 합성전단벽 내 강판의 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단강도 (N)

V_r : 설계전단강도; 보강재 설치지점의 소요전단강도 (N)

V_{sr} : 단위길이 당 수평방향 피로전단력의 범위 (N)

V_u : 소요전단강도; 설계하중에 의한 전단력 (N)

V_{ui} : 경사진 웨브의 설계하중에 의한 전단력 (N)

V_{uw} : 이음점 웨브의 설계전단력 (N)

W : 상부아치 위 뒤채움 흙과 포장의 자중 (kN/m)

Y_{con} : 강재보의 상부에서 콘크리트 슬래브 또는 외피재(케이싱)의 상부까지의 거리 (mm)

Y_i : 하중조합에 의해 i층에 적용되는 중력하중 (N)

Y_{PNA} : 콘크리트의 최대 압축섬유에서 소성중립축까지의 최대거리 (mm)

Z : 소성단면계수 (mm^3); 수평보강재의 필요 휨강성 산정을 위한 곡률인자

Z_b : 휨축에 관한 지강관의 소성단면계수 (mm^3)

Z_r : 전단연결재의 1개의 전단피로강도 (N)

Z_{RBS} : 보 단면 감소부의 최소 소성단면계수 (mm^3)

Z_x : x축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

a : 응력 중심에서 중립축까지의 거리; 볼트 중심에서 연단까지의 거리; 핀 구멍의 연단으로부터 힘의 방향과 평행하게 측정한 부재의 연단까지의 최단거리; 다중 박스단면에서 인접 박스 간의 플랜지 중심간 거리; 보강재의 간격; 접합재 사이의 거리 (mm)

a/r_i : 각 개재의 최대 기둥세장비

b : 압축 판요소의 폭; 자유돌출판의 폭; 아이바 몸체의 폭; 압축을 받는 다리부분의 외측; 전단력을 저항하는 ㄱ형강다리의 폭; 연결재 게이지선 사이의 간격 (mm)

b_c : 압축플랜지의 폭 (mm)

b_{cf} : 기둥 플랜지의 폭 (mm)

b_e : 감소된 유효폭

b_{eff} : 유효연단거리

b_{eoi} : 주강관에 용접된 지강관 면의 유효폭 (mm)

b_{eov} : 겹친 브레이스에 용접된 지강관 면의 유효폭 (mm)

b_f : 플랜지의 폭 (mm)

b_{fb} : 하부플랜지의 폭 (mm)

b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)

b_{ft} : 인장플랜지의 폭 (mm)

b_l : 종방향보강재의 폭; ㄱ형강의 긴 쪽 다리의 길이 (mm)

b_s : ㄱ형강의 짧은 쪽 다리의 길이 (mm); 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

b_t : 인장플랜지의 폭; 수직보강재의 폭 (mm)

b_w : 풍하중을 받는 바닥플랜지의 폭; 전단력방향과 직각으로 측정된, 콘크리트 단면 폭과 형강 폭의 차이 (mm)

c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm); 휨강도 결정계수

c_e : 플랜지면에 대한 콘크리트의 유효폭두께 (mm)

d : 강재 단면의 높이; T형강의 공칭높이; 볼트 직경; 스터드 직경; 휨면에서의 부재높이; 전단면에서의 부재 높이; 유효길이; 외측 압축연단과 인장철근 중심 사이의 거리(mm); 파형강판의 골 깊이 (mm)

d_b : 보의 높이 (mm)

d_c : 기둥의 높이 (mm)

d_n : 합성단면의 하부플랜지 하단에서 중립축까지의 거리 (mm)

d_o : 수직보강재의 간격 (mm)

d_s : 강재의 높이 (mm)

d_z : 연속판 사이의 패널존의 높이 (mm)

e : 트러스접합의 편심; 링크길이 (mm)

e_{mid-ht} : 스터드 몸체의 바깥면으로부터 데크플레이트 웨브(데크골의 중간높이)까지의 거리이며 스터드의 하중저항방향, 즉 단순보에서 최대모멘트의 방향으로의 거리 (mm)

f_b : 모멘트확대계수를 고려한 설계하중에 의한 최대응력 (MPa); 설계좌굴강도 (MPa)

f_{bu} : 종방향 휨을 고려하지 않고 계산된 고려 중인 단면의 계수하중에 의한 종방향 플랜지 응력 (MPa)

f_c : 설계하중에 의한 압축플랜지 응력 (MPa)

f_c' : 콘크리트의 최소압축강도 (MPa)

f_{cf} : 설계피로하중의 2배와 영구사용하중에 의한 압축플랜지의 탄성 휨응력 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

f_f : 설계하중에 의한 탄성 플랜지 응력 (MPa)

f_{fl} : 각 플랜지의 설계하중에 의한 응력과 최소 항복응력 중 작은 값 (MPa)

f_{fr} : 재분배된 플랜지 응력 (MPa)

f_g : 바닥판의 전체 축방향 응력 (MPa)

f_{ncf} : 설계하중으로 인한 비제어 플랜지 중앙점의 휨응력 (MPa)

f_r : M_y 상태의 철근응력; 리브 웨브에서 면외 휨응력 (MPa)

f_s : 사용하중조합I에 의한 이음점에서 검토대상 플랜지 두께 중앙에서의 최대 휨응력(MPa)

f_{sr} : 교각 주철근의 휨응력 범위 (MPa); 피로하중조합 하의 종방향 철근의 응력범위(MPa)

f_t : 서로 다른 하중으로 발생하는 인장플랜지 휨응력의 합 (MPa)

f_u : 설계하중에 의한 패널의 최대 플랜지응력 (MPa)

f_{ua} : 하중조합으로 구해진 소요축방향응력 (MPa)

f_{ubw} : 강주축에 대한 소요휨응력 (MPa)

f_{ubz} : 약주축에 대한 소요휨응력 (MPa)

f_v : 박스거더에서 플랜지의 최대 비틀림전단응력; 소요전단응력 (MPa)

f_{vg} : 바닥판의 전체 전단응력 (MPa)

g : 볼트열 간의 거리; 갭 K이음에서 용접부를 무시한 지강관 끝 사이의 간격 (mm)

h : 압연강재의 경우 필릿 또는 코너 반경을 제외한 플랜지 간 순거리, 조립단면의 경우 연결재선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지 간 순거리; 수평경계요소의 중심간 거리 (mm); 좌굴의 부재축에 수직인 각 요소의 중심 간의 거리 (mm)

h' : 리브웨브의 경사부분의 길이 (mm)

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 필릿 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값; 조립단면의 경우 중립축으로부터 연결재선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

h_{cc} : 합성기둥 내부 구속코아의 단면치수, 횡철근의 중심 간 거리로 측정 (mm)

h_o : 상하부플랜지 간 중심거리 (mm)

h_p : 중립축으로부터 압축플랜지의 최단 연결재선 사이의 거리의 2배 값 또는 용접에 의한 경우 압축플랜지의 내면까지 거리의 2배 값 (mm)

h_{sc} : 구멍의 종류에 따른 계수

h_w : 항복된 웨브 높이 (mm)

i : 충격계수

j : 수직보강재의 최소 단면2차모멘트를 산정할 때 사용되는 계수

k : 전단좌굴계수; 플랜지 하면에서 필릿용접 끝단까지의 거리; 판 좌굴계수; 리브를 따라 휨모멘트의 분포를 나타내는 계수; 플랜지의 바깥쪽 면으로부터 웨브 플릿선단까지의 거리; 강관 모서리의 외부 반경, 모르면 1.5 t로 함. (mm); 정점부 휨모멘트 분배계수

k_c : 자유돌출 세장판 요소의 계수; 플랜지 국부좌굴계수

k_R : 어깨부 휨모멘트 감소계수

k_s : 인장과 전단 조합 시 마찰접합의 감소계수

k_v : 웨브좌굴계수

k_1 : 웨브의 중심선으로부터 플랜지 필릿선단까지의 거리; 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수

k_2 : 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수

k_3 : 활하중 재하 시 지간 및 토피에 따른 계수

k_4 : 등가선하중 환산계수

l : 지압길이; 하중점에서 각 플랜지의 횡방향 비지지길이; 가새부재의 좌굴길이 (mm); 브레이싱점 사이의 거리 (mm)

l_l : 연직 대 수평경사 2:1로 산정한 차량진행 직각방향 활하중 분포폭 (m)

l_t : 연직 대 수평경사 1:1로 산정한 차량진행 방향 활하중 분포폭 (m)

m : 웨브 이음판 볼트의 수직방향 열수

m_f : 차량하중이 재하되는 차선수에 따른 보정계수

n : 트럭당 응력범위의 반복횟수; 강재에 대한 콘크리트의 탄성계수비; 전단연결재의 수; 볼트의 수; 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수; 차선 수

n_{AC} : 부모멘트영역에서의 비합성단면의 고정하중에 의한 모멘트부호 변환점에서 요구되는 추가 전단연결재의 개수

p : 전단연결재의 핏치; 주강관에 대한 겹치는 지강관의 투영길이 (mm)

q : 하중강도 (MPa); 2개 지강관 아래에 있는 주강관의 접합면을 따라 측정된 겹친길이 (mm)

q_i : 하중 또는 하중효과

r : 좌굴축에 대한 단면2차반경(회전반경) (mm); 파형강판의 회전반경 (mm)

r_i : 개별부재의 최소단면2차반경(회전반경) (mm)

r_{ib} : 좌굴의 부재축에 평행한 중심축에 대한 각 요소의 단면2차반경(회전반경) (mm)

r_s : 좌굴휨이 발생하는 축에 대한 강재의 회전반경 (mm)

r_t : 지지점 사이에서 압축플랜지와 압축을 받는 웨브의 1/3을 포함한 단면의 최소회전반경 (mm)

r_x : 접합된 다리와 평행한 축에 대한 단면2차반경(회전반경) (mm); x축에 대한 단면2차

반경 (mm)

r_y : y축에 대한 단면2차반경(회전반경); 지지점 사이에서 연직축에 대한 강단면의 최소 회전반경 (mm)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경(회전반경) (mm)

$\overline{r_0}$: 전단중심에 대한 극2차반경(회전반경) (mm)

s : 구멍의 핏치 ; 횡방향 철근의 종방향 간격; 합성 구조 부재의 종축을 따라 배치된 횡철근의 간격 (mm)

s_t : 합성 박스플랜지에서 전단연결재 사이의 횡방향 최대간격 (mm)

t : 판 두께; 집중하중을 받는 플랜지의 두께; 슬래브 또는 판의 두께; ㄱ형강 다리의 두께; 강관의 벽두께; 부재의 두께; 부재벽의 두께; 용접 피접합재의 두께; 주강관의 두께; 휨축과 평행한 방향의 강봉 단면의 폭; 기둥 웨브 또는 패널존 보강판의 두께(mm)

t_b : 압축플랜지의 두께; 지강관의 두께 (mm)

t_{bf} : 보플랜지의 두께 (mm)

t_{bi} : 겹치는 지강관의 두께 (mm)

t_{bj} : 겹친 지강관의 두께 (mm)

t_c : 보강될 플랜지의 두께 (mm)

t_{cf} : 기둥 플랜지의 두께 (mm)

t_{cw} : 기둥 웨브의 두께 (mm)

$t_{d,e_{ff}}$: 표면의 보강효과를 포함하는 바닥판의 유효두께 (mm)

t_f : 플랜지의 두께; ㄷ형강 전단연결재 플랜지의 두께 (mm)

t_{fb} : 하부플랜지의 두께 (mm)

t_{fc} : 압축플랜지의 두께 (mm)

t_h : 강재 단면 플랜지 위의 콘크리트 헌치두께 (mm)

$t_{\min}$: 콘크리트 충전 각형강관의 최소 벽두께 (mm)

t_p : 횡방향 하중을 받는 판의 두께; 보강재의 두께; 판재의 두께 (mm)

t_r : 리브 웨브의 두께 (mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께; 보강재의 두께 (mm)

t_t : 강재의 인장플랜지의 두께 (mm)

t_w : 웨브 또는 강관의 두께; ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

v_{cf} : 활하중에 의한 전단력; 순수단면 웨브에 작용하는 전단력 (N)

w : 플랜지에 있는 수평보강재의 간격과 웨브에 가장 가까운 플랜지 수평보강재와 웨브 간의 거리 중 큰 값 (mm); 박스단면에서 플랜지의 중심 간격 (mm); 대주축 휨을 나타 내는 아래첨자; 플랜지에 직각방향으로 측정된 ㄷ형강 전단연결재의 길이(mm); 콘크 리트 바닥판의 유효폭 길이 (mm)

w_c : 콘크리트의 단위체적당 무게

w_r : 콘크리트 리브 또는 헌치의 평균폭 (mm)

w_z : 기둥 플랜지 사이의 패널존의 폭 (mm)

X : 부재연결에서 전단을 받는 연결면과 단면도심 간 거리 (mm); 강축을 나타내는 아래첨자

x_0, y_0 : 단면의 도심에서 대한 전단중심까지의 거리 (mm)

y : 약축을 나타내는 아래첨자

z : 주축휨을 나타내는 아래첨자

Δ : 하중조합으로 구해진 1차 층간변위

Δ_b : 실험을 위한 가력제어하는데 사용하는 변형량 (부분골조 실험체의 경우 가새단부의 전체 회전각, 그리고 가새 실험체의 경우는 가새의 전체 축변형)

Δ_{bm} : Δ_b 가운데 설계층간변위에 상응하는 변형량

Δ_{by} : Δ_b 가운데 실험체가 처음으로 상당한 항복을 할 때의 변형량

Δ_H : 횡하중에 의한 1차 층간변위

Σ_H : Δ_H를 계산하는데 사용되는 횡하중에 의한 층전단력

ΣP_{e2} : 횡방향으로 구속되지 않은 골조의 좌굴해석에 의한 부재의 탄성좌굴저항

ΣP_{nt} : 중력기둥하중을 포함한 중력하중의 합

Ω_o : 시스템 초과강도계수

α : 선팽창계수; 분리비율(separation ratio); 플랜지 이음판 설계 시 적용되는 계수

α_D : 고정하중 하중계수

α_E : 지진하중 하중계수

α_L : 활하중 하중계수

β : 압축강도 보정계수; 플랜지 유효단면적 계산 시 플랜지 전단면적에 적용되는 계수; 폭비(원형강관의 주강관에 대한 지강관 지름의 비, 각형강관의 주강관에 대한 지강관 폭의 비); 수평보강재의 필요 휨강성 산정을 위한 곡률보정계수

β_{eff} : 유효폭 비; K이음에서 2개 지강관의 원주를 주강관 폭의 8배로 나눈 총합

(Δf) : 활하중의 응력범위 (MPa)

(ΔF)cn : 상세범주 C에 대한 공칭피로강도 (MPa)

$(\Delta F)_n$: 공칭피로강도 (MPa)

(ΔFTH) : 일정진폭 피로한계값 (MPa)

μ : 평균 미끄러짐계수

γ : 주강관 세장비; 뒤채움 흙의 단위중량 (kN/m^3)
원형강관에서 관두께에 대한 1/2 지름의 비
각형강관에서 관두께에 대한 1/2 폭의 비

γ_i : 하중계수

γ_{total} : 전체 링크회전각

ζ : 갭비
각형강관에서 주강관 폭에 대한 갭 K이음의 지강관 사이의 간격비
각형강관의 주강관에 대한 지강관 폭의 비

η : 각형강관에서만 적용할 수 있는 하중길이 변수

η_i : 하중 수정계수

θ : 지강관과 주강관 사이의 실제 각도 (°); 층간변위각

λ : 기둥의 세장비 계수; 판요소의 폭두께비

λ_f : 압축플랜지의 세장비

λ_p : 조밀판요소에 대한 폭두께비 한계값

λ_{pf} : 조밀플랜지의 한계세장비

λ_{ps} : 내진 조밀판요소에 대한 판폭두께비 제한값

λ_{pw} : 조밀웨브의 한계세장비

$\lambda_{pw(D_c)}$: $2D_c/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$\lambda_{pw(D_{cp})}$: $2D_{cp}/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

λ_r : 비조밀 판요소에 대한 폭두께비 한계값

λ_{rf} : 비조밀 플랜지의 한계세장비

λ_{rw} : 비조밀 웨브의 한계세장비

λ_w : 탄성모멘트에 대한 웨브 세장비

ν : 포아송비

ρ : 토피고를 고려한 감소계수

ρ_{sr} : 길이방향 철근의 최소 철근비

σ_{flg} : 플랜지 횡방향휨을 고려하지 않은 하부플랜지의 종방향 피로응력 발생범위 (MPa)

θ : 웨브의 경사각

ϕ : 강도저항계수

ϕ_B : 콘크리트의 지압에 대한 강도저항계수

ϕ_b : 휨저항계수; 지압에 대한 강도저항계수

φ_{bb} : 지압볼트의 강도저항계수

φ_{bc} : 블록전단에 대한 강도저항계수

ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수

φ_{e1} : 완전그루브용접에 사용되는 용접재료의 전단 또는 인장에 대한 강도저항계수

φ_{e2} : 부분그루브용접에 사용되는 용접재료의 강도저항계수

φ_f : 휨에 대한 강도저항계수

ϕ_h : 완공 후 소성힌지 저항계수

ϕ_{hc} : 시공 중 소성힌지 저항계수

ϕ_j : 이음부 저항계수
φ_s : 볼트의 전단에 대한 강도저항계수
φ_{sc} : 전단연결재의 강도저항계수
ϕ_t : 좌굴저항계수; 인장저항계수
φ_t : 인장저항계수; 고장력볼트의 인장에 대한 강도저항계수
φ_u : 인장부재의 파단에 대한 강도저항계수
φ_v : 전단에 대한 강도저항계수
φ_w : 필릿용접의 전단에 대한 강도저항계수
φ_y : 인장부재의 항복에 대한 강도저항계수

1.4 설계원칙

1.4.1 일반사항

각 부재와 연결부(접합부)는 시공성, 경제성, 미관 및 유지관리를 고려한 안전성 및 사용성을 확보하기 위하여 규정된 한계상태에 대하여 설계한다. 해석의 종류에 상관없이 한계상태에 따라 조합된 하중의 효과는 식 (1.4-1)을 만족해야 한다.

$$\sum \eta_i \gamma_i q_i \leq \phi R_n \qquad (1.4\text{-}1)$$

여기서, η_i : 하중수정계수
γ_i : 하중계수
q_i : 하중 또는 하중효과
ϕ : 공칭저항에 곱하는 강도저항계수
R_n :공칭저항

소요강도의 계산에서 정의 영향을 발생시키는 하중에 대해서는 최대의 하중계수를, 부의 영향을 발생시키는 하중에 대해서는 최소의 하중계수를 적용한다.

1.4.2 한계상태

강재로 된 부재 또는 다른 재료와 강재가 합성으로 된 부재는 제작, 운반, 시공 및 사용 중의 각 단계에서 검토해야 한다. 부재 및 연결부의 설계는 일반적으로 다음의 한계상태를 만족해야 하며, 구조물의 상황 및 조건에 따라 적절한 한계상태를 적용한다. 각 한계상태에서 적용하는 하중, 하중계수, 저항계수 등은 구조물별 설계기준에 따른다.

(1) 강도한계상태

부재와 연결부의 강도 및 국부적 또는 전체적 안정성을 고려하는 한계상태이다.

(2) 사용한계상태

정상적인 사용하중상태에서 응력, 변형, 또는 균열 등을 고려하는 한계상태이다. 휨부재의 사용한계상태의 검토는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.4 및 4.3.3.2.4)의 규정을 적용한다.

(3) 피로 및 파단한계상태

피로 및 재료의 인성에 관계된 파괴를 고려하는 한계상태이며, KDS 14 31 20의 규정에 따라 검토한다.

(4) 극한하중한계상태

지진, 홍수 또는 선박충돌 등의 극한적 상황을 고려하는 한계상태이다.

1.4.3 설계요구조건

1.4.3.1 강도

부재 및 연결부의 설계강도(ϕR_n)가 강도한계상태의 하중조합에 근거하여 산정된 소요강도($\sum \eta_i \gamma_i q_i$) 이상이 되어야 한다.

1.4.3.2 안전성

부재 및 연결부의 안전성은 KDS 14 31 10과 KDS 14 31 25의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.3 연결부

용접 및 고장력볼트를 이용한 이음 및 연결부의 설계는 KDS 14 31 25의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.4 피로 및 파단

반복되는 변동하중에 의한 피로 및 재료의 인성에 따른 파단에 대한 설계는 KDS 14 31 20의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.5 사용성

처짐 또는 변형은 구조적 측면뿐만 아니라, 미적 또는 심리적 측면에서 제어해야 한다. 영구변형에 대한 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.4 및 4.3.3.2.4)에 따라 검토한다. 필요한 경우, 사용성 측면에서 균열, 진동 및 주행편의성 등에 대하여 검토한다.

1.4.3.6 내구성

구조용 강재는 부식에 대한 충분한 저항성을 갖도록 설계한다. 흙이나 물에 직접적으로 접하는 강재의 내구성도 검토한다.

1.4.3.7 시공성 및 유지관리

강구조물은 점검 사다리, 점검 통로, 조명 등 용이한 점검 및 유지관리를 위하여 필요한 시설을 갖추어야 한다. 점검이 어려울 것으로 예상되는 구조시스템은 피해야 한다.

1.5 하중 및 하중조합

1.5.1 일반사항

본 하중 및 하중조합은 구조용 강재를 사용하는 구조물에 적용한다. 구조물에 작용하는 일반적인 하중의 종류는 1.5.2와 같으며 개별하중에 대한 상세규정, 한계상태별 하중조합, 하중계수 및 하중수정계수 등은 구조물별 설계기준이나 설계시방서를 따른다.

1.5.2 하중의 종류

설계 시에 고려하는 하중의 종류는 구조물별 설계기준을 참고하되, 일반적인 하중의 종류는 다음과 같다.

(1) 고정하중

(2) 활하중

(3) 지붕의 활하중

(4) 충격하중

(5) 풍하중

(6) (적)설하중

(7) 지진하중

(8) 빗물하중

(9) 수압, 부력, 양압력 및 파압

(10) 토압

(11) 프리스트레스하중

(12) 크리프 및 건조수축에 의한 하중

(13) 초기변형도에 의한 하중

(14) 온도하중

(15) 충돌하중

(16) 원심하중

(17) 제동하중 및 시동하중

(18) 지반변동 및 지점이동에 의한 하중

(19) 마찰하중

(20) 차량횡하중, 탈선하중 및 장대레일 종하중

(21) 가설 시 하중

1.5.3 하중계수와 하중조합

부재와 연결부 설계 시에 하중계수를 고려한 총 설계하중 또는 소요강도는 식 (1.5-1)과 같다.

$$Q = \Sigma\, \eta_i \gamma_i\, q_i \qquad (1.5\text{-}1)$$

여기서, q_i : 하중 또는 하중효과

γ_i : 하중계수

η_i : 하중수정계수

구조물 가설위치의 여러 조건과 구조에 따라 적절한 하중 및 하중의 조합을 선정해야 하며 모든 하중을 모두 고려할 필요는 없다. 하중조합에는 구조물별 설계기준에서 정의된 여러 한계상태별 하중조합을 고려한다. 다만 도로교의 경우 지진 및 선박충돌에 대한 하중은 별도로 고려한다. 하중계수들은 최대 하중조합 효과가 계산되도록 선정하며, 각 하중조합에서 정과 부의 극한상태를 모두 검토한다. 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 하중조합에서는 그러한 하중에 최소의 하중계수를 적용한다.

1.6 참고기준

- KDS 11 00 00 지반설계기준
- KDS 14 00 00 구조설계기준
- KDS 24 00 00 교량설계기준
- KDS 41 00 00 건축설계기준
- KCS 14 00 00 구조재료공사 표준시방서
- KCS 24 00 00 교량공사 표준시방서
- AASHTO (2004), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Ed.
- AASHTO (2007), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Ed.
- AASHTO (2012), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Interim Revisions, 2nd Ed.
- AISC (2001), Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction.
- AISC (2005), Steel Construction Manual, 13th edition, American Institute of Steel

Construction.
- AISC (2010), Steel Construction Manual, 14th edition, American Institute of Steel Construction.
- Federal Emergence Management Agency (FEMA 2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel-Moment Frame Buildings, REP No. FEMA350 Prepared by the SAC Joint Venture for FEMA, Washington, D.C.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 강재

이 절은 강구조에 적용하는 강재를 대상으로 한다. 다만, 시설물 기준에서 강재의 별도 규정을 정한 경우, 시설물 기준의 재료규정을 따른다.

3.1.1 사용강재

(1) 구조용 강재는 표 3.1-1에 나타낸 한국산업표준(이하 'KS'라 한다)에 적합한 것을 사용한다.

표 3.1−1 구조용 강재의 표준 및 기호

	표준		강재기호
주요 구조용 강재	KS D 3503[1)]	일반 구조용 압연 강재	SS235, SS275, SS315, SS410, SS450, SS550
	KS D 3515	용접 구조용 압연 강재	SM275A, B, C, D − TMC SM355A, B, C, D − TMC SM420A, B, C, D − TMC SM460B, C − TMC
	KS D 3529	용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA275AW, AP, BW, BP, CW, CP SMA355AW, AP, BW, BP, CW, CP SMA460W, P
	KS D 3003	항만 및 해양 구조용 내식성 강재	HSM500
	KS D 3861	건축구조용 압연 강재	SN275A, B, C SN355B, C SN460B, C
	KS D 3866	건축구조용 열간 압연 형강	SHN275, SHN355, SHN420, SHN460

	표준		강재기호
	KS D 3868	교량구조용 압연 강재	HSB380, L, W HSB460, L, W HSB690, L, W
	KS D 5994	건축구조용 고성능 압연강재	HSA650
강관	KS D 3566[2)]	일반 구조용 탄소 강관	SGT275, SGT355, SGT410, SGT450, SGT550
	KS D 3568[2)]	일반 구조용 각형 강관	SRT275, SRT355, SRT410, SRT450, SRT550
	KS D 3632	건축 구조용 탄소 강관	SNT275E, SNT355E, SNT460E, SNT275A, SNT355A, SNT460A
	KS D 3777	철탑용 고장력강 강관	SHT410, SHT460
	KS D 3864	건축구조용 각형 탄소 강관	SNRT295E, SNRT360E, SNRT275A, SNRT355A
	KS F 4602	기초용 강관 말뚝	STP275, STP355, STP380, STP450, STP550
	KS F 4605	강관 시트 파일	SKY400, SKY490
	KS D 3300	항만 및 해양구조용 내식성강관	STKM500
경량 및 기타구조용 강재	KS D 3530	일반 구조용 경량 형강	SSC275
	KS D 3558	일반 구조용 용접 경량 H형강	SWH275, L SWH355, L SWH420, L SWH460, L
	KS D 3602	강제갑판	SDP1, 2, 3
	KS D 3858	냉간 성형 강 널말뚝	SPY345, W SPY450 SPY345M, SPY380M
	KS F 4603	H형강 말뚝	SHP275, W SHP355W, SHP450W
	KS F 4604	열간압연강 널말뚝	SY300, W SY400, W
	KS D 3542	고 내후성 압연 강재	SPA-H, SPA-C

주1) KS D 3503 강재 적용은 비용접부재로 한정한다. 다만, 판 두께 22mm 이하의 가설자재로 사용하는 경우나, 2차 부재로서 용접구조용 강재(예 : SM재)의 입수가 곤란한 경우에는 용접 시공시험을 통해 용접성에 문제가 없음을 확인한 후 SS275 강종에 한하여 사용 가능하다.

주2) KS D 3566 및 KS D 3568의 SGT, SRT 강관은 원칙적으로 주요 구조 부재로 사용하는 경우 용접하여 사용하지 않는다. 용접성이 요구되는 강관에는 KS D 3632, KS D 3864를 사용한다.

(2) 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품은 표 3.1-2에 나타낸 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 3.1－2 표면처리제품, 단조품, 선재 및 선재2차제품 강재의 표준 및 대표 기호

강재의 종류	표준		강재 대표 기호
표면처리제품	KS D 3506	용융 아연도금 강판 및 강대	SGHC, SGH－Y, SGCC, SGCH, SGCD, SGC－Y
	KS D 3030	용융 아연 알루미늄 마그네슘 합금 강판 및 강대	SGMHC, SGMH
단조품[1)]	KS D 3752	기계 구조용 탄소 강재	SM－C SM－CK
	KS D 3710	탄소강 단강품	SF－A, SF－B
선재 및 선재2차제품	KS D 3509	피아노 선재	SWRS－A -B
	KS D 3510	경강선	SW－A, SW－B, SW－C
	KS D 3514	와이어 로프	－
	KS D 3556	피아노 선	PW－1, PW－2, PW－3
	KS D 3559	경강 선재	HSWR －A －B
	KS D 7002	PC 강선 및 PC 강연선	SWPC, SWPD
	KS D 3505	PC 강봉	SBPR, SBPD
	KS D 7048	이형선 로프	－

주1) 단조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

(3) 강구조에 적용하는 강재의 허용 판 두께는 3.4를 따른다.

(4) 교량용 강판의 경우 인장 또는 교번응력을 받는 부재에 대해서는 KDS 14 31 20을 따른다. 판 두께가 8 mm 미만의 강재에 대해서는 KDS 24 14 31의 강바닥판 구조 세목에 따른다.

(5) 주강품은 표 3.1-3의 한국주물공업협동조합 단체표준을 참고한다.

표 3.1-3 주강품 강재의 표준 및 대표 기호

강재의 종류	표준		강재 대표 기호
주강품	SPS-KFCA-D4101-5004	탄소강 주강품	SC
	SPS-KFCA-D4102-5005	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	SCMn
	SPS-KFCA-D4106-5009	용접 구조용 주강품	SCW
	SPS-KFCA-D4118-5014	도로 교량용 주강품	SCHB
	SPS-KFCA-D4301-5015	회 주철품	GC
	SPS-KFCA-D4302-5016	구상 흑연 주철품	GCD

1) SPS-KFCA-D4106-5009에 해당되는 SCW 강재는 용접하여 사용 가능하며 그 외 주조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

3.1.2 접합재료

(1) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트와 턴버클 등은 표 3.1-4에 나타낸 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 3.1-4 볼트. 고장력볼트 및 기초볼트 등의 제품 규격

번호	명칭	종류
KS B 1002	6각 볼트	4.6
KS B 1010	마찰 접합용 고장력 6각 볼트, 6각 너트, 평 와셔의 세트	1종(F8T/F10/F35)[1)] 2종(F10T/F10/F35)[1)] 4종(F13T/F13/F35)[1)]
KS B 1012	6각 너트	4.6
KS B 1016	기초 볼트	모양: L형, J형, LA형, JA형 강도등급구분: 4.6, 6.8, 8.8
KS B 1324	스프링 와셔	-
KS B 1326	평 와셔	-
KS F 4512 KS F 4513	건축용 턴버클 볼트 건축용 턴버클 몸체	S,E, D ST, PT
KS F 4521	건축용 턴버클	-

주1) 각각 볼트/너트/와셔의 종류

(2) 용접재료

용접재료는 표 3.1-5에 나타낸 KS에 적합한 것으로 하고, 모재의 재질 및 용접조건을 고려하여 적절히 선택한다.

표 3.1－5 용접재료

번호	명칭
KS D 3508	피복 아크 용접봉 심선재
KS D 3550	피복 아크 용접봉 심선
KS D 7004	연강용 피복아크 용접봉
KS D 7005	연강용 가스 용접봉
KS D 7006	고장력 강용 피복아크 용접봉
KS D 7023	저온용 강용 피복아크 용접봉
KS D 7025	연강 및 고장력강용 마그용 용접 솔리드 와이어
KS D 7101	내후성강용 피복아크 용접봉
KS D 7104	연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플럭스 코아선
KS D 7105	일렉트로 가스 아크용접용 플럭스 코아선
KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드 와이어
KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크용접 플럭스 충전 와이어

표 3.1-6 용접재료의 강도

용접재료	강도(MPa)		적용 가능 강종
	F_y	F_u	
KS D 7004 연강용 피복아크 용접봉	345	420	인장강도 400MPa급 연강
KS D 7006 고장력 강용 피복아크 용접봉	390	490	인장강도 490 MPa~780 MPa 고장력강
	410	520	
	490	570	
	500	610	
	550	690	
	620	750	
	665	780	
KS D 7104 연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플럭스코어선	340	420	인장강도 400MPa급 연강 인장강도 490 MPa, 540 MPa, 590 MPa급 고장력강
	390	490	
	430	540	
	490	590	
KS D 7025 연강 및 고장력강용 마그용접솔리드와이어	345	420	인장강도 400MPa급 연강인장강도 490 MPa, 590 MPa급 고장력강
	390	490	
	490	570	
KS D 7101 내후성강용 피복아크 용접봉 KS D 7106 내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드와이어 KS D 7109 내후성강용 탄산가스 아크용접 플럭스충전와이어	390	490	인장강도 400MPa ~ 570MPa급 내후성 고장력강
	490	570	

비고 1) 서브머지드아크용접(SAW) 용가재의 강도는 표의 피복아크 용접봉 값을 사용하거나, 구기준(KS B 0531 탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크 용착 금속의 품질 구분 및 시험방법)의 값을 참고한다.

3.2 철근 및 콘크리트

철근 및 콘크리트의 품질은 KDS 14 20 00을 따른다.

3.3 형상 및 치수

(1) 구조용 강재의 형상, 치수 및 그 허용차와 관련하여 건축물 강구조와 관련되는 강재는 KDS 41 31 00의 규정에 따르며 교량 강구조용 강재는 KDS 24 00 00의 규정에 따른다.

(2) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트 및 턴버클 등 접합요소의 형상 및 치수는 표 3.1-4에 나타낸 KS의 규정에 적합한 것으로 한다.

(3) 용접에 의한 조립재는 KDS 41 31 00 및 KCS 24 00 00에서 규정하는 제품정밀도기준에 적합한 형상 및 치수로 한다.

3.4 재료의 강도

3.4.1 강재의 강도

(1) 표 3.1-1에 나타낸 구조용 강재의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u는 표 3.4-1~표 3.4-3에 나타낸 값으로 한다. 다만, 표 3.4-1~표 3.4-3에 항복강도 및 인장강도가 정의 되지 않은 강재는 표 3.1-1의 관련 KS표준에 명시된 재료의 강도값을 사용한다.

표 3.4−1 주요 구조용 강재의 재료강도 (MPa)

강도	강재 기호 / 판 두께	SS235	SS275	SM275 SMA275[1)]	SS315	SM355 SMA355[1)]	SS410	SM420	SS450	SM460[2)] SMA460[3)]	SS550
F_y	16mm 이하	235	275	275	315	355	410	420	450	460	550
	16mm 초과 40mm 이하	225	265	265	305	345	400	410	440	450	540
	40mm 초과 75mm 이하	205	245	255	295	335	−	400	−	430	−
	75mm 초과 100mm 이하	205	245	245	295	325	−	390	−	420	−
	100mm 초과	195	235	235	275	305	−	380	−	−	−
F_u		330	410	410	490	490	540	520	590	570	690

주1) SMA275CW,CP, SMA355CW, CP 적용두께 100mm 이하
주2) SM460B, C는 주문자 제조자 협정에 따라 150mm 이하 강판 제조 가능
주3) SMA460W, P 적용두께는 100mm 이하

표 3.4-1 주요 구조용 강재의 재료강도 (MPa) (계속)

강도	강재기호 / 판 두께	HSB380 HSM500[1]	HSB460	HSB690[2]	HSA650[2]	SM275-TMC[3]	SM355-TMC[3]	SM420-TMC[3]	SM460-TMC[3]
F_y	100mm 이하	380	460	690	650	275	355	420	460
F_u	100mm 이하	500	600	800	800	410	490	520	570

주1) HSM500 적용두께는 22mm 이하
주2) HSA650, HSB690 적용두께는 80mm 이하
주3) 열가공제어(TMC)를 한 경우 두께에 따른 항복강도의 저감없이 기준값(16mm이하의 항복강도)을 적용한다
건축 강구조에 적용되는 TMC강재의 적용두께는 80mm 이하

표 3.4-1 주요 구조용 강재의 재료강도 (MPa) (계속)

강도	강재기호 / 판 두께	SN275	SN355	SN460	SHN275[2]	SHN355[2]	SHN420[2]	SHN460[2]
F_y	6mm 초과 40mm 이하	275	355	460	275	355	420	460
	40mm 초과 100mm이하	255[1]	335	440				
F_u	100mm이하	410	490	570	410	490	520	570

주1) SN275A의 항복강도는 265MPa
주2) SHN강의 적용두께는 75 mm 이내

표 3.4-2 강관의 재료강도 (MPa)

강도 \ 강재기호	SGT275[1] SRT275[2] STP275[5]	SGT355[1] SRT355[2] STP355[5]	SGT410[1] SRT410[2]	STP380 SIKM500[4]	SGT450[1] SRT450[2] STP450	SGT550[1] SRT550[2] STP550	SHT410	SHT460[3]	SKY400	SKY490
F_y	275	355	410	380	450	550	410	460	235	315
F_u	410	500	540	500	590	690	550	590	400	490

주1) 적용두께는 40mm 이하
주2) 적용두께는 30mm 이하
주3) 적용두께는 25mm 이하, 세립 킬드강
주4) 적용두께는 22mm 이하
주5) STP275, STP355강의 인장강도(F_u)는 각각 400, 490MPa 이상
비고1) 강제갑판(SDP)의 재료강도는 모재의 강도 적용

표 3.4-2 강관의 재료강도 (MPa) (계속)

강도	강재 기호 / 판 두께	SNT275E SNT275A	SNT355E SNT355A	SNT460E SNT460A	SNRT295E[1)]	SNRT360E[1)]	SNRT275A[2)]	SNRT355A[2)]
F_y	40mm 이하	275	355	460	295	360	275	355
	40mm 초과 100mm이하	255	335	440	–	–	–	–
F_u	100mm이하	410	490	570	410	490	410	490

주1) SNRT-E 강관의 적용두께는 6~22mm, 두께 12mm를 기준으로 항복비와 연신률이 다름
주2) SNRT-A 강관의 적용두께는 6~40mm, 두께 12mm를 기준으로 항복비와 연신률이 다름

표 3.4-3 경량 및 기타 구조용 강재의 재료강도 (MPa)

강도 \ 강재 기호	SWH275 SSC275 SHP275[1)]	SWH355 SHP355[1)]	SWH420	SHP450[1)]	SWH460	SPY345[2)]	SPY380M	SPY450	SY300	SY400	SPA[3)]
F_y	275	355	420	450	460	345	380	450	300	400	355
F_u	410	490	520	550	570	450	500	550	500	550	490[4)]

주1) 16mm 이상의 SHP 강의 항복강도(F_y)는 각각 265, 345, 440MPa
주2) SPY345M의 인장강도(F_u)는 485MPa 이상
주3) SPA -H 적용두께는 16mm 이하 열간압연 강판, 강대 및 형강, SPA-C 적용두께는 0.6mm 이상, 2.3mm 이하 냉간압연 강판 및 강대
주4) 두께 3mm 미만 SPA-H 강판 및 강대의 인장강도는 주문자 제조자 협정에 따라 510 MPa 이상 적용가능

(2) 표 3.1-2에 나타낸 표면처리제품, 단조품, 선재 및 선재2차제품의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u는 해당 KS 표준에 명시된 재료의 강도 값을 사용한다. 특히, 단조품의 경우 해당 KS 표준에서 명시하고 있는 열처리 조건에 따른 재료의 강도 값을 사용해야 한다.

3.4.2 접합재료의 강도

(1) 고장력볼트의 규정 최소강도는 표 3.4-4에 나타낸 값으로 한다.

표 3.4-4 고장력볼트의 재료강도 (MPa)

최소 강도 \ 볼트 등급	F8T	F10T	F13T
F_y	640	900	1170
F_u	800	1000	1300

(2) 일반볼트의 규정 최소강도는 표 3.4-5에 나타낸 값으로 한다.

표 3.4-5 일반볼트의 최소인장강도 (MPa)

최소강도 \ 볼트 등급	4.6[1)]
F_y	240
F_u	400

주 1) KS B 1002에 따른 강도 등급

(3) 용접이음재료의 강도는 강재의 용접 후 모재의 재료강도 이상을 확보해야 한다.

3.4.3 철근 및 콘크리트의 강도

철근 및 콘크리트의 강도는 KDS 14 20 00을 따른다.

3.5 물리상수

설계 계산에 사용되는 강재의 물리상수의 값은 표 3.5-1을 사용한다.

표 3.5-1 물리상수

종류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수(MPa)	210,000
PS강선, PS강봉의 탄성계수(MPa)	205,000
PS강연선의 탄성계수(MPa)	195,000
주철의 탄성계수(MPa)	100,000
강의 전단탄성계수(MPa)	81,000
강과 주강의 포아송비	0.30
주철의 포아송비	0.25
강의 열팽창계수(1/℃)	1.2×10^{-5}

3.6 기타 강재

3.6.1 핀, 롤러 및 록커

핀, 롤러 및 록커의 재료강도는 3.1.1의 해당 재료의 KS 표준에 따른다.

3.6.2 스터드 전단연결재

스터드 전단연결재의 줄기 지름은 19 mm, 22 mm 및 25 mm를 표준으로 하며 재질은 KS B 1062를 따른다. 스터드 전단연결재의 항복강도는 235 MPa 이상, 인장강도는 400 MPa 이상으로 한다.

3.6.3 스테인레스 강재

스테인레스 강재는 KS D 3698, KS D 3705, KS D 3706, KS D 3697 등의 KS표준에 따른다.

3.6.4 케이블

케이블로 사용되는 강재는 표 3.1-2의 선재·선재 2차제품의 관련 KS표준에 따른다.



집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수
		김희동	인하공업전문대학	교수
		박찬휘	포스코	책임연구원
		심현주	현대제철	과장

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 05 : 2017

강구조 설계 일반사항(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길 21
☎ 02-400-7101 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 10 : 2017

강구조 부재 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 10 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 10 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제　　정 : 2016 년 6월 30일　　개　　정 : 2017년 12월 20일
심　　의 : 중앙건설기술심의위원회　　자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회
소관부서 : 국토교통부 기술기준과
관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1. 인장부재 ····· 1
4.2. 압축부재 ····· 8
4.3. 휨부재 ····· 33
4.4. 조합력과 비틀림부재 ····· 120
4.5. 기타 부재 ····· 125

부록
A. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨저항강도 ····· 146
A.1 일반사항 ····· 146
A.2 웨브 소성화계수 ····· 148
A.3 압축플랜지 항복기준 휨저항강도 ····· 149
A.4 인장플랜지 항복기준 휨저항강도 ····· 153
B. 휨부재의 특성계산 ····· 153
B.1 소성모멘트 ····· 153
B.2 항복모멘트 ····· 156
B.3 압축을 받는 웨브의 높이 ····· 157
B.4 C_B>1.0인 경우의 횡비틀림좌굴식 ····· 159
B.5 지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중 ····· 160

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조 인장부재, 압축부재, 휨부재, 조합력과 비틀림부재 및 기타 부재의 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

4.1. 인장부재

이 장은 중심축 인장력을 받는 부재에 적용한다.

4.1.1 세장비 제한

(1) 교량을 제외한 강구조의 경우, 인장을 받는 부재의 설계 시 최대 세장비의 제한은 없다. 다만, 인장력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비 L/r은 가급적 300을 넘지 않도록 한다. 이 제한은 인장력을 받는 강봉이나 매달린 부재에는 적용하지 않는다.

(2) 교량 강구조의 경우, 아이바, 봉강, 케이블, 판을 제외한 모든 인장부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

① 교번응력을 받는 주부재	$L/r \leq 140$
② 교번응력을 받지 않는 주부	$L/r \leq 200$
③ 2차 부재	$L/r \leq 240$

4.1.2 단면적의 산정

4.1.2.1 총단면적

부재의 총단면적 A_g는 부재축의 직각방향으로 측정된 각 요소단면의 합이다.

4.1.2.2 순단면적

부재의 순단면적 A_n은 식 (4.1-1) 또는 식 (4.1-2)와 같이 두께와 계산된 각 요소의 순폭을 곱한 값들의 합이다. 인장과 전단을 받는 부재의 순단면적을 산정하는 경우 볼트구멍의 폭은 KDS 14 31 25 표 4.1-1의 공칭구멍직경의 값으로 한다. 중심인장을 받는 연결재 접합부재의 순단면적은 연결재 구멍의 영향을 고려하여 산정해야 한다. 순단면적 A_n은 최소 순단면적을 갖는 파단선으로부터 구한다.

(1) 정열배치인 경우

$$A_n = A_g - ndt \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, n : 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수
d : 연결재 구멍의 직경 (mm)
t : 부재의 두께 (mm)

(2) 불규칙배치(엇모배치)인 경우

$$A_n = A_g - ndt + \Sigma\frac{s^2}{4g}t \qquad (4.1\text{-}2)$$

여기서, s : 인접한 2개 구멍의 응력 방향 중심간격 (mm)
t : 연결재 게이지선 사이의 응력 수직방향 중심간격 (mm)

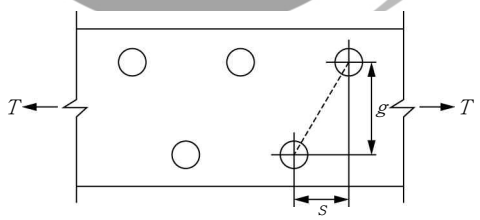


그림 4.2.2−1 불규칙배치인 경우,
s 와 g 의 정의

볼트구멍이 있는 ㄱ형강의 순단면적은 다리를 동일평면에 전개한 후 산정한다. 이 경우 전개된 인접한 두 면의 구멍의 게이지는 ㄱ형강의 뒷면으로부터 산정한 게이지들의 합에서 두께를 감한 값이다. 강관 단면의 슬롯에 거세플레이트를 용접하는 경우 강관의 순단면적은 총단면적에서 슬롯에 의해 공제된 단면적으로 한다. 플러그용접이나 슬롯용접된 부재의 순단면적을 계산할 때, 용접재는 순단면적 계산에 포함되지 않는다.

4.1.2.3 유효순단면적

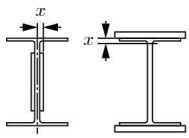
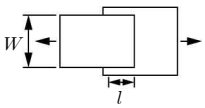
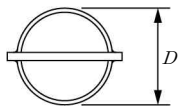
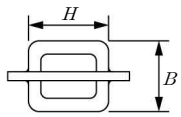
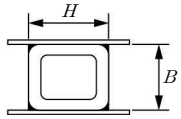
유효순단면적 A_e는 다음과 같이 산정한다.

$$A_e = UA_n \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, U: 전단뒤짐에 의한 감소계수 (표 4.1-1 참조)

단일ㄱ형강, 쌍ㄱ형강, T형강 부재의 접합부는 전단뒤짐에 의한 감소계수가 0.6 이상이어야 한다. 다만, 4.4.1.2 및 4.4.2에 따라 편심효과를 고려하여 설계하는 경우, 0.6 보다 작은 값을 사용할 수 있다.

표 4.1−1 인장재접합부의 전단뒤짐에 의한 감소계수

사례	요소 설명		전단뒤짐에 의한 감소 계수, U	예
1	인장력이 용접이나 연결재를 통해 각각의 단면요소에 직접적으로 전달되는 모든 인장재(사례 4, 5, 6과 같은 경우는 제외한다.)		$U = 1.0$	−
2	인장력이 길이방향 용접이나 연결재를 통해 단면요소의 일부에 전달되는, 판재와 강관을 제외한 모든 인장재(H형강은 사례7을 적용할 수도 있고, ㄱ형강은 사례8을 적용할 수 있다.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	인장력이 가로방향 용접을 통해 단면요소의 일부에 전달되는 모든 인장재		$U = 1.0$ 그리고 A_n = 직접 접합된 요소의 면적	−
4	인장력이 길이방향 용접만을 통해서 전달되는 판재		$l \geq 2w \ldots U = 1.00$ $2w > l \geq 1.5w \ldots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \ldots U = 0.75$	
5	중심축에 단일 거셋플레이트를 용접한 원형강관		$l \geq 1.3D \ldots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = D/\pi$	
6	각형강관 부재	중심축에 단일 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		양측면에 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

사례	요소 설명		전단뒤짐에 의한 감소 계수, U	예
7	H형강 또는 T형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 3개 이상의 연결재로 접합한 플랜지의 경우	$b_f \geq 2/3d \ldots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \ldots U = 0.85$	–
		하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재로 접합한 웨브연결의 경우	$U = 0.70$	–
8	단일 ㄱ형강 혹은 쌍 ㄱ형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재가 있는 경우	$U = 0.80$	–
		하중방향으로 매 열당 2개 또는 3개의 연결재가 있는 경우	$U = 0.60$	–

주 1) x : 접합길이 (mm); w : 플레이트 폭 (mm); $\bar{x}$: 연결편심 (mm); B : 각형강관의 양끝 폭, 접촉면에 대해 90°로도 측정 (mm); H : 각형강관의 양끝 높이 (mm), 접촉면으로부터 측정; l : 힘의 방향과 평행한 접합부 길이 (mm)

4.1.3 인장강도

인장재의 설계인장강도 $\phi_t P_n (= \phi_t P_t)$은 총단면의 항복한계상태과 유효순단면의 파단한계상태에 대해 식 (4.1-4)과 식 (4.1-5)에 의해 산정된 값 중 작은 값으로 한다.

4.1.3.1 총단면의 항복한계상태

총단면의 항복에 대한 공칭인장강도 P_n은 다음 식과 같다.

$$P_n = F_y A_g \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)
F_y : 항복강도 (MPa)
P_n : 공칭인장강도 (N)

4.1.3.2 유효순단면의 파단한계상태

유효순단면의 파괴에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = F_u A_e \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, A_e : 유효 순단면적 (mm^2)
F_u : 인장강도 (MPa)

구멍이 없는 부재가 용접에 의해 접합되는 경우 식 (4.1-5)에서 사용된 유효순단면적은 4.1.2.3에 따른다. 용접에 의해 접합되거나 플러그 또는 슬롯용접이 사용된 부재에 구멍이 있는 경우, 구멍의 유효순단면적은 식 (4.1-5)을 적용하여 산정한다.

4.1.4 조립 인장부재

판재와 형강 등으로 조립 인장부재를 구성하는 경우 조립부재가 일체가 되도록 다음 조건에 맞게 적절하게 조립해야 한다.

(1) 판재와 형강 또는 2개의 판재로 구성되어 연속적으로 접촉되어 있는 조립 인장부재의 재축방향 긴결간격은 다음 값 이하로 해야 한다.
   ① 도장된 부재 또는 부식의 우려가 없어 도장되지 않은 부재의 경우 얇은 판 두께의 24배 또는 300 mm
   ② 대기 중 부식에 노출된 도장되지 않은 내후성강의 경우 얇은 판두께의 14배 또는 180 mm

(2) 끼움재를 사용한 2개 이상의 형강으로 구성된 조립인장재는 개별부재의 세장비가 가급적 300을 넘지 않도록 한다.

(3) 띠판은 조립 인장부재의 비충복면에 사용할 수 있으며, 다음 조건에 맞도록 해야 한다.
   ① 띠판의 재축방향 길이는 조립부재 개별부재를 연결시키는 용접이나 연결재 사이거리의 2/3 이상이 되어야 하고, 띠판 두께는 이 열 사이거리의 1/50 이상 되어야 한다.
   ② 띠판에서의 단속용접 또는 연결재의 재축방향 간격은 150 mm 이하로 한다.
   ③ 띠판 간격을 결정할 때, 조립부재 개별부재의 세장비는 가급적 300을 넘지 않도록 한다.

4.1.5 핀접합부재

4.1.5.1 인장강도

핀접합부재의 설계인장강도 $\phi_t P_n$은 인장파단, 전단파단, 지압 및 항복의 한계상태 중 가장 작은 값으로 한다.

4.1.5.1.1 유효순단면적에 대한 인장파단

유효순단면의 인장파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = 2tb_{eff}F_u \qquad (4.1\text{-}6)$$

여기서, b_{eff} : 유효연단거리 (= $2t$+16) (mm)
다만, 볼트구멍 연단으로부터 작용하는 힘의 직각방향으로 측정한 부재의 연단까지 거리보다 크지 않아야 한다.
t : 판재의 두께 (mm)
F_u : 인장강도 (MPa)

4.1.5.1.2 유효단면적에 대한 전단파단

유효단면의 전단파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같다.

$$P_n = 0.6F_uA_{sf} \qquad (4.1\text{-}7)$$

여기서, $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ (mm^2)

a : 핀구멍의 연단으로부터 힘의 방향과 평행하게 측정한 부재의 연단까지의 최단거리 (mm)

d : 핀직경 (mm)

t : 판재의 두께 (mm)

4.1.5.1.3 핀의 투영면적에 대한 지압

핀의 투영면적에 대한 지압에 의한 공칭인장강도는 KDS 14 31 25(4.1.7)에 따른다.

4.1.5.1.4 총단면적에 대한 항복

총단면의 항복에 의한 공칭인장강도는 식 (4.1-4)에 따라 산정한다.

4.1.5.2 핀접합부재의 구조제한

(1) 건축물 강구조를 포함한 일반 강구조물의 핀접합부재에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 핀구멍은 부재의 중앙에 위치해야 한다.

② 핀이 전하중상태에서 접합재들 간의 상대변위가 발생할 경우, 핀구멍의 직경은 핀직경보다 1 mm 이상 크면 안 된다.

③ 핀구멍이 있는 플레이트의 폭은 $2b_{eff}+d$ 이상이어야 하며, 재축에 평행한 핀구멍의 연단거리 a는 $1.33b_{eff}$ 이상이어야 한다.

(2) 교량강구조의 핀접합부재에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 핀구멍의 중심선을 지나는 횡단면에서 모재판과 핀 보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적의 1.4배 보다 커야 한다.

② 핀구멍을 지나 종방향으로의 모재판과 핀 보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적보다 커야 한다.

③ 핀구멍의 중심은 모재판의 종축선 상에 위치해야 한다. 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.

④ 최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재의 경우 구멍의 직경은 모재판과 핀 보강판의 두께를 합한 값의 5배를 초과해서는 안 된다.

⑤ 모재판과 핀 보강판의 두께의 합은 구멍 끝에서 핀 연단거리의 12% 보다 작아서는 안 된다. 모재판의 두께는 핀구멍이 없는 단면의 폭의 12%보다 커야 한다.

4.1.6 아이바

4.1.6.1 인장강도

아이바의 인장강도는 4.1.3에 따른다. 다만, 아이바 몸체의 단면적은 A_g로 한다. 아이바 몸체의 폭은 두께의 8배를 초과하지 않도록 한다.

4.1.6.2 아이바의 구조제한

(1) 건축물 강구조를 포함한 일반 강구조 아이바에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 아이바의 원형 머리부분과 몸체 사이부분의 반지름은 아이바 머리의 직경보다 커야 한다. 핀 직경은 아이바 몸체폭의 7/8배 보다 커야하고, 핀 구멍의 직경은 핀 직경보다 1 mm 이상 크면 안 된다.

② F_y가 460 MPa을 초과하는 강재의 구멍직경은 플레이트 두께의 5배를 초과할 수 없고 아이바 본체의 폭은 그에 따라 감소시켜야 한다.

③ 플레이트 두께는 핀 플레이트와 필러 플레이트를 조임하기 위해 외부 너트를 사용하는 경우에만 13 mm 이하의 두께 사용이 허용된다.

④ 핀구멍의 연단으로부터 힘의 방향에 수직으로 측정한 플레이트의 연단까지의 폭은 아이바 몸체폭의 2/3보다 커야 하고, 3/4보다 커서는 안 된다.

(2) 교량 강구조의 아이바에 대한 구조제한은 다음과 같다.

① 아이바의 두께는 13 mm 이상 그리고 50 mm 이하이어야 한다.

② 핀구멍의 중심선에서 측정한 머리부분의 순폭은 필요한 몸체부의 폭의 135% 이상이어야 한다.

③ 핀구멍을 지나 아이바의 길이방향에서 측정한 머리부분의 순폭은 몸체부 폭의 75% 이상이어야 한다.

④ 몸체부의 폭은 두께의 8배를 초과해서는 안 된다.

⑤ 핀구멍의 중심은 아이바 몸체의 중심축 선상에 있어야 한다.

⑥ 핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.

⑦ 최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재를 사용할 경우 구멍의 직경은 아이바 두께의 5배를 초과할 수 없다.

4.1.6.3 연결

(1) 여러 개의 아이바가 동시에 사용될 경우 가능한 한 서로 평행해야 하고, 연결되는 부재의 중심면에 대하여 대칭으로 배열해야 한다. 아이바는 횡방향 이동 및 사교에서 발생할 수 있는 횡방향 뒤틀림에 대하여 구속해야 한다.

(2) 인접한 아이바의 간격은 13 mm 이상이어야 한다. 동일한 핀으로 연결된 인접한 아이바의 사이를 고리모양으로 된 끼움재를 사용해야 한다. 대각선으로 교차하는 아이바 간격이 작을 경우 교차점에서 서로 크램핑시켜야 한다.

4.1.7 합성부재의 인장강도

매입형 합성부재의 인장강도는 4.2.8.2.1.3을 따르며, 충전형 합성부재의 인장강도는 4.2.8.2.2.3을 따른다.

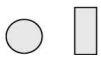
4.2. 압축부재

이 기준은 중심축 압축력을 받는 부재에 적용한다.

4.2.1 일반사항

설계압축강도 $\phi_c P_n$은 다음과 같이 산정한다. 공칭압축강도 P_n은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴, 휨-비틀림좌굴의 한계상태 중 작은 값으로 한다. 강도저항계수는 $\phi_c = 0.90$을 적용한다. 표 4.2-1은 압축부재 단면의 형상과 세장판 유무에 따라 적용하는 절과 그 한계상태를 나타낸다.

표 4.2−1 압축부재에 적용하는 절과 한계상태

단면	세장판이 없는 경우(비세장판 단면)		세장판이 있는 경우(세장판 단면)	
	절	한계상태	절	한계상태
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 비틀림좌굴
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.3	휨좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴
	4.2.3	휨좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴
	4.2.3 4.2.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.3 4.2.4 4.2.6	휨좌굴 휨비틀림좌굴	4.2.6 4.2.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	4.2.5		4.2.5	
	4.2.3	휨좌굴	해당없음	해당없음
ㄱ형강을 제외한 비대칭 단면	4.2.4	휨비틀림좌굴	4.2.7	국부좌굴 휨비틀림좌굴

4.2.1.1 국부좌굴에 대한 단면의 분류

압축력을 받는 판 단면은 비세장판 단면 및 세장판 단면으로 구분된다.

(1) 비세장판 단면 : 압축 판요소의 폭두께비 λ가 표 4.2-2의 λ_r를 초과하지 않는 단면 ($\lambda \leq \lambda_r$)

(2) 세장판 단면 : 압축 판요소의 폭두께비 λ가 표 4.2-2의 λ_r를 초과하는 단면 ($\lambda > \lambda_r$)

4.2.1.1.1 자유돌출판

압축력 방향과 평행한 면 중에서 한 쪽 면에만 지지되어 있는 자유돌출판의 폭은 다음 값을 취하고, 그 치수는 표 4.2-2에 따른다.

(1) I, H형강 및 T형강 플랜지에 대한 폭 b는 전체 플랜지폭 b_f의 반이다.

(2) ㄱ형강의 다리, ㄷ형강 및 Z형강의 플랜지에 대한 폭 b는 전체 공칭치수이다.

(3) 플레이트에 대한 폭 b는 자유단으로부터 연결재의 첫 번째 줄 혹은 용접선까지의 길이이다.

(4) T형강의 스템에 대한 d는 단면의 전체 공칭높이로 한다.

4.2.1.1.2 양연지지판

압축력 방향과 평행한 양쪽 면에 지지된 양연지지판의 폭은 다음 값으로 취하고, 그 치수는 표 4.2-2에 따른다.

(1) 압연이나 성형단면의 웨브에 대하여, h는 각 플랜지에서 필릿이나 모서리반경을 감한 플랜지사이의 순간격이다. h_c는 도심에서 필릿이나 모서리반경을 감한 압축플랜지의 내측 면까지 거리의 2배이다.

(2) 조립단면의 웨브에 대하여, h는 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접한 경우 플랜지 사이의 순간격이며, h_c는 도심으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다. h_p는 소성중립축으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재 열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다.

(3) 조립단면에서 플랜지 또는 다이아프램 플레이트에 대하여, 폭 b는 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접선간의 거리이다.

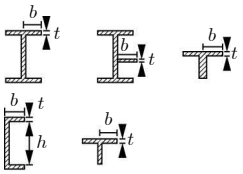
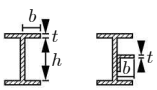
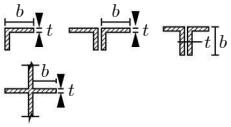
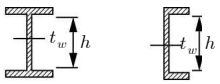
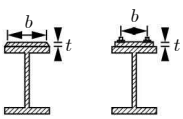
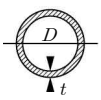
(4) 각형강관 단면의 플랜지에 대하여, 폭 b는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 웨브 사이의 순간격이다. 각형강관 단면의 웨브에 대하여, h는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격이다. 만일 모서리 반경을 알 수 없으면 b와 h는 각 외측 치수에서 두께의 3배를 감한 값으로 취한다. 여기서, t는 설계벽두께이다. 여기서 t는 전기저항용접 각형강관의 경우는 공칭벽두께의 0.93배, 서브머지드 아크용접 각형강관의 경우는 공칭벽두께를 사용한다.

(5) 유공커버플레이트의 경우, b는 인접한 연결재의 열간 수직거리이고 플레이트의 순단면적은 가장 넓은 구멍이 있는 곳에서 취한다.

4.2.1.1.3 압축판요소의 폭두께비

압축력을 받는 압축판요소의 비세장판 요소와 세장판 요소를 구분하는 폭두께비 한계값은 표 4.2-2에 따른다.

표 4.2−2 압축력을 받는 압축 판요소의 폭두께비

단면	구분	판요소에 대한 설명	폭두께비	폭두께비 한계값 λ_r (비세장/세장)	예
자유돌출판	1	− 압연 H형강의 플랜지 − 압연 H형강으로부터 돌출된 플레이트 − 서로 접한 쌍ㄱ형강의 돌출된 다리 − ㄷ형강의 플랜지 − T형강의 플랜지	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	− 용접 H형강의 플랜지 − 용접 H형강으로부터 돌출된 플레이트 또는 ㄱ형강 다리	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ 1)	
	3	− ㄱ형강의 다리 − 껄판을 낀 쌍ㄱ형강의 다리 − 그 외 모든 한쪽만 지지된 판 요소	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	− T형강의 스템	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
양연지지판	5	− 2축 대칭 H형강의 웨브와 ㄷ형강	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	− 균일한 두께를 갖는 각형강관과 박스의 벽	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	− 플랜지 커버플레이트 − 연결재 또는 용접선 사이의 다이아프램 플레이트	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	− 그 외 모든 양쪽이 지지된 판요소	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	− 원형강관	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

주 1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \le k_c \le 0.76$

4.2.2 유효좌굴길이와 세장비 제한

(1) 건축물 강구조와 일반 강구조의 경우, 유효좌굴길이계수 K와 기둥의 세장비(KL/r)의 산정은 표 4.2-4에 따른다. 압축력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비(KL/r)는 가급적 200을 넘지 않도록 한다.

(2) 교량 강구조의 경우, 압축부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

①주부재 : $KL/r \leq 120$

②가새 : $KL/r \leq 140$

여기서, L : 횡좌굴에 대한 비지지길이 (mm)

r : 단면2차반경 (mm)

K : 표 4.2.2-1에서 결정되는 유효좌굴길이계수

(3) 다음 조건을 만족할 때 회전반경은 단면의 일부를 제외한 가상단면으로 계산할 수 있다.

①실제 단면적과 회전반경에 의한 부재의 저항강도가 설계하중을 초과하고,

②감소된 단면적과 그 회전반경에 의한 가상부재의 저항강도가 설계하중을 초과할 경우

표 4.2-4 유효좌굴길이계수 K

기둥의 좌굴형태를 점선으로 표시	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
이론값	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
설계값	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
단부조건		회전고정 및 이동고정				
		회전자유 및 이동고정				
		회전고정 및 이동자유				
		회전자유 및 이동자유				

4.2.3 비세장판 단면을 가진 부재의 휨좌굴에 대한 압축강도

이 조항은 균일압축을 받는 비세장판 압축부재에 적용된다. 비틀림에 대한 비지지길이가 횡좌굴에 대한 비지지길이보다 큰 경우, H형강이나 그와 유사한 형상의 기둥의 설계는 4.2.4를 따른다. 공칭압축강도 P_n은 휨좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (4.2\text{-}1)$$

좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

(1) $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 또는 $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$인 경우

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad (4.2\text{-}2)$$

(2) $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 또는 $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$인 경우

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, F_e : 탄성좌굴해석을 통하여 구하는 탄성좌굴응력

$$= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \text{ (MPa)} \qquad (4.2\text{-}4)$$

A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

E : 강재의 탄성계수 (MPa)

K : 유효좌굴길이계수

L : 부재의 횡좌굴에 대한 비지지길이 (mm)

r : 좌굴축에 대한 단면2차반경 (mm)

4.2.4 비세장판 단면을 가진 부재의 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴에 대한 압축강도

1축대칭 부재, 비대칭 부재, 균일압축을 받는 비세장판 요소를 가진 +형 또는 조립기둥과 같은 2축대칭 부재에 적용한다. 그리고 비틀림에 대한 비지지길이가 횡좌굴에 대한 비지지길이를 초과할 경우 비세장판 요소를 가진 모든 2축대칭 부재에 적용된다. 또한 $b/t > 20$인 단일ㄱ형강 부재의 경우에도 적용된다.

공칭압축강도 P_n은 비틀림좌굴과 휨비틀림좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (4.2\text{-}5)$$

좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

(1) 쌍ㄱ형강과 T형강 압축부재의 경우

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서 F_{cry}는 y축대칭에 대한 휨좌굴에 대해서는 식 (4.2-2)와 식 (4.2-3)에서 구한 F_{cr} 값, T형강 압축부재에 대해서는 $\frac{KL}{r} = \frac{K_y L}{r_y}$, 쌍ㄱ형강 압축부재에 대해서는 4.2.6으로부터 $\frac{KL}{r} = \left(\frac{KL}{r}\right)_m$ 을 사용한다.

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \overline{r_0}^2} \qquad (4.2\text{-}7)$$

(2) 다른 모든 경우

F_{cr} 값은 다음에서 산정되는 탄성비틀림좌굴응력과 탄성휨비틀림좌굴응력 F_e를 사용하여, 식 (4.2-2)와 식 (4.2-3)에 따라 산정한다.

① 2축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \qquad (4.2\text{-}8)$$

② y축에 대칭인 1축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \qquad (4.2\text{-}9)$$

③ 비대칭 부재의 경우 다음 방정식의 해 중 가장 작은 해를 F_e로 사용한다.

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{\overline{r_0}}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\overline{r_0}}\right)^2 = 0 \qquad (4.2\text{-}10)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

C_w : 뒤틀림상수 (mm^6)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{A_g \overline{r_0}^2}$$

G : 강재의 전단탄성계수

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\overline{r_0}^2}$$

I_x, I_y : 주축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

J : 비틀림상수 (mm^4)

K_x : x축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_y : y축에 대해서 휨좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_z : z축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

$\overline{r_0}$: 전단중심에 대한 극2차반경 (mm)

$$\overline{r_0}^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

r_x : x축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_y : y축에 대한 단면2차반경 (mm)

x_0, y_0 : 단면의 도심에서 전단중심까지의 거리(mm)

2축대칭 H형단면의 경우, $C_w = I_y h_0^2/4$ 값을 사용할 수 있다. 여기서, h_0는 플랜지 도심 간의 거리를 나타낸다. T형강과 쌍ㄱ형강의 경우, F_{ez}를 계산할 때 C_w를 포함한 항을 삭제하고 x_0를 0으로 놓는다.

4.2.5 단일ㄱ형강 압축부재

단일ㄱ형강 부재의 공칭압축강도 P_n은 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 규정한 유효세장비 KL/r을 사용하여 4.2.3 또는 4.2.7에 따라 산정한다. $b/t > 20$인 단일ㄱ형강 부재는 4.2.4에 따라 산정한다.
단일ㄱ형강 압축부재가 하나의 다리를 통하여 양단에서 압축력을 받고, 용접이나 최소한 2개의 볼트로 접합되고, 부재 중간에 횡하중을 받지 않는다면, 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 규정한 유효세장비 중 하나를 사용하여 압축부재를 평가할 때 단일ㄱ형강의 편심에 대한 효과는 무시할 수 있다.
단일ㄱ형강이 긴 다리와 짧은 다리의 비가 1.7 이상 또는 부재중간에 횡하중을 받고, 4.2.5(1) 또는 4.2.5(2)에 설명된 조건과 다른 단부조건일 경우 축력과 휨의 조합된 힘을 받는 부재에 대한 4.4의 규정에 따른다.

(1) 등변ㄱ형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변ㄱ형강이 단일 부재이거나 또는 평면트러스의 웨브재로 인접한 웨브재와 거셋플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우

① $0 \le \frac{L}{r_x} \le 80$일 때

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_x} \qquad (4.2\text{-}11)$$

② $\frac{L}{r_x} > 80$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_x} \leq 200 \qquad (4.2\text{-}12)$$

부등변ㄱ형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 ㄱ형강의 짧은 다리가 접합되면, 식 (4.2-11)과 식 (4.2-12)에 $4\left[(b_l/b_s)^2 - 1\right]$를 더하여 KL/r을 산정한다. 다만, 이 값은 $0.95L/r_z$ 이상이어야 한다.

(2) 등변ㄱ형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변ㄱ형강이 박스형 또는 입체트러스의 웨브재로 인접한 웨브재와 거셋플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우

① $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8\frac{L}{r_x} \qquad (4.2\text{-}13)$$

② $\frac{L}{r_x} > 75$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \qquad (4.2\text{-}14)$$

부등변ㄱ형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 ㄱ형강의 짧은 다리가 접합되면 식 (4.2-13)과 식 (4.2-14)에 $6\left[(b_l/b_s)^2 - 1\right]$를 더하여 KL/r을 산정한다. 다만, 이 값은 $0.82L/r_z$ 이상이어야 한다.

여기서, L : 부재길이 (mm)

b_l : ㄱ형강의 긴 쪽 다리의 길이 (mm)

b_s : ㄱ형강의 짧은 쪽 다리의 길이 (mm)

r_x : 접합된 다리와 평행한 축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

4.2.6 조립 압축재

4.2.6.1 압축강도

볼트나 용접으로 접합되거나 또는 유공커버플레이트나 타이플레이트를 갖는 가새와 접합된 개단면을 1개 이상 갖고 있는 2개의 부재로 구성된 조립부재에 적용한다. 단부 연결은 용접되거나 클라스 A 또는 B 접촉면의 프리텐션볼트로 연결된다.

볼트나 용접으로 접합된 2개의 부재로 구성된 조립재의 공칭압축강도는 아래와 같이 수정하여 4.2.3, 4.2.4 또는 4.2.7에 따라 산정한다. 만일 좌굴모드가 각 개별부재간의 접합재에 전단력을 발생시키는 상대변형을 포함하고 있다면 KL/r 대신에 아래와 같이 계산된 $(KL/r)_m$ 을 사용한다.

(1) 1차조임의 볼트로 접합된 경우

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (4.2\text{-}15)$$

(2) 용접이나 볼트로 접합된 경우

① $\frac{a}{r_i} \le 40$일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (4.2\text{-}16)$$

② $\frac{a}{r_i} > 40$일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (4.2\text{-}17)$$

여기서, $\left(\frac{KL}{r}\right)_m$: 조립부재의 수정된 기둥세장비

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$: 고려하는 좌굴방향으로 단일부재로 거동하는 조립부재의 세장비

K_i= 0.5 (서로 맞닿은 ㄱ형강일 경우)

= 0.75 (서로 맞닿은 ㄷ형강일 경우)

= 0.86 (다른 모든 경우)

a : 접합재 사이의 길이 (mm)

r_i : 개별부재의 최소 단면2차반경 (mm)

4.2.6.2 치수 요구조건

(1) 2개 이상의 형강들로 구성된 압축부재의 개별 구성요소들은 연결재 사이의 각 형강의 유효세장비 Ka/r_i가 조립부재의 최대세장비 KL/r의 3/4배를 초과하지 않도록 간격 a로 서로 접합한다. 여기서 r_i는 각 구성요소의 최소 곡률반경이다.

(2) 기초판 또는 완성된 면을 지압하는 조립 압축부재의 단부에서는 서로 접촉된 모든 구성요소들을 부재의 최대폭보다 길게 용접하거나, 부재 최대폭의 1.5배 이상의 구간에 대하여 길이방향으로 볼트직경의 4배 이하 간격으로 볼트접합한다.

(3) 단부 접합부 사이의 조립 압축부재의 길이를 따라 단속용접 또는 볼트접합의 길이방향 간격은 소요강도를 전달하기에 적절해야 한다. 연속적으로 접촉하는 판과 형강 또는 2개의 판요소들을 접합하는 연결재의 길이방향 간격에 대한 제한조건은 KDS 14 31 25(4.1.1.10)에 규정하고 있다. 조립 압축부재가 구성요소로서 커버플레이트를 가질 경우, 구성요소의 모서리를 따라 단속용접할 때 그 최대간격 또는 각 단면의 모든 게이지선에서 연결재의 최대간격은 가장 얇은 커버플레이트 두께의 $0.75\sqrt{E/F_y}$ 배 그리고 305 mm 이하로 한다. 연결재가 불규

칙배치될 경우 각 게이지선에서 연결재의 최대간격은 가장 얇은 커버플레이트 두께의 $1.12\sqrt{E/F_y}$ 배 그리고 460 mm 이하로 한다.

판 또는 형강으로 조립한 압축부재의 개단면에는 일련의 작업구멍을 갖는 연속된 유공커버플레이트가 적용될 수 있다. 4.2.1.1에 규정한 유공커버플레이트의 비지지폭은 작업 개구부에서 다음의 요구조건을 만족할 때 설계강도 계산에 고려된다.

① 폭두께비는 4.2.1.1의 제한조건을 만족해야 한다. 표 4.2-2의 7번 경우에는 폭 b를 가장 가까운 연결재 열간 횡거리로 폭두께 한계비에 사용하면 보수적이다. 판의 순단면적은 가장 큰 구멍이 있는 곳에서 취한다. 이러한 방법 대신에 폭두께 한계비는 해석을 통해 결정될 수 있다.

② 응력방향의 개구부의 길이는 개구부 폭의 2배 이하로 한다.

③ 응력방향의 개구부 순거리는 가장 가까운 연결재 열 간 또는 용접선 간의 횡거리보다 길어야한다.

④ 개구부의 둘레 모든점에서의 곡률반경은 38 mm 이상으로 한다.

(4) 유공커버플레이트의 대안으로써, 래티스 설치에 지장이 있는 경우 단부와 중간부에 띠판을 설치할 수 있다. 띠판은 단부에 가깝게 설치하는 것이 실용적이다. 단부 띠판 폭은 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재 열 간 또는 용접선 간 거리보다 길어야 하고, 중간부 띠판 폭은 이 거리의 1/2 이상이어야 한다. 띠판 두께는 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재 열간 또는 용접선 간 거리의 1/15 이상이어야 한다. 띠판을 접합하는 각 용접선의 길이는 띠판 길이의 1/3 이상이어야 한다. 띠판에서 응력방향으로 볼트간격은 볼트직경의 6배보다 작아야 하며, 띠판은 각 구성요소에 3개 이상의 연결재로 접합되어야 한다.

(5) 평강, ㄱ형강, ㄷ형강 및 기타형강이 래티스로 사용되며, 이 래티스의 간격은 부재의 플랜지 요소의 세장비 L/r이 부재전체의 최대세장비의 3/4를 초과하지 않도록 한다. 래티스는 조립부재 설계압축강도의 2%와 같은 전단강도를 부재축에 수직하게 갖도록 배치해야 한다. 단일 래티스부재 세장비 L/r은 140 이하로 하고, 복 래티스의 경우에는 200 이하로 한다. 복 래티스부재들은 교차부분에서 연결되어야 한다. 압축을 받는 래티스부재의 길이 L은 단일 래티스의 경우 주부재와 래티스를 접합하는 용접 또는 연결재 사이의 래티스 비지지길이이고, 복 래티스의 경우 이 거리의 70%로 한다.

부재의 축에 대한 래티스부재의 경사각은 단일 래티스의 경우 60°, 복 래티스의 경우 45° 이상이어야 한다. 부재의 플랜지에서 용접선 간 또는 연결재 간 거리가 380 mm 이상이면, 래티스를 복 래티스로 하거나 ㄱ형강으로 하는 것이 바람직하다.

4.2.7 세장판단면을 갖는 압축부재

균일압축을 받는 단면에 대하여 4.2.1.1에서 정의된 것처럼 세장판단면을 갖는 압축부재에 적용한다. 공칭압축강도 P_n은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴 한계상태 중 가장 작은 값으로 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (4.2\text{-}18)$$

좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

(1) $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ 또는 $\frac{QF_y}{F_e} \le 2.25$일 경우

$$F_{cr} = Q\left[0.658^{\frac{QF_y}{F_e}}\right]F_y \qquad (4.2\text{-}19)$$

(2) $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ 또는 $\frac{QF_y}{F_e} > 2.25$일 경우

$$F_{cr} = 0.877F_e \qquad (4.2\text{-}20)$$

여기서, F_e : 탄성좌굴응력, 2축대칭 부재는 식 (4.2-4)와 식 (4.2-8), 1축대칭 부재는 식 (4.2-4)와 식 (4.2-5), 비대칭 부재는 식 (4.2-6), 그리고 $b/t > 20$인 단일ㄱ형강은 식 (4.2-4)를 사용하여 산정한다.

Q : 모든 세장 압축요소를 고려하는 순감소계수로서, 균일압축을 받는 단면에 대해 4.2.1.1에서 정의된 것처럼 세장판요소가 없는 부재는 1.0, 세장판요소를 갖는 부재는 $Q_s Q_a$로 산정한다. 세장한 자유돌출판으로만 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s (Q_a = 1.0)$, 세장한 양연지지판으로만 조합된 경우, $Q = Q_a (Q_s = 1.0)$, 양연지지판과 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s Q_a$로 산정한다. 여러 개의 세장한 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, 더 세장한 판으로 구해진 작은 Q_s를 사용하는 것이 보수적이다.

4.2.7.1 세장한 자유돌출판

세장한 자유돌출판의 저감계수 Q_s는 다음과 같이 산정한다.

(1) 압연기둥 또는 다른 압축부재로부터 돌출된 플랜지, ㄱ형강 및 플레이트

① $b/t \le 0.56\sqrt{E/F_y}$일 경우

$$Q_s = 1.0 \qquad (4.2\text{-}21)$$

② $0.56\sqrt{E/F_y} < b/t < 1.03\sqrt{E/F_y}$일 경우

$$Q_s = 1.415 - 0.74\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad (4.2\text{-}22)$$

③ $b/t \geq 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2\text{-}23)$$

(2) 조립된 H형강 기둥 또는 다른 압축부재로부터 돌출된 플랜지, ㄱ형강 및 플레이트

① $b/t \leq 0.64\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2.\text{-}24)$$

② $0.64\sqrt{Ek_c/F_y} < b/t \leq 1.17\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.415 - 0.65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (4.2\text{-}25)$$

③ $b/t > 1.17\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2\text{-}26)$$

여기서, b : 4.2.1.1에서 정의된 자유돌출판의 폭 (mm)

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 < k_c \leq 0.76$

t : 부재의 두께 (mm)

(3) 단일ㄱ형강

① $b/t \leq 0.45\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2\text{-}27)$$

② $0.45\sqrt{E/F_y} < b/t \leq 0.91\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.2\text{-}28)$$

③ $b/t > 0.91\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.2\text{-}29)$$

여기서, b : ㄱ형강의 가장 긴 다리의 폭 (mm)

(4) T형강의 스템

① $d/t \leq 0.75\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (4.2\text{-}30)$$

② $0.75\sqrt{E/F_y} < d/t \leq 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.908 - 1.22\left(\frac{d}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad (4.2\text{-}31)$$

③ $d/t > 1.03\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{d}{t}\right)^2} \qquad (4.2\text{-}32)$$

여기서, d : T형강의 공칭높이 (mm)

`

4.2.7.2 세장한 양연지지판

세장한 양연지지판의 저감계수 Q_a는 다음과 같이 산정한다.

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} \qquad (4.2\text{-}33)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

A_e : 감소된 유효폭 b_e를 고려하여 산정한 유효단면적의 합 (mm^2)

감소된 유효폭 b_e는 다음과 같이 산정한다.

(1) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형 단면의 플랜지를 제외하고, 균일압축을 받는 세장판 단면 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \qquad (4.2\text{-}34)$$

여기서, f는 $Q=1.0$일 때의 F_{cr}의 값이다.

(2) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형의 세장판 단면의 플랜지 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \qquad (4.2\text{-}35)$$

여기서, $f = P_n/A_e$. 반복계산을 요하는 $f = P_n/A_e$를 구하는 대신, f는 F_y와 같다고 할 수 있다. 이 경우에는 기둥의 유효강도를 약간 보수적으로 추정한다.

(3) 축력을 받는 원형단면 $0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$ 일 경우

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \qquad (4.2\text{-}36)$$

여기서, D : 원형강관의 외경 (mm)

t : 부재의 두께 (mm)

4.2.8 합성부재

압연형강, 용접형강 또는 강관이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 합성 부재에 적용한다.

4.2.8.1 일반사항

합성부재를 포함하는 구조물의 부재 및 접합부에 작용하는 하중을 산정할 때는 작용하중 단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려해야 한다.

4.2.8.1.1 콘크리트와 철근

합성구조에 사용된 콘크리트와 철근에 관련된 설계, 배근상세 및 재료성질은 KDS 14 20 00에 따른다. 추가적으로, 다음의 예외사항 및 제한사항을 준용한다.

(1) KDS 14 20 00 중 아래 내용에 대해 제외한다.
① 기둥 및 접합부 철근의 특별 배치상세 중 강재 심부에 대한 사항
② 합성 콘크리트 압축부재의 설계에 관한 사항
③ 내진설계 시 특별 고려사항

(2) 콘크리트와 철근의 재료강도에 대한 제한사항은 4.2.8.1.3을 따른다.

(3) 횡방향 철근에 대한 구조 제한사항은 4.2.8.2.1.1(2)와 KDS 14 20 50을 따른다.

(4) 매입형 합성부재에서 길이방향 철근의 최소철근비는 4.2.8.2.1.1(3)을 따른다.

(5) KDS 14 20 00에 따라 설계된 콘크리트와 철근의 설계는 한계상태설계법의 하중조합에 따른다.

4.2.8.1.2 합성단면의 공칭강도

합성단면의 공칭강도는 소성응력분포법과 변형률적합법에 따라 결정한다. 합성단면의 공칭강도를 결정하는데 있어 콘크리트의 인장강도는 무시한다. 4.2.8.1.4에 정의된 충전형 합성부재는 국부좌굴의 영향을 고려해야 한다. 매입형 합성부재는 국부좌굴을 고려할 필요가 없다.

4.2.8.1.2.1 소성응력분포법

소성응력분포법에서는 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트는 축력과/또는 휨으로 인한 압축으로 $0.85f_{ck}$의 응력에 도달한 것으로 가정하여 공칭강도를 계산한다. 충전형 원형강관 합성기둥의 콘크리트가 축력과 휨, 축력 또는 휨으로 인한 압축응력을 받는 경우 구속효과를 고려한다. 원형강관의 구속효과를 고려한 콘크리트의 소성압축응력은 축압축력을 받는 원형 충전강관 기둥부재에서는 $0.85\left(1+1.56\frac{f_y t}{D_c f_{ck}}\right)f_{ck}$로 하고, 축압축력을 받지 않는 원형 충전강관 휨부재에서는 $0.95f_{ck}$로 한다.

4.2.8.1.2.2 변형률적합법

변형률적합법에서는 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포한다고 가정하며 콘크리트의 최대 압축변형률을 0.003으로 가정한다. 강재 및 콘크리트의 응력-변형률관계는 공인된 실험을 통해 구하거나 유사한 재료에 대한 공인된 결과를 사용한다.

4.2.8.1.3 재료강도 제한

합성구조에 사용되는 구조용 강재, 철근 및 콘크리트는 실험 또는 해석으로 검증되지 않을 경우 다음과 같은 제한조건들을 만족해야 한다.

(1) 설계강도의 계산에 사용되는 콘크리트의 설계기준 압축강도는 21 MPa 이상이어야 하며 70 MPa를 초과할 수 없다. 경량 콘크리트의 경우에는 설계기준 압축강도는 21 MPa 이상이어야 하며 42 MPa를 초과할 수 없다.

(2) 합성기둥의 강도를 계산하는 데 사용되는 구조용 강재 및 철근의 설계기준 항복강도는 650 MPa를 초과할 수 없다. 다만, 매입형 합성기둥의 강도산정은 합성부재 4.2.8.2을 따른다.

(3) 교량의 합성기둥인 경우, 강재의 단면적이 전체단면의 4% 이상일 때에는 4.2.8.2.1.2의 규정에 의해 압축강도를 결정한다. 강재 또는 강판의 단면적이 전체단면적의 4% 이하일 경우에는 철근콘크리트 기둥으로 계산한다. 콘크리트의 압축강도는 21 MPa 이상 55 MPa 이하로 한다. 공칭압축강도 계산을 위한 강재의 길이방향 철근의 항복강도는 420 MPa를 넘지 않도록 한다.

4.2.8.1.4 국부좌굴에 대한 충전형 합성단면의 분류

압축력을 받는 충전형 합성부재의 단면은 조밀, 비조밀, 세장요소(표 4.2-5를 참조)로 분류한다. 충전형 합성단면의 압축 강재요소 중 최대 폭두께비가 λ_p를 초과하지 않는다면 조밀로 분류한다. 하나 또는 그 이상의 압축 강재요소의 최대 폭두께비가 λ_p를 초과하고 λ_r를 초과하지 않는다면 비조밀로 분류한다. 압축 강재요소 중에서 최대 폭두께비가 λ_r를 초과하는 요소가 있으면 세장으로 분류한다. 최대 허용 폭두께비는 표 4.2-5를 따른다.
각형강관과 원형강관의 폭(b) 또는 직경(D)과 두께(t)에 대한 정의는 표 4.2-2를 참고한다.

표 4.2−5 압축력을 받는 충전형 합성부재 압축 강재요소의 폭두께비 제한 (4.2.8.2.2에 사용)

구분	폭두께비	λ_p 조밀/비조밀	λ_r 비조밀/세장	λ_{max} 최대허용
각형강관[1)]	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
원형강관	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주 1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄.

4.2.8.2 축력을 받는 부재

이 규정은 매입형 합성부재와 충전형 합성부재에 적용한다.

4.2.8.2.1 매입형 합성부재

4.2.8.2.1.1 구조제한

매입형 합성기둥 부재는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 강재 코아의 단면적은 합성부재 총단면적의 1% 이상으로 한다.

(2) 강재 코아를 매입한 콘크리트는 연속된 길이방향 철근과 띠철근 또는 나선철근으로 보강되어야 한다. 횡방향 철근의 중심간 간격은 직경 D10의 철근을 사용할 경우에는 300 mm 이하, 직경 D13 이상의 철근을 사용할 경우에는 400 mm 이하로 한다. 이형철근망이나 용접철근을 사용하는 경우에는 앞의 철근에 준하는 등가단면적을 가져야 한다. 또한 횡방향 철근의 최대간격은 강재코어의 설계항복강도가 450 MPa 이하일 경우에는 부재단면에서 최소크기의 0.5배를 초과할 수 없으며 강재코어의 설계기준 항복강도가 450 MPa를 초과하는 경우는 부재단면에서 최소크기의 0.25배를 초과할 수 없다.

(3) 연속된 길이방향 철근의 최소철근비 ρ_{sr}는 0.004로 하며 다음과 같은 식으로 구한다.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad (4.2\text{-}37)$$

여기서, A_{sr} : 연속 길이방향 철근의 단면적 (mm^2)

A_g : 합성부재의 총단면적 (mm^2)

(4) 교량의 매입형 합성기둥 부재인 경우, 합성단면은 최소한 하나의 대칭축을 가져야 하고 콘크리트로 둘러싸인 강재 단면은 길이방향 및 횡방향으로 보강해야 한다. 보강방법에 대해서는 콘크리트 단면의 설계규정을 따르고, 횡방향 띠철근 간격은 다음을 초과할 수 없다.

① 길이방향 철근지름의 16배

② 띠철근 지름의 48배

③ 합성단면 최소변길이의 1/2

4.2.8.2.1.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 매입형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$은 기둥세장비에 따른 휨좌굴 한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$\phi_c = 0.75$$

(1) $\frac{P_{no}}{P_e} \le 2.25$ 인 경우

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{\left(\frac{P_{no}}{P_e}\right)}\right] \qquad (4.2\text{-}38)$$

(2) $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ 인 경우

$$P_n = 0.877 P_e \quad (4.2\text{-}39)$$

여기서, $P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f_{ck} A_c$ (4.2-40)

P_e : 탄성임계좌굴하중

$= \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$ (4.2-41)

A_s : 강재 단면적 (mm^2)

A_c : 콘크리트 단면적 (mm^2); 단, 강재코어의 설계기준 항복강도가 450 MPa를 초과할 경우는 $A_c = A_{ce}$ 로 해야 한다.

A_{ce} : 피복두께와 띠철근 직경을 제외한 심부콘크리트 유효단면적 (mm^2)

A_{sr} : 연속된 길이방향철근의 단면적 (mm^2)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa)

E_{sr} : 철근의 탄성계수 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

F_y : 강재의 설계기준 항복강도 (MPa)

F_{ysr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

I_c : 콘크리트 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_s : 강재 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{sr} : 철근단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

K : 부재의 유효좌굴길이계수

L : 부재의 횡지지길이 (mm)

P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (4.2-40), 충전형 합성부재는 식 (4.2-46)에 의해 구한다.

w_c : 콘크리트의 단위체적 당 무게 ($1{,}500 \le w_c \le 2{,}500 kg/m^3$)

EI_{eff} : 합성단면의 유효강성 ($N \cdot mm^2$). 단, 설계기준강도가 450MPa 초과하여도 콘크리트 전체단면적(A_c)을 사용한다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (4.2\text{-}42)$$

$$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \le 0.3 \quad (4.2\text{-}43)$$

여기서, C_1는 매입형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

4.2.8.2.1.3 인장강도

매입형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$는 항복한계상태로부터 다음과 같이 구하며 강도저항계수 $\phi_t = 0.90$을 적용한다.

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \quad (4.2\text{-}44)$$

4.2.8.2.1.4 상세요구사항

(1) 강재코어와 길이방향 철근의 최소 순간격은 철근직경의 1.5배 이상 또는 40 mm 중 큰 값으로 한다.

(2) 플랜지에 대한 콘크리트 순피복두께는 플랜지폭의 1/6 이상으로 한다.

(3) 합성단면이 2개 이상의 형강재를 조립한 단면인 경우 형강재들은 콘크리트가 경화하기 전에 가해진 하중에 의해 각각의 형강재가 독립적으로 좌굴하는 것을 막기 위해 띠판 등과 같은 부재들로 서로 연결해야 한다.

4.2.8.2.2 충전형 합성부재

4.2.8.2.2.1 구조제한

강관의 단면적은 합성기둥 총단면적의 1% 이상으로 한다.
충전형 합성부재는 4.2.8.1.4에 따라서 국부좌굴효과를 고려하여 분류한다.

4.2.8.2.2.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 충전형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 4.2.8.2.1.2에 따라 휨좌굴 한계상태로부터 구하며 다음 식을 사용한다.

(1) 조밀단면

$$P_{no} = P_p \tag{4.2-45}$$

여기서, $P_p = F_y A_s + C_2 f_{ck}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_{sr}}{E_c}\right)$ (4.2-46)

C_2 : 사각형 단면에서는 0.85, 원형 단면에서는 $0.85\left(1+1.56\frac{F_y t}{D_c f_{ck}}\right)$,

$D_c = D - 2t$

t : 강관의 두께

(2) 비조밀단면

$$P_{no} = P_p - (P_p - P_y)\frac{(\lambda - \lambda_p)^2}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \tag{4.2-47}$$

여기서, λ, λ_p와 λ_r은 표 4.2-5의 폭(직경)두께비 제한값이며,
P_p는 식 (4.2-46)에 의해 결정된다.

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_{ck}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_{sr}}{E_c}\right) \tag{4.2-48}$$

(3) 세장단면

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_{ck}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_{sr}}{E_c}\right) \tag{4.2-49}$$

여기서,

① 사각형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \quad (4.2\text{-}50)$$

② 원형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{[(D/t)(F_y/E_s)]^{0.2}} \quad (4.2\text{-}51)$$

합성단면의 유효강성은 다음 식으로 구한다.

$$EI_{eff} = E_sI_s + E_{sr}I_{sr} + C_3E_cI_c \quad (4.2\text{-}52)$$

여기서, C_3는 충전형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

$$C_3 = 0.6 + 2\left[\frac{A_s}{A_c + A_s}\right] \le 0.9 \quad (4.2\text{-}53)$$

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

4.2.8.2.2.3 인장강도

충전형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$은 항복한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$P_n = F_yA_s + F_{ysr}A_{sr} \quad (4.2\text{-}54)$$

$$\phi_t = 0.90$$

4.2.8.2.3 전단강도

충전형 및 매입형 합성부재의 설계전단강도 $\phi_v V_n$은 다음 중에서 1가지 방법으로 구한다.

(1) 강재 단면 만의 설계전단강도

(2) KDS 14 20 22에 따른 철근콘크리트 만의 전단강도. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

단, 무근콘크리트로 채운 충전형 합성부재는 KDS 14 20 00에 따른다.

(3) 강재 단면의 공칭전단강도와 KDS 14 20 00에 따른 철근의 공칭전단강도의 합으로 한다. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

4.2.8.2.4 하중전달

4.2.8.2.4.1 일반요구사항

(1) 외력이 매입형 합성부재 또는 충전형 합성부재에 축방향으로 가해질 때, 부재로의 힘 도입과 부재 안에서의 길이방향 전단력의 전달은 이 조항에 있는 힘의 분배에 대한 요구사항에 따라 평가한다.

(2) 4.2.8.2.4.3에 따라 결정된 적절한 힘 전달기구의 설계강도 ϕR_n은 4.2.8.2.4.2에서 구한 길이방향 소요전단력 V_r' 이상이어야 한다.

4.2.8.2.4.2 힘의 분배

강재와 콘크리트 간에 전달되어야 할 힘의 크기는 다음 요구사항에 따른 외력의 분배로 한다.

(1) 외력이 강재 단면에 직접 가해지는 경우

모든 외력이 강재 단면에 직접 가해지는 경우, 콘크리트에 전달되어야 할 힘 V_r'은 다음과 같이 구한다.

$$V_r' = P_r(1 - F_y A_s / P_{no}) \qquad (4.2\text{-}55)$$

여기서, P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (4.2-40), 충전형 합성부재는 식 (4.2-45)에 의해 구한다.

P_r : 합성부재에 가해지는 소요외력 (N)

(2) 외력이 콘크리트에 직접 가해지는 경우

모든 외력이 피복 콘크리트 또는 충전 콘크리트에 직접 가해지는 경우, 강재에 전달되어야 할 힘 V_r'은 다음과 같이 구한다.

$$V_r' = P_r(F_y A_s / P_{no}) \qquad (4.2\text{-}56)$$

(3) 외력이 강재 단면과 콘크리트에 동시에 가해지는 경우

외력이 강재 단면과 매입 콘크리트 또는 충전 콘크리트에 동시에 가해지는 경우, 콘크리트에서 강재 또는 강재에서 콘크리트로 전달되어야 할 힘 V_r'은 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 P_{rs}와 식 (4.2-56)에서 산정한 힘 V_r'과의 차이로 한다.

$$V_r' = P_{rs} - P_r(F_y A_s / P_{no}) \qquad (4.2\text{-}57)$$

여기서, P_{rs} : 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 힘 (N)

4.2.8.2.4.3 힘 전달기구

직접부착작용, 전단열결 및 직접지압에 의한 힘 전달기구의 공칭강도 R_n은 다음 규정에 따라 산정된다. 이 중에서 가장 큰 공칭강도의 힘 전달기구를 사용할 수 있으나, 이러한 힘 전달기구들은 중첩하여 사용할 수 없다.

길이방향 전단력 V_r'이 직접부착강도에 의한 설계전단강도를 초과할 경우에는 (1) 또는 (2)에 의한 힘의 전달기구를 사용하여야 한다.

(1) 직접지압강도

힘이 내부지압기구에 의한 직접지압에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 설계지압강도는 다음과 같이 콘크리트압괴의 한계상태로부터 구한다.

$$R_n = 1.7 f_{ck} A_1 \qquad (4.2\text{-}58)$$

$$\phi_B = 0.65$$

여기서, A_1 : 관통 거셋플레이트 또는 베어링 플레이트 등의 하부 지압면적(mm^2)

(2) 전단접합

힘이 전단접합에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_c = \Sigma Q_{cv} \qquad (4.2\text{-}59)$$

여기서, ΣQ_{cv} : 4.2.8.2.4.4에 정의한 하중도입부 길이 안에 배치된 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단 연결재의 설계전단강도 ϕQ_{nv}의 합 (N); 스터드 전단연결재의 ϕQ_{nv}는 4.2.8.2.5.2로부터, ㄷ형강 전단연결재의 ϕQ_{nv}는 4.2.8.2.5.3으로부터 구한다.

(3) 직접부착강도

힘이 직접부착작용에 의해 충전형 합성부재 및 매입형 합성부재에 전달되는 경우, 강재와 콘크리트 사이의 설계부착강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_n = U_{in} L_{in} F_{in} \qquad (4.2\text{-}60)$$

$$\phi = 0.45$$

여기서, R_n : H형강 또는 강관의 전둘레 길이와 하중도입부의 길이에 해당하는 공칭부착강도 (N)

U_{in} : H형강 또는 강관의 둘레길이 (mm)

L_{in} : 4.2.8.2.4.4에서 규정한 하중도입부의 길이 (mm)

F_{in} : 표 4.2-6에서 규정된 공칭부착응력 (MPa)

표 4.2-6의 공칭부착응력은 콘크리트와 접하는 강재단면 표면에 도장, 기름, 윤활유 및 녹 등이 없는 경우에 가정된 값이다.

표 4.2−6 공칭부착응력, F_{in}

단면 종류		$F_{\in}$, MPa
콘크리트에 완전히 매입된 강재단면		0.66
콘크리트충전 각형강관 단면	조밀단면	0.40
	비조밀, 세장단면	0.40
콘크리트충전 원형강관 단면	조밀단면	1.22
	비조밀, 세장단면	0.40

※ 일반적이지 않은 형상은 별도의 실험으로 증명한 공칭부착응력을 사용할 수 있다.

표 4.2-6에 주어진 콘크리트에 완전 매입된 H형강 단면의 공칭부착응력 F_{in}은 플랜지에 대한 콘크리트의 최소 유효 피복두께가 40 mm이고 4.2.8.2.1.5의 (1)과 (2)를 만족하고, 4.2.8.2.1.1에 따른 횡방향 철근과 길이방향 철근이 있는 단면에 적용할 수 있다. 플랜지에 대한 유효 피복두께가 더 두껍고, 플랜지의 피복 콘크리트를 충분히 구속시킬 수 있는 횡방향 철근과 길이방향 철근이 있는 경우에는 좀 더 높은 부착응력 값을 사용할 수 있다. 피복두께를 고려한 공칭부착응력은 실험으로 증명되지 않는 한, $\beta_c F_{in}$ 값을 사용하여야 하며, β_c는 식 (4.2-61)에 의해 결정한다.

$$\beta_c = 1 + 0.02\, c_e \left(1 - \frac{40}{c_e}\right) \leq 2.5 \qquad (4.2\text{-}61)$$

여기서, c_e : 플랜지면에 대한 콘크리트의 유효 피복두께 (mm). 유효 피복두께는 플랜지 면에 대한 콘크리트의 순피복 두께에서 띠철근의 외부 면에 대한 순피복 두께를 제외한 두께로 한다.

4.2.8.2.4.4 상세요구사항

(1) 매입형 합성부재

① 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 하중도입부의 길이 안에 배치한다. 하중도입부의 길이는 하중작용방향으로 합성부재 단면의 최소폭의 2배와 부재길이의 1/3 중 작은 값 이하로 한다. 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 강재 단면의 축에 대해 대칭인 형태로 최소한 2면 이상에 배치한다.

② 하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 4.2.8.2.5에 따른다.

(2) 충전형 합성부재

① 길이방향 전단력을 전달하기 위한 강재 전단연결재는 하중도입부의 길이 안에 배치한다. 하중도입부의 길이는 하중작용방향으로 합성부재 단면의 최소폭의 2배와 부재길이의 1/3 중 작은 값 이하로 한다.

② 하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 4.2.8.2.5에 따른다.

4.2.8.2.4.5 하중도입부 이외 구간의 길이방향 전단력

① 부재의 직각방향 하중 또는 단부모멘트 또는 직각방향 하중과 단부모멘트에 의해 발생되는 하중도입부 이외 구간에서의 콘크리트와 강재 사이 접촉면의 길이방향 소요 전단응력 분포를 확인해야 한다. 길이방향 소요전단응력이 표 4.2-6의 값에 강도저감계수 $\phi = 0.45$를 곱한 설계전단응력 ϕF_{in}을 초과하는 경우에는 4.2.8.2.5에 따라서 전단연결재로 보강해야 한다.

② 보다 정밀한 방법에 의하지 않는 한, 접촉면에서의 길이방향 소요전단응력은 콘크리트의 장기효과와 균열을 고려한 탄성해석에 의해 구한 값을 사용할 수 있다.

4.2.8.2.5 강재 전단연결재

4.2.8.2.5.1 일반사항

이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 KDS 14 20 00을 사용할 수 있다.

(1) 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.

(2) 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 공칭강도는 KDS 14 20 00을 따른다.

(3) 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경의 1.6배 이상으로 한다.

(4) 표 4.2-7은 각 하중조건에 대한 스터드 전단연결재의 최소 길이 / 직경비를 나타낸 것이다.

표 4.2−7 스터드 전단연결재의 최소 길이/직경비

하중조건	보통콘크리트	경량콘크리트
전단	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
인장	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
전단과 인장의 조합력	$h/d \geq 8$	*

h/d : 몸체직경에 대한 스터드 전단연결재의 길이의 비

*: 경량콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 KDS 14 20 00에 따른다.

4.2.8.2.5.2 스터드 전단연결재의 전단강도

(1) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \qquad (4.2\text{-}62)$$

$$\phi_v = 0.65$$

여기서, Q_{nv} : 스터드 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

A_{sa} : 스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 스터드 전단연결재의 설계기준인장강도 (MPa)

(2) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도인 경우, 스터드 전단연결재 1개에 대한 설계전단강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

① 스터드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스터드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv}는 식 (4.2-62)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.3 스터드 전단연결재의 인장강도

(1) 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스터드 전단연결재의 중심간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상인 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 설계인장강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \qquad (4.2\text{-}63)$$

$$\phi_t = 0.75$$

여기서, Q_{nt} : 강재 스터드 전단연결재의 공칭인장강도 (N)

A_{sa} : 강재 스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 강재 스터드 전단연결재의 설계기준 인장강도 (MPa)

(2) 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이고, 스터드 전단연결재의 중심 간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 공칭인장강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

① 스터드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스터드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt}는 식 (4.2-63)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.4 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 강도

(1) 한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스터드 전단연결재의 중심간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상이면, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음과 같이 구한다.

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}}\right)^{5/3}+\left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}}\right)^{5/3}\right]\le 1.0 \qquad (4.2\text{-}64)$$

여기서, Q_{rt} :소요인장강도 (N)

$Q_{ct}=\phi_t Q_{nt}$:설계인장강도 (N)

Q_{rv} :소요전단강도 (N)

$Q_{cv}=\phi_v Q_{nv}$:설계전단강도 (N)

(2) 소요인장강도 Q_{rt}와 소요전단강도 Q_{rv}는 설계요구사항에 따른 하중조합에서 요구하는 강도이다. 강도저감계수는 다음과 같다.

$\phi_t = 0.75$, 인장저항계수

$\phi_v = 0.65$, 전단저항계수

한계상태가 콘크리트 전단파괴강도인 경우이거나, 전단연결재의 중심에서 스터드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이거나, 스터드 전단연결재의 중심간 간격이 스터드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스터드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

① 스터드 전단연결재 파괴면의 양측에 KDS 14 20 00에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 식 (4.2-64)에 사용하는 스터드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv}는 식 (4.2-62)로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 하고, 스터드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt}는 식 (4.2-63)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최솟값으로 한다.

② KDS 14 20 00에 있는 방법

4.2.8.2.5.5 ㄷ형강의 전단강도

ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 식 (4.2-65)에 따라 구한 공칭전단강도와 다음의 강도저감계수에 의해 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \qquad (4.2\text{-}65)$$

$$\phi_v = 0.75$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지 두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브 두께 (mm)

L_a : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

ㄷ형강 전단연결재의 강도는 편심의 영향을 고려하여 Q_n의 힘을 받을 수 있도록 보플랜지에 용접되어야 한다.

4.2.8.2.5.6 상세요구사항

강재 전단연결재의 측 방향의 콘크리트 순 피복두께는 25 mm이상으로 한다. 스터드 전단연결재의 중심간 최소간격은 어느 방향이든 몸체직경의 4배로 한다. 스터드 전단연결재의 중심간 최대간격은 어느 방향이든 몸체직경의 32배로 한다. ㄷ형강 전단연결재의 중심간 최대간격은 600 mm로 한다.

4.3. 휨부재

4.3.1 일반사항

하중이 단면의 주축과 전단중심을 통과하여 비틀림이 발생하지 않는 형강 및 조립부재에 적용한다.

4.3.2 형강 및 강관

4.3.2.1 단일부재

4.3.2.1.1 휨강도

4.3.2.1.1.1 일반사항

공칭휨강도를 산정할 때 다음의 내용은 이 절에 포함된 모든 부재에 공통적으로 적용한다. 이 절에서 포함하는 단면의 종류는 표 4.3-1과 같고 단면의 폭두께비 제한은 표 4.3-2와 같다.

(1) 공칭휨강도의 산정

공칭휨강도 M_n은 4.3.2.1.1.2~4.3.2.1.1.12에 따라 적용한다. M_n은 4.4의 M_r과 같다.

(2) 횡비틀림좌굴 보정계수 C_b

모멘트분포가 일정하지 않은 휨부재의 횡비틀림좌굴강도 산정 시 보정계수 C_b는 다음과 같다.

$$C_b = \frac{12.5\,M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad (4.3\text{-}1)$$

단,

① 자유단이 횡지지되지 않은 캔틸레버와 내민보의 경우 $C_b = 1.0$

② 횡지지점 사이에 횡하중이 없는 2축 대칭부재에서 C_b는 다음 값을 초과할 수 없다.

가. 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 같은 경우에는 1.0

나. 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 반대인 경우에는 2.27

다. 한쪽 단부모멘트가 0인 경우에는 1.67

여기서, $M_{\max}$: 비지지구간에서 최대모멘트 절댓값 (N・mm)

M_A : 비지지구간에서 1/4지점의 모멘트 절댓값 (N・mm)

M_B : 비지지구간에서 중앙부의 모멘트 절댓값 (N・mm)

M_C : 비지지구간에서 3/4지점의 모멘트 절댓값 (N・mm)

복곡률이 발생하는 1축 대칭부재의 경우에는 상하플랜지 모두에 대하여 횡비틀림좌굴강도를 검토한다. C_b의 값은 모든 경우에 있어서 안전측으로 1.0을 사용할 수 있다.

표 4.3-1 휨부재 단면의 분류

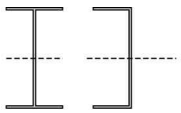
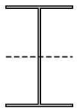
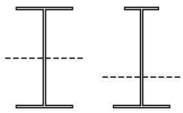
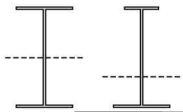
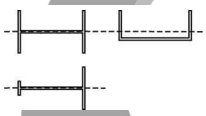
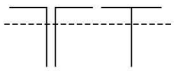
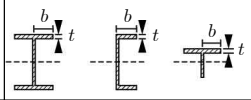
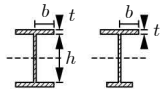
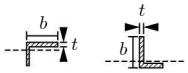
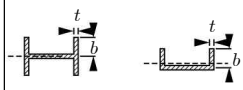
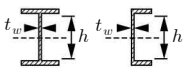
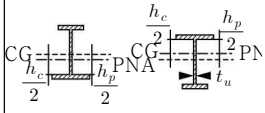
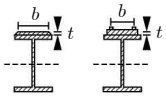
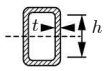
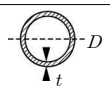
해당 절	단면의 형태	플랜지	웨브	한계상태
4.3.2.1.1.2		조밀단면	조밀단면	항복 횡비틀림좌굴
4.3.2.1.1.3		비조밀단면 세장판 단면	조밀단면	횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.4		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
4.3.2.1.1.5		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	세장판 단면	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
4.3.2.1.1.6		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	–	항복 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.7		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 플랜지 국부좌굴 웨브 국부좌굴
4.3.2.1.1.8		–	–	항복 국부좌굴
4.3.2.1.1.9		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	–	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.10		–	–	항복 횡비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
4.3.2.1.1.11		–	–	항복 횡비틀림좌굴
4.3.2.1.1.12	비대칭 단면	–	–	모든 한계상태 포함

표 4.3-2 휨부재 단면의 폭두께비 제한

	판요소에 대한 설명	폭 두께비	폭두께비 제한 값		예
			λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)	
자유돌출판	① 압연 H형강, ㄷ형강 및 T형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	② 2축 또는 1축 대칭인 용접 H형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ 1),2)	
	③ 단일 ㄱ형강의 다리	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	④ 약축 휨을 받는 압연 H형강, ㄷ형강의 플랜지	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑤ T형강의 플랜지	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
양연지지판	① -2축 대칭 H형강의 웨브 -ㄷ형강의 웨브	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	② 1축 대칭 H형강의 웨브	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2} \le \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	③ 균일한 두께를 갖는 각형강관과 박스의 플랜지	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	④ -플랜지 커버플레이트 -연결재 또는 용접선 사이의 다이아프램 플레이트	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑤ 각형강관과 박스의 웨브	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑥ 원형강관	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

주 1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \le k_c \le 0.76$

2) $F_L = 0.7F_y$: 약축 휨을 받는 경우, 웨브가 세장판 단면인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우, 그리고 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브이고 $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우

$F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \ge 0.5F_y$: 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브이고 $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우

표 4.3-3 휨을 받는 충전형 합성부재의 압축 강재요소에 대한 폭두께비 제한

구분	폭두께비	λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)	λ_{max} (최대허용)
각형강관[1]의 플랜지	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
각형강관[1]의 웨브	h/t	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
원형강관	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주 1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄.

4.3.2.1.1.2 강축 휨을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 조밀단면 부재

이 조항은 강축에 대한 휨을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 부재의 웨브와 플랜지가 모두 조밀단면인 경우에 적용한다.

(1) 소성모멘트

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{4.3-2}$$

여기서, F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

Z_x : x축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

(2) 횡비틀림좌굴강도

① $L_b \le L_p$의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 고려하지 않아도 된다.

② $L_p < L_b \le L_r$의 경우

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \tag{4.3-3}$$

③ $L_b > L_r$의 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \le M_p \tag{4.3-4}$$

여기서, L_b : 보의 비지지길이 (mm)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \tag{4.3-5}$$

E : 강재의 탄성계수 (MPa)

J : 단면비틀림상수 (mm^4)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

식 (4.3-5)에서 $\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$ 값은 안전측으로 설계할 경우, 1.0 값을 사용할 수 있다.

소성한계 비지지길이 L_p 및 비탄성한계 비지지길이 L_r은 다음과 같이 산정한다.

$$L_p = 1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.3-6}$$

$$L_r = 1.95\, r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1+\sqrt{1+6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\frac{S_x h_o}{Jc}\right)^2}} \tag{4.3-7}$$

여기서, $r_{ts}^2 = \dfrac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$ (4.3-8)

$c = 1$: 2축대칭 H형강의 경우 (4.3-8a)

$c = \dfrac{h_o}{2}\sqrt{\dfrac{I_y}{C_w}}$: ㄷ형강의 경우 (4.3-8b)

h_o : 상하부 플랜지 간 중심거리 (mm)

4.3.2.1.1.3 강축 휨을 받는 2축대칭 H형강(웨브 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재

이 조항은 강축에 대한 휨을 받는 2축대칭 H형강(웨브 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재에 적용한다.

(1) 횡비틀림좌굴강도

횡비틀림좌굴강도의 산정은 4.3.2.1.1.2(2)에 따른다.

(2) 압축플랜지 국부좌굴강도

① 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \tag{4.3-9}$$

② 세장판 단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \frac{0.9E\, k_c S_x}{\lambda^2} \tag{4.3-10}$$

여기서, $\lambda = \dfrac{b_f}{2t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2에 제시된 조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2에 제시된 비조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$k_c = \dfrac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \le k_c \le 0.76$

h : 표 4.3-2에 명시된 값

4.3.2.1.1.4 강축 휨을 받는 기타 H형강(웨브 조밀 또는 비조밀단면)부재

이 조항은 비조밀단면 웨브를 갖는 강축에 휨을 받는 2축대칭 H형강 단면과 조밀단면 웨브 또는 비조밀단면 웨브를 갖는 강축에 휨을 받는 1축대칭 H형강 단면에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \qquad (4.3\text{-}11)$$

여기서, M_{yc}는 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)이다.

(2) 횡비틀림좌굴강도

① $L_b \le L_p$의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

② $L_p < L_b \le L_r$의 경우

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le R_{pc} M_{yc} \qquad (4.3\text{-}12)$$

③ $L_b > L_r$의 경우

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \le R_{pc} M_{yc} \qquad (4.3\text{-}13)$$

여기서, $M_{yc} = F_y S_{xc}$ (4.3-14)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \qquad (4.3\text{-}15)$$

가. $\frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.23$의 경우, J의 값은 0으로 한다. I_{yc}는 y축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트이다.

응력 F_L은 다음과 같이 산정한다.

(가) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.7$의 경우

$$F_L = 0.7 F_y \qquad (4.3\text{-}16a)$$

(나) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$의 경우

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.5 F_y \qquad (4.3\text{-}16b)$$

항복한계상태에서의 한계 비지지길이 L_p는

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.3-17}$$

비탄성 비틀림좌굴 한계상태에서의 한계 비지지길이 L_r은

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76\left(\frac{F_L}{E} \frac{S_{xc} h_o}{J}\right)^2}} \tag{4.3-18}$$

나. 웨브 소성화계수 R_{pc}는 다음과 같이 산정한다.

(가) $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{4.3-19a}$$

(나) $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{4.3-19b}$$

여기서, $M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y$

S_{xc}, S_{xt} : 압축, 인장플랜지 각각의 탄성단면계수 (mm^3)

$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 모살 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값; 조립단면의 경우 중립축으로부터 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$I_{yc}/I_y \leq 0.23$인 경우는 $R_{pc} = 1.0$으로 한다.

다. 횡비틀림좌굴에 대한 유효단면2차반경 r_t는 다음과 같이 산정한다.

(가) 사각형 압축플랜지를 갖는 H형강 부재의 경우

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6}a_w\frac{h^2}{h_o d}\right)}} \qquad (4.3\text{-}20)$$

여기서, $a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$ (4.3-21)

b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)

t_{fc} : 압축플랜지의 두께 (mm)

a_w : 압축 웨브면적에 2배한 값과 압축플랜지 면적의 비

(나) 압축플랜지에 ㄷ형강으로 캡을 씌우거나 커버플레이트가 부착된 H형강 부재의 경우 사각형 압축플랜지를 갖는 H형강 부재의 경우, 다음의 근사식을 대신 사용할 수 있다.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}a_w\right)}} \qquad (4.3\text{-}22)$$

여기서, r_t : 압축플랜지와 압축 측 웨브의 1/3에 해당하는 면적을 합한 단면의 y축에 대한 단면2차반경 (mm)

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지인 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지의 경우

$$M_n = \left[R_{pc}M_{yc} - \left(R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad (4.3\text{-}23)$$

③ 세장판 단면플랜지의 경우

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \qquad (4.3\text{-}24)$$

여기서, F_L : 식 (4.3-16a) 또는 식 (4.3-16b)에 따라 산정한다.

R_{pc} : 웨브 소성화계수. 식 (4.3-19a) 또는 식 (4.3-19b)에 따라 산정한다.

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \le k_c \le 0.76$

$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

(4) 인장플랜지 항복강도

① $S_{xt} \geq S_{xc}$의 경우 인장플랜지 항복강도를 산정하지 않는다.

② $S_{xt} < S_{xc}$의 경우

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \tag{4.3-25}$$

여기서, $M_{yt} = F_y S_{xt}$

인장플랜지 항복 시 적용하는 웨브단면 소성화계수 R_{pt}는 다음과 같이 산정한다.

가. $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{4.3-26a}$$

나. $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$의 경우

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{4.3-26b}$$

여기서, $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 웨브 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 웨브 한계 폭두께비

h_c : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 모살 또는 코너반경을 제외한 거리의 2배 값; 조립단면의 경우 중립축으로부터 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지의 내측면 거리의 2배 값 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

4.3.2.1.1.5 강축 휨을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재

이 조항은 강축에 휨을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \tag{4.3-27}$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \tag{4.3-28}$$

① $L_b \leq L_p$의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

② $L_p < L_b \le L_r$의 경우

$$F_{cr} = C_b\left[F_y - (0.3F_y)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le F_y \qquad (4.3\text{-}29)$$

③ $L_b > L_r$의 경우

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \le F_y \qquad (4.3\text{-}30)$$

여기서, L_p : 식 (4.3-17)에 따라 산정한다.

$$L_r = \pi r_t\sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \qquad (4.3\text{-}31)$$

R_{pg} : 휨강도 감소계수

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w}\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \le 1.0 \qquad (4.3\text{-}32)$$

여기서, a_w는 식 (4.3-21)에 따라 산정하며 10을 초과할 수 없다. r_t는 4.3.2.1.1.4에 제시된 횡좌굴에 대한 유효단면2차반경이다.

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

$$M_n = R_{pg}F_{cr}S_{xc} \qquad (4.3\text{-}33)$$

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3F_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \qquad (4.3\text{-}34)$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} \qquad (4.3\text{-}35)$$

여기서, $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \le k_c \le 0.76$

$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

h : 압연강재의 경우 모살 또는 코너반경을 제외한 플랜지 간 순거리, 조립단면의 경우 파스너선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지 간 순거리 (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

(4) 인장플랜지 항복강도

① $S_{xt} \geq S_{xc}$의 경우 인장플랜지 항복강도를 산정하지 않는다.

② $S_{xt} < S_{xc}$의 경우

$$M_n = F_y S_{xt} \tag{4.3-36}$$

4.3.2.1.1.6 약축 휨을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재

이 조항은 약축에 휨을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트) 및 플랜지 국부좌굴강도 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \tag{4.3-37}$$

여기서, Z_y : 약축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

S_y : 약축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) 플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \tag{4.3-38}$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_y \tag{4.3-39}$$

여기서, $F_{cr} = \dfrac{0.69E}{\left(\dfrac{b_f}{2t_f} \right)^2}$ (4.3-40)

$\lambda = \dfrac{b_f}{t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 4.3-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 4.3-2의 비조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

S_y : y 축에 대한 탄성단면계수(mm^3); ㄷ형강의 경우 최소단면계수

b_f : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

4.3.2.1.1.7 각형강관

이 조항은 강축 또는 약축 휨을 받는 조밀 또는 비조밀단면 웨브 및 조밀, 비조밀 또는 세장판 단면플랜지를 갖는 직사각형, 정사각형 및 2축대칭 각형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 플랜지 국부좌굴강도 및 웨브 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (4.3\text{-}41)$$

여기서, Z: 소성단면계수 (mm^3)

(2) 플랜지 국부좌굴강도

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S)\left(3.57\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0\right) \le M_p \qquad (4.3\text{-}42)$$

여기서, b : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

S : 탄성단면계수 (mm^3)

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_y S_{eff} \qquad (4.3\text{-}43)$$

여기서, S_{eff} : 압축플랜지의 유효폭 b_e에 대한 유효단면계수

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0.38}{b/t_f}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right] \le b \qquad (4.3\text{-}44)$$

(3) 웨브 국부좌굴강도

① 조밀단면의 경우에는 웨브 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀 웨브를 갖는 단면의 경우에는

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x)\left(0.305\frac{h}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738\right) \le M_p \qquad (4.3\text{-}45)$$

여기서, h : 웨브의 폭 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

4.3.2.1.1.8 원형강관

이 조항은 D/t 비가 $0.45E/F_y$보다 적은 원형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트) 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (4.3\text{-}46)$$

여기서, Z: 소성단면계수 (mm^3)

(2) 국부좌굴강도

① 조밀단면인 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면의 경우

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{(D/t)} + F_y\right) S \qquad (4.3\text{-}47)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S \qquad (4.3\text{-}48)$$

여기서, $F_{cr} = \dfrac{0.33E}{(D/t)}$ (4.3-49)

S: 탄성단면계수 (mm^3)

D: 원형강관의 외경 (mm)

t : 원형강관의 두께 (mm)

4.3.2.1.1.9 T형강 및 쌍ㄱ형강

이 조항은 대칭면에 하중을 받는 T형강 및 쌍ㄱ형강에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 플랜지 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}50)$$

여기서, $M_p = F_y Z_x \le 1.6 M_y$ (스템이 인장인 경우) (4.3-51)

$\le M_y$ (스템이 압축인 경우) (4.3-52)

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_y GJ}}{L_b}\left[B + \sqrt{1+B^2}\right] \qquad (4.3\text{-}53)$$

여기서, $B = \pm 2.3\left(\dfrac{d}{L_b}\right)\sqrt{\dfrac{I_y}{J}}$ (4.3-54)

L_b : 횡지지길이 (mm)

I_y : y축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

G: 강재의 전단탄성계수 (MPa)

J : 비틀림상수 (mm^4)

(+)부호는 스템이 인장인 경우에 적용하며, (−)부호는 스템이 압축인 경우에 적용한다. T형강스템의 연단이 압축을 받는 경우에는 (−)부호를 적용한다.

(3) T형강의 플랜지 국부좌굴강도

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \tag{4.3-55}$$

여기서, S_{xc} : 압축플랜지의 탄성단면계수 (mm^3)

F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

① 휨압축을 받는 조밀플랜지를 갖는 단면의 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 휨압축을 받는 비조밀 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xc})\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \le 1.6M_y \tag{4.3-56}$$

③ 휨압축을 받는 세장판 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} \tag{4.3-57}$$

여기서, b_f : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

(4) 휨압축을 받는 T형강 스템의 국부좌굴강도

$$M_n = F_{cr} S_x \tag{4.3-58}$$

여기서, S_x : 탄성단면계수 (mm^3)

임계응력 F_{cr}은 다음과 같이 구한다.

① $\frac{d}{t_w} \le 0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = F_y \tag{4.3-59}$$

② $0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \le 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = \left[2.55 - 1.84\frac{d}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right]F_y \tag{4.3-60}$$

③ $\frac{d}{t_w} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} \quad (4.3\text{-}61)$$

4.3.2.1.1.10 단일ㄱ형강

이 조항은 횡비틀림 지지가 있거나 횡비틀림 지지가 없는 단일ㄱ형강에 대하여 적용한다. 연속적인 횡비틀림 지지가 되어 있는 단일ㄱ형강의 경우에는 기본축인 x, y축을 기준으로 한 단면제계수를 이용하여 설계가능하며, 연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에는 단면의 주축(강축, 약축)을 기준으로 한 단면제계수를 이용하여 설계해야 한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도, ㄱ형강 다리의 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = 1.5\,M_y \quad (4.3\text{-}62)$$

여기서, M_y : 휨축에 대한 항복모멘트 (N・mm)

(2) 횡비틀림좌굴강도

연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에 대하여

① $M_e \le M_y$의 경우

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y}\right)M_e \quad (4.3\text{-}63)$$

② $M_e > M_y$의 경우

$$M_n = \left(1.92 - 1.17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right)M_y \le 1.5M_y \quad (4.3\text{-}64)$$

여기서, M_e는 탄성횡비틀림좌굴모멘트이며 다음과 같이 산정한다.

가. 횡비틀림 지지가 없는 등변ㄱ형강의 경우

(가) 형강의 다리 끝부분이 최대압축을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66E\,b^4\,t\,C_b}{L^2}\left[\sqrt{1+0.78\left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2} - 1\right] \quad (4.3\text{-}65a)$$

(나) 형강의 다리 끝부분이 최대인장을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66E\,b^4\,t\,C_b}{L^2}\left[\sqrt{1+0.78\left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2} + 1\right] \quad (4.3\text{-}65b)$$

M_y의 값은 x, y축에 대한 단면계수를 사용하여 계산된 항복모멘트에 0.8배를 곱한 값을 취한다.

나. 최대모멘트가 발생한 위치에만 횡비틀림 지지가 되어 있는 경우

M_e의 값은 식 (4.3-65a) 또는 식 (4.3-65b)에 산정된 M_e값에 1.25배를 곱한 값을 취한다.

M_y의 값은 x, y축에 대한 단면계수를 사용하여 산정된 항복모멘트 값을 취한다.

다. 등변ㄱ형강이 강축에 휨을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.46 E b^2 t^2 C_b}{L_b} \qquad (4.3\text{-}66)$$

라. 부등변ㄱ형강이 강축에 휨을 받는 경우

$$M_e = \frac{4.9 E I_z C_b}{L_b^2}\left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052\left(\frac{L_b t}{r_z}\right)^2} + \beta_w\right] \qquad (4.3\text{-}67)$$

여기서, C_b : 식 (4.3-1)에 따라 산정한 횡비틀림좌굴 보정계수로 1.5를 초과해서는 안 된다.

L_b : 횡비지지길이 (mm^3)

I_z : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

r_z : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

t : ㄱ형강다리의 두께

$\beta_w = \frac{1}{I_w} = \int_A z(w^2 + z^2) dA - 2z_0$

여기서, z_0는 단면중심에서 z축의 전단중심까지의 거리이고 I_w는 주축에 대한 단면2차모멘트이다. 압축을 받는 다리길이가 짧은 경우 (+)의 값을, 압축을 받는 다리길이가 긴 경우 (−)의 값을 갖는다.

(3) ㄱ형강 다리의 국부좌굴강도

① 조밀단면인 경우에는 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면의 경우

$$M_n = F_y S_c\left[2.43 - 1.72\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right] \qquad (4.3\text{-}68)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_c \qquad (4.3\text{-}69)$$

여기서, $F_{cr} = \frac{0.71E}{(b/t)^2}$ (4.3-70)

b : 압축을 받는 다리부분의 외측 폭 (mm)

S_c : 휨축에 대한 다리 압축부분의 탄성단면계수 (mm^3).

연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우, S_c의 값은 기본축인 x, y축에 대해 산정한 값의 0.8배를 취한다.

4.3.2.1.1.11 각형 또는 원형강봉

이 조항은 각형 또는 원형강봉에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트) 및 횡비틀림좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

(1) 항복강도

① $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$을 만족하는 강축 휨을 받는 각형강봉, 약축 휨을 받는 각형강봉 또는 원형강봉의 경우

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 M_y \tag{4.3-71}$$

(2) 횡좌굴강도

① 강축 휨을 받는 각형강봉에서 $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$인 경우

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \tag{4.3-72}$$

② 강축 휨을 받는 각형강봉에서 $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$인 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \tag{4.3-73}$$

여기서,

$$F_{cr} = \frac{1.9 E C_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \tag{4.3-74}$$

t : 휨축과 평행한 방향의 강봉단면의 폭 (mm)
d : 각형강봉의 두께 (mm)
L_b : 횡비지지길이 (mm)
C_b : 횡비틀림좌굴 보정계수

③ 약축에 대해 휨을 받는 원형강봉 또는 각형강봉의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

4.3.2.1.1.12 비대칭 단면

이 조항은 단일ㄱ형강을 제외한 모든 비대칭 단면에 적용한다. 공칭휨강도 M_n은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최솟값으로 한다.

$$M_n = F_n S \tag{4.3-75}$$

여기서, S : 휨축에 대한 탄성단면계수 중 최솟값 (mm3)

(1) 항복강도

$$F_n = F_y \tag{4.3-76}$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \tag{4.3-77}$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

(3) 국부좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \tag{4.3-78}$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

4.3.2.1.1.13 휨부재의 단면산정

(1) 구멍단면적 공제에 따른 강도저감

이 조항은 전체단면에 의해 휨강도가 산정되는 구멍이 있는 압연형강, 용접형강 및 커버플레이트를 사용한 휨재에 적용한다. 이와 같은 경우 다른 조항에 규정된 한계상태에 추가하여 인장플랜지의 인장파괴 한계상태를 추가로 산정한다.

① $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$의 경우, 인장파괴에 대한 한계상태를 산정하지 않는다.

② $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$의 경우, 인장플랜지에 구멍이 있는 위치에서의 공칭휨강도는 다음의 값을 초과할 수 없다.

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \tag{4.3-79}$$

여기서, A_{fg} : 4.1.2.1에 따라 산정된 인장플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{fn} : 4.1.2.2에 따라 산정된 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

Y_t =1.0 ($F_y/F_u \leq 0.8$의 경우)

=1.1 (그 이외의 경우)

F_u : 인장강도 (MPa)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) H형강 부재의 단면제한

1축대칭 H형강 부재는 다음 사항을 만족해야 한다.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \qquad (4.3\text{-}80)$$

여기서, I_{yc} : y축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트 또는 복곡률의 경우 압축플랜지 중 작은 플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_y : y축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

또한 세장판 단면 웨브를 갖는 H형강 부재는 다음 사항도 만족해야 한다.

① $\frac{a}{h} \leq 1.5$의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = 11.7\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (4.3\text{-}81)$$

② $\frac{a}{h} > 1.5$의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = \frac{0.42E}{F_y} \qquad (4.3\text{-}82)$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)

h : 웨브의 높이 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

보강재가 없는 보는 h/t_w의 값이 260을 초과해서는 안 되며, 웨브의 면적은 압축플랜지면적의 10배를 초과할 수 없다.

(3) 커버플레이트

휨재에 볼트로 체결된 커버플레이트의 단면적은 전체 플랜지 단면적의 70%를 넘지 않아야 한다. 플랜지와 웨브 또는 커버플레이트와 플랜지를 접합하는 고장력볼트나 용접은 보의 휨모멘트에 의해 발생한 전체 수평전단력에 저항할 수 있어야 한다. 이러한 볼트 또는 단속용접의 종방향 분포는 전단력의 크기에 비례해야 한다. 그러나 종방향 간격은 4.1 또는 4.2에 대한 최대 허용간격을 초과하지 않아야 한다. 플랜지에 작용하는 하중이 직접 지압에 의해 웨브에 전달되는 것이 아닐 경우에는, 플랜지와 웨브를 접합하는 볼트 또는 용접은 플랜지에 작용하는 모든 하중이 웨브에 전달되도록 해야 한다.

부분적인 커버플레이트의 길이는 이론 상의 절단점을 넘어 연장해야 하며, 그 연장부분은 절단점에서 발생하는 보의 휨응력 중 커버플레이트가 부담하는 응력을 전달할 수 있도록 마찰형 고장력볼트나 필릿용접으로 플랜지에 접합해야 한다.

이 때 고장력볼트, 필릿용접은 KDS 14 31 25의 규정을 만족해야 한다. 용접한 커버플레이트의 경우, 그 연장길이는 이론 상 절단점에서 보의 휨응력 중 커버플레이트가 부담하는 응력을 발휘할 수 있도록 커버플레이트의 2연단을 따라 양단 연속용접해야 한다. 그리고 그 연장길이는 다음과 같다.

① 커버플레이트 단부면의 전체폭에 걸쳐 용접치수가 커버플레이트 두께의 $3/4$ 이상인 연속용접을 하였을 경우

$$\text{연장길이} = \text{커버플레이트 폭} \qquad (4.3\text{-}83)$$

② 커버플레이트 단부면의 전체폭에 걸쳐 용접치수가 커버플레이트 두께의 $3/4$ 미만인 연속용접을 하였을 경우

$$\text{연장길이} = (\text{커버플레이트 폭}) \times 1.5 \qquad (4.3\text{-}84)$$

4.3.2.1.2 전단강도

4.3.2.1.2.1 일반사항

(1) 적용범위

이 기준은 웨브에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면, 단일ㄱ형강과 강관, 약축방향 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면에 적용한다.

(2) 공칭전단강도

① 전단강도는 다음과 같은 2가지 방법으로 산정한다.

가. 4.3.2.1.2.2는 부재의 후좌굴강도(인장역작용)를 이용하지 않고 산정한다.

나. 4.3.2.1.2.3은 인장역작용을 고려하여 산정한다.

4.3.2.1.2.2 웨브가 수직보강재에 의해 보강 또는 보강되지 않은 부재

(1) 공칭전단강도

① 이 조항은 웨브면내에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면과 ㄷ형강의 웨브에 적용한다.

② 수직보강재에 의해 보강 또는 보강되지 않은 웨브의 공칭전단강도 V_n은 전단항복과 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \qquad (4.3\text{-}85)$$

여기서, A_w : 웨브의 단면적 (mm^2)

가. $h/t_w \le 2.24\sqrt{E/F_y}$ 인 압연H형강의 웨브의 강도저항계수 $\phi_v = 1.00$ 및 $C_v = 1.0$을 적용한다.

나. 원형강관을 제외한 모든 2축대칭 단면, 1축대칭 단면 및 ㄷ형강의 전단상수 C_v는 다음과 같이 산정한다.

(가) $h/t_w \le 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = 1.0 \tag{4.3-86}$$

(나) $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \le 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \tag{4.3-87}$$

(다) $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \tag{4.3-88}$$

여기서, A_w : 부재 전체높이 d와 웨브의 두께 t_w의 곱 (mm^2)

h : 웨브의 높이 (mm)

다. 웨브 판 좌굴계수 k_v는 다음과 같이 산정한다.

(가) T형강의 스템을 제외한 $h/t_w < 260$ 인 비구속지지된 판요소 웨브

$$k_v = 5 \tag{4.3-89}$$

(나) $h/t_w < 260$인 T형강의 스템

$$k_v = 1.2 \tag{4.3-90}$$

(다) 구속판 요소 웨브

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \tag{4.3-91}$$

㉮ $a/h > 3.0$ 또는 $a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$인 경우

$$k_v = 5 \tag{4.3-92}$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)

h : 압연형강의 플랜지 간 순거리에서 필릿 또는 코너반경을 뺀거리 (mm), 용접형강의 경우 플랜지 간 순거리 (mm), 볼트 조립단면에서는 파스너 열간거리 (mm)

(2) 수직보강재

① $h/t_w \le 2.46\sqrt{E/F_y}$ 이거나 계수하중에 의한 구조해석으로 결정된 소요전단강도가 4.3.2.1.2.2(1)의 $k_v = 5$를 적용하여 산정한 전단강도 이하일 때 수직보강재는 필요하지 않다.

② 양면 보강재의 경우 웨브 중심축에 대한 단면2차모멘트와 단일 보강재의 경우 웨브판과 보강재의 접합면에 대한 단면2차모멘트는 $at_w^3 j$ 이상이어야 한다.

$$\text{여기서, } j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \ge 0.5 \qquad (4.3\text{-}93)$$

③ 수직보강재는 집중하중이나 반력을 전달하기 위한 지압이 필요하지 않는 경우 인장플랜지에 접합하지 않아도 된다. 이 경우 수직보강재를 웨브에 접합시키는 용접은 웨브와 플랜지가 만나는 끝에서 웨브두께의 4배 이상 그리고 6배 이하에서 끝나야 한다.

가. 사각형의 단일 보강재가 사용될 때 부재의 비틀림에 의한 플랜지의 상향 변형에 저항하기 위하여 보강재는 압축플랜지에 용접해야 한다.

나. 단일 또는 양면 보강재에 횡가새가 설치되어 있을 때 플랜지가 ㄱ형강만으로 구성되어 있지 않으면 총 플랜지 응력의 1%를 전달할 수 있도록 압축플랜지에 접합시킨다.

④ 거더 웨브에 보강재를 접합시키는 볼트의 중심간격은 300 mm 이하로 한다.

⑤ 단속 필릿용접을 사용하면 용접간 순간격은 웨브 두께의 16배 또는 250 mm 이하이어야 한다.

4.3.2.1.2.3 인장역작용을 이용한 설계공칭전단강도

(1) 인장역작용 사용의 제한사항

① 인장역작용을 사용하기 위해서는 웨브의 4면 모두가 플랜지나 보강재에 의해 지지되어 있어야 한다.

② 다음과 같은 경우에는 인장역작용을 사용할 수 없고 공칭전단강도는 4.3.2.1.2.2에 따라 산정한다.

가. 수직보강재를 갖는 모든 부재내의 단부패널

나. $a/h > 3.0$ 또는 $a/h > \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$ 인 경우

다. $\frac{2A_w}{A_{fc}+A_{ft}} > 2.5$ 인 경우

라. $\frac{h}{b_{fc}} > 6.0$ 또는 $\frac{h}{b_{ft}} > 6.0$ 인 경우

여기서, A_{fc} : 압축플랜지의 단면적 (mm^2)
A_{ft} : 인장플랜지의 단면적 (mm^2)
b_{fc} : 압축플랜지의 폭 (mm)
b_{ft} : 인장플랜지의 폭 (mm)
A_w : 웨브의 단면적 (mm^2)
h : 웨브의 높이 (mm)
a : 보강재의 간격 (mm)

(2) 인장역작용을 이용한 공칭전단강도

인장역작용을 이용한 공칭전단강도 V_n은 인장역항복의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

① $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \qquad (4.3\text{-}94)$$

② $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w\left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right) \qquad (4.3\text{-}95)$$

여기서, C_v : 웨브 전단항복응력에 대한 선형좌굴이론에 따른 웨브 임계응력의 비율을 나타내는 정수로써 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

k_v : 웨브 판 좌굴계수로 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

(3) 수직보강재

인장역작용을 이용할 때 수직보강재는 4.3.2.1.2.2(2) 및 다음 조건을 만족해야 한다.

① $(b/t)_{st} \leq 0.56\sqrt{E/F_{yst}}$ (4.3-96)

② $I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1})\left[\frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}}\right]$ (4.3-97)

여기서, $(b/t)_{st}$: 보강재의 폭두께비

F_{yst} : 보강재의 항복강도 (MPa)

I_{st} : 양면 보강재의 경우 웨브중심축, 일면 보강재의 경우 웨브면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{st1} : 인장장이 없는 경우의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{st2} : 좌굴 또는 후좌굴 전단강도가 발현되는 단면2차모멘트 (mm^4)

$$= \frac{h^4\rho_{st}^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5}$$

V_r : 하중조합에 의한 인접 웨브패널의 소요전단강도 중 큰 값 (N)

V_{c1} : 인장장 작용없이 계산된 인접 웨브패널의 전단강도 중 작은 값 (N)

V_{c2} : 인장장 작용을 고려해 계산된 인접 웨브패널의 전단강도 중 작은 값 (N)

ρ_{st} : F_{yw}/F_{yst}와 1 중 큰 값

F_{yw} : 웨브의 항복강도 (MPa)

4.3.2.1.2.4 단일ㄱ형강

단일ㄱ형강 다리의 공칭전단강도 V_n은 식 (4.3-85)로 산정한다. 이 식에서 $C_v = 1.0$을 적용하며 $A_w = bt$ (mm²)이다. 여기서, b는 전단력을 저항하는 ㄱ형강 다리의 폭 (mm)이고 t는 다리의 두께 (mm)이다.

4.3.2.1.2.5 각형강관 및 상자형단면

각형강관 및 상자형 단면의 공칭전단강도 V_n은 4.3.2.1.2.2(1)에 따라 산정한다. 이 때 $A_w = 2ht$ (mm²) 및 $k_v = 5.0$이다. 여기서, h는 코너반경 안쪽의 플랜지 간 순거리 (mm)이며 코너반경을 모르는 경우 단면 외부치수에서 두께의 3배를 감한 값이며 $t_w = t$이다.

4.3.2.1.2.6 원형강관

원형강관의 공칭전단강도 V_n은 전단항복 및 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \tag{4.3-98}$$

여기서, F_{cr}은 다음 중 큰 값을 사용하되 $0.6F_y$를 초과해서는 안 된다.

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \tag{4.3-99}$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \tag{4.3-100}$$

여기서, A_g : 강관의 전단면적 (mm²)

D : 강관의 외경 (mm)

L_v : 최대전단력 작용점과 전단력이 0인 점 사이의 거리 (mm)

t : 강관의 두께 (mm)

4.3.2.1.2.7 약축에 대해 전단이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면

약축에 하중이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면의 각 저항요소에 대한 공칭전단강도 V_n은 식 (4.3-85)와 4.3.2.1.2.2(1)②나.에 따라 산정한다. 단, $A_w = b_f t_f$(mm²) 및 $k_v = 1.2$이다.

4.3.2.1.2.8 웨브에 구멍이 있는 보

강재보 및 합성보의 웨브에 구멍이 있을 때에는 그 효과를 고려하여 공칭전단강도를 산정한다. 웨브에 구멍이 있는 부분의 소요전단강도가 설계전단강도를 초과하는 경우 이를 적절히 보강해야 한다.

4.3.2.2 합성부재

이 규정은 압연형강, 용접형강 또는 강관이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 철근콘크리트 슬래브와 이를 지지하는 강재보가 서로 연결되어 보와 슬래브가 함께 휨에 저항하도록 구성된 교량용 거더를 제외한 합성보에 적용한다. 교량용 강합성거더의 설계는 4.3.3에 따른다. 강재 전단연결재를 갖는 단순 및 연속합성보 그리고 매입형 합성보에도 동바리 사용여부와 상관없이 적용한다.

4.3.2.2.1 일반사항

합성보를 포함하는 구조물의 부재 및 접합부에 작용하는 하중을 산정할 때는 작용 하중단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려해야 한다. 합성보에 사용된 콘크리트와 철근에 관련된 설계, 배근상세 및 재료적 성질은 KDS 14 20 00에 따른다. 합성보 단면의 공칭강도, 재료강도의 제한 및 강재 전단연결재에 관한 사항은 앞의 4.2.8.1에서 제시한 바에 따른다.

4.3.2.2.2 휨부재

4.3.2.2.2.1 일반사항

이 규정은 휨을 받는 다음 3종류의 합성부재에 적용한다. 즉 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강앵커로 구성된 강재 전단연결재가 있는 합성보, 매입형 합성부재 및 충전형 합성부재이다.

(1) 유효폭

콘크리트 슬래브의 유효폭은 보중심을 기준으로 좌우 각 방향에 대한 유효폭의 합으로 구하며 각 방향에 대한 유효폭은 다음 중에서 최솟값으로 구한다.

① 보경간(지지점의 중심간)의 1/8

② 보중심선에서 인접보 중심선까지 거리의 1/2

③ 보중심선에서 슬래브 가장자리까지의 거리

(2) 시공 중의 강도

동바리를 사용하지 않는 경우, 콘크리트의 강도가 설계기준강도의 75%에 도달하기 전에 작용하는 모든 시공하중은 강재단면 만에 의해 지지해야 한다. 강재 단면의 휨강도는 4.3.2.1.1에 따라 구한다.

4.3.2.2.2.2 강재 전단연결재를 갖는 합성보

강재 전단연결재는 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재를 사용한다.

(1) 정모멘트에 대한 휨강도

정모멘트에 대한 설계휨강도 $\phi_b M_n$은 항복한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

① $h/t_w \le 3.76\sqrt{E/F_y}$인 경우

M_n은 합성단면의 항복한계상태에 대해 소성응력분포로부터 산정한다(소성모멘트).

② $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$인 경우

M_n은 동바리의 영향을 고려하여 항복한계상태에 대해 탄성응력을 중첩하여 구한다(항복모멘트).

여기서, h : 웨브의 높이 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

(2) 부모멘트에 대한 휨강도

부모멘트에 대한 설계휨강도 $\phi_b M_n$은 4.3.2.1.1에 따라 강재단면 만을 사용하여 구해야 한다. 또는 부모멘트에 대한 설계휨강도는 아래와 같은 계수를 사용하여 항복한계상태(소성모멘트)에 대해 합성단면의 소성응력분포로부터 구할 수 있다.

$$\phi_b = 0.90$$

다만, 이 때에는 다음과 같은 조건들을 만족해야 한다.

① 강재보는 조밀단면이며 4.3.2.1.1에 따라 적절히 횡지지해야 한다.

② 부모멘트구간에서는 콘크리트 슬래브와 강재보 사이에 강재 전단연결재를 설치해야 한다.

③ 유효폭 내의 강재보에 평행한 슬래브철근은 적절히 정착해야 한다.

(3) 골데크플레이트를 사용한 합성보

① 일반사항

강재보와 데크플레이트 슬래브로 이루어진 합성부재의 설계휨강도는 4.3.2.2.2.2(1)과 4.3.2.2.2.2(2)에 따라 구하되 다음과 같은 조건들을 만족해야 한다.

가. 데크플레이트의 공칭골깊이는 75 mm 이하이어야 한다. 더 큰 골높이의 사용은 실험과 해석을 통하여 정당성을 증명해야 한다. 골의 폭 또는 헌치의 평균폭 w_r은 50 mm 이상이어야 하며 계산에 사용될 경우 데크플레이트 상단의 최소 순폭 이하로 한다.

나. 콘크리트 슬래브와 강재보를 연결하는 스터드는 직경이 19 mm 이하이어야 하며 데크플레이트를 통하거나 아니면 강재보에 직접 용접해야 한다. 스터드는 부착 후 데크플레이트 상단 위로 38 mm 이상 돌출해야 하며 스터드 전단연결재의 상단 위로 13 mm 이상의 콘크리트피복이 있어야 한다.

다. 데크플레이트 상단 위의 콘크리트두께는 50 mm 이상이어야 한다.

라. 데크플레이트는 지지부재에 450 mm 이하의 간격으로 고정해야 한다. 데크플레이트의 고정은 스터드나 스터드와 점용접의 조합, 또는 설계자에 의해 명시된 방법에 의해 이루어져야 한다.

② 데크플레이트의 골방향이 강재보와 직각인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정이나 A_c의 계산에 포함할 수 없다.

③ 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정에 포함될 수 있으며 A_c의 계산에 포함한다. 지지보 위의 데크플레이트 골은 길이방향으로 절단한 후 간격을 벌림으로써 콘크리트 헌치를 형성하도록 할 수 있다. 데크플레이트의 공칭깊이가 40 mm 이상일 때 골 또는 헌치의 평균 폭 w_r은 스터드가 일렬배치인 경우에는 50 mm 이상이어야 하며 추가되는 스터드마다 스터드 직경의 4배를 더해 주어야 한다.

(4) 강재와 슬래브 사이의 하중전달

① 정모멘트구간에서의 하중전달

4.3.2.2.2.3의 매입형 합성단면을 제외하고는, 강재보와 슬래브면 사이의 전체 수평전단력은 강재 전단연결재에 의해서만 전달된다고 가정한다. 휨모멘트를 받는 강재보와 콘크리트가 합성작용을 하기 위해서는, 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 총 수평전단력 V'는 콘크리트의 압괴, 강재 단면의 인장항복, 그리고 강재 전단연결재의 강도 등의 3가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 가장 작은 값으로 한다.

가. 콘크리트 압괴

$$V' = 0.85 f_{ck} A_c \qquad \text{(4.3-101a)}$$

나. 강재단면의 인장항복

$$V' = F_y A_s \qquad \text{(4.3-101b)}$$

다. 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \qquad \text{(4.3-101c)}$$

여기서, A_c : 유효폭 내의 콘크리트 단면적 (mm^2)

A_s : 강재 단면적 (mm^2)

ΣQ_n : 정모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0인 위치 사이 강재 전단연결재 공칭강도의 합 (N)

② 부모멘트 구간에서의 하중전달

연속합성보에서 부모멘트구간의 슬래브 내에 있는 길이방향 철근이 강재보와 합성으로 작용하는 경우, 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이의 총수평전단력 V'는 슬래브철근의 항복과 강재 전단연결재의 강도 등의 2가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 작은 값으로 한다.

가. 슬래브철근의 인장항복

$$V' = F_{yr} A_r \qquad (4.3\text{-}102a)$$

여기서, A_r : 콘크리트 슬래브의 유효폭 내에 있는 적절하게 정착된 길이방향 철근의 단면적(mm^2)

F_{yr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

나. 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \qquad (4.3\text{-}102b)$$

(5) 합성보의 강재 전단연결재

스터드 전단연결재의 직경은 강재단면의 웨브판과 직접 연결된 플랜지 부분에 용접하는 경우를 제외하고 플랜지 두께의 2.5배를 초과할 수 없다. 용접 후 밑면에서 머리 최상단까지의 스터드 전단연결재 길이는 몸체직경의 4배 이상으로 한다.

① 스터드 전단연결재의 강도

콘크리트 슬래브 또는 합성슬래브에 매입된 스터드 전단연결재 1개의 공칭강도 Q_n은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \le R_g R_p A_{sc} F_u \qquad (4.3\text{-}103)$$

여기서, A_{sc} : 스터드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스터드 전단연결재의 인장강도 (MPa)

$R_g = 1$: (a) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스터드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

(b) 스터드 전단연결재가 일렬로 강재에 직접 용접된 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 스터드 전단연결재가 데크를 통해 일렬로 용접되며 골의 평균폭과 골의 높이의 비가 1.5 이상인 경우

$R_g = 0.85$: (a) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 당 스터드 전단연결재의 개수가 2개인 경우

(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며, 스터드 전단연결재가 데크를 통해 용접되며 골의 평균폭과 골의 높이의 비가 1.5보다 작으며 스터드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

$R_g = 0.7$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스터드 전단연결재의 개수가 3개 이상인 경우

$R_p = 0.75$: (a) 형강에 직접 용접된 스터드 전단연결재

(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} \geq 50$ mm인 합성슬래브에 용접되는 스터드 전단연결재의 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 합성슬래브에 매입되는 스터드 전단연결재가 데크플레이트를 통해 용접되는 경우

(d) 거더의 채움재로 (큰보의 강재보와 데크플레이트 사이의 길쭉한 틈에) 사용되는 강재 데크 또는 평판을 통하여 용접된 스터드 전단연결재, 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 합성슬래브에 매입되는 스터드 전단연결재의 경우

$R_p = 0.6$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} < 50$ mm인 합성슬래브에 용접되는 스터드의 경우

e_{mid-ht} : 스터드 몸체의 바깥면으로부터 데크플레이트 웨브(데크골의 중간높이)까지의 거리이며 스터드의 하중저항방향, 즉 단순보에서 최대모멘트의 방향으로의 거리

w_c : 콘크리트의 단위체적 당 무게 ($1{,}500 \leq w_c \leq 2{,}500$ kg/m^3)

표 4.3-4는 여러 가지 경우에 대한 R_g와 R_p의 값을 나타낸 것이다.

표 4.3-4 R_g와 R_p의 값

조건			R_g	R_p
골데크플레이트를 사용하지 않은 경우			1.0	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 경우	$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$		1.0	0.75
	$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$		0.85*	0.75
데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각인 경우에 데크플레이트의 골 당 스터드 전단연결재의 개수	약한 위치의 스터드 전단연결재	1개	1.0	0.6
		2개	0.85	0.6
		3개 이상	0.7	0.6
	강한 위치의 스터드 전단연결재	1개	1.0	0.75
		2개	0.85	0.75
		3개 이상	0.7	0.75

h_r : 리브의 공칭높이 (mm)

w_r : 콘크리트 리브 또는 헌치의 평균 폭 (mm)

* : 스터드 전단연결재가 1개인 경우

- 약한 위치의 스터드 전단연결재 : $e_{mid-ht} < 50$ mm인 경우
- 강한 위치의 스터드 전단연결재 : $e_{mid-ht} \geq 50$ mm인 경우

② ㄷ형강 전단연결재의 강도

중실형 콘크리트 슬래브에 매입된 ㄷ형강 전단연결재 1개의 공칭강도는 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \qquad (4.3\text{-}104)$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

L_a : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

ㄷ형강 전단연결재는 편심의 영향을 고려하여 Q_n의 힘을 받을 수 있도록 보플랜지에 용접해야 한다.

③ 강재 전단연결재의 소요개수

정 또는 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 배열되는 강재 전단연결재의 소요개수는 4.3.2.2.2.2(4)에서 구한 총수평전단력을 강재 전단연결재의 공칭강도로 나눈 값으로 구한다. 집중하중이 작용하는 위치와 이와 가장 가까운 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 강재 전단연결재의 소요개수는 집중하중이 작용하는 위치의 최대모멘트를 받을 수 있도록 충분한 수를 사용한다.

④ 상세요구사항

가. 별도의 시방이 없는 한, 정 또는 부모멘트가 최대가 되는 위치와 모멘트가 0이 되는 위치 사이에 일정한 간격으로 배치한다.

나. 데크플레이트의 골에 설치되는 강재 전단연결재를 제외하고, 전단연결재의 측면 피복은 25 mm 이상이 되어야 한다. 강재 전단연결재의 중심에서 전단력 방향에 있는 가장자리까지의 거리는 보통콘크리트에서는 200 mm 이상, 경량콘크리트에서는 250 mm 이상으로 한다. 강재보의 웨브 위에 위치하지 않는 경우, 전단연결재의 직경은 용접되는 플랜지 두께의 2.5배를 초과해서는 안 된다. 이 규정 대신에 KDS 14 20 00을 사용할 수 있다.

다. 스터드 전단연결재의 중심 간 간격은 합성보의 길이방향으로는 스터드 전단연결재 직경의 6배 이상이 되어야 하며 직각방향으로는 직경의 4배 이상이 되어야 한다. 다만 골방향이 강재보에 직각인 데크플레이트의 골 내에 설치되는 경우, 중심간 간격은 모든 방향으로 스터드 전단연결재 직경의 4배 이상이 되어야 한다. 스터드 전단연결재의 중심 간 간격은 슬래브 총 두께의 8배 또는 900 mm를 초과할 수 없다.

⑤ 합성구성요소 내부에 사용하는 강재 전단연결재

이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스터드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 KDS 14 20 00에 의한 방법을 사용할 수 있다.

가. 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.

나. 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스터드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 공칭강도는 KDS 14 20 00에 따른다.

다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스터드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경의 1.6배 이상으로 한다.

표 4.3-5는 각 하중조건에 대한 스터드 전단연결재의 최소 h/d 값을 나타낸 것이다.

표 4.3−5 스터드 전단연결재의 최소 길이/직경비 h/d

하중조건	보통콘크리트	경량콘크리트
전단	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
인장	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
전단과 인장의 조합력	$h/d \geq 8$	*

h/d=몸체직경에 대한 스터드 전단연결재의 길이의 비
* 경량 콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 KDS 14 20 00에 따른다.

4.3.2.2.2.3 매입형 합성부재의 휨강도

매입형 합성부재의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n은 다음 방법 중의 하나를 사용하여 구한다.

(1) 항복한계상태(항복모멘트): 동바리의 효과를 고려하여 합성단면에 작용하는 탄성응력을 중첩하여 산정한다.

(2) 강재 단면의 항복한계상태(소성모멘트): 강재 단면만의 소성응력분포를 사용하여 구한다.

(3) 합성단면에 작용하는 소성응력분포를 사용하여 구하거나 변형률적합법을 사용하여 구한다. 매입형 합성부재에는 강재 전단연결재를 사용해야 한다.

4.3.2.2.2.4 충전형 합성부재의 휨강도

충전형 합성단면은 4.2.8.1.4에 따라 국부좌굴에 의해 분류한다.
충전형 합성단면의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n은 다음과 같이 구한다.

(1) 조밀단면

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}105)$$

여기서, M_n :합성단면의 소성응력분포로부터 구한 모멘트 (N・mm)

(2) 비조밀단면

$$M_n = M_p - (M_p - M_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad (4.3\text{-}106)$$

여기서, λ, λ_p와 λ_r은 표 4.3-2의 판폭(직경)두께비 제한값

M_n : 인장플랜지의 항복과 압축플랜지의 첫 항복에 대응하는 항복모멘트(N・mm). 첫 항복에서의 저항능력은 0.7 f_{ck}의 최대 콘크리트 압축응력과 f_y의 최대 강재응력의 선형탄성 응력분포로 가정하여 계산한다.

(3) 세장단면

공칭휨강도는 첫 항복모멘트로부터 구한다. 압축플랜지 응력은 식 (4.2-50) 또는 식 (4.2-51)로부터 구한 국부좌굴응력 F_σ로 제한한다. 콘크리트 응력분포는 최대압축응력을 0.7f_{ck}로 한 선형탄성 응력분포로 한다.

4.3.2.2.3 휨과 축력의 조합

합성부재에 압축력과 휨이 동시에 작용하는 경우 KDS 14 31 05에서 요구되는 안정성을 고려해야 한다. 설계압축강도와 설계휨강도는 4.2.8.2.1.2와 4.3.2.1.1에 따라서 각각 구한다. 압축강도에 미치는 길이의 영향을 고려한 부재의 공칭압축강도는 4.2.8.2.1.2에 따라 구한다.

매입형 합성부재와 조밀단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (4.4-1)의 상호관계식 또는 식 (4.4-2)에서 규정한 방법 중의 1가지 방법에 따른다.

비조밀 또는 세장단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (4.4-1)의 상호관계식에 따른다.

4.3.3 교량용 거더

4.3.3.1 플레이트거더

4.3.3.1.1 일반사항

이 규정들은 웨브 중심선을 통과하는 수직축에 대하여 대칭인 I형 압연 또는 조립 직선 교량과 직선 부재가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 교량의 휨설계에 적용한다. 이 규정들은 4.3.3.1.1.1부터 4.3.3.1.1.8까지의 요구조건에 정의된 합성 또는 비합성단면, 하이브리드 또는 균질 단면, 그리고 웨브의 높이가 일정한 단면 또는 변단면에도 적용된다. 또한 이 규정들은 비틀림모멘트 등으로 인하여 발생하는 플랜지 횡방향 휨과 주축 휨의 영향을 함께 고려한 것이다.

휨을 받는 모든 I형 단면은 최소한 다음의 규정을 만족하도록 설계해야 한다.

(1) 단면비 제한조건 : 4.3.3.1.2

(2) 시공성 요구조건 : 4.3.3.1.3

(3) 사용한계상태 요구조건 : 4.3.3.1.4

(4) 피로 및 파괴한계상태 요구조건 : 4.3.3.1.5

(5) 강도한계상태 요구조건: 4.3.3.1.6

세장한 웨브 부재의 웨브 휨좌굴강도는 4.3.3.1.1.9에 따라 결정한다. 하이브리드 단면 또는 세장한 웨브 부재의 플랜지 응력감소계수는 4.3.3.1.1.10에 따라 결정한다.

4.3.3.1.1.1 합성단면

4.3.3.1.10에 의해 설계된 전단연결재로 강재단면과 콘크리트 바닥판이 결합되어 강재에 대한 횡방향지지 및 확실한 합성거동이 보장되는 경우에는 합성단면으로 설계할 수 있다.

(1) 응력

① 하중 재하순서

합성단면 임의의 점에서 외력에 의해 발행하는 탄성응력은 다음과 같은 단면에 각각 작용하는 하중에 의해 발생한 응력의 합으로 구한다.

가. 강재단면

나. 단기 합성단면

다. 장기 합성단면

동바리 공법을 적용하지 않고 시공하는 경우, 콘크리트 바닥판이 굳기 전이나 합성이 완료되기 전에 작용하는 영구하중은 강재단면 만이 지지하는 것으로 간주해야 한다. 합성이 완료된 이후에 작용하는 영구하중과 활하중은 합성단면이 지지하는 것으로 간주한다. 동바리 공법을 적용하여 시공하는 경우 모든 영구하중은 콘크리트 바닥판이 굳었거나 합성이 완료된 후에 작용하는 것으로 간주해야 하며, 관련 계약문서 상에도 그 사항을 명시해야 한다.

② 정모멘트 단면의 응력

정모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때의 합성단면은 강재단면과 콘크리트 바닥판 유효폭에 대한 환산단면으로 구성된다.

단기 합성단면에 작용하는 활하중에 대해서는, 단기 합성단면에 대한 탄성계수비 n을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구해야 한다. 장기 합성단면에 작용하는 영구하중에 대해서는 탄성계수비 $3n$을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구한다.

강도한계상태에서 활하중과 영구하중에 의해 발생한 모멘트들의 부호가 반대인 경우, 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 압축이라면 이 같은 방법으로 활하중 및 영구하중에 대한 바닥판의 환산단면적을 구하면 된다. 계수모멘트의 합으로 인해 발생하는 콘크리트 바닥판의 순응력이 인장인 경우에는 ③으로 강재단면의 응력을 구해야 하며, 콘크리트 바닥판의 응력은 ④로 구해야 한다.

탄성계수비는 다음과 같이 계산한다.

$$n = \frac{E}{E_c} \qquad (4.3\text{-}107)$$

여기서, E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

③ 부모멘트 단면의 응력

부모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때, 별도로 ④, 4.3.3.1.4.2 또는 KDS 14 31 20(4.1.2.1)에서 규정된 경우를 제외하고, 단기와 장기 합성단면은 강재 단면과 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근으로 이루어진다.

④ 콘크리트 바닥판 응력

모든 영구하중과 활하중에 의한 콘크리트 바닥판의 종방향 휨응력을 계산할 때는 단기 탄성계수비 n을 사용한다.

⑤ 콘크리트 바닥판의 유효폭

바닥판이 유효폭을 결정하는 특별한 다른 방법이 없을 경우에는 아래의 일반적인 보의 유효폭 규정을 적용한다. 유효지간길이는 단순보의 경우는 실제 지간길이로 하고, 연속보의 경우는 장기하중에 의한 처짐 곡선의 변곡점 간의 거리로 한다.

내측 보의 유효폭은 다음 중 최솟값으로 한다.

가. 유효 지간길이의 1/4

나. 바닥판 평균두께의 12배에 웨브두께와 상부플랜지 폭의 1/2 중 큰 값을 합한 값

다. 인접한 보와의 평균 간격

외측 보의 유효폭은 인접한 내측 보의 유효폭의 1/2과 다음 중 최솟값을 합한 값으로 한다.

라. 유효 지간길이의 1/8

마. 바닥판 평균두께의 6배에 웨브두께의 1/2과 상부플랜지 폭의 1/4 중 큰 값을 합한 값

바. 내민 폭

4.3.3.1.1.2 비합성단면

4.3.3.1.10에 따라 설계된 전단연결재로 콘크리트 바닥판이 강재단면에 연결되지 않은 단면은 비합성단면으로 설계한다.

4.3.3.1.1.3 하이브리드 단면

웨브의 최소항복강도는 강도가 더 큰 플랜지 최소항복강도의 65% 보다 작아서는 안 된다. 휨강도나 전단강도를 구할 때, 한 쪽 혹은 양 쪽 플랜지 보다 웨브의 항복강도가 큰 경우 웨브의 항복강도는 항복강도가 작은 플랜지 최소항복강도의 120% 이하이어야 한다. 정모멘트를 받는 합성단면에서는, 웨브의 항복강도가 압축플랜지의 항복강도보다 높은 경우 웨브의 항복강도를 그대로 적용할 수 있다.

4.3.3.1.1.4 웨브 높이가 변하는 부재

단면의 추축에 관한 휨에 의해 발생되는 하부플랜지의 응력을 산정할 때 하부플랜지 경사의 효과를 고려해야 한다. 정적 평형을 고려하여 영구하중에 의한 웨브의 전단력은 하부플랜지에 작용하는 수직력 성분만큼 감소시킬 수 있다. 하부플랜지가 수평을 유지하는 지점에서는 플랜지에 작용하는 수직력 성분을 웨브에 다시 전달시켜야 한다.

4.3.3.1.1.5 강성

휨부재의 강성을 구할 때 적용하는 단면은 다음과 같다:

(1) 비합성단면에 작용하는 하중에 대하여: 강재단면

(2) 합성단면에 작용하는 영구하중에 대하여: 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 장기 합성단면

(3) 합성단면에 작용하는 활하중에 대하여: 전 지간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 단기 합성단면

4.3.3.1.1.6 플랜지응력과 부재 휨모멘트

휨강도가 횡비틀림좌굴에 의해 지배되는 경우

(1) 응력 f_{bu}는 고려 대상 플랜지가 있는 비지지길이 구간에서 발생하는 횡방향 휨응력을 제외한 플랜지 압축응력 중 가장 큰 값으로 한다.

(2) 휨모멘트 M_u는 비지지길이 구간 내에 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 값 중 가장 큰 값으로 한다.

(3) 응력 f_l은 고려 대상 플랜지가 있는 비지지길이 구간에서 작용하는 횡방향 휨에 의한 응력 중 가장 큰 값으로 한다.
휨강도가 항복, 플랜지 국부좌굴 또는 웨브 휨좌굴에 지배되는 경우에는, f_{bu}, M_u와 f_l은 고려 중인 단면에 해당되는 값으로 한다.
f_{bu}, M_u와 f_l의 값은 계수하중으로 구하고, 모든 강도식의 부호는 양으로 한다.

연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡방향 휨응력은 0으로 한다. 불연속적으로 횡지지된 플랜지의 횡방향 휨응력은 구조해석으로 구해야 하고 다음을 만족해야 한다.

$$f_l \le 0.6F_{yf} \tag{4.3-108}$$

다음을 만족할 경우 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지의 횡방향 휨응력 f_l은 1차탄성해석으로부터 직접 구할 수 있다.

$$L_b \le 1.2L_p\sqrt{\frac{C_bR_b}{f_{bu}/F_{yc}}} \tag{4.3-109}$$

또는

$$L_b \le 1.2L_p\sqrt{\frac{C_bR_b}{M_u/M_{yc}}} \tag{4.3-110}$$

여기서, C_b : 4.3.3.1.8.2(3) 또는 부록 A.3.3에 규정된 모멘트구배 보정계수

f_{bu} : 고려 중인 플랜지에서 횡방향 휨을 고려하지 않고 전체 비지지길이 내에 발생하는 압축응력 중 가장 큰 값 (MPa)

L_b : 비지지길이 (mm)

L_p : 4.3.3.1.8.2(3)에 규정된 비지지길이 한계 (mm)

M_u : 고려 대상 플랜지압축부의 비지지길이 내에서 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값 (N・mm)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 압축플랜지에 대한 항복모멘트 (N・mm)

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

식 (4.3-109) 또는 식 (4.3-110)을 만족하지 않는 경우에는 2차 탄성해석으로 압축플랜지 횡방향 휨응력을 구해야 한다. 엄밀 2차탄성해석을 하지 않고 근사적으로 1차 탄성해석값을 다음과 같이 확대시켜 2차 횡방향 응력을 구할 수 있다.

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1-\frac{f_{bu}}{F_{cr}}}\right) f_{l1} \ge f_{l1} \tag{4.3-111}$$

또는

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1-\frac{M_u}{F_{cr}S_{xc}}}\right) f_{l1} \ge f_{l1} \tag{4.3-112}$$

여기서, f_{bu} : 고려 대상 플랜지의 횡방향 휨을 고려하지 않고 전체 비지지길이 내에서 발생하는 압축응력 중 가장 큰 값 (MPa)

f_{l1} : 고려 대상 단면에서 1차 압축플랜지 횡방향 휨응력 또는 비지지길이에 걸친 압축플랜지의 최대 1차 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{cr} : 식 (4.3-174) 또는 부록 식 (A.3.3-8)로부터 결정된 플랜지의 탄성 횡비틀림좌굴응력. 식 (A.3.3-8)은 웨브가 조밀 또는 비조밀인 직선 I-거더교에도 적용할 수 있다.

M_u : 고려 대상 플랜지압축부의 비지지길이 내에서 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 중 가장 큰 값

S_{xc} : 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수(= M_{yc}/F_{yc})(mm^3)

4.3.3.1.1.7 부모멘트 구간의 최소 바닥판철근

계수시공하중에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 인장응력이 ϕf_r을 초과하는 경우, 교축방향 철근단면적은 바닥판 총단면적의 1% 이상이어야 한다. 여기서, ϕ는 인장을 받는 콘크리트에 적용하는 강도저항계수이며, f_r은 콘크리트의 파괴계수이다. 이 때 적용하는 철근의 최소항복강도는 400 MPa 이상이어야 하며, D19 이하의 철근을 사용해야 한다. 교축방향 철근은 바닥판 전폭에 걸쳐서 2단 등간격으로 배근하며, 2/3를 위쪽에 배치해야 한다. 또한 철근의 간격은 300 mm를 넘지 않도록 배근해야 한다.

전단연결재를 설치하지 않은 부모멘트구간의 경우, 모든 교축방향 철근은 4.3.3.1.10.3에 규정된 추가 전단연결재 설치구간을 지나 정모멘트구간까지 연장해야 한다.

4.3.3.1.1.8 순단면 파단

강도한계상태 또는 시공성에 대하여 휨부재를 검토할 때 인장플랜지에 구멍이 있는 모든 단면은 다음의 추가적인 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_t \le 0.84\left(\frac{A_n}{A_g}\right)F_u \le F_{yt} \qquad (4.3\text{-}113)$$

여기서, A_n : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_g : 인장플랜지의 전단면적 (mm^2)

f_t : 플랜지의 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 계수하중에 의한 인장플랜지의 전단면에 발생하는 응력 (MPa)

F_u : 인장플랜지의 최소인장강도 (MPa)

4.3.3.1.1.9 웨브 휨좌굴강도

(1) 수평보강재가 없는 웨브

공칭휨좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{crw} = \frac{0.9Ek}{(D/t_w)^2} \qquad (4.3\text{-}114)$$

그러나 $R_h F_{yc}$ 와 $F_{yw}/0.7$ 중 작은 값을 초과해서는 안 된다. 여기서 휨좌굴계수 k는 다음 식으로 구한다.

$$k = \frac{9}{(D_c/D)^2} \qquad (4.3\text{-}115)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k는 7.2를 사용한다.

(2) 수평보강재가 있는 웨브

다른 합리적인 해석법을 적용하지 않는 경우 공칭휨좌굴강도는 식 (4.3-114)에 의해 결정하며 휨좌굴계수는 다음과 같다.

① $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{5.17}{(d_s/D)^2} \geq \frac{9}{(D_c/D)^2} \qquad (4.3\text{-}116)$$

② $\frac{d_s}{D_c} < 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2} \qquad (4.3\text{-}117)$$

여기서, d_s : 종방향 수평보강재 중심선과 압축플랜지 안쪽 면 사이의 거리 (mm)

웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k는 7.2를 사용한다.

4.3.3.1.1.10 플랜지 응력감소계수

(1) 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

압연, 균질 조립단면과 웨브강도가 양측 플랜지강도보다 큰 경우 Rh는 1.0을 사용한다. 그렇지 않으면 다른 합리적인 해석 대신 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수는 다음 식으로 구한다.

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \qquad (4.3\text{-}118)$$

여기서, $\beta = \dfrac{2D_n t_w}{A_{fn}}$ (4.3-119)

ρ : F_{yw}/f_n과 1.0 중에 작은 값

여기서, A_{fn} : 플랜지 단면적과 D_n방향에 위치한 플랜지 덮개판 면적의 합 (mm^2). 부모멘트를 받는 합성단면인 경우 상부플랜지에 대한 A_{fn}값은 종방향 철근단면적을 포함시킨다.

D_n : 단면의 탄성중립축으로부터 양 플랜지의 안쪽 면까지의 거리 중 큰 값 (mm). 중립축의 위치가 웨브중앙에 위치하는 경우에는 중립축으로부터 먼저 항복이 발생하는 중립축 측 플랜지 안쪽 면까지의 거리.

f_n : D_n방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근에서 처음으로 항복이 발생하는 단면의 경우에는 A_{fn}산정 시 포함된 각 요소의 최소항복강도 (MPa). 그 밖의 경우에는 D_n과 반대방향에서 최초 항복 발생 시 D_n방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근의 탄성응력 중 가장 큰 값

(2) 웨브의 국부좌굴에 따른 플랜지 응력감소계수, R_b

4.3.3.1.3.2에 따라 시공성을 검토할 때 또는

① 합성단면이고 정모멘트를 받으며 웨브가 4.3.3.1.2.1(1) 또는 4.3.3.2.2.1(2)의 규정을 만족하는 경우, 또는

② 1개 또는 그 이상의 종방향 수평보강재가 설치되고 다음을 만족하는 경우,

$$\frac{D}{t_w} \le 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}120)$$

또는

③ 웨브가 다음 식을 만족하는 경우,

$$\frac{2D_c}{t_w} \le \lambda_{rw} \qquad (4.3\text{-}121)$$

R_b는 1.0을 사용한다.

그 밖의 경우,

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300 a_{wc}} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_{rw} \right) \leq 1.0 \qquad (4.3\text{-}122)$$

여기서, λ_{rw} = 비조밀 웨브에 대한 세장비 한계

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}123)$$

a_{wc} = 압축을 받는 웨브의 2배 면적과 압축플랜지의 비

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \qquad (4.3\text{-}124)$$

정모멘트를 받는 수평보강재가 있는 합성단면의 경우,

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc} + b_s t_s (1 - f_{DC1}/F_{yc})/3n} \qquad (4.3\text{-}125)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

f_{DC1} : 콘크리트 바닥판이 경화되기 전이나 합성되기 전에 작용하는 설계영구하중에 대한 압축플랜지 응력(MPa)이며, 이 때 플랜지 횡방향 휨에 의한 응력은 포함하지 않는다.

k : 4.3.3.1.1.9(2)에 규정된 수평보강재가 설치된 웨브의 휨좌굴계수

n : 6.3.1.1.1(1)②에 규정된 탄성계수비

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께 (mm)

D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

4.3.3.1.2 단면비 제한

4.3.3.1.2.1 웨브단면비

(1) 수평보강재가 없는 웨브

웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad (4.3\text{-}126)$$

(2) 수평보강재가 있는 웨브

웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \qquad (4.3\text{-}127)$$

4.3.3.1.2.2 플랜지 단면비

압축플랜지와 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \qquad (4.3\text{-}128)$$

$$b_f \geq D/6 \qquad (4.3\text{-}129)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \qquad (4.3\text{-}130)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \qquad (4.3\text{-}131)$$

여기서, I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

4.3.3.1.3 시공성 검토

4.3.3.1.3.1 일반사항

주요 시공단계 중에는 적절한 강도가 확보되도록 해야 한다. 또한 주요부재에 대해서는 하이브리드 단면웨브의 항복을 제외하고 공칭항복강도를 초과하지 않도록 설계해야 하며, 후좌굴강도를 고려해서는 안 된다. 이는 시공단계에서 4.3.3.1.3.2와 4.3.3.1.3.3의 규정을 따르면 만족된다. 최종단계에서는 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트부 단면의 경우에는 4.3.3.1.3.4를 적용한다. 휨부재에 대한 시공성 검토 시 모든 하중은 해당 설계기준에 규정된 계수를 고려해야 한다. 처짐 계산 시에는 하중계수 1.0을 사용한다.

베어링에서 부재를 들어 올릴 가능성에 대해서도 각각의 주요 시공단계에서 검토해야 한다.

바닥판을 통하지 않고 전달되는 집중하중이 작용하는 위치에서 지압보강재가 설치되지 않은 웨브는 부록 B.5의 규정을 만족해야 한다.

만약 인장플랜지에 구멍이 있다면 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8의 규정을 만족해야 한다.

휨부재에 위치하거나 연결된 하중에 저항하는 볼트연결부는 각각의 중요한 시공단계에서 설계하중 하에서의 미끄럼이 방지되도록 설계하고 KDS 14 31 25(4.1.3.6)의 규정으로 연결부미끄럼을 검토해야 한다.

4.3.3.1.3.2 휨

(1) 불연속으로 횡지지된 압축플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래의 식을 모두 만족해야 한다. 세장한 웨브를 가진 단면의 경우 f_l이 0인 경우에는 식 (4.3-132)을 검토하지 않아도 된다. 조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면의 경우 식 (4.3-134)는 검토하지 않아도 된다.

$$f_{bu} + f_l \le \phi_f R_h F_{yc} \qquad (4.3\text{-}132)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \le \phi_f F_{nc} \qquad (4.3\text{-}133)$$

그리고

$$f_{bu} \le \phi_f F_{crw} \qquad (4.3\text{-}134)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_{nc} : 플랜지의 공칭휨저항강도 (MPa)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 압축플랜지에 관한 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) 불연속으로 횡지지된 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + f_l \le \phi_f R_h F_{yt} \qquad (4.3\text{-}135)$$

(3) 연속적으로 횡지지된 압축 또는 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}136)$$

세장한 웨브와 압축을 받는 플랜지를 갖는 비합성단면은 식 (4.3-134)도 만족해야 한다.

(4) 콘크리트 바닥판

주요 시공단계에 대해서 종방향 철근이 4.3.3.1.1.7의 규정에 따라 설계된 경우 외에는 설계하중에 의한 바닥판 교축방향 인장응력은 ϕf_r을 초과하지 않도록 설계한다. 콘크리트 바닥판의 종방향 응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 산정해야 한다. ϕ와 f_r은 4.3.3.1.1.7에 따라 산정해야 한다.

4.3.3.1.3.3 전단

웨브는 주요 시공단계에서 아래 식을 만족해야 한다.

$$V_u \le \phi_v V_{cr} \qquad (4.3\text{-}137)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도감소계수

V_u : 비합성단면에 적용된 설계시공하중과 설계영구하중에 의해 작용하는 웨브의 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (4.3-190)로부터 구한 전단좌굴저항강도 (N)

4.3.3.1.3.4 바닥판 시공

최종적으로 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트단면들은 다양한 바닥판 시공단계 중 4.3.3.1.3.2에 따라 휨에 대한 검토를 수행해야 한다.
기하학적인 특성, 브레이싱 길이 및 공칭휨저항강도를 계산하기 위한 응력들은 강재단면에만 국한한다. 여러 바닥판 시공단계에서 하중, 강성 및 브레이싱의 변화를 고려해야 한다.

4.3.3.1.3.5 고정하중 처짐

고정하중 처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용한다.

4.3.3.1.4 사용한계상태

4.3.3.1.4.1 탄성처짐

탄성처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용해야 한다.

4.3.3.1.4.2 영구처짐

(1) 일반사항

① 이 규정을 적용할 때에는 사용한계상태조합을 적용해야 한다.

②사용한계상태조합에서 강재의 응력을 계산할 때 다음의 방법을 적용할 수 있다.

가. 4.3.3.1.1.7을 만족하면서 전 길이에 걸쳐 전단연결재가 부착된 부재의 경우 합성단면에 별개로 작용하는 하중에 의한 휨응력은 단기 또는 장기 합성단면으로 가정하여 계산한다. 사용한계상태조합 하에서 교축방향으로 발생하는 콘크리트의 최대인장응력이 $2f_r$보다 작은 경우 콘크리트 바닥판은 정모멘트 및 부모멘트 구간에서 모두 유효하다고 가정할 수 있다. 여기서, f_r은 콘크리트의 균열응력이다.

나. 부모멘트 구간에서 합성단면 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대인장응력이 $2f_r$보다 큰 경우에는 사용한계상태조합 하에서 강재의 휨응력 계산 시 강재단면과 콘크리트 바닥판의 유효단면 내에 있는 철근만을 고려한다.

다. 부모멘트를 받는 비합성단면의 경우 강재의 휨응력을 구할 때 강재단면만 유효한 것으로 본다.

③ 콘크리트 바닥판의 교축방향 응력은 4.3.3.1.1.1(1)④에 의하여 계산해야 한다.

(2) 휨

① 플랜지는 아래의 요구조건을 만족해야 한다.

가. 합성단면 상부플랜지의 경우

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}138)$$

나. 합성단면 하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}139)$$

다. 비합성단면 상하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80 R_h F_{yf} \qquad (4.3\text{-}140)$$

여기서, f_f : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않은 사용한계상태조합에 의한 플랜지 응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 사용한계상태조합에 의한 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

② 동바리 공법을 이용하여 시공한 정모멘트부의 합성 조밀단면의 경우 사용한계상태조합에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 압축응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 구하며 $0.6 f_c'$을 초과해서는 안 된다.

③ 4.3.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하는 웨브를 가진 정모멘트부 합성단면을 제외하고 모든 단면은 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_c \leq F_{crw} \qquad (4.3\text{-}141)$$

여기서, f_c : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 사용한계상태조합에 의한 단면의 압축플랜지 응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)

4.3.3.1.5 피로 및 파단한계상태

4.3.3.1.5.1 피로

(1) 피로상세는 KDS 14 31 20(4.1)의 피로규정에 따라 검토해야 한다.

(2) 수평곡선 플레이트거더교의 경우 주축 휨에 의한 피로응력범위에 횡방향 휨응력을 합하여 적용해야 한다.

(3) 전단연결재는 4.3.3.1.10.2와 4.3.3.1.10.3의 피로규정들을 적용해야 한다.

4.3.3.1.5.2 파단

계약 문서에 명시된 파단인성 요구조건은 KDS 14 31 20(4.2)의 규정을 따라야 한다.

4.3.3.1.5.3 웨브의 피로요구조건

이 조항을 적용하는 경우에 한하여 설계피로하중은 피로하중조합으로 계산한 값의 2배를 적용한다. 수직보강재가 설치된 웨브 내측 패널은 수평보강재 유무에 관계없이 아래 규정을 만족해야 한다.

$$V_u \leq V_{cr} \qquad (4.3\text{-}142)$$

여기서, V_u : 하중계수를 곱하지 않은 영구하중과 설계피로하중으로 발생하는 웨브 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (4.3-180)로 구한 전단좌굴강도 (N)

4.3.3.1.6 강도한계상태

4.3.3.1.6.1 일반사항

해당 설계기준에 규정된 강도한계상태 하중조합을 적용해야 한다.

4.3.3.1.6.2 휨

(1) 일반사항

인장플랜지에 구멍이 있는 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트부의 합성단면

① 직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 합성단면은 비조밀단면으로 간주하며 4.3.3.1.7.2를 만족해야 한다.

② 아래의 요구조건을 만족하는 직선교의 합성단면은 조밀단면으로 간주한다.

가. 플랜지의 최소항복강도가 460 MPa를 초과하지 않고,

나. 웨브는 4.3.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하며,

다. 웨브세장비 한계를 만족하는 단면

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}143)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축 측 웨브의 높이 (mm)

③ 조밀단면은 4.3.3.1.7.1을 만족해야 한다. 그렇지 않으면 단면은 비조밀단면으로 간주하고 4.3.3.1.7.2를 만족해야 한다.

④ 조밀단면 및 비조밀단면은 4.3.3.1.7.3에 규정된 연성조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트부의 합성단면 및 비합성단면

① 직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 단면은 4.3.3.1.8의 규정을 적용하여 설계해야 한다.

② 직교 혹은 사각이 20° 미만인 사교에 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치되어 있고, 다음의 조건을 만족하면 부록 A에 명시된 조밀 또는 비조밀 웨브 단면의 규정에 따라 설계할 수 있다.

가. 플랜지의 최소항복강도가 460 MPa를 초과하지 않고,

나. 웨브가 비조밀단면 세장비 한계를 만족하며,

$$\frac{2D_c}{t_w} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}144)$$

그리고

다. 플랜지가 아래의 비율을 만족하는 단면

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \ge 0.3 \qquad (4.3\text{-}145)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

위의 조건을 만족하지 않으면 4.3.3.1.8을 따라야 한다.

4.3.3.1.6.3 전단

4.3.3.1.9를 적용해야 한다.

4.3.3.1.6.4 전단연결재

4.3.3.1.10.4를 적용해야 한다.

4.3.3.1.7 휨강도-정모멘트부 합성단면

4.3.3.1.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 아래 식을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \le \phi_f M_n \qquad (4.3\text{-}146)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

M_n : 4.3.3.1.7.1(2)에 규정된 공칭휨강도 (N・mm)

M_u : 4.3.3.1.1.6에 규정된 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N・mm)

M_{yt} : 부록 B.2에 규정된 인장플랜지에 관한 항복모멘트 (N・mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

(2) 공칭휨강도

① 공칭항복강도가 460 MPa 이하인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 460 MPa 이하이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

가. $D_p \le 0.1 D_t$인 경우

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}147)$$

나. 그 밖의 경우

$$M_n = M_p\left(1.07 - 0.7\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad (4.3\text{-}148)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N・mm)

② 공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

가. $D_p \le 0.1 D_t$인 경우

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}149)$$

나. $0.1 D_t < D_p \le 0.2 D_t$인 경우

$$M_n = M_p\left(1.19 - 1.9\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad (4.3\text{-}150)$$

다. $D_p > 0.2D_t$인 경우

$$M_n = M_p\left(1.0 - 0.95\frac{D_p}{D_t}\right) \quad (4.3\text{-}151)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N・mm)

③ 연속교의 경우 단면의 공칭휨강도는 다음 식을 만족해야 한다.

$$M_n \leq 1.3R_h M_y \quad (4.3\text{-}152)$$

여기서, M_y : 부록 B.2에 규정된 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

4.3.3.1.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

① 강도한계상태에서 압축플랜지는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3\text{-}153)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산한 플랜지응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.1.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

② 인장플랜지는 다음의 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3\text{-}154)$$

여기서, f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nt} : 4.3.3.1.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

③ 동바리 공법을 이용한 경우 강도한계상태에서 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대압축응력은 4.3.3.1.1.1(1)④로 구할 수 있으며 $0.6f_c'$을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

① 압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (4.3\text{-}155)$$

여기서, R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

② 인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (4.3\text{-}156)$$

4.3.3.1.7.3 연성 요구조건

조밀 및 비조밀단면은 아래의 식을 만족해야 한다.

(1) 공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa이며 4.3.3.1.1.3을 만족하는 하이브리드 합성단면인 경우

$$D_p \leq 0.3 D_t \quad (4.3\text{-}157)$$

(2) 그 밖의 단면인 경우

$$D_p \leq 0.42 D_t \quad (4.3\text{-}158)$$

여기서, D_p : 소성모멘트 상태에서 콘크리트 바닥판의 상단에서 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

4.3.3.1.8 휨강도-부모멘트부의 합성단면과 비합성단면

4.3.3.1.8.1 일반사항

(1) 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서는 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (4.3\text{-}159)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 4.3.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지 응력 (MPa)

f_l : 4.3.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.1.8.2에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(2) 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (4.3\text{-}160)$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.1.8.3에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(3) 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (4.3\text{-}161)$$

4.3.3.1.8.2 압축플랜지 휨저항강도

(1) 일반사항

식 (4.3-150)을 검토할 때 F_{nc}는 4.3.3.1.8.2(2)에 규정된 국부좌굴강도와 4.3.3.1.8.2(3)에 규정된 횡비틀림좌굴강도를 적용한다.

(2) 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

① $\lambda_f \le \lambda_{pf}$인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-162}$$

② 그 밖의 경우

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-163}$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_f}{2t_f} \tag{4.3-164}$$

λ_{pf} = 조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.3-165}$$

λ_{rf} = 비조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \tag{4.3-166}$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력의 영향을 포함한 공칭항복강도에 도달할 때 압축플랜지 응력. 압축플랜지 횡방향 휨은 고려치 않으며 $0.7F_{yc}$와 F_{yw} 가운데 작은 값이지만 $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

(3) 횡비틀림좌굴강도

① 비지지길이 내에서 균일 단면을 갖는 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

가. $L_b \le L_p$인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-167}$$

나. $L_p < L_b \le L_r$인 경우

$$F_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] R_b R_h F_{yc} \le R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-168}$$

다. $L_b > L_r$인 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \le R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-169}$$

여기서, L_b : 비지지길이 (mm)

L_p = 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.3-170}$$

L_r = 비탄성 횡비틀림좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \tag{4.3-171}$$

C_b : 모멘트 보정계수

(가) 브레이싱이 없는 캔틸레버나 f_{mid}/f_2>1 또는 f_2=0인 부재

$$C_b = 1.0 \tag{4.3-172}$$

(나) 그 밖의 모든 경우

$$C_b = 1.75 - 1.05\left(\frac{f_1}{f_2}\right) + 0.3\left(\frac{f_1}{f_2}\right)^2 \le 2.3 \tag{4.3-173}$$

F_{cr} = 탄성 횡비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b R_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \tag{4.3-174}$$

r_t = 압축플랜지와 압축을 받는 웨브 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 유효회전반경 (mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} \tag{4.3-175}$$

여기서,

F_{yr} : 잔류응력의 영향을 포함한 공칭항복강도에 도달할 때 압축플랜지 응력. 압축플랜지 횡방향 휨은 고려치 않고 $0.7F_{yc}$와 F_{yw} 가운데 작은 값이지만 $0.5F_{yc}$ 이상이어야 한다.

D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 부록 B.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

f_{mid} : 고려 중인 플랜지의 비지지길이 구간 중앙점에서의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로 최대 압축응력을 발생시키거나 압축이 전혀 작용하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 설계모멘트로 산정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값이며 인장인 경우는 음의 값이다 (MPa).

f_0 : f_2에 대응하는 반대지점의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로 최대 압축응력을 발생시키거나 압축이 전혀 작용하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 설계모멘트로 산정한다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값이며 인장인 경우는 음의 값이다(MPa).

f_1 : f_2에 대응하는 반대쪽 브레이싱 지점의 횡방향 휨을 고려하지 않은 휨응력으로, C_b 값을 가장 작게 발생시키는 f_2와 f_0 (또는 f_{mid}) 간 선형보간하여 구한 응력으로 다음과 같이 구한다(MPa).

㉮ 브레이싱 양단 지점 간의 거리에 따라 모멘트의 변화가 오목한 형태인 경우

$$f_1 = f_0 \tag{4.3-176}$$

㉯ 그 밖의 경우

$$f_1 = 2f_{mid} - f_2 \geq f_0 \tag{4.3-177}$$

f_2 : 브레이싱 양단 지점에서 발생하는 압축응력 중 큰 값 (MPa). 가장 불리한 계수하중을 적용하며 항상 양의 값을 갖는다. 브레이싱 양 지점에서 플랜지의 응력이 0이거나 인장으로 작용하는 경우에는 0으로 한다.

R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

② 비지지구간이 역곡률 휨을 받고 비합성 비대칭 단면으로 구성된 부재들로 이루어진 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡방향으로 지지되지 않았다면, 양쪽플랜지 모두 횡비틀림좌굴강도를 검토해야 한다.

③ 비지지구간에서 불균일 단면을 갖는 경우, 각각의 단면에서 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 비지지구간 내에서 단면이 균일한 것으로 가정하고 식 (4.3-167), (4.3-168) 및 (4.3-169)으로 구한 값 중 작은 값으로 적용한다. 이 경우에는 모멘트 보정계수를 1.0을 적용하고 L_b는 유효길이계수에 의해 수정하지 않는다.

④ 브레이싱 구간 길이의 20% 이하에 걸쳐 작은 단면으로 변하는 경우, 플랜지의 횡방향 단면 모멘트나 작은 단면의 양측 플랜지의 단면모멘트가 큰 단면 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀림좌굴강도를 구한다.

4.3.3.1.8.3 인장플랜지 휨강도

인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \qquad (4.3\text{-}178)$$

여기서, R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

4.3.3.1.9 전단강도

4.3.3.1.9.1 일반사항

(1) 강도한계상태에서 직선 및 곡선 웨브 패널은 다음을 만족해야 한다.

$$V_u \le \phi_v V_n \qquad (4.3\text{-}179)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

V_n : 4.3.3.1.9.2 및 4.3.3.1.9.3에 규정된 공칭전단강도 (N)

V_u : 설계하중에 의한 웨브의 전단력 (N)

(2) 중간수직보강재는 4.3.3.1.11.1로 설계하며 수평보강재는 4.3.3.1.11.3에 따라 설계한다.

(3) 균질 거더 및 하이브리드 거더의 내측 웨브의 경우에는 아래와 같이 수직보강재를 설치하고 4.3.3.1.9.3을 적용하여 설계한다.

① 수평보강재가 없는 경우 중간수직보강재 간격은 $3D$를 초과하지 말아야 하고 또는

② 1개 이상의 수평보강재가 있는 경우 중간수직보강재의 간격은 $1.5D$를 초과하지 않도록 한다.

(3) 만일 패널을 보강할 필요가 없을 경우에는 6.3.1.9.2를 적용한다.

(4) 단부 패널에 대한 수직보강재 설계는 4.3.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다.

4.3.3.1.9.2 비보강 웨브의 공칭강도

비보강 웨브의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C\,V_p \qquad (4.3\text{-}180)$$

$$V_p = 0.58\,F_{yw}\,D\,t_w \qquad (4.3\text{-}181)$$

여기서, C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비로서, 전단좌굴계수 k는 5.0으로 한다.

V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단력 (N)

4.3.3.1.9.3 보강 웨브의 공칭강도

(1) 일반사항

① 수직보강재나 수평보강재가 있는 내측 웨브 패널의 공칭전단강도는 4.3.3.1.9.3(2)의 규정으로, 단부 웨브 패널의 공칭전단강도는 4.3.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다. 수평보강재가 있는 웨브 패널의 공칭전단강도를 구할 때에는 웨브의 전체높이 D를 사용한다. 수직보강재는 패널에 작용하는 최대 전단력을 고려하여 간격을 정한다.

② 보강재는 4.3.3.1.11에서 규정한 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 내측 패널

내측 웨브 패널이 4.3.3.1.9.1에 따라 설계되고 전체 패널 단면이 다음 단면비를 만족하는 경우에는,

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc}+b_{ft}t_{ft})} \le 2.5 \qquad (4.3\text{-}182)$$

① 공칭전단강도는 다음 식으로 구한다.

$$V_n = V_p\left[C+\frac{0.87\,(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}}\right] \qquad (4.3\text{-}183)$$

여기서, $V_p = 0.58\,F_{yw}\,Dt_w$ (4.3-184)

d_0 : 보강재 간격 (mm)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단력 (N)

C : 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력비

② 전단좌굴응력비 C는 아래와 같이 계산한다.

가. $\frac{D}{t_w} < 1.12\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = 1.0 \qquad (4.3\text{-}185)$$

나. $1.12\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \le \frac{D}{t_w} \le 1.40\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = \frac{1.12}{(D/t_w)}\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \qquad (4.3\text{-}186)$$

다. $\frac{D}{t_w} > 1.40\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}}$ 인 경우

$$C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2}\left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (4.3\text{-}187)$$

여기서, k = 전단좌굴계수

$$= 5 + \frac{5}{(d_0/D)^2} \quad (4.3\text{-}188)$$

③ 그 밖의 경우 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} + \frac{d_0}{D}\right)}\right] \quad (4.3\text{-}189)$$

(3) 단부 패널

① 단부 패널의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C\,V_p \quad (4.3\text{-}190)$$

여기서, V_p = 소성전단력 (N)

$$= 0.58\,F_{yw}\,D\,t_w \quad (4.3\text{-}191)$$

C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비

V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

② 수평보강재가 있거나 없는 단부 패널에서 수직보강재의 간격은 $1.5D$를 초과하면 안 된다.

4.3.3.1.10 전단연결재

4.3.3.1.10.1 일반사항

(1) 합성단면에서 콘크리트 바닥판과 강재 단면 사이의 내부전단에 저항하기 위해 스터드나 ㄷ형강의 전단연결재를 설치해야 한다.

(2) 단경간 합성교는 지간 전체에 걸쳐 전단연결재를 설치한다. 직선 연속 합성교는 보통 교량의 전체길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다. 부모멘트 영역에서 교축방향 철근이 합성단면의 일부분으로 고려되는 구간에는 전단연결재를 설치한다. 그렇지 않을 경우, 전단연결재를 부모멘트 영역에 설치할 필요는 없지만, 4.3.3.1.10.3의 규정에 따라 영구하중에 의하여 휨모멘트부호가 변하는 변곡점 구간에는 추가적인 연결재를 설치해야 한다.

(3) 부모멘트 영역에서 전단연결재를 설치하지 않은 구간에서는 4.3.3.1.1.7에 따라 교축방향 철근을 정모멘트 구간 내로 연장시켜야 한다.

(4) 곡선 연속 합성교는 교량의 전체 길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다.

(5) 형태

① 스터드와 ㄷ형강 전단연결재는 본 규정에 따라 설계해야 한다. 전단연결재는 표면전체가 콘크리트와 접촉될 수 있도록 콘크리트를 철저히 다짐할 수 있는 형태이어야 한다. 전단연결재는 콘크리트와 강재 사이에서 수직 및 수평 등 모든 방향의 이동에 저항할 수 있어야 한다.

② 스터드 전단연결재의 직경에 대한 높이의 비는 4.0 이상이어야 한다.

③ ㄷ형강 전단연결재는 5 mm 이상의 치수로 필릿용접을 해야 한다.

(6) 피치

① 전단연결재의 피치는 4.3.3.1.10.2와 4.3.3.1.10.3에 규정된 피로한계상태를 만족해야 한다. 전단연결재의 개수는 4.3.3.1.10.4에 규정된 강도한계상태를 만족하기 위한 소요개수 이상이어야 한다.

② 전단연결재의 피치 p는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$p \le \frac{nZ_r}{V_{sr}} \tag{4.3-192}$$

여기서,

V_{sr} = 단위길이 당 수평방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

$$= \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} \tag{4.3-193}$$

V_{fat} = 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

$$= \frac{V_f Q}{I} \tag{4.3-194}$$

F_{fat} = 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

다음 중 큰 값을 적용한다.

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot}\sigma_{flg} l}{wR} \tag{4.3-195}$$

또는

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w} \tag{4.3-196}$$

σ_{flg} : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않은 하부플랜지의 종방향 피로응력 발생범위 (MPa)

A_{bot} : 하부플랜지의 단면적 (mm^2)

F_{rc} : 상부플랜지에서 크로스프레임 또는 다이아프램의 작용력의 순범위 (N)

I : 단기 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

l : 브레이싱점 사이의 거리 (mm)

n : 한 단면 내에 배치된 전단연결재의 개수

p : 전단연결재의 거더 축방향피치 (mm)
Q : 단기 합성단면의 중립축에 대한 바닥판 환산단면적의 단면1차모멘트 (mm^3)
R : 패널 내의 최소 거더반경 (mm)
V_f : 피로하중조합 하의 수직전단력 발생범위 (N)
w : 콘크리트 바닥판의 유효폭 길이로 1,220 mm이며, 측경간 단지점에서는 610 mm이다. (mm)
Z_r : 4.3.3.1.10.2에 의해 결정된 전단연결재 1개의 전단피로강도 (N)

③ 직선 경간 또는 경간 일부가 직선인 경우, 식 (4.3-195)로부터 구한 반경 방향 피로전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다. 직선교 또는 사각이 20°를 초과하지 않는 수평 곡선교는 식 (4.3-196)로부터 구한 반경 방향 피로 전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다.

④ 전단연결재의 중심과 중심사이의 피치는 600 mm를 초과해서는 안 되며, 직경의 6배 이상이어야 한다.

(7) 횡방향 간격

① 전단연결재는 상부플랜지의 횡방향으로 배치해야 하며 규칙적이거나 다양한 간격을 갖도록 설계할 수 있다.

② 스터드 전단연결재는 거더 직각방향으로 스터드의 중심과 중심 사이의 간격이 스터드 직경의 4배 이상이어야 한다.

③ 상부플랜지의 연단과 가장 인접한 전단연결재의 순연단 거리는 25 mm 이상이어야 한다.

(8) 덮개와 관입

전단연결재 위의 콘크리트 피복덮개 높이는 50 mm 이상이어야 한다. 전단연결재는 적어도 50 mm를 슬래브 내부로 관입시켜야 한다.

4.3.3.1.10.2 피로강도

(1) 전단연결재의 피로강도 Z_r 은 다음과 같이 구한다.

① 스터드 전단연결재의 경우

가. 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 18.9\,d^2 \qquad (4.3\text{-}197)$$

나. 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = \alpha\,d^2 \qquad (4.3\text{-}198)$$

여기서, $$\alpha = 238.0 - 29.5\log N \qquad (4.3\text{-}199)$$

② ㄷ형강 전단연결재의 경우

가. 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 183.9w \qquad (4.3\text{-}200)$$

나. 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = Bw \qquad (4.3\text{-}201)$$

여기서, $$B = 1641.6 - 189.2\log N \qquad (4.3\text{-}202)$$

여기서, d : 스터드의 직경 (mm)

N : KDS 14 31 20(4.1.2.5)에 규정된 하중반복회수

w : 플랜지에 직각방향으로 측정된 ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

(2) 전단연결재의 피치는 Z_r 값과 전단력 범위 V_{sr} 을 이용하여 식 (4.3-192)로부터 구한다. 전단연결재가 플랜지의 피로강도에 미치는 효과는 KDS 14 31 20(4.1.2)로 검토한다.

4.3.3.1.10.3 영구하중에 의한 휨 변곡점구간에 대한 특별요구사항

(1) 최종조건이 부모멘트부의 비합성 부재인 경우, 영구적인 하중으로 인한 휨의 변곡점구간에는 추가적인 전단연결재를 설치해야 한다.

(2) 추가적인 전단연결재의 개수 n_{ac}는 다음과 같다.

$$n_{ae} = \frac{A_s f_{sr}}{Z_r} \qquad (4.3\text{-}203)$$

여기서, A_s : 내부지점부에서 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

f_{sr} : 피로하중조합 하의 종방향 철근의 응력범위 (MPa)

Z_r : 4.3.3.1.10.2에 규정한 전단연결재 한 개의 전단피로강도 (N)

(3) 추가적인 전단연결재는 강재자중에 의한 휨 변곡점에서 양쪽으로 바닥판 유효폭의 1/3 거리 이내에 설치해야 한다. 추가 전단연결재를 포함한 모든 전단연결재의 중심간 피치는 4.3.3.1.10.1(2)의 규정을 만족해야 한다. 현장 이음판은 전단연결재와 간섭되지 않도록 배치해야 한다.

4.3.3.1.10.4 강도한계상태

(1) 일반사항

강도한계상태에서 전단연결재의 설계전단강도 Q_r은 다음과 같이 구한다.

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \qquad (4.3\text{-}204)$$

여기서, Q_n : 4.3.3.1.10.4(3)에 규정된 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

ϕ_{sc} : 전단연결재에 대한 강도저항계수

강도한계상태에서 전단연결재의 최소개수는 다음과 같이 구한다.

$$n = \frac{P}{Q_r} \qquad (4.3\text{-}205)$$

여기서, P : 4.3.3.1.10.4(2)에 규정된 총 공칭전단력 (N)

Q_r : 식 (4.3-204)로부터 구하는 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도 (N)

(2) 공칭전단력

① 단순교 및 최종조건이 부모멘트부의 비합성단면 연속교인 경우, 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점과 양측으로 인접한 모멘트가 0인 구간에서의 총 공칭전단력 P는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \qquad (4.3\text{-}206)$$

여기서,

P_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다 (N).

$$P_{1p} = 0.85 f_c' b_s t_s \qquad (4.3\text{-}207)$$

또는

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \qquad (4.3\text{-}208)$$

F_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력 (N) 으로서 다음과 같다.

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R} \qquad (4.3\text{-}209)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

L_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중)에 인접한 지점과 거더단부 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_p 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께 (mm)

② 직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_p를 0으로 할 수 있다.

③ 최종조건이 부모멘트부의 합성 연속교인 경우, 최대 정모멘트(활하중+충격하중)지점과 이에 인접한 부재 단부 사이의 총 공칭전단력 P는 식 (4.3-206)으로 구한다. 최대 정모멘트(활하중+충격하중) 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 총 공칭전단력 P는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2} \qquad (4.3\text{-}210)$$

여기서,

P_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음과 같이 구한다. (N)

$$P_T = P_p + P_n \qquad (4.3\text{-}211)$$

P_n : 내측 지점부의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다(N).

$$P_{1n} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \qquad (4.3\text{-}212)$$

또는

$$P_{2n} = 0.45 f_c' b_s t_s \qquad (4.3\text{-}213)$$

F_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이에 위치한 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력으로 다음과 같이 구한다. (N)

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R} \qquad (4.3\text{-}214)$$

여기서, L_n : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_n 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

④ 직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_T를 0으로 할 수 있다.

(3) 공칭전단강도

①콘크리트 바닥판 내에 매입된 스터드 전단연결재 1개의 공칭전단강도는 다음과 같다. 단, 아래 강도식은 스터드의 직경이 25 mm 이하이고 최소인장강도가 500 MPa 이하인 경우에 적용한다.

$$Q_n = 0.27 d^2 \sqrt{f_c' E_c} \le 0.8 A_{sc} F_u \qquad (4.3\text{-}215)$$

여기서, d : 스터드의 직경 (mm)

A_{sc} : 스터드 전단연결재의 단면적 (mm2)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스터드 전단연결재의 최소인장강도 (MPa)

② 콘크리트에 매립된 ㄷ형강 전단연결재의 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_c{}'E_c} \qquad (4.3\text{-}216)$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

L_c : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

4.3.3.1.11 보강재

4.3.3.1.11.1 중간수직보강재

(1) 일반사항

① 수직보강재는 판 또는 L형강을 사용하여 웨브의 한쪽 또는 양쪽에 볼트나 용접으로 접합한다. 직선교에서 다이아프램이나 수직 브레이싱의 이음판으로 사용되지 않은 보강재는 압축플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 하나, 인장플랜지와는 밀착시키지 않아도 된다. 수평 곡선교에서 웨브 한쪽 면에만 설치된 수직보강재는 상·하 플랜지에 모두 접합시켜야 하고, 수직보강재를 양쪽 모두 설치할 때에는 상·하 플랜지에 틈이 없도록 밀착시키거나 접합해야 한다.

② 다이아프램이나 수직 브레이싱의 이음판으로 사용되는 보강재는 상·하 플랜지에 접합시켜야 한다.

③ 수직보강재-웨브 용접단부와 이에 인접한 웨브-플랜지 용접부 또는 수평보강재-웨브 용접단까지의 거리는 $4t_w$ 이상 그리고 $6t_w$와 100 mm 이하이어야 한다.

(2) 돌출폭

돌출폭 b_t는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \qquad (4.3\text{-}217)$$

그리고

$$16t_p \geq b_t \geq b_f/4 \qquad (4.3\text{-}218)$$

여기서, b_f : I-단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; U-형단면의 경우, 가장 넓은 압축플랜지의 전폭; 폐단면 박스거더의 경우 $b_f/4$ 제한치는 적용되지 않는다. (mm)

t_p : 수직보강재의 두께 (mm)

(3) 단면2차모멘트

① 수직보강재 양쪽 웨브에서 전단력 V_u가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$보다 크지 않은 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t는 다음 값 중 작은 값을 만족해야 한다.

$$I_t \geq I_{t1} \tag{4.3-219}$$

그리고

$$I_t \geq I_{t2} \tag{4.3-220}$$

여기서,

$$I_{t1} = b t_w^3 J \tag{4.3-221}$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5} \tag{4.3-222}$$

$$J = \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0 \geq 0.5 \tag{4.3-223}$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \tag{4.3-224}$$

$$V_{cr} = C V_p \tag{4.3-225}$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \tag{4.3-226}$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

V_{cr} : 인접 웨브 패널의 공칭전단좌굴강도 중 작은 값 (N)

V_u : 설계조합하중에 의한 인접 웨브의 전단력 중 큰 값 (N)

I_t : 한 쪽 면만 보강된 경우는 웨브와의 접합면에 대하여, 양면 보강된 경우에는 웨브의 중심축에 대한 수직보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)

b : d_0와 D 중 작은 값 (mm)

d_0 : 인접한 웨브 폭들 중 작은 값 (mm)

J : 보강재 휨강성 변수

ρ_t : F_{yw}/F_{crs}와 1.0 중 큰 값

F_{crs} : 보강재의 국부좌굴강도 (MPa)

F_{ys} : 보강재의 최소 항복강도 (MPa)

C : 식 (4.3-185), 식 (4.3-186) 또는 식 (4.3-187)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴강도의 비. 비보강 웨브의 경우 $k=5.0$을 적용한다.

V_p : 소성전단력 (N)

②수직보강재의 한쪽 또는 양쪽 웨브에서 전단력 V_u가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$보다 커서 웨브의 후좌굴강도 또는 사인장강도가 요구되는 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t는 다음을 만족해야 한다.

가. $I_{t2} \geq I_{t1}$ 인 경우

$$I_t \geq I_{t1} + (I_{t2} - I_{t1})\left(\frac{V_u - \phi_v V_{cr}}{\phi_v V_n - \phi_v V_{cr}}\right) \tag{4.3-227}$$

나. 그 밖의 경우

$$I_t \geq I_{t2} \qquad (4.3\text{-}228)$$

여기서, V_n : 4.3.3.1.9.3에 규정된 전단좌굴강도와 사인장강도의 조합공칭강도로 산정한 인접 웨브 패널의 공칭전단강도 중 작은 값 (N)

다. 수평보강재가 있는 경우, 수직보강재는 또한 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_l}\right)\left(\frac{D}{3.0d_0}\right)I_l \qquad (4.3\text{-}229)$$

여기서, b_t : 수직보강재의 돌출폭 (mm)

b_l : 수평보강재의 돌출폭 (mm)

I_l : 4.3.3.1.11.3(3)에 규정된 수평보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)

4.3.3.1.11.2 하중집중점 지압보강재

(1) 일반사항

① 지압보강재는 모든 지점부 위치에 설치해야 한다. 압연 형강보의 지점부 위치나 조립단면 또는 압연형강이 바닥판을 통하지 않고 집중하중을 받는 위치에는 지압보강재를 설치하거나 웨브를 부록 B.5에 따라 설계해야 한다.

② 지압보강재는 단일 또는 여러 개의 판 또는 L형강을 웨브 양면에 용접 또는 볼트로 접합시켜 설계하중에 의한 전체 수직력을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

③ 지압보강재는 웨브의 전체높이까지 연장시켜야 하며, 가능한 한 플랜지 연단까지 연장시켜야 한다. 각 지압보강재는 플랜지에 밀착되어 하중을 지지할 수 있도록 공장가공을 하거나 완전용입홈용접으로 플랜지와 접합시켜야 한다.

(2) 돌출폭

지압보강재의 돌출폭 b_t는 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \leq 0.48t_p\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad (4.3\text{-}230)$$

여기서, F_{ys} : 지압보강재의 최소항복강도 (MPa)

t_p : 지압보강재의 두께 (mm)

(3) 지압강도

설계지압강도는 다음과 같이 구한다.

$$(R_{sb})_r = \phi_b(R_{sb})_n \qquad (4.3\text{-}231)$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

$(R_{sb})_n$ = 지압보강재의 공칭지압강도 (N)

$$= 1.4 A_{pn} F_{ys} \quad (4.3\text{-}232)$$

A_{pn} : 웨브 용접면으로부터 돌출된 지압보강재의 단면적으로서 플랜지 연단 위의 돌출부는 포함하지 않는다. (mm^2)

F_{ys} : 지압보강재의 최소항복강도 (MPa)

(4) 지압보강재의 축방향 강도

① 일반사항

설계축방향강도 P_r은 지압보강재의 최소항복강도 F_{ys}를 사용하여 4.2에 따라 결정한다. 회전반경은 웨브 중심축에 대해 계산하며 유효좌굴길이는 $0.75D$로 한다. 여기서, D는 웨브 높이이다.

② 유효단면

가. 웨브에 볼트로 접합된 보강재의 경우는 지압보강재 만을 유효 기둥단면으로 취급한다.

나. 웨브에 용접된 보강재의 경우, 유효 기둥단면에 웨브의 일부를 포함한다. 웨브에 용접으로 접합된 2개의 지압보강재가 사용된 경우는 지압보강재의 양쪽으로 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효 기둥단면으로 본다. 만약 1쌍 이상의 지압보강재가 사용된 경우에는 지압보강재 중 가장 외측 보강재들로부터 각각 $9t_w$ 이내의 웨브를 유효 기둥단면으로 본다.

다. 연속지간의 내부지점부 하이브리드 단면에서 웨브의 최소항복강도가 플랜지의 최소항복강도의 70%보다 작으면 웨브는 유효단면에서 제외시켜야 한다.

라. 웨브의 최소항복강도가 보강재의 항복강도보다 작으면 웨브 유효단면은 F_{yw}/F_{ys}의 비로 줄여야 한다.

4.3.3.1.11.3 수평보강재

(1) 일반사항

① 수평보강재가 필요한 부분에 대해서는 웨브의 1면에 수평방향으로 플레이트를 용접접합하거나 혹은 앵글을 볼트로 체결하여 설치한다. 수평보강재는 식 (4.3-134)의 시공성 기준, 식 (4.3-141)의 사용한계상태기준, 그리고 강도한계상태에서의 요구조건을 모두 만족하도록 설치위치를 결정해야 한다. 수평보강재는 계약서에서 허용되지 않는다면 보강재가 필요한 구간에서 가능한 절단하지 않도록 한다. 웨브의 보강재 역할을 하는 수직보강재가 수평보강재에 의해 간섭되는 경우, 수직보강재는 휨과 축방향 강성을 발휘할 수 있도록 수평보강재에 부착시켜야 한다.

② 강도한계상태에서의 설계하중과 시공성을 검토할 때 수평보강재의 휨응력 f_s는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_s \le \phi_f R_h F_{ys} \quad (4.3\text{-}233)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

F_{ys} : 보강재의 최소항복강도 (MPa)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

(2) 돌출폭

수평보강재의 돌출폭 b_l은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_l \le 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \tag{4.3-234}$$

여기서, t_s : 보강재의 두께 (mm)

(3) 단면2차모멘트와 회전반경

수평보강재는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_l = D t_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \tag{4.3-235}$$

그리고

$$r \ge \frac{0.16 d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \tag{4.3-236}$$

여기서 β : 다음과 같이 계산된 수평보강재 휨강성을 위한 곡률보정계수

① 수평보강재가 곡률중심의 반대편 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \tag{4.3-237}$$

② 수평보강재가 곡률중심 쪽 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \tag{4.3-238}$$

$$Z = \text{곡률인자} = \frac{0.95 d_0^2}{R t_w} \le 10 \tag{4.3-239}$$

여기서, d_0 : 수직보강재 간격 (mm)

I_l : 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트 (mm^4).

F_{yw}가 F_{ys}보다 작을 경우 유효단면에 포함된 웨브의 폭을 F_{yw}/F_{ys} 비로 감소시킨다.

R : 해당 패널의 최소 거더반경 (mm)

r : 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 회전반경 (mm)

4.3.3.1.12 덮개판

4.3.3.1.12.1 일반사항

(1) 부재에 덧붙여지는 각 덮개판의 길이 L_{cp}(mm)는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$L_{cp} \geq 2d + 900 \qquad (4.3\text{-}240)$$

여기서, d : 강재 단면의 전체높이 (mm)

(2) 플랜지에 인장응력과 압축-인장 교번응력을 일으키는 반복하중을 받는 단재하경로 구조물에서 두께 20 mm 이상되는 플랜지에는 부분용접을 한 덮개판을 사용해서는 안 된다. 각 덮개판의 최대두께는 덮개판이 붙여지는 플랜지두께의 2배를 초과해서는 안 된다. 덮개판을 여러 겹으로 용접해 붙이는 것은 허용되지 않는다. 덮개판의 폭은 덮개판이 붙여지는 플랜지폭보다 좁거나 넓게 할 수 있다.

4.3.3.1.12.2 단부 요구조건

(1) 일반사항

이론적인 덮개판의 끝단은 설계하중에 의한 휨모멘트 M_u 또는 휨응력 f_{bu}가 플랜지의 설계휨강도와 같은 단면위치로 결정해야 한다. 덮개판은 이론적인 덮개판의 끝단보다 다음 조건들을 만족하도록 연장해야 한다.

① 실제 덮개판의 끝단은 KDS 14 31 20(4.2)에 규정된 피로조건의 응력범위 내에 있어야 한다.

② 설계하중에 의해 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생되는 축력은 덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접이나 볼트를 통하여 전달될 수 있어야 한다.

③ 단면변화를 준 덮개판 끝의 폭은 75 mm 이상이어야 한다.

(2) 용접단

덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접은 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생되는 힘을 충분히 전달할 수 있어야 한다. 덮개판의 폭이 플랜지폭보다 더 넓을 경우 덮개판을 끝돌림용접해서는 안 된다.

(3) 볼트 연결단

① 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 플랜지와 덮개판을 마찰연결하는 경우 연결볼트는 이론적인 끝단에서 설계하중에 의해서 계산되는 덮개판의 축방향력을 충분히 저항할 수 있어야 한다. 단부 볼트연결의 미끄럼강도는 KDS 14 31 25(4.1.3.6)에 따라서 결정한다.

② 덮개판과 플랜지의 종방향 용접은 연속적이어야 하고, 단부 볼트연결부의 첫 번째 볼트열과 만나기 전 볼트 간격만큼 떨어진 곳에서 용접을 끝내야 한다.

4.3.3.2 박스거더

4.3.3.2.1 일반사항

(1) 이 규정은 경간장 105m 이내인 단일 박스거더 또는 다중 박스거더를 갖는 직선 또는 곡선 단순교 또는 연속교에 적용한다. 이 규정은 4.3.3.1.1.1, 4.3.3.1.1.3~4.3.3.1.1.8 및 4.3.3.2.1.1~4.3.3.2.1.4에 정의되거나 기술된 요구조건을 만족하는 합성단면, 하이브리드 단면 및 균질 단면, 그리고 웨브의 높이가 일정하거나 변하는 단면에 적용한다. 4.3.3.1.1.6의 규정은 U형단면의 상부플랜지에만 적용해야 한다.

(2) 단일 박스거더는 전체 단면의 중앙에 위치시켜야 하며, 고정하중의 무게중심은 박스의 전단중심에 가능한 한 가깝게 위치하도록 설계해야 한다. 이 규정은 다실 단일 박스거더 또는 하부플랜지를 콘크리트와 합성시킨 박스단면에는 적용할 수 없다.

(3) 휨을 받은 모든 형태의 박스단면은 최소한 다음조건을 만족하도록 설계해야 한다.
① 4.3.3.2.2에 규정된 단면비 제한
② 4.3.3.2.3에 규정된 시공성
③ 4.3.3.2.4에 규정된 사용한계상태
④ 4.3.3.2.5에 규정된 피로 및 파괴한계상태
⑤ 4.3.3.2.6에 규정된 강도한계상태

(4) 웨브가 세장한 부재의 웨브 휨좌굴강도는 4.3.3.1.1.9에 따라 결정해야 한다. 하이브리드 단면 또는 세장 웨브를 갖는 부재의 플랜지 응력감소계수는 4.3.3.1.1.10에 따라 결정해야 한다.

4.3.3.2.1.1 응력계산

(1) 플랜지의 폭이 유효 경간장의 1/5을 초과하지 않으면 다중 및 단일 박스단면의 플랜지폭 전체를 휨에 대한 유효폭으로 본다. 단경간의 경우 유효 경간장은 경간장과 같다. 연속교의 경우 유효 경간장은 영구하중변곡점 간의 거리 또는 단순지점과 영구하중 변곡점 사이의 거리와 같다. 만약 플랜지의 폭이 유효 경간장의 1/5을 초과할 때에는 경간장의 1/5을 휨에 대한 유효폭으로 본다.

(2) 단일 박스단면, 곡선교의 다중 박스단면과 박스플랜지 전체가 유효하지 않는 단면인 경우, 휨전단과 순수비틀림에 의한 전단의 영향을 고려해야 한다. 강도한계상태에서 계수하중에 의한 박스플랜지의 순수비틀림 전단응력은 플랜지의 계수비틀림 전단강도 F_{vr}을 초과할 수 없다. F_{vr}은 다음과 같이 산정한다.

$$F_{vr} = 0.75\phi_v \frac{F_{yf}}{\sqrt{3}} \qquad (4.3\text{-}241)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항

(3) 또한, 단면 뒤틀림에 의한 횡방향 휨응력은 4.3.3.2.5에 규정된 피로와 강도한계상태에 대하여 고려되어야 한다. 계수하중에 의한 횡방향 휨응력은 강도한계상태에서 135 MPa을 초과해서는 안 된다. 단면 뒤틀림에 의한 종방향 뒴응력은 4.3.3.2.5에 규정된 피로에 대해서는 고려해야 하지만 강도한계상태에 대해서는 무시할 수 있다. 횡방향 휨과 종방향 뒴응력은 합리적인 해석방법에 의해 결정해야 한다. 웨브 또는 박스플랜지에 부착된 수직보강재는 횡방향 휨에 저항하는 것으로 간주한다.

4.3.3.2.1.2 받침

지점에는 단일 또는 이중받침을 설치할 수 있다. 박스거더 단면의 웨브 내외 측에 이중받침을 설치할 수 있다. 단일받침이 하부플랜지 폭보다 좁은 경우는 전단중심선을 따라 배치해야 하며, 기타 지점은 모든 하중경우에 대하여 전도가 발생하지 않도록 배치해야 한다. 하부고정받침을 사용할 때에는 설계 시 이들로부터 야기되는 하중효과도 고려해야 한다.

4.3.3.2.1.3 플랜지와 웨브의 연결

이 절에 규정된 경우를 제외하고는 플랜지-웨브용접의 총 유효두께는 웨브 또는 플랜지의 두께보다 작아서는 안 된다. 1지간 내에 2개 이상의 중간 내측 다이아프램이 설치된 경우에 플랜지-웨브 연결은 필릿용접을 사용할 수 있다. 만약, 필릿용접을 사용할 때는 연결플랜지 또는 웨브의 양측 모두를 용접해야 한다.

4.3.3.2.1.4 접근 및 배수

박스단면의 접근구멍은 응력이 작은 곳의 하부플랜지에 위치시켜야 한다. 접근구멍이 플랜지 응력에 미치는 영향을 모든 한계상태에 대해 조사하여 필요 시 구멍을 보강해야 한다. 압축을 받는 박스플랜지에 있는 접근구멍의 경우, 강도한계상태에서 구멍이 있는 면의 남아 있는 플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.1.8.2(2)의 규정에 따라 결정해야 한다. 이 때 λ_f는 구멍이 있는 면의 플랜지 투영폭을 보강을 포함한 플랜지 두께로 나눈 값으로 적용한다. 박스단면의 내측에 통풍과 배수를 위한 규정을 두어야 한다.

4.3.3.2.2 단면비 요구조건

4.3.3.2.2.1 웨브 단면비

(1) 일반사항

웨브는 경사지거나 또는 수직이어야 한다. 하부플랜지와 수직을 이루는 평면과 웨브판의 경사는 1/4을 초과해서는 안 된다. 경사 웨브의 경우 모든 설계요구조건에서 경사를 고려한 웨브 길이를 적용하여 검토해야 한다. U형단면의 상부플랜지에 부착된 웨브는 플랜지 폭의 중앙점에 부착해야 한다.

(2) 수평보강재가 없는 웨브

웨브는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad (4.3\text{-}242)$$

(3) 수평보강재가 있는 웨브

웨브는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \qquad (4.3\text{-}243)$$

4.3.3.2.2.2 플랜지 단면비

압축 또는 인장을 받는 U형단면의 상부플랜지는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \qquad (4.3\text{-}244)$$

$$b_f \geq D/6 \qquad (4.3\text{-}245)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \qquad (4.3\text{-}246)$$

4.3.3.2.2.3 다중 박스단면의 활하중 분배계수 적용 특별제한

(1) 2개 이상의 단일 박스단면으로 구성된 직선교에서 활하중 분배계수를 적용하여 활하중 휨모멘트를 산정할 경우에는 다음에 언급된 기하학적 조건을 만족해야 한다. 또한, 베어링 연결선은 사각을 이루지 않아야 한다.

(2) 지간 중앙에서의 인접 박스 간 플랜지의 중심간격 a는 그림 4.3-1과 같이 각 박스단면의 플랜지 중심간격 w의 80% 보다 크고 120% 보다 작아야 한다. 또한, 평행하지 않은 박스거더 단면을 사용하는 경우 중앙지간에서의 요구조건 외에 지점에서의 인접한 박스거더의 플랜지 중심간격은 각 박스단면의 플랜지 중심간격의 65% 이상 및 135% 이내이어야 한다. 각 박스단면의 플랜지 중심간격은 동일해야 한다.

(3) 웨브의 경사도는 1/4을 넘어서는 안 된다.

(4) 난간이나 연석을 포함한 바닥판의 내민부는 인접 박스 간 상부 강재플랜지의 평균 중심간격 a의 60%를 초과할 수 없으며, 또한 1,800 mm 이내이어야 한다.

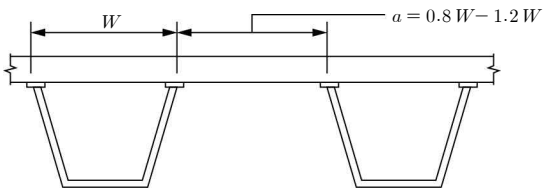


그림 4.3−1 플랜지중심 간 거리

4.3.3.2.3 시공성

4.3.3.2.3.1 일반사항

(1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.3 규정을 적용해야 한다.

(2) 각각의 박스단면의 기하학적 형상은 모든 시공단계 동안 유지되어야 한다. 박스거더 단면의 변형을 제어할 수 있도록 일시적 또는 영구적인 중간 내측 다이아프램 또는 크로스프레임, 외측 다이아프램 또는 크로스프레임, 상부 횡브레이싱 등의 부재 설치를 검토해야 한다.

4.3.3.2.3.2 휨

(1) 주요 시공단계에서 4.3.3.1.3.2(1)~4.3.3.1.3.2(3)의 규정은 U형단면 박스의 상부플랜지에만 적용해야 한다. 비지지길이는 내측 크로스프레임 또는 다이아프램 사이의 거리로 본다. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 U형단면박스 상부플랜지의 횡비틀림좌굴강도를 구하는데 부록 A.3.3의 규정을 적용할 수 없다.

(2) 주요 시공단계에서 압축을 받는 비합성박스의 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nc} \qquad (4.3\text{-}247)$$

그리고

$$f_{bu} \le \phi_f F_{crw} \qquad (4.3\text{-}248)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 종방향 휨을 고려하지 않고 계산된 고려 중인 단면의 계수하중에 의한 종방향 플랜지 응력 (MPa)

F_{crw} : 4.3.3.1.1.9에 규정된 웨브의 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa). 시공성검토에서 F_{nc}를 계산할 때 웨브 응력감소계수 R_b는 1.0으로 한다.

(3) 조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면인 경우 식 (4.3-248)은 검토하지 않아야 한다.

(4) 주요 시공단계 검토에서 비합성 박스거더 인장플랜지 및 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f R_h F_{yf} \Delta \qquad (4.3\text{-}249)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yf}}\right)^2} \qquad (4.3\text{-}250)$$

f_v : 고려 중인 단면에서 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림에 의한 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_f} \qquad (4.3\text{-}251)$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)
R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드계수
T : 계수하중에 의한 내부토크 (N・mm)

콘크리트가 굳기 전 또는 합성되기 전에 박스플랜지에 작용하는 하중에 대해서 플랜지는 비합성 박스플랜지로 설계해야 한다. 플랜지 자중을 포함한 계수가 곱해지지 않은 영구하중 및 계수가 곱해지지 않은 시공하중으로 인한 비합성 박스플랜지의 최대 수직처짐은 웨브 사이의 횡방향지간의 1/360 배를 초과해서는 안 된다. 계수영구하중과 계수 시공하중으로 인한 비합성 박스플랜지의 두께방향 휨응력은 135 MPa을 초과해서는 안 된다. 비합성 박스플랜지 위에 놓인 젖은 콘크리트의 무게 및 다른 일시적 또는 영구적인 하중은 박스플랜지가 웨브 사이에 단순보처럼 작용하는 것으로 볼 수 있다. 콘크리트 바닥판이 굳기 전이거나 합성되기 전에 작용하는 하중으로 인한 플랜지의 응력과 처짐을 제어할 필요가 있는 경우에는 플랜지를 보강할 수 있다.

4.3.3.2.3.3 전단

4.3.3.1.3.3에 규정된 전단요구조건을 검토할 때 필요시 4.3.3.2.9의 규정도 함께 적용해야 한다.

4.3.3.2.4 사용한계상태

(1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.4를 적용해야 한다.

(2) 식 (4.3-139)의 f_l 항은 0으로 놓아야 한다. 식 (4.3-140)은 적용할 수 없다. 4.3.3.2.2.1(2) 규정을 만족하는 웨브를 갖는 정모멘트부 단면을 제외하고 모든 단면들은 식 (4.3-141)을 만족해야 한다.

4.3.3.2.5 피로 및 파괴한계상태

(1) 여기에 명시된 사항 외에는 4.3.3.1.5의 규정을 적용해야 한다.

(2) 전단연결재의 피로인 경우 4.3.3.2.10의 해당규정을 적용해야 한다. 4.3.3.1.10.3에 규정된 전단연결재 피로규정은 적용할 수 없다.

(3) 4.3.3.1.5.3에 규정된 전단 요구조건을 검토할 때 4.3.3.2.9의 해당 규정을 적용해야 한다.

(4) 다음 단면에 대해서는 단면 비틀림으로 인한 종방향 뒴응력과 횡방향 휨응력을 고려해야 한다.
① 단일 박스단면을 갖는 직선교 또는 곡선교
②4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족하지 않는 다중 박스단면 직선교

③ 다중 박스단면 곡선교

④ 4.3.3.2.1.1을 적용했을 때 플랜지 전체가 유효하지 않는 단일 또는 다중 박스단면

(5) 박스단면의 모든 상세에서 모재의 피로강도를 검토할 때, 종방향 뒴으로 인한 응력범위를 고려해야 한다. 플랜지-웨브 필릿용접부에 근접한 모재나 횡방향 요소를 웨브나 박스플랜지에 연결하는 필릿용접 끝단에 근접한 모재의 피로강도 평가 시에 횡방향 응력 범위를 별도의 경우로 고려해야 한다. 횡방향 휨응력 발생범위를 결정할 때, 일회 응력반복횟수는 피로검토가 중요한 2개의 다른 횡방향 위치에서 계수 피로하중의 통과에 의해 결정된 응력범위의 75%로 정의된다. 이와 같이 산정된 응력범위는 어떤 경우에도 단일 차선에 작용시킨 계수 피로하중에 의한 응력범위보다 커야한다.

(6) 크로스프레임 연결판과 플랜지를 연결하는 필릿용접 끝단에서 하부 박스플랜지의 횡방향 휨응력 범위에 저항하는 내측 크로스프레임 내에 있는 하부 횡방향 부재의 필요성 여부에 대해 반드시 검토해야 한다. 플랜지 종방향보강재를 사용하지 않는 경우 박스플랜지 부근에 있는 횡방향 크로스프레임 부재는 박스플랜지에 부착되어야 하며, 종방향보강재를 사용하는 경우에는 횡방향 부재를 볼트로 종방향보강재에 부착시켜야 한다. 이들 횡방향 크로스프레임 부재의 단면2차모멘트는 고려 중인 내측 크로스프레임에 부착되는 가장 큰 연결판의 웨브와 접촉되는 단부를 기준으로 한 단면2차모멘트보다 작아서는 안 된다.

(7) 단일 박스단면에서는 임의 위치에서 플랜지와 웨브가 가상적으로 완전 파단이 지속된 후에도 전체 고정하중과 활하중의 일부를 단면이 지탱하는 것으로 해석을 통하여 판명되지 않는 경우에는 인장플랜지는 파괴유발부재로 보아야 한다. 2개의 박스단면을 갖는 경우 손상된 구조물의 적절한 강도와 안정성을 정밀해석으로 증명하지 않는 한 정모멘트부 하부플랜지만을 파괴유발부재로 간주한다. 2개를 초과하는 박스거더 단면을 갖는 경우에는 박스단면의 모든 요소는 파괴유발부재로 간주하지 말아야 한다.

4.3.3.2.6 강도한계상태

4.3.3.2.6.1 일반사항

4.3.3.2.6은 강도한계상태하중조합에 대해 적용해야 한다.

4.3.3.2.6.2 휨

(1) 일반사항

고려 중인 단면에서 인장플랜지에 구멍이 있는 경우 인장플랜지는 4.3.3.1.1.8의 요구조건을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트 구간

① 곡선 강거더교 단면은 비조밀단면으로 고려해야 하며 4.3.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

② 아래의 요구조건을 모두 만족하는 직선교 단면은 조밀단면으로 설계해야 한다.

가. 플랜지와 웨브의 최소항복강도가 455 MPa을 초과하지 않으며,

나. 웨브는 4.3.3.2.2.1(2)의 요구조건을 만족하며,

다. 단면은 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족하는 교량의 일부이며,

라. 4.3.3.2.1.1에 따라 플랜지 전체가 유효하며,

마. 웨브가 다음 세장비 한계를 만족하는 경우

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \le 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}252)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

③ 조밀단면은 4.3.3.2.7.1의 요구조건을 만족해야 한다. 그 밖의 경우, 비조밀단면으로 고려해야 하며 4.3.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

④ 조밀 및 비조밀단면은 4.3.3.1.7.3에 규정된 연성요구조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트 구간

4.3.3.2.8을 적용해야 한다. 부록 A의 규정은 적용할 수 없다. 연속교의 내측 지점단면에서 계수하중에 의한 부모멘트를 재분배하여 설계할 수 없다.

4.3.3.2.6.3 전단

4.3.3.2.9의 규정을 적용해야 한다.

4.3.3.2.6.4 전단연결재

4.3.3.1.10.4를 적용해야 한다. 필요 시 4.3.3.2.10을 함께 적용해야 한다.

4.3.3.2.7 휨강도-정모멘트부

4.3.3.2.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \le \phi_f M_n \qquad (4.3\text{-}253)$$

여기서, ϕ_f: 휨에 대한 강도저항계수

M_n : 4.3.3.2.7.1(2)에 규정된 단면의 공칭휨강도 (N・mm)

M_u : 계수하중에 의한 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N・mm)

(2) 공칭휨강도

단면의 공칭휨강도는 4.3.3.1.7.1(2)의 규정으로 구해야 하며, 연속교의 경우 항상 식 (4.3-152)의 한계 이내 값이어야 한다.

4.3.3.2.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

① 압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nc} \tag{4.3-254}$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지 횡방향 휨이나 종방향 뒴을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

② 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nt} \tag{4.3-255}$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.2.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

강도한계상태에서 4.3.3.1.1.1(1)④의 규정으로 산정한 콘크리트 바닥판의 최대 종방향 압축응력은 $0.6f_c'$을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

①U형단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \tag{4.3-256}$$

여기서, R_b : 4.3.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브응력감소계수

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

② 폐단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta \tag{4.3-257}$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2} \tag{4.3-258}$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{fc}} \tag{4.3-259}$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)

T : 계수하중에 의한 내부 비틀림모멘트 (N·mm)

폐단면과 U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta \tag{4.3-260}$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yt}}\right)^2} \tag{4.3-261}$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{ft}} \tag{4.3-262}$$

4.3.3.2.8 휨강도-부모멘트부

4.3.3.2.8.1 일반사항

(1) 압축플랜지

압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nc} \tag{4.3-263}$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지의 횡방향 휨이나 종방향 뒴을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력 (MPa)

F_{nc} : 4.3.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(2) 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \le \phi_f F_{nt} \tag{4.3-264}$$

여기서, F_{nt} : 4.3.3.2.8.3에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

4.3.3.2.8.2 압축플랜지의 휨강도

(1) 일반사항

종방향보강재로 보강되지 않은 압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(2)의 규정으로 구해야 한다. 종방향보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(3)의 규정으로 구해야 한다.

(2) 비보강 플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = F_{cb}\sqrt{1-\left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}}\right)^2} \tag{4.3-265}$$

① 여기서, F_{cb}는 플랜지의 공칭압축좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

가. $\lambda_f \le \lambda_p$인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \Delta \tag{4.3-266}$$

나. $\lambda_p < \lambda_f \le \lambda_r$인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc}\left[\Delta - \left(\Delta - \frac{\Delta - 0.3}{R_h}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \tag{4.3-267}$$

다. $\lambda_f > \lambda_r$인 경우

$$F_{cb} = \frac{0.9 E R_b k}{\lambda_f^2} \tag{4.3-268}$$

② F_{cv}는 전단만 작용할 때 플랜지의 공칭전단좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

가. $\lambda_f \le 1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = 0.58 F_{yc} \tag{4.3-269}$$

나. $1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} < \lambda_f \le 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = \frac{0.65\sqrt{F_{yc} E k_s}}{\lambda_f} \tag{4.3-270}$$

다. $\lambda_f > 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = \frac{0.9 E k_s}{\lambda_f^2} \tag{4.3-271}$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비$= \frac{b_{fc}}{t_{fc}}$ (4.3-272)

$$\lambda_p = 0.57\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}\Delta}} \tag{4.3-273}$$

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}} \tag{4.3-274}$$

$$\Delta = \sqrt{1-3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2} \tag{4.3-275}$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{fc}} \tag{4.3-276}$$

F_{yr} = 잔류응력이 고려된 압축플랜지의 항복강도 또는 웨브의 최소항복강도 중 작은 값 (MPa) $= (\Delta - 0.3)F_{yc} \le F_{yw}$ (4.3-277)

k = 균일분포 압축응력에 대한 판의 좌굴계수 = 4.0

k_s = 전단응력에 대한 판의 좌굴계수 = 5.34

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

b_{fc} : 웨브 사이의 압축플랜지 폭 (mm)

A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)

R_b : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브 응력감소계수

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

T : 계수하중에 의한 내부 비틀림모멘트 (N・mm)

(3) 종방향보강재로 보강된 압축플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 4.3.3.2.8.2(2)에 규정된 종방향보강재가 없는 압축플랜지의 공칭휨강도 산정식으로 구해야 하며 이를 적용할 때 다음을 따라야 한다.

① b_{fc}는 w로 대체한다.

② 등분포 수직응력에 대한 판 좌굴계수 k는 아래와 같이 구한다.

③ $n=1$ 인 경우

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{4.3-278}$$

④ $n=2$ 인 경우

$$k = \left(\frac{0.894I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{4.3-279}$$

단, $1.0 \le k \le 4.0$

⑤ 전단응력에 대한 판 좌굴계수 k_s는 아래와 같이 구한다.

$$k_s = \frac{5.34 + 2.84\left(\frac{I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}}}{(n+1)^2} \le 5.34 \qquad (4.3\text{-}280)$$

여기서, I_s : 플랜지와 평행한 축에 대한 보강재 하단에서의 종방향보강재 1개의 단면2차모멘트 (mm^4)

n : 등간격인 종방향보강재의 수

w : 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭 또는 웨브로부터 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값 (mm)

압축플랜지 종방향보강재는 4.3.3.2.11.2 규정을 만족해야 한다.

4.3.3.2.8.3 인장플랜지 휨강도

(1) U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구해야 한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \qquad (4.3\text{-}281)$$

여기서, R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

(2) 폐단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 식 (4.3-260)으로부터 구해야 한다.

4.3.3.2.9 전단강도

(1) 한 쪽 웨브의 설계전단강도를 결정할 때 여기에 명시된 사항 이외에는 4.3.3.1.9의 규정을 적용해야 한다. 경사진 웨브의 경우에는 4.3.3.1.9의 웨브 높이 D는 경사를 따라 측정한 높이를 사용해야 한다. 경사진 웨브의 경우 각 웨브는 계수하중에 의한 전단력 V_{ui}에 대하여 설계되어야 한다.

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos\theta} \qquad (4.3\text{-}282)$$

여기서, V_u : 경사진 웨브 1개에 작용하는 계수하중에 의한 전단력 (N)

θ : 연직축에 대한 웨브의 경사각 ($^\circ$)

(2) 모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 4.3.3.2.1.1의 규정에 따라 플랜지 전체폭이 유효하지 않는 다중 박스단면교인 경우, V_u는 휨전단과 순수비틀림전단의 합으로 구해야 한다.

(3) 식 (4.3-182)를 검토할 때, 박스플랜지의 b_{fc} 또는 b_{ft}는 웨브 사이의 유효플랜지폭의 1/2로 한다. 이 때, 유효플랜지폭은 4.3.3.2.1.1의 규정으로 구하며 그 값은 $18t_f$를 초과하지 않아야 한다. 여기서, t_f는 박스플랜지의 두께이다.

(4) 웨브 보강재는 4.3.3.2.11.1의 요구조건을 만족해야 한다.

4.3.3.2.10 전단연결재

(1) 여기에 명시된 사항 이외에는 4.3.3.1.10의 규정에 따라 전단연결재를 설계해야 한다.

(2) 부모멘트 구간에도 전단연결재를 설치해야 한다.

(3) 모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 4.3.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 4.3.3.2.1.1의 규정에 따라 플랜지 전체폭이 유효하지 않는 다중 박스단면교인 경우, 전단연결재는 휨전단과 순수비틀림전단을 합한 전단력에 대하여 설계해야 한다. U형단면 박스거더의 한 쪽 상부플랜지에 발생하는 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 V_{fat}는 추가적인 휨전단과 비틀림전단을 받는 웨브에 대하여 계산되어야 한다. 산정된 전단연결재 피치는 다른 쪽 상부플랜지에도 동일하게 적용해야 한다. 식 (4.3-195)로 주어진 곡률에 의한 피로전단력 발생범위 F_{fat1}는 직선 또는 곡선 경간 전체 또는 경간 일부분에 있는 박스단면의 설계시에 무시할 수 있다.

(4) 강도한계상태를 만족하도록 전단연결재의 개수를 검토하는 경우, 강박스단면의 단면적과 콘크리트 바닥판의 유효단면적은 식 (4.3-207), 식 (4.3-208), 식 (4.3-212) 및 식 (4.3-213)으로 P를 결정할 때 적용되어야 한다.

(5) 합성박스플랜지의 전단연결재는 플랜지의 폭에 걸쳐 균등하게 분포되어야 한다. 합성박스플랜지에서 전단연결재 사이의 횡방향 최대간격 s_t는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{s_t}{t_f}\sqrt{\frac{F_{yf}}{kE}} \le R_1 \qquad \text{(4.3-283)}$$

여기서, k : 4.3.3.2.8.2에 규정된 균일분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수
R_1 : 식 (4.3-272)로 산정된 박스플랜지의 한계세장비

(6) 피로한계상태에서 합성박스플랜지의 경우, 식 (4.3-192)의 V_{sr}은 식 (4.3-194)에 주어진 종방향 피로전단력 발생범위와 콘크리트 바닥판의 비틀림 피로전단력 발생범위의 벡터 합으로 구해야 한다. 강도한계상태를 만족하는 전단연결재의 개수는 4.3.3.1.10.4에 따라 결정해야 한다. 또한, 전단연결재 1개 당 콘크리트 바닥판의 계수하중에 따른 종방향 및 비틀림 전단력의 벡터 합은 식 (4.3-204)로부터 구한 Q_r을 초과해서는 안 된다.

4.3.3.2.11 보강재

4.3.3.2.11.1 웨브 보강재

(1) 웨브의 중간수직보강재는 4.3.3.1.11.1에 따라 설계해야 한다.

(2) 웨브의 수평보강재는 4.3.3.1.11.3에 따라 설계해야 한다.

(3) 여기에 명시된 사항 이외에 대해서 지압보강재는 4.3.3.1.11.2에 따라 설계해야 한다. 지압보강재는 경사진 웨브보다는 반드시 다이아프램에 부착되어야 한다. 다이아프램에 부착된 지압보강재의 경우 4.3.3.1.11.2(4)②는 웨브보다는 다이아프램에 적용되어야 한다. 신축이음부 베이링에 위치한 지압보강재와 다이아프램 설계 시에는 온도변화로 인한 편심을 고려해야 한다.

4.3.3.2.11.2 압축플랜지 종방향보강재

(1) 박스플랜지에 설치된 압축플랜지 종방향보강재는 플랜지폭을 가로질러 등간격으로 배치해야 한다. 보강재의 최소항복강도는 부착된 박스플랜지의 최소항복강도보다 작아서는 안 된다.

(2) 플랜지 종방향보강재의 돌출폭 b_l은 다음을 만족해야 한다.

$$b_l \le 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad (4.3\text{-}284)$$

여기서, t_s : 종방향보강재 돌출요소의 두께 (mm)

(3) 플랜지와 평행한 축에 대해 보강재하단에서의 보강재 1개의 단면2차모멘트 I_l은 다음을 만족해야 한다.

$$I_l \ge \psi w t_{fc}^3 \qquad (4.3\text{-}285)$$

여기서, $\psi = 0.125k^3$ (n=1인 경우)

$= 1.120k^3$ (n=2인 경우)

k = 등분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수

$= 1.0 \le k \le 4.0$

n : 등간격인 플랜지 종방향보강재의 수

w : 종방향보강재 사이의 플랜지폭과 웨브에서 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값 (mm)

4.3.3.3 기타 휨부재

4.3.3.3.1 일반사항

4.3.3.3.1.1 범위

4.3.3.3은 다음의 경우에 적용한다.

(1) 휨을 받는 비합성 H형 부재

(2) 비합성 박스형 부재

(3) 비합성 원형강관

(4) ㄷ형강, L형강, T형강 및 봉

(5) 매입형 압연형강

(6) 합성강관

4.3.3.3.1.2 강도한계상태

(1) 휨

설계휨강도 M_r은 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \qquad (4.3\text{-}286)$$

여기서, M_n : 4.3.3.3.2.2 및 4.3.3.3.2.3에 규정된 비합성 및 합성부재에 대한 공칭휨강도(N·mm)

ϕ_f : 강도한계상태에서 휨에 대한 강도저항계수

(2) 축방향력과 휨모멘트의 조합

4.4.1.1에 규정된 축방향 압축력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식 또는 4.4.1.2에 규정된 축방향 인장력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식을 적용한다.

(3) 전단력

설계전단강도 V_r은 다음과 같다.

$$V_r = \phi_v V_n \qquad (4.3\text{-}287)$$

여기서, V_n : 비합성부재 및 합성부재의 웨브에 대한 4.3.3.1.9.2 및 4.3.3.3.3에 규정된 공칭전단강도 (N)

ϕ_v : 강도한계상태에서 전단에 대한 강도저항계수

4.3.3.3.2 공칭휨강도

4.3.3.3.2.1 일반사항

횡방향비틀림좌굴에 관한 규정을 합성부재, 비합성 박스형 부재, 웨브와 평행한 축에 대해 휨을 받는 H형 부재 및 원형강관에는 적용할 필요가 없다.

4.3.3.3.2.2 비합성부재

(1) H형 부재

이 규정은 H형 부재와 두개의 ㄷ형강의 플랜지가 웨브판으로 연결되는 부재에 적용한다. 4.3.3.1.8의 규정은 웨브에 수직한 축에 대한 휨의 경우에 적용한다.

웨브와 평행한 축에 대한 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}288)$$

여기서, M_p : 웨브와 평행한 중심축에 대한 소성휨강도 (N·mm)

(2) 박스형 부재

공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S l}{AE} \left(\frac{\Sigma \left(\frac{b}{t} \right)}{I_y} \right)^{0.5} \right] \qquad (4.3\text{-}289)$$

여기서, S : 휨축에 관한 단면계수 (mm^3)
A : 박스를 형성하는 판의 중심선으로 둘러싸인 면적 (mm^2)
l : 비지지길이 (mm)
I_y : 휨축에 수직한 축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
b : 판 사이의 순간격 (mm)
t : 판 두께 (mm)

(3) 원형강관

비합성 원형강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\frac{D}{t} < 2\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_p \qquad (4.3\text{-}290)$$

$$2\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \le 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_y \qquad (4.3\text{-}291)$$

여기서, D : 원형강관의 외경 (mm)
t : 강관의 두께 (mm)

(4) ㄷ형강, L형강, T형강 및 강봉

① 비틀림이 구속된 ㄷ형강

하중작용점과 지점의 비틀림이 구속된 ㄷ형강의 경우에는 4.3.3.1.8의 규정을 적용한다.

② 기타의 경우

4.3.3.3.2.2(4)①에 포함되지 않은 ㄷ형강, L형강, T형강 및 강봉의 공칭휨강도는 다음 중 최솟값을 취한다.

가. 항복

나. 횡방향 비틀림좌굴

다. 요소의 국부좌굴

4.3.3.3.2.3 합성부재

(1) 매입형 형강

① 4.2.8.2.1.1의 규정을 만족하는 매입형 형강이 압축력을 받지 않는 경우, 공칭휨강도는 다음 값 중 작은 값으로 한다.

$$M_n = M_{ps} \qquad (4.3\text{-}292)$$

$$M_n = M_{yc} \qquad (4.3\text{-}293)$$

② 4.4.1.1의 규정을 고려하기 위하여 압축력과 휨을 동시에 받는 매입형 형강의 공칭휨강도는 다음과 같다.

가. $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \ge 0.3$ 인 경우 :

$$M_n = ZF_y + \frac{(d-2c)A_r F_{yr}}{3} + \left(\frac{d}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f_{ck} b}\right) A_w F_y \qquad (4.3\text{-}294)$$

나. $0.0 < \left(\frac{P_u}{\phi_c P_n}\right) < 0.3$인 경우

M_n은 $P_u = 0$일 때 식 (4.3-292)과 (4.3-293)로 계산되는 M_n과 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$일 때의 식 (4.3-294)에 의한 M_n 사이를 선형보간으로 결정한다.

여기서, P_u : 설계축방향하중 (N)

P_n : 4.2.8.2에 규정된 공칭압축강도 (N)

ϕ_c : 강도한계상태에서 압축에 대한 강도저항계수

M_{ps} : 강재 단면의 소성모멘트 (N・mm)

M_{yc} : 부록 B.2에 규정된 합성단면의 항복모멘트 (N・mm)

Z : 소성단면계수 (mm^3)

A_w : 웨브단면적 (mm^2)

f_{ck} : 콘크리트의 최소 28일 압축강도 (MPa)

A_r : 주철근의 단면적 (mm^2)

c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm)

d : 휨평면에서의 부재높이 (mm)

b : 휨평면에 수직인 부재의 폭 (mm)

F_{yr} : 철근의 최소항복강도 (MPa)

(2) 충전형 강관

4.2.8.2의 규정을 만족하는 충전형 강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

① $\frac{D}{t} < 2.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$M_n = M_{ps} \tag{4.3-295}$$

② $2.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우

$$M_n = M_{yc} \tag{4.3-296}$$

4.3.3.3.3 합성부재의 공칭전단강도

4.3.3.3.3.1 매입형 형강

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 0.58 F_{yw} D t_w + \frac{F_{yr} A_v (d - c)}{s} \tag{4.3-297}$$

여기서, F_{yw} : 강재의 웨브의 최소항복강도 (MPa)

F_{yr} : 전단철근의 최소항복강도 (MPa)

D : 강재의 웨브높이 (mm)

t_w : 강재의 웨브두께 (mm)

A_v : 사인장균열에 대한 전단철근의 단면적 (mm^2)
s : 전단철근의 간격 (mm)
d : 전단평면 내의 부재높이 (mm)
c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm)

4.3.3.3.3.2 충전형 강관

(1) 직사각형 강관

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 1.16 D t_w F_y \qquad (4.3\text{-}298)$$

여기서, D : 강관의 웨브높이 (mm)
t_w : 강관의 두께 (mm)

(2) 원형강관

원형강관의 공칭전단강도는 강관만을 고려하여 산정한다.

4.3.3.4 다이아프램 및 수직가새

4.3.3.4.1 일반사항

교량의 단부 및 내부지점과 지간 중간부에는 필요에 따라 다이아프램이나 수직가새를 설치해야 한다. 모든 시공단계 및 사용단계에서 다이아프램이나 수직가새의 필요성을 다음과 같이 검토한다.

(1) 거더하단에서 바닥틀로, 그리고 바닥틀에서 받침부로 횡방향 풍하중의 전달

(2) 모든 하중에 대한 압축플랜지의 안정성

(3) 콘크리트 바닥판이 양생되기 이전의 상부압축플랜지의 안정성

(4) 수직방향의 고정하중 및 활하중의 분배

① 사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직가새 이외에도 시공 중 필요 시에는 임시로 가새를 설치한다.

② 수직가새나 다이아프램이 하중을 받는 경우에는 이에 저항하도록 설계해야 한다. 적어도 다이아프램이나 수직가새는 풍하중을 전달할 수 있도록 설계해야 하며, 4.1.1 또는 4.2.2에 규정된 세장비 규정을 만족해야 한다.

③ 다이아프램과 수직가새의 연결판은 KDS 14 31 20(4.1.3.1)을 만족해야 한다.

④ 교량단부 및 슬래브의 이음부에는 다이아프램을 설치하거나 슬래브의 캔틸레버부를 지지하도록 한다.

4.3.3.4.2 플레이트거더 단면

(1) 압연거더에 설치되는 다이아프램이나 수직가새의 높이는 거더 높이의 1/2 이상으로 하고, 플레이트거더에 설치되는 경우에는 가능한 한 높게 한다.

(2) 단부에 설치되는 다이아프램이나 수직가새는 모든 횡방향하중을 받침부로 전달할 수 있도록 설계한다. 다이아프램이나 수직가새가 교축방향과 수직이 아닌 경우에는 전달되는 힘의 교축방향성분을 고려한다. 사각이 20° 이상인 사교의 중간에 설치되는 수직가새는 교축방향과 직각으로 한다. 사교의 경우 지점부의 수직가새는 받침의 가로방향 연결선과 일치하지 않아도 좋다.

(3) 단부에 설치되는 다이아프램은 바닥틀이나 바닥틀 연결부에서 전달되는 힘과 뒴에 저항할 수 있도록 설계한다. 교축방향부재와 다이아프램의 연결부설계 시 다이아프램의 단부휨모멘트를 고려해야 한다.

4.3.3.4.3 박스거더 단면

(1) 단면의 회전, 변위 및 뒴에 저항할 수 있도록 각 지점부에는 박스거더 단면내부에 다이아프램이나 수직가새를 설치하고, 박스거더로부터 받침부로 비틀림모멘트나 횡방향 하중을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

(2) 인장력에 저항하거나 연결을 위해 다이아프램을 설치할 경우, 박스거더 단면의 웨브와 플랜지에 연결해야 한다. 내부출입문은 가능한 크게 설치해야 하고, 내부 출입문의 설치로 인한 다이아프램의 응력집중을 검토하여 필요 시 보강해야 한다.

(3) 4.3.3.2.1.1의 규정대로 다중 박스거더 단면을 설계할 경우 단면내부나 단면과 단면 사이에 영구적인 다이아프램이나 수직가새를 설치하지 않아도 좋다. 단일 박스거더 단면인 경우에는 단면변형을 방지하기 위하여 적당한 간격으로 내부에 다이아프램이나 수직가새를 설치해야 한다.

4.3.3.4.4 트러스교 및 아치교

(1) 집중하중의 작용점, 가로보 연결부 및 기타 연결부에는 다이아프램을 설치한다. 교량의 뒴을 방지하기 위하여 중간에 다이아프램을 설치하는 것이 좋다.

(2) 트러스교 단부의 지지부 핀에 연결된 연결판은 다이아프램으로 연결한다. 지지부의 웨브는 다이아프램으로 연결한다.

(3) 덮개판이나 웨브판의 단부가 주부재의 교차점으로부터 1200 mm 이상 떨어져 있을 경우에는 주부재를 연결하는 연결판 사이에 다이아프램을 설치한다.

4.3.3.5 수평가새

4.3.3.5.1 일반사항

(1) 모든 시공단계나 사용단계에서 수평가새의 필요성을 반드시 검토하고, 필요 시 플랜지면 근처에 수평가새를 설치한다. 수평가새의 필요성을 검토할 때 다음 사항을 고려한다.
① 횡방향 풍하중의 받침부로의 전달
② 횡방향 지진하중의 전달
③ 제작, 가설 및 바닥틀의 설치 시에 발생하는 변형 방지

(2) 시공 후 필요치 않은 임시수평가새는 철거해도 좋다.

(3) 영구 수평가새의 설계 시에는 적어도 4.1.1 및 4.2.2를 만족해야 한다.

(4) 수평가새의 연결판은 KDS 14 31 20(4.1.3.2)를 만족해야 한다.

(5) 수평가새의 내진설계 시에는 지진하중을 고려해야 한다.

4.3.3.5.2 플레이트거더 단면

(1) 필요할 경우 외측 주형 사이에 수평가새를 설치한다. 충분한 강성을 갖고 있는 바닥틀에 연결된 플랜지에는 수평가새를 설치하지 않아도 좋다.

(2) 연속교 거더의 부모멘트 구간에는 가설 중 부재의 안정성을 위한 수평가새의 필요여부를 검토해야 한다.

4.3.3.5.3 박스거더 단면

(1) 제작, 가설 및 콘크리트의 타설 도중에 발생하는 단면의 변형을 방지하기 위하여 각 박스거더 단면의 플랜지 사이에 상부 수평가새의 필요성을 검토해야 한다.

(2) 바닥 콘크리트가 굳기 이전에 발생하는 전단흐름에 저항할 수 있도록 상부 수평가새를 설치하고, 이 때 박스거더의 휨으로 인해 발생하는 하중을 고려해야 한다.

(3) 가새가 웨브와 연결되어 있는 경우, 가새의 실제 위치를 고려하여 전단흐름을 계산하기 위해 단면적을 감소시켜야 하고, 가새로부터 상부플랜지로 하중이 전달될 수 있도록 적절한 수단을 강구해야 한다.

4.3.3.5.4 트러스교

하로 트러스교와 상로 트러스교에는 상부 수평가새와 하부 수평가새를 각각 설치한다. X형 가새의 경우, 인장 및 압축부재의 세장비 규정을 만족하도록 하며, 교차점에서 서로 연결한다. 압축을 받는 현재에 연결된 가새 부재는 가능한 한 높을수록 좋고, 상・하부플랜지에 연결한다. 수평가새의 설치가 원활하도록 가로보 연결부의 위치를 결정한다. 가로보와 교축방향의 주부재가 만나는 곳에서는 수평가새를 양 부재에 연결한다.

4.4. 조합력과 비틀림부재

4.4에서는 축력과 1축 또는 2축 휨의 조합상태에 비틀림응력이 작용하거나 작용하지 않는 부재 혹은 비틀림응력만을 받는 부재에 적용한다.

4.4.1 휨과 축력이 작용하는 1축 및 2축 대칭단면 부재

4.4.1.1 압축력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

2축 대칭단면 부재와 I_{yc}/I_y의 값이 0.1 이상 0.9 이하로서 기하축(x축 또는/과 y축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 및 2축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 압축력의 상관관계는 식 (4.4-1)과 식 (4.4-2)에 의해 제한된다. 여기서, I_{yc}는 압축력을 받는 플랜지의 y축에 대한 단면2차모멘트를 나타낸다. 이 조항의 규정 대신 4.4.2의 규정을 적용할 수 있다.

(1) $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$인 경우

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad (4.4\text{-}1)$$

(2) $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$인 경우

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요압축강도(N)

P_r : 4.2에 따라 정한 설계압축강도(=$\phi_c P_n$) (N)

M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N・mm)

M_r : 4.3에 따라 정한 설계휨강도(=$\phi_b M_n$) (N・mm)

x : 강축 휨을 나타내는 아래첨자

y : 약축 휨을 나타내는 아래첨자

ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수(=0.90)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

4.4.1.2 인장력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

(1) 기하축(x축 또는/과 y축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 인장력의 상관관계는 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)로 제한한다.

① P_u : 하중조합으로 구한 소요인장강도 (N)

② P_r : 4.1.3.2에 따라 정한 설계인장강도(= $\phi_t P_n$) (N)

③ M_u :하중조합으로 구한 소요휨강도(N・mm)

④ M_r : 4.3에 따라 정한 설계휨강도(= $\phi_b M_n$)(N・mm)

⑤ ϕ_t : 인장에 대한 강도저항계수 (4.1.3 참조)

⑥ ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

(2) 2축대칭 단면을 가진 부재에서 축방향의 인장력과 휨이 동시에 작용할 때, 6의 C_b값은 $\sqrt{1+\frac{P_u}{P_{ey}}}$ 를 곱하여 증가시킬 수 있다. 여기서 $P_{ey}=\frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$ 이다. 식 (4.4-1) 및 식 (4.4-2)를 대신해서 인장과 휨과의 상관관계에 대한 좀 더 정밀한 해석결과를 사용할 수 있다.

4.4.1.3 1축 휨과 압축력을 받는 2축 압연형강 조밀단면 부재

(1) 주축에 대한 모멘트와 함께 휨과 압축을 받고 $(KL)_z \le (KL)_y$인 2축 대칭 압연형강 조밀단면 부재는 4.4.1.1의 조합법 대신에 서로 독립적인 두 한계상태인 면내 불안정 한계상태와 면외 좌굴(또는 횡비틀림좌굴) 한계상태에 대하여 개별적으로 고려해도 무방하다.

(2) $M_{uy}/M_{ry} \ge 0.05$인 부재는 4.4.1.1의 규정을 따라야 한다.

① 면내 불안정 한계상태에 대해서는 식 (4.4-1)을 사용한다. P_r, M_{ux}, M_{rx}의 값은 휨이 발생한 면내에서 산정한다.

② 면외좌굴과 횡비틀림좌굴의 한계상태에 대해서는 다음의 식을 사용한다.

$$\frac{P_u}{P_{ry}} \times \left(1.5 - 0.5\frac{P_u}{P_{ry}}\right) + \left(\frac{M_{ux}}{C_b M_{rx}}\right) \le 1.0 \qquad (4.4\text{-}3)$$

여기서, P_{ry} : 면외 휨을 고려한 설계압축강도 (N)

C_b : 4.3.2.1.1.1에 정의된 횡비틀림좌굴 보정계수

M_{rx} : 4.3.2.1.1.1에 따라 $C_b=1$을 이용하여 산정된 강축 휨에 대한 설계횡비틀림좌굴강도 (N·mm)

4.4.2 휨과 축력을 받는 비대칭 단면 부재 및 기타 부재

4.4.2에서는 4.4.1에서 다루지 않는 형강에 대한 휨과 축응력의 상관관계를 규정한다. 4.4.1의 규정 대신에 임의의 형강에 대해 이 절의 다음 규정을 사용할 수 있다.

$$\left|\frac{f_{ua}}{F_{ra}} + \frac{f_{ubw}}{F_{rbw}} + \frac{f_{ubz}}{F_{rbz}}\right| \le 1.0 \qquad (4.4\text{-}4)$$

여기서, f_{ua} : 부재 단면의 특정 위치에서 하중조합으로 구한 소요축방향응력(MPa)

F_{ra} : 설계축방향응력(=$\phi_c F_{cr}$), 압축에 대해서는 4.2에 따라 산정되고 인장에 대해서는 4.1에 따라 산정된다.(MPa)

f_{ubw}, f_{ubz} : 부재 단면의 특정위치에서 하중조합으로 구한 소요휨응력(MPa)

F_{rbw}, F_{rbz} : 4.3에 따라 결정된 설계휨응력(=$\frac{\phi_b M_n}{S}$)(MPa) 특정 위치의 단면계수의 값을 사용하고, 응력의 부호를 고려해야 한다.

w : 강주축 휨을 나타내는 아래첨자

z : 약주축 휨을 나타내는 아래첨자
ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수(=0.90)
ϕ_t : 인장에 대한 강도저항계수(4.1.3 참조)
ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

식 (4.4-4)은 단면의 가장 불리한 부분에서의 휨응력의 부호를 고려하여 주축에 대해 적용한다. 휨응력 항은 부호에 따라 축력 항에 적절히 가감되어야 한다. 압축력이 작용하는 경우는 KDS 14 31 15의 규정에 따라 2차효과를 고려해야 한다. 식 (4.4-4) 대신에 좀 더 엄밀한 해석에 바탕을 둔 휨-인장 상관관계를 사용해도 무방하다.

4.4.3 비틀림 또는 비틀림, 휨, 전단력 또는/과 축력 등을 동시에 받는 부재

4.4.3.1 원형과 각형강관의 비틀림강도

(1) 비틀림항복과 비틀림좌굴의 한계상태를 고려한 원형과 직사각형 강관의 설계비틀림강도 $\phi_T T_n$은 다음과 같이 산정한다.

$$\phi_T = 0.90$$

$$T_n = F_{cr} C \qquad (4.4\text{-}5)$$

여기서, C는 강관의 비틀림상수이며, 임계좌굴응력 F_{cr}은 다음과 같이 산정한다.

① 원형강관에 대한 F_{cr}

식 (4.4-6)과 식 (4.4-7)중에 큰 값을 사용한다.

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \qquad (4.4\text{-}6)$$

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \qquad (4.4\text{-}7)$$

여기서, L : 부재의 길이 (mm)
D : 외경 (mm)

② 각형강관에 대한 F_{cr}

가. $h/t \leq 2.45\sqrt{E/F_y}$

$$F_{cr} = 0.6F_y \qquad (4.4\text{-}8)$$

나. $2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07\sqrt{E/F_y}$

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y(2.45\sqrt{E/F_y})}{\left(\frac{h}{t}\right)} \quad (4.4\text{-}9)$$

다. $3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (4.4\text{-}10)$$

여기서, h : 4.2.1.1.2에 정의된 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격 (mm)
t : 설계벽두께

(2) 비틀림전단상수 C는 다음과 같이 안전측으로 취할 수 있다.

원형강관 : $C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2}$

각형강관 : $C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$

4.4.3.2 비틀림, 전단, 휨, 축력을 동시에 받는 강관

소요비틀림강도 T_u가 설계비틀림강도 T_r의 20% 이하이면 강관에 대한 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 4.4.1의 규정에 따라 산정되고 비틀림 효과는 무시한다. T_u가 T_r의 20%를 초과하면 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 다음의 식에 따라 제한한다.

$$\left(\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_u}{M_r}\right) + \left(\frac{V_u}{V_r} + \frac{T_u}{T_r}\right)^2 \leq 1.0 \quad (4.4\text{-}11)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요축강도 (N)
P_r : 4.1 또는 4.2에 따라 산정된 설계인장강도 또는 설계압축강도 ($=\phi P_n$)(N)
M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N・mm)
M_r : 4.3에 따라 산정된 설계휨강도($=\phi_b M_n$) (N・mm)
V_u : 하중조합으로 구한 소요전단강도 (N)
V_r : 4.3.2.1.2에 따라 산정된 설계전단강도($=\phi_v V_n$) (N)
T_u : 하중조합으로 구한 소요비틀림강도 (N・mm)
T_r : 4.4.3.1에 따라 산정된 설계비틀림강도 (N・mm)

4.4.3.3 비틀림과 조합응력을 받는 비강관 부재

(1) 비강관 부재들의 설계비틀림강도은 다음과 같이 수직응력항복 한계상태, 전단응력항복 한계상태, 좌굴 한계상태에 따라 구해진 값들 중 가장 작은 값을 택한다.

$$\phi_T = 0.90$$

① 수직응력항복 한계상태

$$F_n = F_y \qquad (4.4\text{-}12)$$

② 전단응력항복 한계상태

$$F_n = 0.6F_y \qquad (4.4\text{-}13)$$

③ 좌굴 한계상태

$$F_n = F_{cr} \qquad (4.4\text{-}14)$$

여기서, F_{cr}: 해석에 의해 결정된 단면의 좌굴응력 (MPa)

(2) 탄성영역에 이웃한 부분에는 약간의 제한된 국부항복을 허용한다.

4.4.4 구멍이 있는 플랜지의 인장파단

축력과 주축휨이 조합된 하중상태 하에서 인장을 받는 플랜지의 볼트 구멍 위치에서 플랜지의 인장파단강도는 식 (4.4-15)에 의해 제한된다. 축력과 휨에 의해 인장을 받는 각각의 플랜지는 개별적으로 검토되어야 한다.

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} \leq 1.0 \qquad (4.4\text{-}15)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구해진 소요인장강도 (N)

P_t : 4.1.3.2에 따라 산정된 인장파단의 한계상태에 대한 설계인장강도 ($=\phi_t P_n$) (N)

M_{ux} : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N・mm)

M_{rx} : 4.3.2.1.1.13에 따라 정하는 설계휨강도($=\phi_b M_n$) 또는 고려되어지지 않은 볼트 구멍으로 산정된 소성모멘트 M_p (N・mm)

ϕ_t : 4.1.3.2에서 규정된 인장파단에 대한 강도저항계수(=0.75)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

4.5. 기타 부재

4.5.1 기둥과 보의 가새

4.5.1.1 일반사항

(1) 모든 가새는 부재에 대해 직각으로 설치되는 것으로 가정하며, 가새가 경사진 경우나, 대각가새인 경우에는 가새의 강도 및 강성은 경사각에 따라 보정해야 한다. 가새의 강성도를 평가함에 있어 그 부재 특성과 기하학적 특성뿐만 아니라 접합부 및 정착부의 상세의 영향 또한 고려해야 한다.

(2) 가새구조는 상대구속 가새와 절점구속 가새, 이 2가지의 일반적인 형태로 분류한다. 상대구속 가새는 인접 가새점에 대하여 가새점의 거동을 제어하며, 절점구속 가새는 인접 가새점의 직접적인 상호작용과는 관계없이 가새점의 거동을 제어한다. 가새의 허용강도 및 강성은 별도의 구조해석을 통한 결과값이 명시되어 있는 경우를 제외하고는 소요한계강도 및 강성값과 같거나 그 이상이어야 한다.

(3) 가새의 강도와 강성을 산정하기 위하여 구조물의 초기변형이나 부재의 초기변형을 포함한 2차해석을 수행한다면, 그 결과를 이 절의 규정 대신에 사용할 수 있다.

4.5.1.2 기둥 안정용 가새

각각의 기둥은 그 길이에 걸쳐 끝단 및 중간위치에서 상대구속 가새 또는 절점구속 가새구조로 가새지지될 수 있다. 절점구속 가새의 설계식은 기둥 길이에 걸쳐서 등간격으로 가새가 배치된다고 가정한 경우이다.

4.5.1.2.1 상대구속 가새

4.5.1.2.1.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.004\, P_u \qquad (4.5\text{-}1)$$

4.5.1.2.1.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{2P_u}{L_b}\right) \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L_b : 가새 간 길이(비지지길이) (mm)

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

4.5.1.2.2 절점구속 가새

4.5.1.2.2.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.01\, P_u \qquad (4.5\text{-}3)$$

4.5.1.2.2.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{8\, P_u}{L_b}\right) \qquad (4.5\text{-}4)$$

여기서, $\phi = 0.75$

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

L_b 의 값이 L_q (여기서, L_q 는 K값이 1인 기둥의 소요강도에 요구되는 최대 비지지길이) 보다 작은 경우에는 식 (4.5-4)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3 보 안정용 가새

보, 거더 및 트러스의 길이방향 회전에 대한 구속은 부재의 가새 지점에서 확보되는 것으로 한다. 보에 대한 가새는 상부와 하부플랜지의 상대변위, 즉 단면의 비틀림을 방지해야 한다. 보의 횡방향 안정성은 횡가새, 비틀림가새 또는 이 2가지의 조합으로 확보해야 한다. 복곡률 휨을 받는 보에서 변곡점을 가새 지점으로 볼 수 없다.

4.5.1.3.1 횡좌굴 가새

횡좌굴 가새는 압축플랜지 부근에 부착시켜야 한다. 다만, 캔틸레버 보에서 단부에 위치한 가새는 상부(인장)플랜지 부근에 접합해야 한다. 또한, 복곡률 휨을 받는 보에서 변곡점 부근에 횡지지가새를 설치하는 경우 이 가새는 양쪽 플랜지 모두에 접합해야 한다.

4.5.1.3.1.1 상대구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.008\, M_u\, C_d / h_o \qquad (4.5\text{-}5)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{4 M_u C_d}{L_b h_o}\right) \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, $\phi = 0.75$

h_o : 플랜지 도심간의 거리 (mm)

C_d : 단곡률인 경우 1.0, 복곡률인 경우 2.0으로서 변곡점에 가장 가까운 가새에만 적용한다.

L_b : 횡적 비지지길이 (mm)

M_u : 소요휨강도 (N・mm)

4.5.1.3.1.2 절점구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.02\, M_u\, C_d \,/\, h_o \qquad (4.5\text{-}7)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{10 M_u C_d}{L_b h_o}\right) \qquad (4.5\text{-}8)$$

여기서, $\phi = 0.75$

M_u : 소요휨강도 (N·mm)

L_b 의 값이 L_q (여기서, L_q 는 보의 소요휨강도 M_u 에 요구되는 최대 비지지길이)보다 작은 경우에는 식 (4.5-8)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3.2 비틀림좌굴 가새

비틀림좌굴 가새는 절점가새 또는 보 길이에 걸친 연속가새일 수 있다. 비틀림좌굴 가새는 단면의 어떠한 위치에도 부착할 수 있으며, 반드시 압축플랜지 부근에 부착시킬 필요가 없다. 비틀림좌굴 가새와 보 사이의 접합부는 다음과 같이 주어지는 소요모멘트를 저항할 수 있어야 한다.

4.5.1.3.2.1 상대구속 가새

(1) 소요모멘트

$$M_{bu} = \frac{0.024\, M_u\, L}{n\, C_b\, L_b} \qquad (4.5\text{-}9)$$

(2) 크로스프레임 또는 다이아프램가새의 소요강성도

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \dfrac{\beta_T}{\beta_{\text{sec}}}\right)} \qquad (4.5\text{-}10)$$

$$\beta_T = \frac{1}{\phi}\left(\frac{2.4\, L\, M_u^2}{n\, E\, I_y\, C_b^2}\right) \qquad (4.5\text{-}11)$$

$$\beta_{\text{sec}} = \frac{3.3\, E}{h_o}\left(\frac{1.5\, h_o\, t_w^3}{12} + \frac{t_s\, b_s^3}{12}\right) \qquad (4.5\text{-}12)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L : 부재길이 (mm)

n : 경간 내에서 가새 지점의 수

I_y : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

C_b : 4.3의 모멘트 분포에 따른 보정계수
t_w : 보 웨브의 두께 (mm)
t_s : 웨브 보강재의 두께 (mm)
b_s : 웨브 보강재의 폭 (mm)(양면 보강인 경우, 양쪽 폭의 합을 사용)
β_T : 웨브 뒴을 배제한 가새의 강성 (N・mm/rad)
β_{sec} : 웨브의 뒴강성 (N・mm/rad)(웨브의 중간보강재가 있는 경우 이의 효과를 포함)
M_u : 소요휨강도 (N・mm)

만약, $\beta_{\mathrm{sec}} < \beta_T$이면, 식 (4.5-10)은 음수가 되는데, 이는 웨브의 비틀림강성이 부적절하기 때문에 보의 비틀림좌굴가새가 비효율적임을 가리킨다.

필요하다면, 웨브 보강 중간보강재는 보의 전체높이에 걸쳐 설치해야 한다. 특히, 비틀림좌굴가새가 있는 경우에는 가새가 부착되는 플랜지까지 중간보강재를 연장해야 한다. 대안으로서, 비틀림좌굴가새가 직접 부착되지 않는 플랜지의 경우에 보의 중간보강재는 플랜지에서 $4\,t_w$ 거리만큼 떨어진 위치까지만 설치해도 무방하다. 설계한 비지지길이가 L_q 보다 작은 경우에는 식 (4.5-9)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

4.5.1.3.2.2 연속 비틀림좌굴 가새

연속 비틀림좌굴 가새의 경우, 식 (4.5-9), 식 (4.5-10) 및 식 (4.5-11)의 사용에 있어 L/n 의 값을 1, L_b 를 L_q 로서 적용하며, 가새의 모멘트와 강성은 단위길이 당의 값으로 주어지게 된다. 비보강 웨브의 뒤틀림강성도는 다음과 같다.

$$\beta_{\mathrm{sec}} = \frac{3.3 E\, t_w^3}{12 h_o} \qquad (4.5\text{-}13)$$

4.5.2 핀

4.5.2.1 위치

편심을 최소화할 수 있도록 핀의 위치를 결정한다.

4.5.2.2 강도

4.5.2.2.1 휨과 전단의 조합

휨과 전단을 동시에 받을 경우에는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{6.0 M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2\, V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \le 0.95 \qquad (4.5\text{-}14)$$

여기서, D : 핀의 직경 (mm)
M_u : 설계하중에 의한 휨모멘트 (N・mm)
V_u : 설계하중에 의한 전단력 (N)

F_y : 핀의 항복강도 (MPa)

ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수로서 ϕ_f=1.0

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수로서 ϕ_v=1.0

M_u와 V_u는 동일한 단면에서 구한 값을 사용한다.

4.5.2.2.2 지압

핀의 지압강도는 다음과 같다.

$$(R_{pB})_r = \phi_b (R_{pB})_n \quad (4.5\text{-}15)$$

$$(R_{pB})_n = 1.5tDF_y \quad (4.5\text{-}16)$$

여기서, t : 판의 두께 (mm)

D : 핀의 직경 (mm)

ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수로서 $\phi_b = 1.0$

4.5.2.3 아이바 핀의 최소치수

핀의 직경 D는 다음의 값보다 커야 한다.

$$D \geq \left(\frac{3}{4} + \frac{F_y}{2760}\right) b \quad (4.5\text{-}17)$$

여기서, F_y : 핀의 최소항복강도 (MPa)

b : 아이바 몸체의 폭 (mm)

4.5.2.4 핀과 너트

핀은 나사부가 연결부재 내에 있지 않도록 충분한 길이를 가져야 한다.

4.5.3 말뚝

4.5.3.1 일반사항

말뚝은 모든 상재하중을 안전하게 지지할 수 있는 구조부재로 설계해야 한다.

횡하중을 받는 연직말뚝 만으로 구성된 군말뚝의 경우, 말뚝의 구조해석 시 말뚝-흙-말뚝 상호작용으로 알려진 군말뚝 효과를 반드시 고려해야 한다.

4.5.3.2 구조적인 저항

강도한계상태의 저항계수 ϕ는 한계상태 관련조항에 규정된 값으로 한다. 말뚝 타입에 의해 손상을 입는 압축력을 받는 말뚝의 축력에 대한 저항계수는 손상을 받기 쉬운 단면에만 적용한다. 그러므로 휨하중 없이 압축력만을 받는 말뚝에 대한 0.50~0.70의 값을 가지는 축저항계수 ϕ_c는 말뚝의 압축 성능에만 적용한다. 저항계수 ϕ_c값 0.70~0.80 그리고 ϕ_f값 1.0은 압축과 휨을 조합한 상관관계식에서 말뚝의 압축과 휨에 대해 각각 적용한다.

4.5.3.3 압축저항

4.5.3.3.1 축압축

압축하중을 받는 말뚝의 경우 저항계수 ϕ_c는 0.9를 사용하고 압축강도는 4.2.3에 규정한 값으로 한다.

4.5.3.3.2 축압축과 휨의 조합

축하중과 휨을 받는 말뚝은 한계상태 관련조항에 규정된 저항계수 ϕ_c와 ϕ_f를 사용하는 4.4.1.1에 따라 설계해야 한다.

4.5.3.3.3 좌굴

수중 또는 대기 중으로 연장된 말뚝의 안정문제는 4.2에 규정된 바와 같이 검토해야 한다. 수중 또는 대기 중으로 연장한 말뚝은 지표면으로부터 적당한 높이에서 고정된 것으로 간주한다. 안정문제는 4.2에 따라 횡방향 비지지길이와 고정점까지의 매입깊이를 합한 말뚝의 등가길이를 적용하여 검토한다. 고정점까지의 깊이는 수직말뚝에 대하여는 $P-\Delta$ 해석을 적용하여 구하고, 경사말뚝에 대하여는 아래와 같이 구한다.

(1) 점성토

$$1.4\left|\frac{E_p I_p}{E_s}\right|^{0.25} \text{(mm)} \qquad (4.5\text{-}18)$$

(2) 사질토

$$1.8\left|\frac{E_p I_p}{n_h}\right|^{0.25} \text{(mm)} \qquad (4.5\text{-}19)$$

여기서, E_p : 말뚝의 변형계수 (MPa)

I_p : 말뚝의 단면2차모멘트 (mm^4)

E_s : 점성토의 변형계수, $67S_u$ (MPa)

S_u : 점성토의 비배수전단강도 (MPa)

n_h : 깊이에 따른 사질토의 변형계수 증가율 (MPa/mm)

표 4.5−1 깊이에 따른 사질토의 변형계수 증가율 (n_h)

연경도(밀도)	건조 또는 습윤	포화
느슨	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
중간	0.025	0.013
조밀	0.063	0.031

4.5.3.4 최대 허용항타응력

(1) 두부 항타 강말뚝의 최대 허용항타응력은 파동방정식 해석이나 파일 항타 시 두부의 하중 및 가속도를 측정하여 구한다.

(2) 최대 허용항타력은 다음을 초과해서는 안 된다.

① 압축 : $0.9F_yA_g$

② 인장 : $0.9F_yA_n$

4.5.4 파형강판 구조물

4.5.4는 구조용 파형강판을 이용한 구조물의 해석 및 설계관련 일반적인 요구사항을 규정한다.

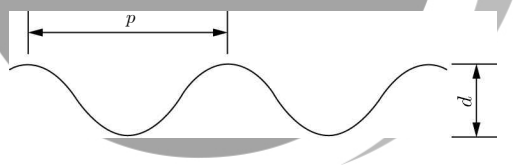
4.5.4.1 일반사항

4.5.4.1.1 파형강판 규격 및 재료

일반형 및 대골형 파형강판의 규격은 표 4.5-2에 따르며, 재료는 KS D 3503 및 KS D 3506을 따른다.

표 4.5－2 파형강판의 규격

종류	골의 피치 (p)	골의 깊이 (d)	최소항복강도
일반형	150~200mm	50~55mm	225 MPa
대골형	380~500mm	140~250mm	275 MPa



4.5.4.1.2 최소두께

구조용 파형강판의 최소두께는 3.0 mm로 한다.

4.5.4.1.3 연결재

일반형과 대골형 파형강판 연결에는 지압면이 구면인 볼트와 너트를 사용한다.

4.5.4.1.4 구조적 뒤채움 재료

구조용 파형강판을 지중구조물에 사용하는 경우에는 주변의 일정한 영역을 구조적 뒤채움 재료로 다짐 시공해야 한다. 구조적 뒤채움 재료는 통일분류법에 의하여 표 4.5-3과 같이 분류되는 재료를 사용한다.

표 4.5-3 파형강판의 규격

분류	구조적 뒤채움 재료 Ⅰ	구조적 뒤채움 재료 Ⅱ
통일분류 기호	GW, GP, SW, SP	GC, SC, SM

상대다짐도에 따른 흙의 할선탄성계수는 표 4.5-4에 따라 적용할 수 있으며 상대다짐도가 표에 제시된 값의 사이값일 경우 흙의 할선탄성계수는 선형 보간하여 적용한다. 다짐밀도는 KS F 2312 'C', 'D' 또는 'E' 방법으로 구한 최대건조밀도를 기준으로 한다.

표 4.5-4 상대다짐도에 따른 흙의 할선탄성계수

상대다짐도	E_s (MPa)	
	구조적 뒤채움 재료 Ⅰ	구조적 뒤채움 재료 Ⅱ
85%	6	3
90%	12	6
95%	24	12
100%	30	15

4.5.4.1.5 한계상태

파형강판 구조물의 구조적 안전성은 강도한계상태 및 사용한계상태에 대하여 검토한다. 강도한계상태는 압축좌굴, 시공 중 압축력과 휨모멘트에 의한 소성힌지 발생, 대골형의 경우 완공 후 압축력과 휨모멘트에 의한 소성힌지 발생 및 이음부 파괴에 대한 것이고, 사용한계상태는 시공 중 변형에 대한 것이다.

4.5.4.1.6 저항계수

아치형과 박스형 파형강판 구조물에 대한 저항계수는 표 4.5-5에 따른다.

표 4.5-5 저항계수

구조물의 종류	저항계수		
아치형	압축강도		ϕ_t = 0.80
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지	시공 중	ϕ_{hc} = 0.90
		완공 후	ϕ_h = 0.85
	이음부강도		ϕ_j = 0.70
박스형	압축강도		ϕ_t = 0.90
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지		ϕ_h = 0.90
	휨모멘트		ϕ_h = 0.90
	이음부강도		ϕ_j = 0.70

4.5.4.1.7 하중

고정하중, 활하중, 지진의 영향을 고려한다. 파형강판 구조물에 대한 하중조합 및 하중계수는 최대하중조합효과가 계산되도록 선정하며 하중조합 및 하중계수는 표 4.5-6에 따른다.

표 4.5-6 하중조합 및 하중계수(α)

하중조합	고정하중(α_D)	활하중(α_L)	지진하중(α_E)
조합Ⅰ	1.25	1.70	-
조합Ⅱ	1.25	-	1.00
조합Ⅲ	1.00	1.00	-
조합Ⅳ	1.35	-	-

조합Ⅰ은 파형강판 구조물설계 시 일반 하중조합 조건이며, 조합Ⅱ는 지진하중 고려 시 적용한다. 조합Ⅲ은 파형강판 구조물의 시공성 검토 시 적용하며, 조합Ⅳ는 고정하중만 작용하는 경우 적용한다.

4.5.4.1.8 토피고

파형강판 구조물의 상부 뒤채움 흙의 높이는 활하중에 의한 응력집중을 분산시켜 구조물의 안정성을 확보할 수 있도록 구조물형식에 따른 최소토피고 $H_{\min}$ 이상 확보해야 한다. 설계토피고 H는 그림 4.5-7과 같이 산정하는데 최소토피고가 확보되지 않는 경우에는 콘크리트 등으로 적절한 보강이 필요하다.

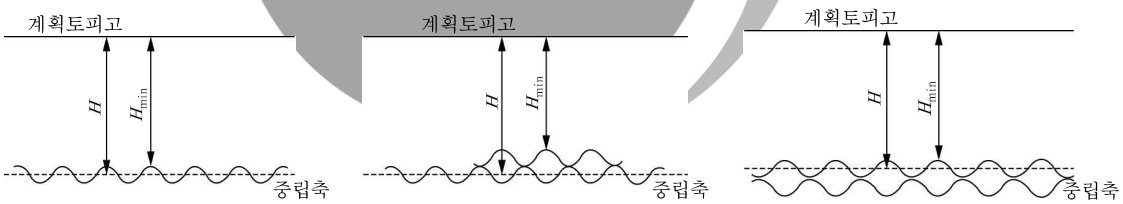


그림 4.5-7 아치형과 박스형구조물의 최소토피고와 설계토피고

4.5.4.1.9 보강단면의 단면계수 산정

파형강판 구조물의 내하력을 증대시키기 위해 구조물을 보강할 수 있다. 강재를 이용한 보강단면의 휨에 대한 단면계수는 원단면과 보강단면 각각의 휨에 대한 단면계수 합으로 산정한다. 강재 원단면과 강재 보강단면으로 폐합된 내부에 콘크리트가 충진된 경우는 콘크리트 단면을 제외한 강재 원단면과 강재 보강단면 만의 휨에 대한 합성단면으로 단면계수를 산정한다. 강재와 콘크리트의 합성효과가 실험으로 입증되는 경우에는 휨에 대한 단면계수 계산에 그 효과를 포함할 수 있다.

4.5.4.1.10 내구성

내구성을 요하는 구조물일 경우 파형강판, 볼트, 너트 및 기타 금속 자재는 용융아연도금 등의 부식방지 처리를 한다.

4.5.4.1.11 정밀해석에 의한 설계

KDS 14 31 10에서 제시하는 관용식은 파형강판 구조물이 연성구조로 거동하고, 뒤채움 흙의 강성기여가 보장될 때에 사용 가능하다. 뒤채움 흙의 강성기여를 고려하지 않거나, 토피고를 고려하지 않을 경우, 또는 뒤채움 흙의 다짐도를 완화하여 준강성 구조로 설계하고자 할 경우에는 정밀해석을 수행해야 한다.

4.5.4.1.12 처짐 검토

파형강판 구조물의 허용변위는 공정단계별로 검토되어야 하며 아치형 파형강판 구조물에서 일반형의 경우에는 그림 4.5-9에서 정의한 구조물의 높이(R)의 5% 이내, 대골형의 경우에는 2% 이내로 한다. 박스형 파형강판 구조물의 경우에는 그림 4.5-11에서 정의한 구조물의 지간(D_s)의 1% 이내로 한다.

4.5.4.2 아치형 파형강판 구조물

4.5.4.2.1 적용범위

그림 4.5-8과 같은 아치형 파형강판 구조물은 구조물 높이(Rise)와 지간(Span)의 비가 0.3 이상이고, 아치단면의 최소곡률반경 $R_{\min}$이 상부아치의 정점부 곡률반경 R_c의 0.2배 이상이고, 종방향 이음부에서 인접하는 두 파형강판의 곡률반경 간의 비가 8 이하인 구조물설계에 적용한다. 그림 4.5-9는 다양한 아치형 파형강판 구조물의 단면형상과 지간 D_h 및 높이 D_v의 정의를 보여준다.

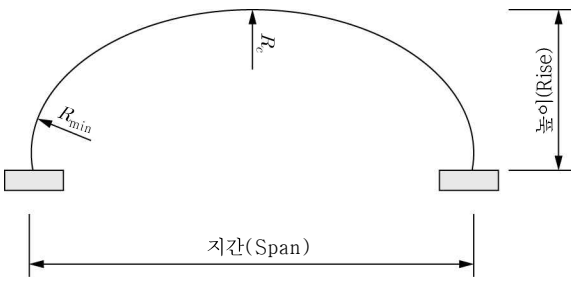


그림 4.5-8 아치형 파형강판 구조물 단면

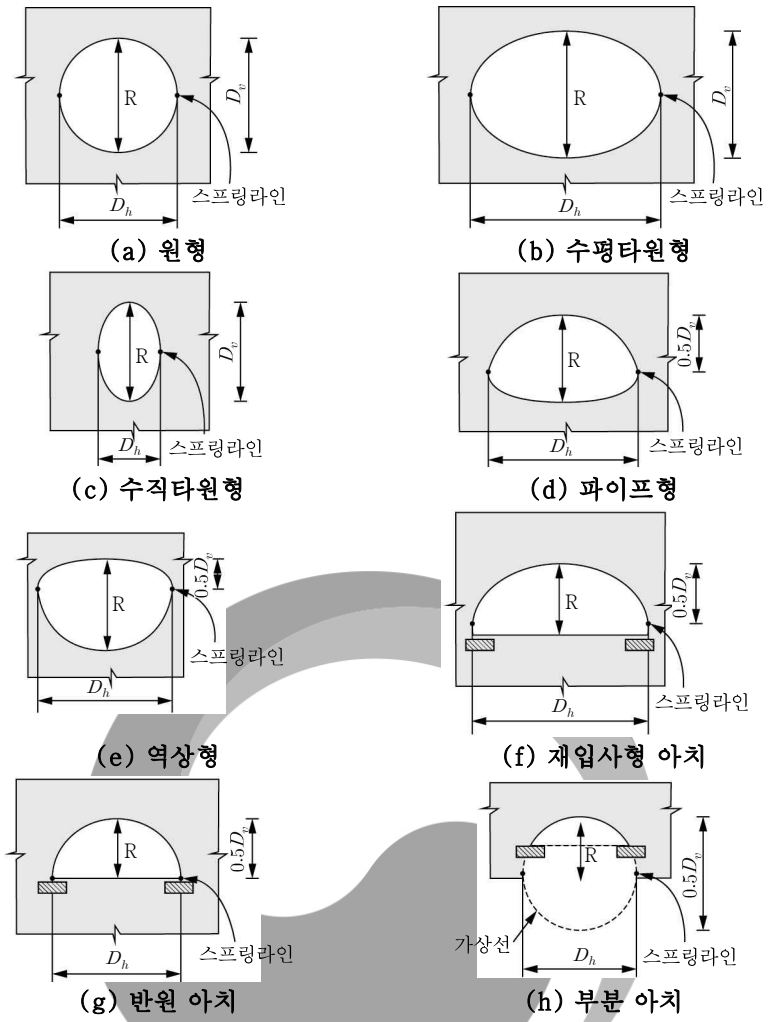


그림 4.5−9 아치형 파형강판 구조물 단면형상 및 R, D_h, D_v

4.5.4.2.2 최소토피고

(1) 최소토피고 $H_{\min}$는 아치형 파형강판 지중구조물의 단면 정점부에서 뒤채움 흙의 최소높이로서, 다음 3가지 값 중 가장 큰 값으로 결정한다.

$$0.6\ (\text{m}),\ \frac{D_h}{6}\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{0.5}\ (\text{m}),\ 0.4\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{2}\ (\text{m}) \qquad (4.5\text{-}20)$$

여기서, D_h : 구조물 스프링라인 사이 거리 (m)

D_v : 구조물 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)

(2) 대골형 파형강판의 최소토피고는 식 (4.5-20)으로 산정한 값과 1.5 m 중 작은 값으로 한다.

4.5.4.2.3 설계압축력

아치형 파형강판 구조물의 설계압축력 T_f(kN/m)는 다음과 같이 산정한다.

$$T_f = \alpha_D T_D + \max\{\alpha_L T_L (1 + i), \alpha_E T_E\} \quad (4.5\text{-}21)$$

여기서, T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)
T_L : 활하중에 의한 압축력 (kN/m)
T_E : 지진하중에 의한 압축력 (kN/m)
α_D : 고정하중 하중계수
α_L : 활하중 하중계수
α_E : 지진하중 하중계수
i : 충격계수

4.5.4.2.3.1 고정하중에 의한 압축력

상부 토피하중에 의한 압축력 T_D는 다음과 같이 산정한다.

$$T_D = 0.5\left(1.0 - 0.1 C_s\right) A_f W \text{ (kN/m)} \quad (4.5\text{-}22)$$

여기서, C_s : 뒤채움 흙과 구조물의 상대 축강성 매개변수 $\left(C_s = \frac{1000 E_s D_v}{EA}\right)$
E_s : 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)
D_v : 구조물 단면의 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)
E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)
A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)
A_f : 단면형상과 토피고에 따른 무차원 아칭계수(그림 4.5-4),
H/D_h 값이 0.2보다 작은 경우는 외삽하여 사용할 수 있다.
W : 상부아치 위 뒤채움 흙과 포장의 자중 (kN/m)

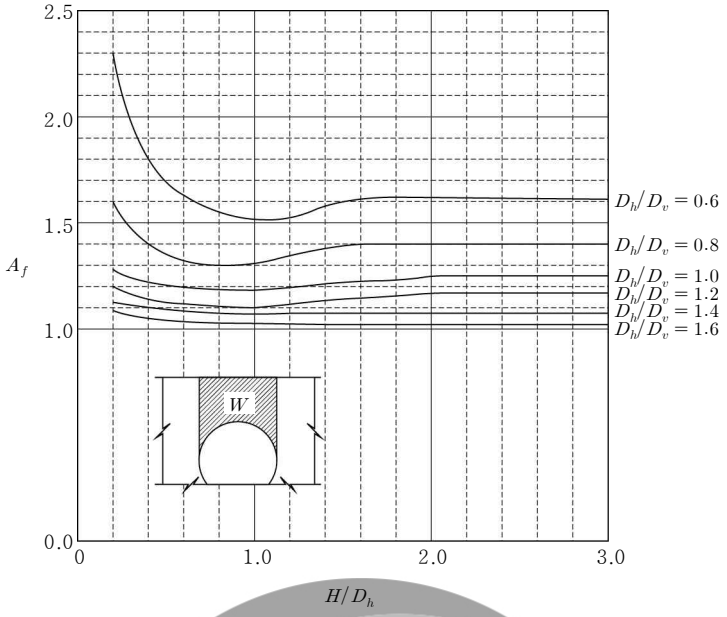


그림 4.5−10 단면형상과 토피고에 따른
무차원 아칭계수(A_f)와 흙의 자중(W)

4.5.4.2.3.2 활하중에 의한 압축력

활하중에 의한 압축력은 차량진행 직각방향 하중분포, 차량진행방향 하중분포, 그리고 윤하중의 작용거리에 따른 영향을 엄밀히 고려하여 식 (4.5-23)으로 산정한다. 지간에 비해 토피가 낮은 구조물에서는 차량진행방향 하중분포 폭을 구조물의 전 지간으로 가정할 경우, 압축력을 과대평가할 수 있으므로 설계지간 D_h와 차량진행방향 하중분포 폭 l_t 중 작은 값을 적용한다.

$$T_L = 0.5 D_h f_L m_f \qquad (4.5\text{-}23)$$

$$= 0.5 l_t f_L m_f \,(\mathrm{kN/m})$$

여기서, f_L : 등가활하중 (kN/m^2) $\left(f_L = \dfrac{n \times P_{DB}}{l_t \times l_l} \right)$

n : 차선수

D_h : 설계지간 (m)

P_{DB} : 축당 설계하중 (kN)

l_l : 연직 대 수평경사 2:1로 산정한 차량진행 직각방향 활하중분포 폭(m)

l_t : 연직 대 수평경사 1:1로 산정한 차량진행 방향 활하중분포 폭 (m)

단, 분산된 하중이 겹칠 때는 하중이 각각의 분산면적 가장자리에 쌓이는 사각형 면적에 균일하게 분포되는 것으로 가정한다.

m_f : 차량하중이 재하되는 차선수에 따른 보정계수

차선수 $n=1$일 때 1.0, $n=2$일 때 0.9, $n=3$일 때 0.8,
$n=4$일 때 0.70, $n=5$일 때 0.6, $n \geq 6$일 때 0.55

4.5.4.2.3.3 지진하중에 의한 압축력

지진하중에 의한 압축력 T_E는 다음과 같이 산정한다.

$$T_E = T_D A_V \text{ (kN/m)} \quad (4.5\text{-}24)$$

여기서, T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

A_V : 수직가속도계수 $\left(A_V = \frac{2}{3} A_H\right)$

A_H : 수평가속도계수

4.5.4.2.3.4 충격계수

도로의 지중구조물인 경우에는 활하중에 따른 충격계수를 적용하며, 충격계수 i는 토피고 H에 따라 다음과 같이 산정한다. 최소 충격계수 $i_{\min}$는 0.1을 적용한다.

$$i = 0.4\,(1 - 0.5 \times H) \geq 0.1 \quad (4.5\text{-}25)$$

여기서, H: 설계토피고 (m)

4.5.4.2.4 압축좌굴

(1) 파형강판 구조물의 압축좌굴 안정성 검토는 다음 식을 따른다.

$$f_c = \frac{T_f}{A} \leq f_b \quad (4.5\text{-}26)$$

여기서, f_c : 설계압축응력 (MPa)

T_f : 설계압축력 (kN/m)

A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)

f_b : 설계좌굴강도 (MPa)

(2) 4.5.4.2.4에서 아치구조물의 정점부의 곡률중심과 정점부를 연결하는 직선에서 각도 $\pm\theta_0$ ($\theta_0 = 1.6 + 0.2\log\left[EI/(E_m R^3)\right]$)만큼 이격되고 정점부 곡률중심을 지나는 두 직선 사이의 아치부분을 상부라 하고 그 이외의 부분을 하부라 한다.

(3) 아치단면의 곡률반경 R과 등가곡률반경 R_e에 따라 설계좌굴강도 f_b는 다음과 같이 산정한다.

① $R \leq R_e$인 경우

$$f_b = \phi_t F_m \left[F_y - \frac{F_y^2}{12 E \rho}\left(\frac{K R}{r}\right)^2\right] \quad (4.5\text{-}27)$$

② $R > R_e$인 경우

$$f_b = \frac{3 \phi_t \rho F_m E}{(K R/r)^2} \quad (4.5\text{-}28)$$

여기서, ϕ_t : 좌굴저항계수

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

F_m: 병렬구조물에 따른 감소계수

단일구조물과 대골형 병렬구조물 : $F_m = 1.0$

대골형을 제외한 병렬구조물 : $F_m = (0.85 + 0.3\,S/D_h) \leq 1.0$

S : 병렬구조물의 인접 구조물 간 최소거리 (m)

R_e : 등가곡률반경 (mm) $\left(R_e = \frac{r}{K}\left[\frac{6\,E\rho}{F_y}\right]^{0.5}\right)$

E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)

r : 파형강판의 회전반경 (mm)

ρ : 토피고를 고려한 감소계수 $\left(\rho = \left[1000\,\frac{(H+H')}{R_c}\right]^{0.5} \leq 1.0\right)$

K : 인접한 흙에 대한 구조물의 상대강성계수 $\left(K = \lambda\left[\frac{EI}{E_m R^3}\right]^{0.25}\right)$

λ : 구조물 높이와 D_h의 비가 0.4 이하인 단일곡률 부분아치의 경우를 제외한 상부는

$\lambda = 1.22\left[1.0 + 1.6\left\{EI/(E_m R_c^3)\right\}^{0.25}\right]$ 이고, 그 외는 $\lambda = 1.22$ 적용

E_m: 뒤채움 흙의 탄성계수 (MPa)

상부 강판에서는 $\left(E_m = E_s\left[1 - \left\{\frac{R_c}{R_c + 1000\,(H+H')}\right\}^2\right]\right)$

측면 및 하부 강판에서는 $E_m = E_s$

E_s : 측면 및 하부 강판 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)

R : 파형강판 지중구조물 상부 또는 측면 곡률반경 (mm)

R_c : 파형강판 구조물 상부의 곡률반경 (mm)

H : 토피고 (m)

H' : 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 1/2 (m)

I : 파형강판의 단면2차모멘트 (mm^4/mm)

4.5.4.2.5 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지

4.5.4.2.5.1 일반사항

파형강판 구조물은 시공 시와 완공 시에 대하여 휨모멘트와 압축력의 복합작용에 의한 소성힌지 검토를 만족해야 한다. 시공 중 검토는 뒤채움 토피가 구조물의 정점부까지 시공된 상태와 다짐 장비하중이 재하될 수 있는 시공단계에 대해 만족해야 한다.

4.5.4.2.5.2 시공 중 검토

시공 중 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지 검토는 다음 식을 따른다.

$$\left(\frac{P}{P_{pf}}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_{pf}}\right| \leq 1 \qquad (4.5\text{-}29)$$

여기서, P : 시공 중 작용하는 압축력 (kN/m) $(P = T_D + T_C)$

T_D : 파형강판에 작용하는 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

T_C : 파형강판에 작용하는 시공장비에 의한 압축력 (kN/m)

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m) $(P_{pf} = \phi_{hc} A F_y)$

ϕ_{hc} : 시공 중 소성힌지 저항계수

A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

M : 시공 중 작용하는 휨모멘트 (kN·m/m) $(M = M_1 + M_B + M_C)$

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$(M_1 = K_{m1} R_B \gamma {D_h}^3)$

M_B : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$(M_B = -K_{m2} R_B \gamma {D_h}^2 H_c)$

M_C : 시공 중 활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$(M_C = K_{m3} R_L D_h A_c / k_4)$

H_c : 시공 중 안정성 검토대상 토피고 (m)

단, 시공 중 검토대상 토피고 H_c가 최소토피고보다 작은 경우 작용 압축력 P는 0으로 가정한다.

K_{m1}, K_{m2}, K_{m3}: 고정하중 시공단계 및 활하중 재하 시 휨강성비에 따른 무차원계수

$K_{m1} = 0.0046 - 0.0010 \cdot \log_{10}(N_F)$ $(N_F \le 5{,}000)$

$K_{m1} = 0.0009$ $(N_F > 5{,}000)$

$K_{m2} = 0.018 - 0.004 \cdot \log_{10}(N_F)$ $(N_F \le 5{,}000)$

$K_{m2} = 0.0032$ $(N_F > 5{,}000)$

$K_{m3} = 0.120 - 0.018 \log_{10}(N_F)$ $(N_F \le 100{,}000)$

$K_{m3} = 0.030$ $(N_F > 100{,}000)$

N_F : 구조물과 흙의 휨강성비 $(N_F = E_s (1000 D_h)^3 / (EI))$

E_s : 뒤채움 흙의 할선탄성계수 (MPa)

E : 파형강판의 탄성계수 (MPa)

I : 파형강판의 단면2차모멘트 (mm^4/mm)

γ : 뒤채움 흙의 단위중량 (kN/m^3)

R_B : 단면형상에 따른 감소계수

$R_B = 0.67 + 0.87[(D_v/2D_h) - 0.2]$ $(0.2 \le D_v/2D_h \le 0.35)$

$R_B = 0.80 + 1.33[(D_v/2D_h) - 0.35]$ $(0.35 < D_v/2D_h \le 0.50)$

$R_B = D_v/D_h$ $(0.50 < D_v/2D_h)$

R_L : 휨강성비, 지간 및 토피고에 따른 감소계수

$R_L = [0.265 - 0.053 \log_{10}(N_f)] / (H_c/D_h)^{0.75} \le 1.0$

A_c : 시공장비 축하중 (kN)

k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN·m/m) $(M_{pf} = \phi_{hc} Z F_y)$

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

표 4.5-7 등가선하중 산정을 위한 k_4값

토피고 (m)	k_4 (m)		
	차축 당 2륜	차축 당 4륜	차축 당 8륜
0.3	1.3	1.5	2.6
0.6	1.6	2.0	2.8
0.9	2.1	2.7	3.2
1.5	3.7	3.8	4.1
2.1	4.4	4.4	4.5
3.0	4.9	4.9	4.9
4.6	6.7	6.7	6.7
6.1	8.5	8.5	8.5
9.1	12.2	12.2	12.2

4.5.4.2.5.3 완공 후 검토

대골형 파형강판을 적용한 파형강판 지중구조물은 완공 후 작용하는 압축력과 휨모멘트에 대하여 안전성을 확보해야 하며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\left(\frac{T_f}{P_{pf}}\right)^2 + \left|\frac{M_f}{M_{pf}}\right| \leq 1 \qquad (4.5\text{-}30)$$

여기서, T_f : 설계압축력 T_f는 4.5.4.2.3 식 (4.5-21)을 적용하여 구한다.

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m) $\left(P_{pf} = \phi_h A F_y\right)$

ϕ_h : 완공 후 소성힌지저항계수

A : 파형강판의 단면적 (mm^2/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

M_f : 완공 후 작용하는 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_f = \alpha_D \cdot |M_1 + M_D| + \alpha_L \cdot M_L(1+i)\right)$

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_1 = K_{m1} R_B \gamma {D_h}^3\right)$

M_D : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_D = -K_{m2} R_B \gamma {D_h}^2 H_e\right)$

M_L : 완공 후 활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$\left(M_L = K_{m3} R_U D_h A_L / k_4\right)$

H_e : 토피고 H와 $D_h/2$ 중 작은 값 (m)

K_{m1}, K_{m2}, K_{m3} 및 R_B : 8.4.2.5.2절의 시공 중 검토식 참조

R_U : 지간 및 토피고에 따른 하중감소계수

$\left(R_U = [0.265 - 0.053\log_{10}(N_f)]/(H/D_h)^{0.75} \leq 1.0\right)$

A_L : 차량축하중 (kN)
k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)
단, 토피고가 3.0m 보다 큰 경우는 4.9m 적용
M_{pf} : 파형강판의 소성모멘트강도 (kN·m/m) $(M_{pf} = \phi_h Z F_y)$
Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

4.5.4.2.6 이음부 강도

주어진 하중조건에서 파형강판 구조물의 길이방향(구조물 축방향)의 볼트 이음부는 충분한 강도를 보유하여 파괴되지 않아야 한다. 이음부 공칭강도(S_s)는 국내・외 기준에 등재된 값의 사용을 원칙으로 한다.

$$T_f < \phi_j \cdot S_s \qquad (4.5\text{-}31)$$

여기서, T_f : 설계압축력 (kN/m)
ϕ_j : 이음부 저항계수
S_s : 이음부 공칭강도 (kN/m)

기준에 등재된 재료 및 두께와 다를 경우 이음부 공칭강도는 실제 이음부의 특성이 반영 된 공인기관의 실험값을 사용한다.

4.5.4.2.7 구조적 뒤채움 범위

구조적 뒤채움 범위는 연직방향으로 최소토피고까지이고, 횡방향으로 표 4.5-8에 따른다.

표 4.5−8 횡방향 구조적 뒤채움 범위

뒤채움 조건		구조물 스프링라인 외측으로 최소 횡방향거리
절토조건	원지반이 구조적 뒤채움 보다 양호한 절토조건	2.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값
	원지반이 구조적 뒤채움 보다취약한 절토조건	5.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값, 그러나 구조물 높이와 $D_v/2$ 중 작은 값 보다는 큰 값
성토조건		5.0 m 와 $D_h/2$ 중 작은 값, 그러나 구조물 높이와 $D_v/2$ 중 작은 값 보다는 큰 값

4.5.4.3 박스형 파형강판 구조물

4.5.4.3.1 적용범위

4.5.4.3에 제시된 박스형 파형강판 구조물의 일반적 형상은 그림 4.5-11과 같으며 4.5.4.3에 제시된 설계법은 높이, 지간 및 토피고의 범위가 표 4.5-9를 만족하는 경우에 적용할 수 있다. 표의 범위를 벗어나는 경우에는 흙과 구조물의 상호작용을 고려하는 엄밀한 구조해석이 필요하다.

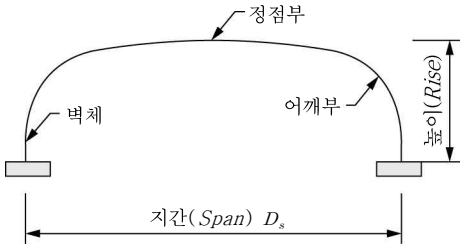


그림 4.5-11 박스형 파형강판 구조물 단면

표 4.5-9 박스형 파형강판 구조물의 형상한계

구분	최소 (m)	최대 (m)
높이	0.8	3.2
지간, D_s	2.7	8.0
토피고, H	0.3	1.5

4.5.4.3.2 최소토피고

박스형 파형강판 구조물의 최소토피고는 0.3 m 이상을 유지해야 한다.

4.5.4.3.3 설계휨모멘트

박스형 파형강판 구조물의 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf} 는 다음과 같이 산정한다.

$$M_{cf} = \alpha_D M_{cD} + \max\{\alpha_L M_{cL}(1+i),\ \alpha_E M_{cE}\} \quad (4.5\text{-}32)$$

$$M_{hf} = \alpha_D M_{hD} + \max\{\alpha_L M_{hL}(1+i),\ \alpha_E M_{hE}\} \quad (4.5\text{-}33)$$

여기서, M_{cf} : 정점부 설계휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cD} : 고정하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cL} : 활하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{cE} : 지진하중에 의한 정점부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hf} : 어깨부 설계휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hD} : 고정하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hL} : 활하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

M_{hE} : 지진하중에 의한 어깨부 휨모멘트 (kN·m/m)

α_D : 고정하중 하중계수

α_L : 활하중 하중계수

α_E : 지진하중 하중계수

i : 충격계수

4.5.4.3.3.1 고정하중에 의한 휨모멘트

고정하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cD} = \kappa M_D \tag{4.5-34}$$

$$M_{hD} = (1-\kappa) M_D \tag{4.5-35}$$

여기서, κ : 정점부 휨모멘트 분배계수 $(0.70-0.0328 D_s)$

M_D : 정점부와 어깨부의 고정하중 및 휨모멘트의 합 (kN·m/m)

$$k_1 \gamma D_s^3 + k_2 \gamma \left[H - \left(0.3 + \frac{d}{2000} \right) \right] D_s^2$$

k_1 : 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수

$(0.0053 - 0.00024 (3.28 D_s - 12)$

k_2 : 고정하중 시공단계별 지간에 따른 계수 (0.053)

H : 토피고(m)

d : 파형강판의 골 깊이(mm)

4.5.4.3.3.2 활하중에 의한 휨모멘트

활하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cL} = \kappa M_L \tag{4.5-36}$$

$$M_{hL} = (1-\kappa) k_R M_L \tag{4.5-37}$$

여기서, κ : 정점부 휨모멘트 분배계수 $(0.70-0.0328 D_s)$

k_R : 어깨부 휨모멘트 감소계수 $(0.425 H + 0.48 \le 1.0)$

M_L : 트럭하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m) $(C_1 k_3 D_s A_L / k_4)$

C_1 : 차량 축 개수와 지간에 따른 감소계수

1.0 ; 차량축이 하나일 경우

$0.5 + \frac{D_s}{15.24} \le 1.0$; 차량축이 하나 이상일 경우

k_3 : 활하중 재하 시 지간 및 토피에 따른 계수

$\frac{0.08}{\left[\frac{H}{D_s}\right]^{0.2}}$; $D_s \le 6$m 인 경우

$\frac{[0.08 - 0.002 (3.28 D_s - 20)]}{\left[\frac{H}{D_s}\right]^{0.2}}$; $6\text{m} < D_s \le 8\text{m}$ 인 경우

A_L : 차량축하중 (kN)

차량 축 하나의 하중 ; $D_s < 3.6$m 인 경우

인접한 두 축의 합 하중 ; $D_s \ge 3.6$m 인 경우

k_4 : 표 4.5-7에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

4.5.4.3.3.3 지진하중에 의한 휨모멘트

지진하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cE} = \kappa M_E \tag{4.5-38}$$

$$M_{hE} = (1-\kappa) M_E \tag{4.5-39}$$

여기서, M_E : 지진하중에 의한 휨모멘트(kN·m/m) ($M_D A_V$)

A_V : 수직가속도계수 $\left(A_V = \frac{2}{3} A_H\right)$

A_H : 수평가속도계수

4.5.4.3.4 휨강도 검토

한계상태에서 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf}는 소성설계모멘트 M_{pf}를 초과하지 못한다.

$$M_{pf} = \phi_h Z F_y \tag{4.5-40}$$

여기서, ϕ_h : 소성힌지 저항계수

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

4.5.4.3.5 이음부 강도

(1) 휨에 대해서만 설계하는 경우에 이음부 강도, $\phi_j \cdot S_m$ 는 M_{pf} 이상이어야 한다. 압축력과 휨을 동시에 고려할 경우에 이음부 강도 $\phi_j \cdot Ss$는 T_f 이상이어야 한다. 압축 및 휨에 의한 이음부 공칭강도 S_s 및 S_m은 국내·외 기준에 등재된 값의 사용을 원칙으로 한다.

(2) 이음부는 설계하중에 의한 이음부의 휨모멘트와 $0.75 M_{pf}$ 중 큰 값을 사용하여 설계한다.

4.5.4.3.6 구조적 뒤채움 범위

최소토피고 H_{min}는 0.3 m이고, 박스형 파형강판 구조물의 횡방향 구조적 뒤채움 최소범위는 그림 4.5-12과 같다.

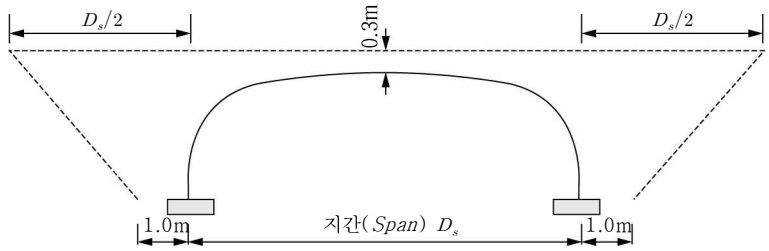


그림 4.5−12 박스형 파형강판 구조물 최소 구조적 뒤채움 범위

부록

A. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨 저항강도

A.1 일반사항

이 규정들은 다음 요건을 모두 만족하는 직선교 및 사각이 20° 미만이고 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치된 직선교 단면에만 적용해야 한다.

- 플랜지와 웨브의 최소항복강도는 460 MPa를 초과해서는 안 된다.
- 웨브는 다음의 비조밀 세장비 한계를 만족해야 한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.1-1)}$$

- 플랜지는 다음의 단면2차모멘트비를 만족해야 한다.

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \qquad \text{(A.1-2)}$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

I_{yc} : 웨브 단면의 중심축(수직축)에 관한 압축플랜지의 단면 2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 단면의 중심축(수직축)에 관한 인장플랜지의 단면 2차모멘트 (mm^4)

위에 기술된 단면이 아닌 경우에는 4.3.3.1.8의 규정에 따라 설계해야 한다.

여기에 기술된 규정에 따라 설계된 단면은 A.2 규정에 정의된 조밀 웨브 또는 비조밀 웨브를 가져야 한다.

A.1.1 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xc} \le \phi_f M_{nc} \qquad \text{(A.1.1-1)}$$

여기서, ϕ_f: 휨에 관한 강도저항계수

f_l: 4.3.3.1.1.6의 규정에 따라 결정된 플랜지의 횡방향 휨응력 (MPa)

M_{nc}: A.3의 규정에 따라 구한 압축플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_u: 4.3.3.1.1.6의 규정에 따라 구한 강축에 대한 단면의 휨모멘트 (N・mm)

M_{yc}: B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A.1.2 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \le \phi_f M_{nt} \qquad \text{(A.1.2-1)}$$

여기서, M_{nt} : A.4의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 공칭휨저항강도 (N・mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A.1.3 연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \le \phi_f R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.1.3-1)}$$

여기서, M_{yc}: B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2에 규정된 압축플랜지의 웨브 소성화계수

A.1.4 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u \le \phi_f R_{pt} M_{yt} \qquad \text{(A.1.4-1)}$$

여기서, M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_{pt} : A.2.1 또는 A.2.2에 규정된 인장플랜지의 웨브 소성화계수

A.2 웨브 소성화계수

A.2.1 조밀 웨브를 갖는 단면

다음 조건을 만족하는 단면은 조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \le \lambda_{pw(D_{cp})} \qquad \text{(A.2.1-1)}$$

여기서, $\lambda_{pw(D_{cp})} = 2D_{cp}/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \frac{\sqrt{E/F_{yc}}}{\left(0.54\frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \le \lambda_{rw}\left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) \qquad \text{(A.2.1-2)}$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비 한계

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.2.1-3)}$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm)

합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

D_{cp} : B.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

M_y : B.2에 규정된 M_{yc}와 M_{yt} 중 작은 값의 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웨브 소성화계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(A.2.1-4)}$$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(A.2.1-5)}$$

여기서, M_p : B.1에 규정된 소성모멘트 (N・mm)

M_{yc}: B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_{yt}: B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_{pc} : 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

R_{pt} : 인장플랜지에 대한 웨브 소성화계수

A.2.2 비조밀 웨브를 갖는 단면

식 (A.2.1-1)의 조건을 만족하지는 않지만 웨브 세장비가 아래의 조건을 만족하면 비조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \tag{A.2.2-1}$$

여기서, λ_w = 탄성모멘트를 기준으로 한 웨브 세장비

$$= \frac{2D_c}{t_w} \tag{A.2.2-2}$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비 한계

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{A.2.2-3}$$

D_c : 탄성범위 내에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm).

합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

웨브 소성화계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p}\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}}\right)\right]\frac{M_p}{M_{yc}} \le \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{A.2.2-4}$$

$$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yt}}{M_p}\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}}\right)\right]\frac{M_p}{M_{yt}} \le \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{A.2.2-5}$$

여기서, $\lambda_{pw(D_c)} = 2D_c/t_w$에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \lambda_{pw(D_{cp})}\left(\frac{D_c}{D_{cp}}\right) \le \lambda_{rw} \tag{A.2.2-6}$$

A.3 압축플랜지 항복기준 휨저항강도

A.3.1 일반사항

A.3.2로 구한 국부좌굴강도와 A.3.3으로 구한 횡비틀림좌굴강도로부터 결정된 압축플랜지 항복기준 공칭 휨저항강도 M_{nc}는 식 (A.1.1-1)을 만족해야 한다.

A.3.2 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

•$\lambda_f \le \lambda_{pf}$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \tag{A.3.2-1}$$

•그 밖의 경우

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.2-2)}$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \qquad \text{(A.3.2-3)}$$

λ_{pf} = 조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.3.2-4)}$$

λ_{rf} = 비조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.95\sqrt{\frac{Ek_c}{F_{yr}}} \qquad \text{(A.3.2-5)}$$

k_c : 플랜지 국부좌굴계수

• 조립단면인 경우

$$= \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \qquad \text{(A.3.2-6)}$$

여기서, $0.35 \le k_c \le 0.76$

• 압연형강인 경우

$$= 0.76$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}$ 및 F_{yw} 가운데 가장 작은 값으로 취하되 $0.5F_{yc}$보다 작아서는 안 된다. (MPa)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A.3.3 횡비틀림좌굴강도

비지지길이에 따른 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

• $L_b \le L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.3-1)}$$

• $L_p < L_b \le L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \le R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.3-2)}$$

• $L_b > L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \le R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A.3.3-3)}$$

여기서, L_b : 비지지길이 (mm)

L_p = 균등휨상태에서 공칭휨강도 $R_{pc}M_{yc}$를 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A.3.3-4)}$$

L_r = 균등휨상태에서 압축플랜지의 잔류응력영향을 포함하여 어느 쪽의 플랜지든 먼저 항복이 시작되는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}} \qquad \text{(A.3.3-5)}$$

C_b = 휨모멘트 수정계수. 별도의 해석을 하지 않는 경우 다음으로부터 구할 수 있다.

• 브레이싱이 없는 캔틸레버나 $M_{mid}/M_2 > 1$ 또는 $M_2 = 0$인 지점의 부재

$$C_b = 1.0 \qquad \text{(A.3.3-6)}$$

• 그 밖의 경우

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \le 2.3 \qquad \text{(A.3.3-7)}$$

F_{cr} = 탄성횡비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b / r_t)^2} \qquad \text{(A.3.3-8)}$$

J = 순수비틀림상수 (mm^4)

$$= \frac{D t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{fc}}{b_{fc}} \right) + \frac{b_{ft} t_{ft}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{ft}}{b_{ft}} \right) \qquad \text{(A.3.3-9)}$$

r_t = 횡비틀림좌굴에 대한 유효회전반경 (mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} \qquad \text{(A.3.3-10)}$$

여기서, F_{yr}:잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭항복 시작점에서의 압축플랜지 응력으로 $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}$ 및 F_{yw} 가운데 가장 작은 값으로 취하되 $0.5F_{yc}$보다 작아서는 안 된다.

D_c : 탄성범위 내에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c는 B.3.1의 규정으로 구한다.

h : 상·하부 플랜지 중심선 사이의 높이 (mm)

M_{mid} : 비지지길이 구간 중앙점에서의 강축에 대한 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다. (N·mm)

M_o : M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로 한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다.(N·mm)

M_1 : M_2에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, M_2와 M_o 또는 M_{mid}를 선형 보간하여 구한 모멘트 중 C_b 값을 작게 발생시키는 것으로 다음과 같이 구한다.(N·mm)

• 브레이싱점 간의 전 구간에서 모멘트의 변화가 오목한 형태라면

$$M_1 = M_0 \qquad \text{(A.3.3-11)}$$

• 그 밖의 경우

$$M_1 = 2M_{mid} - M_2 \geq M_0 \qquad \text{(A.3.3-12)}$$

M_2 : 브레이싱 양단지점에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 휨모멘트의 최댓값. 계수하중에 의한 모멘트 포락선으로부터 결정하며 양의 값을 갖는다. 브레이싱 양 지점에서 모멘트가 0이거나 플랜지에 인장응력을 발생시키는 경우에는 0으로 한다.(N·mm)

M_{yc} : B.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_h : 4.3.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성화계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc}로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt}로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

부재 비지지길이에 걸쳐 비합성 일축대칭단면이 역곡률 휨을 받는 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡지지되지 않았으면 양측 플랜지 모두에 대해 횡비틀림좌굴강도를 검토해야 한다.
부재 비지지길이에 걸쳐 단면이 불균일한 경우, 비지지길이 내에서 균일부재로 간주하고 식 (A.3.3-1), 식 (A.3.3-2), 또는 식 (A.3.3-3)으로부터 구한 비지지길이 내의 횡비틀림좌굴강도 중 가장 작은 값으로 한다. 비지지길이 내의 각 단면의 휨저항강도 M_{nc}는 해당 단면의 S_{xc}와 횡비틀림좌굴강도 지배 단면의 S_{xc}의 비를 곱하여 결정한다. 모멘트 수정계수 C_b는 이 경우에는 1.0이며, L_b는 유효길이계수로 수정하지 않아야 한다.
휨모멘트 크기가 작은 브레이싱점으로부터 비지지길이의 20% 이내 위치에서 작은 단면으로 변하는 경우, 작은 단면의 압축플랜지 또는 양측 플랜지의 횡방향 단면2차모멘트가 큰 단면의 해당 값의 1/2 이상이면 작은 단면으로의 단면변화를 무시하고 횡비틀림좌굴에 의한 휨저항강도를 구한다.

A.4 인장플랜지 항복기준 휨저항강도

인장플랜지의 항복에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \qquad \text{(A.4-1)}$$

여기서, M_{yt} : B.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N・mm)
R_{pc} : A.2.1 또는 A.2.2의 규정으로 구한 인장플랜지에 대한 웨브소성계수

B. 휨부재의 특성계산

B.1 소성모멘트

소성모멘트 M_p는 소성단면력의 소성중립축에 대한 일차모멘트로 구한다. 단면의 강재 부분의 소성력은 플랜지, 웨브 및 철근의 항복응력을 사용하여 계산한다. 단면의 압축부 콘크리트의 소성단면력은 콘크리트 응력의 크기가 $0.85 f_c'$인 직사각형 응력블록으로 구하며 인장부 콘크리트는 무시한다. 소성중립축의 위치는 단면력의 평형조건을 적용하여 구한다.
정모멘트를 받는 합성단면의 소성모멘트는 다음과 같이 계산한다.

- 단면을 구성하는 요소(플랜지, 웨브, 콘크리트 바닥판)의 단면력을 계산하고, 이를 이용하여 소성중립축이 웨브, 상부플랜지, 바닥판 중 어디에 위치하는 지를 결정한다.
- 첫 단계에서 결정된 요소 내에서 소성중립축의 위치를 결정한다.
- M_p를 계산한다. 실제로 자주 발생하는 소성중립축의 다양한 위치에 대한 계산식은 표 B.1-1에 주어져 있다.

종방향 철근에 작용하는 힘은 무시할 수도 있으며 이 경우에는 표 B.1-1에 있는 P_{rb}와 P_{rt}를 0으로 놓는다.

부모멘트를 받는 합성단면의 소성모멘트도 이와 비슷한 방법으로 계산할 수 있다. 실제로 많이 발생하는 2가지 경우에 대한 계산식이 표 B.1-2에 주어져 있다.

비합성단면의 소성모멘트는 합성단면에 대한 표 B.1-1 및 표 B.1-2의 식에서 콘크리트 바닥판과 종방향 보강철근에 관한 항을 제거하고 계산해야 한다.

M_p계산식에서 d는 요소단면력과 소성중립축 간의 거리이다. 요소단면력은 (a)플랜지와 콘크리트 바닥판의 중심점, (b)웨브의 중앙점, (c)철근의 중심에 작용한다. 모든 요소단면력, 치수 및 거리는 양의 값을 취해야 한다. 소성중립축의 위치와 소성모멘트는 표 B.1-1 및 표 B.1-2에 주어진 순서에 따라 검토해야 한다.

표 B.1−1 정모멘트단면에 대한 $\overline{Y}$ 와 M_p

경우	소성중립축	조건	$\overline{Y}$와 M_p
Ⅰ	웨브	$P_t+P_w \geqq P_c+P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{D}{2})\left[\frac{P_t-P_c-P_s-P_{rt}-P_{rb}}{P_w}+1\right]$ $M_p=\frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y^2}+(D-\overline{Y})^2\right]+$ $[P_s d_s+P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_t d_t]$
Ⅱ	상부플랜지	$P_t+P_w+P_c \geq P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{t_c}{2})\left[\frac{P_w+P_t-P_s-P_{rt}-P_{rb}}{P_c}+1\right]$ $M_p=\frac{P_c}{2t_c}\left[\overline{Y^2}+(t_c-\overline{Y})^2\right]+$ $[P_s d_s+P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅲ	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 아래부분)	$P_t+P_w+P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right)P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_c+P_w+P_t-P_{rt}-P_{rb}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅳ	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right)P_s+P_{rt}$	$\overline{Y}=c_{rb}$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+[P_{rt}d_{rt}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅴ	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 위, P_{rt} 아래부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right)P_s+P_{rt}$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_{rb}+P_c+P_w+P_t-P_{rt}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+$ $[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅵ	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb}+P_{rt} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right)P_s$	$\overline{Y}=c_{rt}$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+[P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$
Ⅶ	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 윗부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb}+P_{rt}<\left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right)P_s$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_{rb}+P_c+P_w+P_t+P_{rt}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+$ $[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t]$

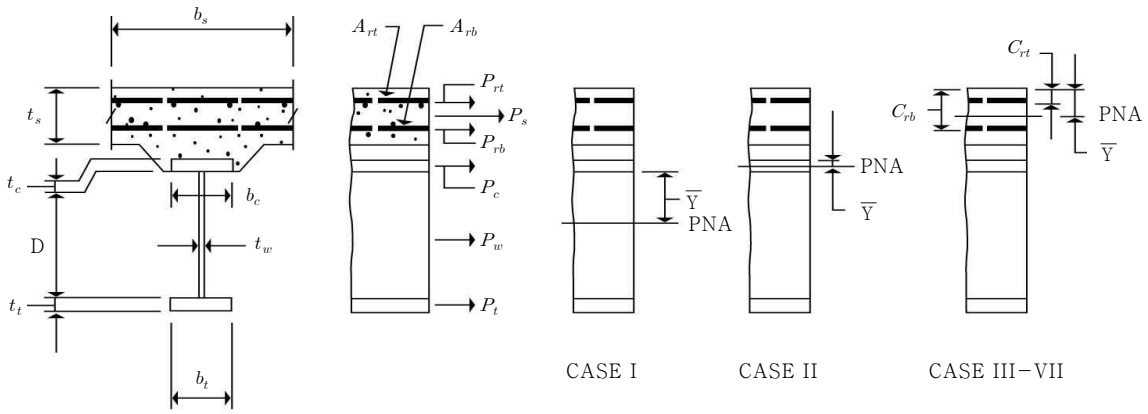
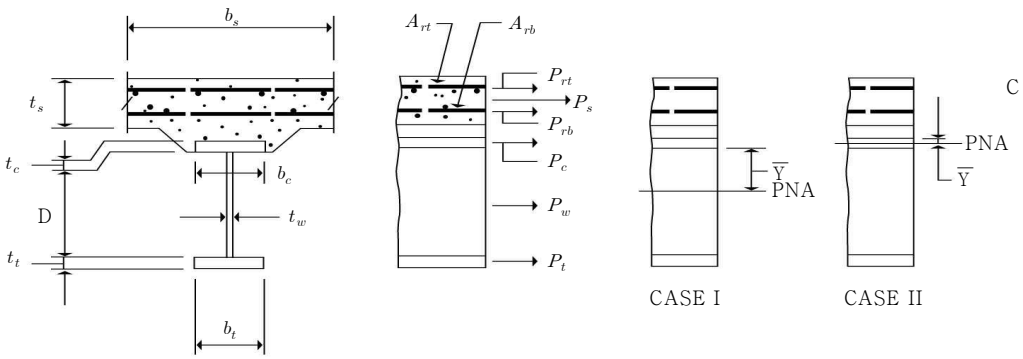


표 B.1−2 부모멘트 단면에 대한 $\overline{Y}$ 와 M_p

경우	소성중립축	조건	$\overline{Y}$ 와 M_p
I	웨브	$P_c+P_w \geqq P_t+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{D}{2})\left[\frac{P_c-P_t-P_{rt}-P_{rb}}{P_w}+1\right]$ $M_p=\frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y^2}+(D-\overline{Y})^2\right]+$ $\left[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_td_t+P_cd_c\right]$
II	상부플랜지	$P_c+P_w+P_t \geqq P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{t_t}{2})\left[\frac{P_w+P_c-P_{rt}-P_{rb}}{P_t}+1\right]$ $M_p=\frac{P_t}{2t_t}\left[\overline{Y^2}+(t_t-\overline{Y})^2\right]+$ $\left[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_wd_w+P_cd_c\right]$



여기서, $P_{rt}=F_{yrt}A_{rt}$

$P_s=0.85f_c^{'}b_st_s$

$P_{rb}=F_{yrb}A_{rb}$

$P_c=F_{yc}b_ct_c$

$P_w=F_{yw}Dt_w$

$P_t=F_{yt}b_tt_t$

B.2 항복모멘트

B.2.1 비합성단면

비합성단면의 항복모멘트 M_y는 강도한계상태에서 압축플랜지가 먼저 항복하는 모멘트(M_{yc})와 인장플랜지가 먼저 항복하는 모멘트(M_{yt}) 중 작은 값이다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브항복은 무시해야 한다.

B.2.2 정모멘트부 합성단면

정모멘트부 합성단면의 항복모멘트 M_y는 강도한계상태에서 상하부 어느 한 쪽 강재 플랜지에서 최초 항복을 일으키는 강재 단면, 단기 합성단면과 장기 합성단면에 각각 작용하는 모멘트의 합과 같다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브항복은 무시해야 한다.
정모멘트부 합성단면의 항복모멘트는 아래와 같이 구한다.

- 콘크리트 바닥판이 굳기 전이나 합성되기 전에 작용하는 계수영구하중에 의한 모멘트 M_{D1}을 계산한다. 이 모멘트는 강재 단면에 적용된다.
- 나머지 계수영구하중에 의한 모멘트 M_{D2}를 계산한다. 이 모멘트는 장기 합성단면에 적용된다.
- 단기 합성단면에서 어느 한 쪽 플랜지가 항복응력에 도달하기 위해 추가로 적용해야 하는 모멘트 M_{AD}를 계산한다.
- 항복모멘트는 총 영구하중에 의한 모멘트와 추가모멘트의 합이다.

계산과정을 식으로 나타내면 다음과 같다.
1) 다음 식에서 M_{AD}를 구한다.

$$F_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \qquad \text{(B.2.2-1)}$$

2) 다음을 계산한다.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \qquad \text{(B.2.2-2)}$$

여기서, S_{NC} : 비합성단면의 단면계수 (mm^3)
S_{ST} : 단기 합성단면의 단면계수 (mm^3)
S_{LT} : 장기 합성단면의 단면계수 (mm^3)
M_{D1}, M_{D2} 및 M_{AD} : 단면에 적용되는 계수하중에 의한 모멘트 (N·mm)
M_y는 압축플랜지 항복모멘트 M_{yc} 또는 인장플랜지 항복모멘트 M_{yt} 가운데 작은 값이다.

B.2.3 부모멘트부 합성단면

부모멘트부 합성단면의 경우 B.2.2의 규정에 따라 구한다. 이 때 단기 합성과 장기 합성모멘트에

대한 합성단면은 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근과 강재 단면으로 구성된 단면으로 하며 결과적으로 S_{ST}와 S_{LT}는 같은 값이다. 또한, M_{yt}는 인장플랜지 또는 종방향 철근 중에 먼저 항복에 도달할 때에 대응되는 모멘트이다.

B.2.4 덮개판을 갖는 단면

플랜지 덮개판이 포함된 단면의 경우, M_{yc} 또는 M_{yt}는 고려 중인 플랜지 또는 플랜지에 부착된 덮개판의 응력에 근거하여 먼저 항복에 도달하는 모멘트 가운데 작은 값이다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브 항복은 무시해야 한다.

B.3 압축을 받는 웨브의 높이

B.3.1 탄성범위 상태(D_c)

정모멘트부 합성단면의 경우, 탄성범위에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_c는 고정하중, 활하중 및 충격하중에 의한 강재 단면, 장기 합성단면과 단기 합성단면에 작용하는 하중에 의해 발생하는 응력의 대수적 합이 압축인 웨브의 높이다. 응력 다이아그램으로부터 정모멘트부 단면의 D_c를 구하는 대신 아래 식을 적용할 수 있다.

$$D_c = \left(\frac{-f_c}{|f_c| + f_t} \right) d - t_{fc} \geq 0 \qquad \text{(B.3.1-1)}$$

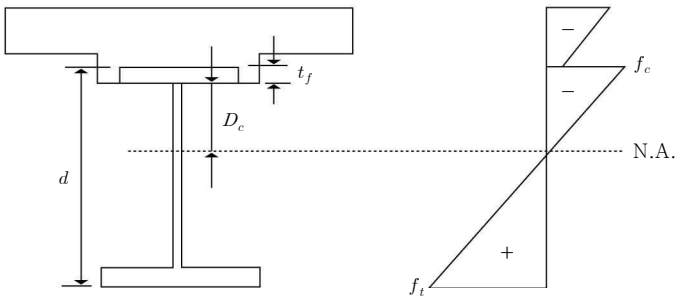


그림 B.3.1−1 정모멘트 단면의 D_c 계산

여기서, d: 강재 단면의 높이 (mm)

f_c: 아래의 여러 하중에 의해 발생된 압축플랜지 휨응력의 합 (MPa)

$DC1$: 비합성단면에 작용하는 고정하중

$DC2$: 장기 합성단면에 작용하는 고정하중

DW: 포장하중

$LL+IM$: 충격하중을 포함한 활하중

f_c는 압축응력이 음이다. 계산 시 플랜지 횡방향 휨은 무시해야 한다.

f_t: 여러 하중에 의한 인장플랜지 휨응력의 합 (MPa). 계산 시 플랜지 횡방향 휨을 무시해야 한다.

부모멘트부 합성단면의 경우 D_c는 강재와 종방향 철근만으로 구성된 단면으로 계산한다. 사용한계상태에 의한 부모멘트부 합성단면의 휨응력을 계산할 때 콘크리트 바닥판이 유효한 것으로 간주하는 경우에는 식 (B.3.1-1)로 D_c를 산정한다.

B.3.2 소성모멘트 상태(D_{cp})

정모멘트부 합성단면의 경우, 소성중립축이 웨브 내에 있는 표 B.1-1의 해당 경우에 대하여 소성모멘트에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_{cp}는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2}\left(\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f_c^{'}A_s - F_{yrs}A_{rs}}{F_{yw}A_w} + 1\right) \qquad \text{(B.3.2-1)}$$

여기서, A_c : 압축플랜지 단면적 (mm^2)

A_{rs} : 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

A_s : 콘크리트 바닥판의 단면적 (mm^2)

A_t : 인장플랜지 단면적 (mm^2)

A_w : 웨브 단면적 (mm^2)

D_{cp} : 소성모멘트에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

F_{yrs} : 종방향보강재의 항복강도 (MPa)

정모멘트를 받는 다른 모든 합성단면의 D_{cp}는 0이다.

부모멘트부 합성단면의 경우, 소성중립축이 웨브 내에 있는 표 B.1-2의 해당 경우에 대하여 D_{cp}는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_wF_{yw}}\left[F_{yt}A_t + F_{yw}A_w + F_{yrs}A_{rs} - F_{yc}A_c\right] \qquad \text{(B.3.2-2)}$$

다른 모든 부모멘트부 합성단면의 D_{cp}는 D와 같다.

비합성단면의 경우 다음을 만족하면,

$$F_{yw}A_w \geq \left|F_{yc}A_c - F_{yt}A_t\right| \qquad \text{(B.3.2-3)}$$

D_{cp}는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}}\left[F_{yt}A_t + F_{yw}A_w - F_{yc}A_c\right] \quad \text{(B.3.2-4)}$$

다른 모든 비합성단면에서 D_{cp}는 D와 같다.

B.4 C_B>1.0인 경우의 횡비틀림좌굴식

B.4.1 4.3.3.1.8.2(3)의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

• $L_b \le L_p$인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-1)}$$

• $L_p < L_b \le L_r$인 경우

- $L_b \le L_p + \dfrac{\left(1-\dfrac{1}{C_b}\right)}{\left(1-\dfrac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)}(L_r - L_p)$이면

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-2)}$$

- 그 밖의 경우

$$F_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]R_b R_h F_{yc} \le R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-3)}$$

•$L_b > L_r$ 인 경우

- $L_b \le \pi r_t\sqrt{\dfrac{C_b E}{R_h F_{yc}}}$ 이면

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-4)}$$

- 그 밖의 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \le R_b R_h F_{yc} \quad \text{(B.4.1-5)}$$

위의 식의 모든 기호는 4.3.3.1.8.2,(3) 규정의 정의를 따른다.

B.4.2 A.3.3의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 횡비틀림좌굴에 근거한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

•$L_b \le L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad \text{(B.4.2-1)}$$

•$L_p < L_b \le L_r$ 인 경우

- $L_b \le L_p + \dfrac{\left(1-\dfrac{1}{C_b}\right)}{\left(1-\dfrac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)}(L_r - L_p)$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-2)}$$

- 그 밖의 경우

$$M_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right]R_{pc}M_{yc} \le R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-3)}$$

•$L_b > L_r$ 인 경우

- $L_b \le 1.95 r_t \dfrac{C_b S_{xc} E}{R_{pc}M_{yc}}\sqrt{\dfrac{J}{S_{xc}h}}\sqrt{1+\sqrt{1+6.76\left(\dfrac{R_{pc}M_{yc}}{C_b S_{xc}E}\dfrac{S_{xc}h}{J}\right)^2}}$ 이면

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-4)}$$

- 그 밖의 경우

$$M_{nc} = F_{cr}S_{xc} \le R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(B.4.2-5)}$$

위의 식의 모든 기호는 A.3.3 규정의 정의를 따른다.

B.5 지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중

B.5.1 일반사항

하중이 바닥판을 통하여 전달되지 않고 집중하중을 직접 받는 지점부 등에 있는 지압보강재가 없는 웨브는 B.5.2 및 B.5.3의 규정에 따라 웨브 국부항복과 웨브 크리플링 한계상태에 대하여 검토해야 한다.

B.5.2 웨브 국부항복

압축 또는 인장 집중하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \le \phi_b R_n \qquad \text{(B.5.2-1)}$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

• 내측 지점 반력과 부재 단부로부터 d보다 먼 거리 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = (5k+N)F_{yw}t_w \qquad \text{(B.5.2-2)}$$

• 그 밖의 경우

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \qquad \text{(B.5.2-3)}$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

d : 강재 단면의 높이 (mm)

k : 집중하중 또는 지압 반력에 저항하는 플랜지의 외측 면으로부터 웨브의 필릿용접 끝 단까지의 거리 (mm)

N : 베어링의 길이 (mm). 단부 베어링에서는 k 이상이어야 한다.

R_u : 계수집중하중 또는 베어링 반력 (N)

B.5.3 웨브 크리플링

집중압축하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \le \phi_w R_n \qquad \text{(B.5.3-1)}$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

• 내측 지점반력과 부재단부로부터 $d/2$ 이상 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = 0.8t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(B.5.3-2)}$$

• 그 밖의 경우

- $N/d \le 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(B.5.3-3)}$$

- $N/d > 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2\left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(B.5.3-4)}$$

여기서, ϕ_w : 웨브 크리플링에 대한 강도저항계수

t_f : 집중하중 또는 베어링 반력에 저항하는 플랜지의 두께 (mm)

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관



설계기준
KDS 14 31 10 : 2017

강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 15 : 2017

강구조 골조의 안정성 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 15 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 20 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 2017년 12월 20일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 일반적 안정 요구조건 ····· 1
4.2 직접해석법 ····· 2
4.3 유효좌굴길이법 ····· 4
4.4 1차 해석법 ····· 9
4.5 근사2차해석 ····· 10



강구조 골조의 안정성 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조 골조의 안정성 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

이 장에서는 안정성에 대한 구조물의 설계를 위해 직접해석법과 대체 설계법에 대한 안정 요구조건, 소요강도 및 설계강도를 산정한다.

(1) 직접해석법

직접해석법에 의한 설계는 4.2에 따라 소요강도와 설계강도를 산정하며, 모든 구조물에 대하여 사용할 수 있다.

(2) 대체 해석법

4.3에서 설명한 유효좌굴길이법과 4.4에서 설명한 1차해석법은 각 절에서 규정한 제한조건을 만족하는 구조물에 대하여 소요강도와 설계강도를 산정할 수 있으며, 직접해석법의 대체 설계방법으로 사용할 수 있다.

4.1 일반적 안정 요구조건

안정성은 구조물의 전체 및 각 요소에 대하여 만족해야 하며, 구조물과 그 요소들의 안정성에 대해 다음 모든 사항들을 고려해야 한다.

(1) 휨, 전단 및 축부재의 변형과 전체구조물의 변위에 영향을 미치는 모든 다른 변형

(2) 2차효과 ($P-\Delta$와 $P-\delta$ 효과)

(3) 기하학적 불완전성

(4) 비탄성으로 인한 강성저하

(5) 강성과 강도의 불확실성

위의 항목에 기술된 효과를 모두 고려하는 안정성에 대한 합리적인 설계방법을 사용할 수 있다. 이러한 설계방법은 4.2, 4.3, 4.4에서 확인되는 설계방법을 포함한다.

4.2 직접해석법

직접해석법에 의한 설계는 4.2.1에 따라 소요강도를 산정하고 4.2.2에 따라 설계강도를 산정하며, 모든 구조물에 대하여 사용될 수 있다.

4.2.1 소요강도

직접해석법 설계에서 구조물을 구성하는 요소들의 소요강도는 4.2.1.1을 만족하는 해석으로부터 결정한다. 이 해석은 4.2.1.2에 따라 초기 불완전성을 고려하고 4.2.1.3에 따라 강성을 조정한다.

4.2.1.1 일반적 해석 요구조건

구조물의 해석은 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 이 해석은 휨, 전단 및 축부재의 변형과 구조물의 변위에 영향을 유발하는 모든 구성요소 및 접합부의 변형을 고려한다. 4.2.1.3의 규정에 따라 구조물의 안정성에 영향을 미치는 모든 강성을 저감시킨다.

(2) 이 해석은 $P-\Delta$와 $P-\delta$ 모두 고려하는 2차해석이며, 다음 조건을 만족할 시 구조물의 응답에 $P-\delta$ 효과를 무시할 수 있다. 압축과 휨을 받는 개별부재의 평가 시 모든 경우에 대하여 $P-\delta$ 효과를 고려해야 한다.

① 중력하중들을 주로 수직기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물

② 모든 층에서 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율(4.2.1.3에 규정한대로 조정된 강성을 사용함)이 1.7 이하

③ 고려하는 변위의 방향으로의 모멘트저항골조의 기둥이 구조물에 작용하는 전체중력하중의 1/3이하를 받을 경우 4.5에 기술된 근사2차해석법은 엄격한 2차해석 대신 사용될 수 있다.

(3) 이 해석은 구조물의 안정성에 영향을 주는 모든 중력과 외력을 고려해야 한다.

(4) 2차해석은 하중조합을 사용하여 수행한다.

4.2.1.2 초기 불완전성

구조물의 안정성에 대한 초기 불완전성의 영향은 (1)에 따른 초기 불완전성 직접모델링해석 또는 (2)에서 정의된 가상하중을 적용하여 고려한다.

(1) 불완전성 직접모델링

구조물은 절점의 공칭위치로부터 발생된 변위를 이용하여 해석된다. 초기변위는 설계에서 고려되는 최댓값이며, 초기변위의 경향은 가장 큰 불안정효과를 제공하는 것이다. 중력하중을 주로 수직기둥, 벽 또는 골조로 지지하고 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.7이하인 구조물의 해석은 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 초기 불완전성을 포함한다. 횡하중을 포함하는 하중조합에 대한 해석은 초기 불완전성을 포함하지 않는다.

(2) 불완전성의 효과를 나타내는 가상하중의 사용

중력하중을 주로 수직기둥, 벽 또는 골조로 지지하는 구조물에 대하여, 초기 불완전성의 효과를 나타내기 위해 이 기준의 요구사항을 만족하는 가상하중을 사용할 수 있다. 가상하중은 구조물의 공칭 기하학적 형상을 기초로 한 구조물의 모델에 적용한다.

① 가상하중은 모든 층에 횡하중처럼 작용한다. 아래 ④의 경우를 제외하고 가상하중은 다른 횡하중에 추가되어야 하고 모든 하중조합에 적용되어야 한다. 가상하중의 크기는 다음과 같다.

$$N_i = 0.002\, Y_i \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, N_i : i층에 적용되는 가상하중 (N)

Y_i : 하중조합에 의해 i층에 적용되는 중력하중 (N)

② 임의의 층에서 가상하중 N_i는 중력하중과 같은 방식으로 분포되어야 한다. 가상하중은 가장 큰 불안정화 효과를 주는 방향으로 적용되어야 한다.

③ 식 (4.2-1)에서 가상하중계수 0.002는 초기의 층수직도 오차 1/500에 근거한 값이다. 이와 다른 최대 층수직도 오차를 사용하는 것에 대한 타당성이 입증된다면, 가상하중계수는 비례적으로 조정할 수 있다.

④ 최대 2차횡변위에 대한 최대 1차횡변위의 비율(하중조합과 4.2.1.3에서 규정된 조정된 강성으로 결정되는)이 모든 층에 대하여 1.7 이하인 구조물에 대하여, 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 초기 불완전성을 포함한다. 횡하중을 포함하는 하중조합에 대한 해석은 초기 불완정성을 포함하지 않는다.

4.2.1.3 강성 조정

구성요소의 소요강도를 산정하기 위한 구조물 해석은 다음과 같은 저감된 강성을 사용해야 한다.

(1) 계수 0.8은 구조물의 안정성에 영향을 미치는 모든 강성에 적용되어야 한다.

(2) 추가적인 계수 τ_b는 구조물의 안정성에 영향을 미치는 모든 부재의 휨강성에 적용되어야 한다.

① $P_r/P_y \leq 0.5$ 인 경우

$$\tau_b = 1.0 \qquad (4.2\text{-}2)$$

② $P_r/P_y > 0.5$ 인 경우

$$\tau_b = 4(P_r/P_y)[1-(P_r/P_y)] \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, P_r : 하중조합으로 구해진 소요축압축강도 (N)

P_y : 축항복강도(= $F_y A_g$) (N)

강구조 부재 구조해석에서 EI에 τ_b배, EA에 0.8배를 곱하여 계산한다.

(3) 4.2.1.2(2)가 적용되는 구조물에서 가상하중 $0.001\,Y_i$(Y_i는 4.2.1.2(2)①에 정의됨)가 모든 하중조합에서 모든 층에 작용되면, $P_r/P_y > 0.5$ 인 경우에 $\tau_b < 1.0$을 사용하는 대신 $\tau_b = 1.0$을 사용할 수 있다. 이러한 가상하중은 4.2.1.2(2)④와 상관없이 불완정성을 고려하는 가상하중에 더해진다.

(4) 구조용강을 제외한 재료로 구성된 부재들이 구조물의 안정성에 기여한다고 고려되고, 그리고 다른 재료에 대한 규준과 설계기준들이 강성에 더 큰 감소를 요구한다면, 큰 강성감소를 이러한 부재들에 적용한다.

4.2.2 설계강도

(1) 직접해석법으로 설계할 경우, 부재와 연결재의 설계강도는 전체구조물의 안정성을 고려하지 않고, KDS 14 31 10(4)와 KDS 14 31 25(4)의 규정에 따라 계산한다. 모든 부재의 유효좌굴길이계수 K는 1을 사용한다. 단, 합리적인 해석으로 1보다 작은 값을 사용할 수 있다.

(2) 개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야한다.

4.3 유효좌굴길이법

4.3.1 제한조건

유효좌굴길이법의 사용은 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물

(2) 모든 층에서 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.5 이하이고 임의의 층에서 1차횡변위에 대한 2차횡변위의 비율은 4.5.2.2에서 계산되는 B_2를 취할 수 있다.

4.3.2 소요강도

(1) 부재의 소요강도는 4.2.1.1 요구조건을 만족하는 해석으로부터 결정된다. 그러나 4.2.1.3에서 명시된 강성감소는 적용하여서는 안 되며 모든 구조용 강재의 공칭강성들을 사용한다. 해석할 때 가상하중은 4.2.1.2(2)에 따라 적용한다.

(2) 유효좌굴길이법을 적용할 수 있는 모든 경우가 4.2.1.2(2)의 ④조건을 만족하기 때문에 가상하중은 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 적용된다.

4.3.3 설계강도

부재와 연결재의 설계강도는 KDS 14 31 10 (4)와 KDS 14 31 25(4)의 규정 따라 계산한다. 압축을 받는 부재의 유효좌굴길이계수 K는 다음과 같이 산정한다.

(1) 가새골조시스템, 전단벽시스템 그리고 그 외 구조시스템(횡적안정성과 횡하중에 대한 저항이 기둥의 휨강성에 의존하지 않는)의 경우, 압축을 받는 부재의 유효좌굴길이계수 K는 1.0을 취한다. 단, 합리적인 구조해석으로 확인하여 1보다 작은 값을 사용할 수 있다.

(2) 모멘트골조시스템과 기둥의 휨강성이 횡적 안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여한다고 여겨지는 시스템들의 경우, 횡적 안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여한다고 여겨지는 휨강성을 갖는 기둥의 탄성 임계 좌굴응력 F_e 또는 유효좌굴길이계수 K는 횡변위 좌굴해석으로부터 산정된다. 기둥의 휨강성이 횡적 안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여하지 않는다고 고려되면 그 기둥의 K는 1.0을 취한다.

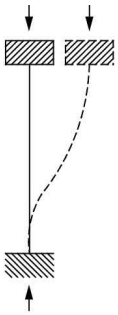
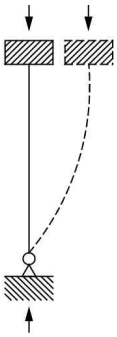
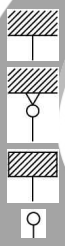
(3) 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.1 이하이면 모든 기둥설계에서 $K=1.0$을 사용할 수 있다.

개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야 한다.

4.3.4 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 4.3-1에서 주어진 바와 같이 이상화된 구속 조건에 대한 K의 이론치보다 큰 값을 설계 시의 K 값으로 사용한다.

표 4.3-1 유효길이계수, K

유효 길이 계수, K						
점선은 좌굴 형상	(a) 	(b) 	© 	(d) 	(e) 	(f) 
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 구속 수평 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.

① 브레이싱이 설치된 뼈대구조

$$\frac{G_a G_b}{4}\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \frac{G_a + G_b}{2}\left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}\right) + \frac{2\tan(0.5\pi/K)}{\pi/K} = 1 \qquad (4.3\text{-}1)$$

② 브레이싱이 없는 뼈대구조

$$\frac{G_a G_b\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(G_a + G_b)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan(\pi/K)} \qquad (4.3\text{-}2)$$

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

$$G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} \qquad (4.3\text{-}3)$$

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 지지점 간의 거리 (mm)

K = 기둥의 유효길이계수

(3) 식 (4.3-1)과 식 (4.3-2)에 대응하는 그림 4.3-1과 식 (4.3-2)는 K, G_a 그리고 G_b의 관계를 나타내는 차트이며, 이 차트를 사용하여 K의 값을 직접 구할 수 있다.

(4) 식 (4.3-1)와 (4.3-2) 및 그림 4.3-1와 그림 4.3-2에 주어진 차트는 모두 이상화된 지지조건으로 유도된 것이다. 실제의 조건이 위에서 설명한 이상화된 조건과 현저하게 다를 경우, 그림 4.3-1과 그림 4.3-2의 차트를 사용하면 실제 상황과 맞지 않는 비현실적인 설계가 될 수 있다.

(5) 다음 사항들을 그림 4.3-1, 그림 4.3-2과 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.

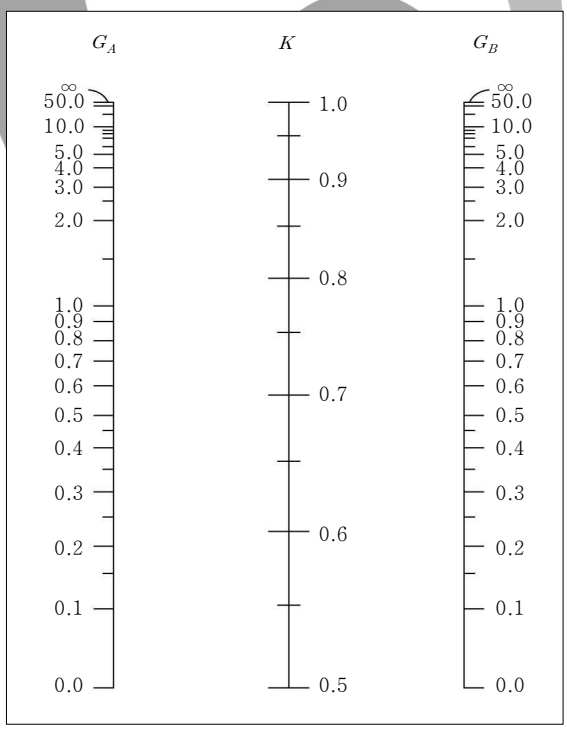


그림 4.3−1 브레이싱이 설치된 뼈대의 유효길이계수를 구하기 위한 차트

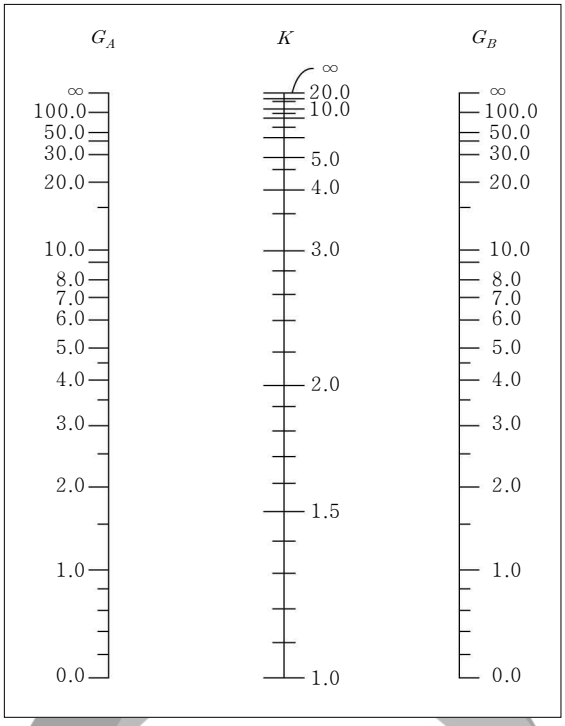


그림 4.3−2 브레이싱이 없는 뼈대의 유효길이계수를 구하기 위한 차트

② 그림 4.3-1 및 4.3-2를 이용하여 K를 구할 경우, 모든 절점들은 강결되어 있다는 가정을 전제로 한다. 만약 거더의 원단(far end)에서 가정과 다른 경계조건을 갖는다면 거더길이는 표 4.3.4-2와 같이 수정할 필요가 있다. 즉 상대 강성비인 G 값 산정 시, 실제 거더길이 L_g 대신에 수정 거더길이 L_g'을 적용한다.

표 4.3−2 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

(4) 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: $K = 0.875$

(5) 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.

$$KL = \pi \sqrt{\frac{EI}{P\lambda_{cr}}} \qquad (4.3\text{-}4)$$

여기서, P = 개별부재의 축방향력

EI = 개별부재의 탄성 휨강성

$KL(= L_E)$= 개별부재의 유효좌굴길이

4.4 1차 해석법

4.4.1 제한조건

1차해석법을 사용하는 것은 다음과 같은 제한조건을 갖는다.

(1) 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물

(2) 모든 층에서 최대 1차 횡변위에 대한 최대 2차 횡변위의 비율이 1.5 이하

(3) 휨강성이 구조물의 횡적안정에 기여하는 것으로 평가되는 모든 부재의 소요압축강도는 다음과 같은 제한조건은 만족해야 한다.

$$P_r \leq 0.5P_y \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, P_r : 하중조합으로 구해진 소요축강도 (N)

P_y : 축항복강도 $(= F_y A)$ (N)

4.4.2 소요강도

부재의 소요강도는 아래의 추가적인 요구조건(1), (2)를 이용하여 1차해석으로 산정한다. 해석은 휨, 전단, 축부재의 변위와 이 외의 구조물의 변위에 기여하는 모든 변위를 고려한다.

(1) 모든 하중조합은 각 층에서 다른 하중들과 함께 조합되는 추가적인 횡하중 N_i를 포함한다.

$$N_i = 2.1(\Delta/L)Y_i \geq 0.0042\,Y_i \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, Y_i : 하중조합에 의해 i층에 적용되는 중력하중 (N)

Δ/L : 구조물의 모든 층에 대한 최대 L에 대한 Δ의 비

Δ : 하중조합으로 구해진 1차층간변위. Δ값은 구조물의 평면상에서 변하는 경우 중력하중에 비례하는 평균변위로 하거나 최대변위로 한다. (mm)

L : 층고 (mm)

임의의 층에서 가상하중은 중력하중과 같은 방식으로 그 층에 분포해야 한다. 추가적인 가상하중은 가장 큰 불안정화 효과를 주는 방향으로 적용된다.

(2) 횡방향으로 구속된 보-기둥모멘트의 증폭은 전체부재의 모멘트에 4.5.2.1에 규정한 증폭계수 B_1을 적용하여 고려한다.

4.4.3 설계강도

부재와 연결재의 설계강도는 KDS 14 31 10(4)와 KDS 14 31 25(4)의 규정에 따라 계산한다. 모든 부재의 유효좌굴길이계수 K는 1의 값을 사용한다. 개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야 한다.

4.5 근사2차해석

이 규정은 엄격한 2차해석을 대체하기 위해 1차해석으로 구한 소요강도를 증폭하여 구조물에 대한 2차효과를 산정하는 근사2차해석의 제한조건과 계산과정을 규정한다.

4.5.1 제한조건

이 방법을 사용하는 것은 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물에 제한된다.

4.5.2 근사2차해석 계산과정

모든 부재의 소요 2차휨강도 M_r과 소요 2차축강도 P_r은 다음과 같이 산정된다.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad (4.5\text{-}1)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, B_1 : 압축과 휨을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 $P-\delta$효과를 설명하기 위한 증폭계수이며, 압축을 받지 않는 부재에 대한 B_1은 1이다.

B_2 : 구조물의 각 층의 층횡변위의 방향에 대한 $P-\Delta$효과를 설명하기 위한 증폭계수
M_{lt}: 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N·mm)
M_{nt} : 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중조합으로 구해진 1차모멘트 (N·mm)
M_r: 하중조합으로 구해진 소요 2차휨강도 (N·mm)
P_{lt} : 골조의 횡변위가 발생할 때의 하중조합으로 구해진 1차축강도 (N)
P_{nt}: 골조의 횡변위가 발생하지 않을 때의 하중으로 구해진 1차축강도 (N)
P_r : 하중조합으로 구해진 소요 2차축강도 (N)

4.5.2.1 $P-\delta$효과에 대한 증폭계수 B_1

압축을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 증폭계수 B_1은 다음과 같이 산정된다.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_r/P_{e1}} \geq 1 \qquad (4.5\text{-}3)$$

여기서, C_m:골조의 횡변위가 발생하지 않는 것으로 가정할 때의 계수이며, 다음과 같이 산정한다.

(1) 휨 평면상의 지지점 사이에 횡하중이 작용하지 않는 보-기둥

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \qquad (4.5\text{-}4)$$

위 식에서 1차해석에서 계산된 M_1과 M_2는 1차해석에서 계산되며, 휨평면 상에서 비지지된 부분의 양끝에서 발생하는 모멘트로서 각각 절댓값이 작은 것과 큰 것이다. M_1/M_2는 부재의 휨이 복곡률이면 양(+)의 값이며, 부재의 휨이 단곡률이면 음(-)의 값을 갖는다.

(2) 지지점 사이에 횡하중이 작용하는 보-기둥부재의 C_m은 해석에 의해 산정하거나 모든 경우에 있어 보수적으로 1.0으로 할 수 있다.

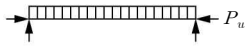
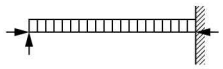
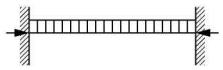
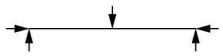
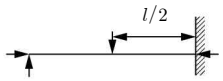
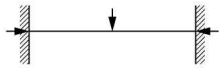
P_{e1} : 휨평면 상에서 횡방향으로 단부가 구속된 부재의 탄성좌굴강도

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, EI^*: 해석에서 사용되는 휨강성(직접해석법 : $0.8\tau_b EI$, 유효좌굴길이법과 1차해석법 : EI)
I : 휨평면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
L : 층고 (mm)
K_1 : 횡방향으로 구속된 골조에 대해 산정한 휨평면에 대한 유효좌굴길이계수

식 (4.5-5)의 P_r은 1차해석에 의한 $P_r = P_{nt} + P_{lt}$으로 적용될 수 있다.

표 4.5−1 증폭계수 ψ와 C_m

단부조건 및 하중상태	ψ	C_m
	0	1.0
	−0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.3	$1-0.3\frac{P_u}{P_{e1}}$
	−0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_{e1}}$

4.5.2.2 $P-\Delta$에 대한 증폭계수 B_2

각 층에 대한 증폭계수 B_2는 다음과 같이 산정된다.

$$B_2 = \frac{1}{1-\dfrac{P_{story}}{P_{e\,story}}} \geq 1 \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, P_{story} : 층에 의해 지지되는 전체 수직하중. 이 하중은 횡하중 저항시스템이 아닌 기둥에 작용하는 하중도 포함한 하중조합이다. (N)

$P_{e\,story}$: 고려하는 변위의 방향으로의 층에 대한 탄성좌굴강도 횡변위 좌굴해석에 의해 산정되거나 다음과 같이 산정된다. (N)

$$P_{e\,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \qquad (4.5\text{-}7)$$

여기서, $R_M = 1-0.15(P_{mf}/P_{stroy})$

L : 층고 (mm)

P_{mf} : 고려되는 변위의 방향으로의 모멘트골조가 있는 층에서 기둥에 작용하는 전체 수직하중 (가새골조시스템에 대해서는 0이다.) (N)

Δ_H : 횡하중에 의한 1차 층간변위 (mm), 해석에서 사용하기 위해 요구되는 강성을 이용하여 계산된다(직접해석법을 사용할 때 4.2.1.3에서 규정한 감소된 강성을 사용). 구조물의 평면상에서 Δ_H가 변하는 경우에는 중력하중에 비례하는 균변위로 하거나 최대변위로 한다.

H : Δ_H를 계산하기 위해 사용된 횡하중에 의하여 고려되는 변위의 방향으로 발생하는 층전단력 (N)

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

강구조 골조의 안정성 설계기준(하중저항계수설계법)

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 15 : 2017

강구조 골조의 안정성 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 20 : 2017

강구조 피로 및 파단 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정

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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 20 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 20 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제　　정 : 2016년 6월 30일　　개　　정 : 2017년 12월 20일
심　　의 : 중앙건설기술심의위원회　　자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회
소관부서 : 국토교통부 기술기준과
관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계(피로 및 파단) ····· 1
4.1 피로 ····· 1
4.2 인성요구조건 ····· 12

강구조 피로 및 파단 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조물의 피로 및 파단 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계(피로 및 파단)

4.1 피로

4.1.1 일반사항

피로는 하중유발피로와 변형유발피로로 분류된다.

4.1.2 하중유발피로

4.1.2.1 적용

강구조물 구조상세에 대한 피로설계 시 고려해야 할 응력은 활하중에 의해 발생된 응력범위이다. 잔류응력은 피로설계 시 고려하지 않는 것으로 한다. 이 규정은 순인장응력을 받는 상세에만 적용된다. 하중계수를 적용하지 않은 고정하중이 압축응력을 발생시키는 부분의 경우, 이 압축응력이 피로한계상태조합에 따른 최대 활하중 인장응력의 2배보다 작은 경우에만 피로문제를 고려한다.

4.1.2.2 설계기준

하중유발피로를 고려하는 경우, 각 구조상세는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\gamma(\Delta f) \le (\Delta F)_n \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, γ : 하중조합 규정에 명시된 하중계수

(Δf) :하중효과, 즉 피로설계하중 통과 시 발생되는 활하중 응력범위 (MPa)

$(\Delta F)_n$ 4.1.2.5에 규정된 공칭피로강도 (MPa)

4.1.2.3 상세범주

부재와 이음부의 상세는 표 4.1-1에 요약되어 있는 각 상세범주의 요구조건을 만족하도록 설계해야 한다. 표에 볼트구멍으로 그려진 부분은 강구조시방서 규정에 따라 볼트체결이 이루어진 것을 나타낸다.

붕괴유발부재와 같이 특별히 규정된 경우를 제외하고, 설계수명동안 피로설계 대상 부재가 받을 응력반복횟수를 산정할 수 있고, 이 반복횟수가 표 4.1-3에 있는 무한수명에 해당하는 응력범위 반복횟수보다 적다면 유한수명을 고려하여 해당 반복횟수에 상응하는 피로강도를 계산하여 피로설계에 적용하고, 그렇지 않은 경우 무한수명을 고려하여 피로설계를 수행한다.

강바닥판 부재 및 상세 또한 표 4.1-1의 강바닥판 상세범주 요구조건을 만족하도록 설계한다.

표 4.1－1 하중유발피로에 대한 상세범주

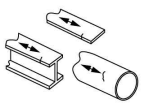
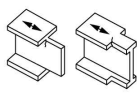
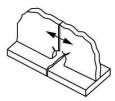
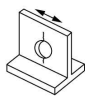
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값((ΔF)CL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 1 - 용접의 영향을 받지 않는 부재					
1.1 압연면 또는 부착물이 없는 깨끗한 표면을 갖는 모재부(가스절단부의 경우 0.025 mm 이하의 조도를 가지며, 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 없어야 함)	A	165.0	82.5	모든 용접부 및 연결부에서 떨어진 곳	
1.2 무도장 내후성 강재(가스절단부의 경우 0.025 mm 이하의 조도를 가지며, 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 없어야 함)	B	110.0	55.0	모든 용접부 및 연결부에서 떨어진 곳	
1.3 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 있는 경우 또는 강구조 시방서에 따라 제작된 기하하적 불연속부(용접작업구 제외)	C	69.0	34.5	모서리부 모든 곳	
1.4 용접작업구가 있는 압연단면	C	69.0	34.5	부재조립을 위한 용접작업구의 모재부	
1.5 부재의 개구부	D	48.3	24.2	구멍주변의 순단면 부위	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

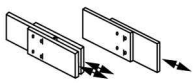
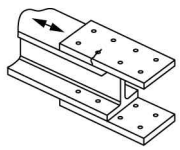
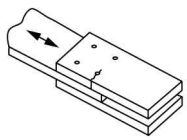
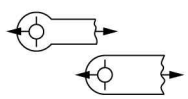
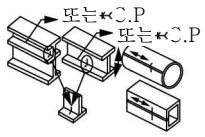
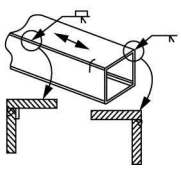
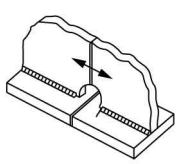
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 2 - 볼트 연결부					
2.1 고장력볼트를 적용한 마찰이음부 전단면 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	110.0	55.0	볼트구멍 주변	
2.2 마찰이음 요구조건에 맞춰 고장력볼트로 체결되었으나 지압이음으로 설계된 순단면 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	110.0	55.0	볼트구멍 주변	
2.3 •용융아연도금한 모든 볼트연결부의 순단면 적용 모재부 •2.1 및 2.2의 조건과 같으나, 펀칭으로만 전체구멍을 뚫은 경우 •볼트를 제외한 다른 연결재를 적용한 순단면 적용 모재부(아이바와 핀연결판 제외)	D	48.3	24.2	볼트구멍 주변 또는 구멍과 가까운 모재부	
2.4 아이바의 머리부분과 핀연결판의 순단면 적용 모재부	E	31.0	15.5	구멍 주변	
유형 3 - 조립부재의 용접연결부					
3.1 종방향으로 연속된 완전용입 그루브용접 또는 응력 작용방향과 평행한 연속된 필릿용접에 의해 연결된 부착물이 없는 형강 또는 조립 부재의 모재부와 용접금속부	B	110.0	55.0	용접표면 또는 용접내부의 결함 등 불연속부	
3.2 3.1의 상세에서 받침봉을 제거하지 않은 완전용입 그루브용접이 적용된 곳과 응력 작용방향과 평행한 연속 부분용입 그루브용접이 적용된 경우	B'	82.7	41.4	용접표면 또는 용접내부의 불연속부(받침봉을 붙이기 위한 용접부 포함)	
3.3 용접작업구의 종방향 용접 끝나는 부분의 용접금속 및 모재부(플랜지의 맞대기이음부는 포함하지 않음.)	D	48.3	24.2	웨브 또는 플랜지의 용접이 끝나는 부분	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

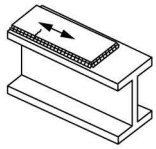
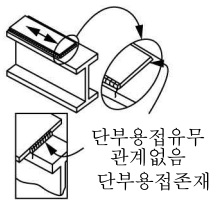
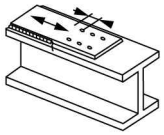
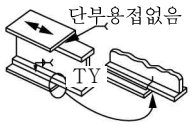
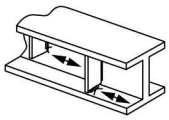
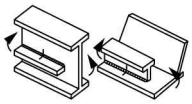
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 3 - 조립부재의 용접 연결부					
3.4 응력 작용방향과 평행한 필릿용접에 의해 연결된 덮개판의 용접금속 및 모재부	B	110.0	55.0	용접단부에서 어느 정도 떨어진 용접표면 또는 용접내부의 불연속부	
3.5 끝부분 돌림용접 적용여부와 관계없고 사각형 또는 경사진 단면의 덮개판 폭이 플랜지보다 좁은 경우 또는 끝부분 용접이 있는 플랜지 폭이 플랜지보다 큰 경우 용접연결부의 용접금속부 또는 모재부				돌림용접 지단부의 플랜지, 종방향 용접이 끝나는 부분의 플랜지, 덮개판 폭이 플랜지보다 큰 경우 용접된 플랜지모서리	
- 플랜지 두께 ≤ 20 mm	E	31.0	15.5		
- 플랜지 두께 ≥ 20 mm	E'	17.9	9.0		
3.6 플랜지와 접합된 끝부분은 마찰이음 고장력볼트로 접합되고, 나머지 부분은 용접연결된 덮개판의 용접단부의 모재부	B	110.0	55.0	종방향용접이 끝나는 부분의 플랜지	
3.7 끝부분 용접이 없고 플랜지보다 폭이 넓은 덮개판의 종방향 용접이 끝나는 부분의 모재부	E'	17.9	9.0	덮개판 용접 끝부분의 플랜지 모서리	
유형 4 - 보강재 용접 연결부					
4.1 수직보강재와 플랜지 및 수직보강재와 웨브의 필릿용접 지단부의 모재부(주: 지압보강재와 연결판 등의 유사 용접부 포함)	C'	82.7	41.4	필릿용접지단의 기하학적 불연속부	
4.2 응력 작용방향과 평행하게 연속적으로 웨브 또는 플랜지에 필릿용접된 수평보강재 용접부의 용접금속 및 모재부	B	110.0	55.0	용접단부로부터 일정거리 떨어진 부분의 용접표면 및 내부의 불연속부	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

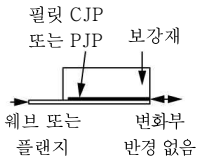
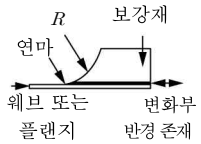
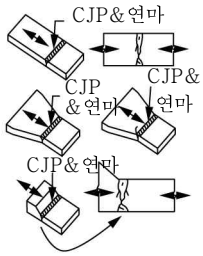
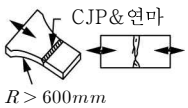
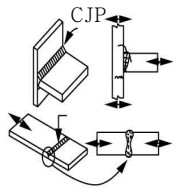
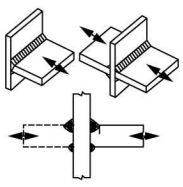
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 4 - 보강재 용접 연결부					
4.3 웨브 또는 플랜지에 부착된 수평보강재 용접단부의 모재부. •변화부 반경을 두지 않는 필릿용접 보강재의 경우 - 보강재두께 < 25 mm - 보강재두께 ≥ 25 mm •변화부 반경을 갖고 용접 끝부분을 매끈하게 연마한 경우 - R ≥ 600 mm - 600 mm > R ≥ 150 mm - 150 mm > R ≥ 50 mm - 50 mm > R	 E E' B C D E	 31.0 17.9 110.0 69.0 48.3 31.0	 15.5 9.0 55.0 34.5 24.2 15.5	용접이 끝나는 부분 용접지단에 접한 주부재 (플랜지 또는 웨브) 변화부 반경 끝부분의 주부재 (플랜지 또는 웨브)	 
유형 5 - 응력 작용 방향에 수직한 방향으로 용접된 접합부					
5.1 용접의 건정성이 비파괴시험을 통해 입증되고, 용접부가 응력 작용방향으로 연마되어 있는 완전용입 그루브용접부의 용접금속 및 모재부(폭이나 두께방향 변화부 기울기가 1:2.5 이하)	B	110.0	55.0	용접내부 불연속부(결함부) 또는, 폭 또는 두께가 변화하는 시점	
5.2 다른 조건은 5.1의 경우와 같고, 그루브용접 단부의 접선점에서 시작한 폭변화부 반경이 600 mm 이상인 경우	B	110.0	55.0	용융부 주변의 불연속부 또는 용접내부의 불연속부	
5.3 완전용입그루브용접된 T형 또는 모서리 접합부 주변 또는 용접된 부분의 용접금속 및 모재부 또는 두께변화가 없거나 1:2.5 이하의 두께변화가 있는 경우로 용접덧살이 제거되지 않은 완전용입 그루브용접 맞대기 이음부의 용접금속 및 모재부	C	69.0	34.5	용융부 주변 또는 용접지단의 불연속부 표면	
5.4 하중전달형 불연속 판요소가 양면 필릿용접에 의해 부착된 상세의 용접금속 또는 모재부, 또는 응력 작용방향에 수직한 판의 양면에 부분용입 그루브용접 접합된 상세의 용접금속 및 모재부 (식 4.1-5에 의해 조정된 C 상세 적용)	C	69.0	34.5	모재에 접한 용접지단의 기하학적 불연속부 또는 인장을 받는 용접루트	

표 4.1−1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

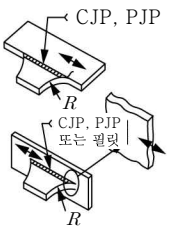
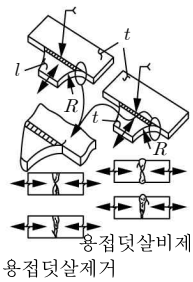
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 6 − 횡방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
6.1 주응력 방향과 평행한 방향의 용접에 의해 부착되고 용접단을 매끈하게 연마하였으며 변화부의 반경이 R인 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들어, 측면연결판) 위치에서 종방향으로 응력을 받는 부재의 모재부				종방향으로 응력을 받는 부재모서리 또는 용접단이 매끈하게 연마되지 않은 경우 용접지단부와 변화부 반경과의 접촉점 근처	
− R≥600 mm	B	110	55.0		
− 600 mm>R≥150 mm	C	69.0	34.5		
− 150 mm>R≥50 mm	D	48.3	24.2		
− 50 mm>R	E	31.0	15.5		
용접단을 매끈하게 연마하지 않은 모든 변화부 반경에 대해서 (주의: 적용가능하다면, 조건 6.2, 6.3 또는 6.4 또한 검토해야 한다.)	E	31.0	15.5		
6.2 종방향으로 응력을 받는 동일한 두께의 부재에 주응력과 평행한 방향으로 완전용입 그루브용접으로 부착되고 변화부 반경 R을 포함하는 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면연결판)의 모재에서 용접 건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끈하게 연마된 경우 :				변화부 반경의 접촉점 근처나 용접내부 또는 종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방향으로 응력을 받는 부착물의 융해 경계	
용접덧살이 제거되었을 때 :					
− R≥600 mm	B	110.0	55.0		
− 600 mm>R≥150 mm	C	69.0	34.5		
− 150 mm>R≥50 mm	D	48.3	24.2		
− 50 mm>R	E	31.0	15.5		
용접덧살이 제거되지 않았을 때 :					
− R≥600 mm	C	69.0	34.5		
− 600 mm>R≥150 mm	C	69.0	34.5		
− 150 mm>R≥50 mm	D	48.3	24.2		
− 50 mm>R	E	31.0	15.5		
(주의 : 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)				종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방향으로 응력을 받는 부착물의 모서리를 따라 생긴 용접지단부	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

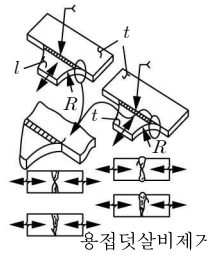
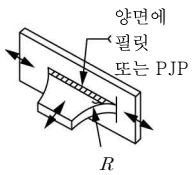
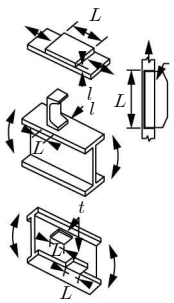
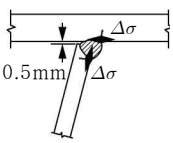
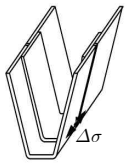
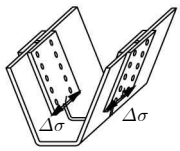
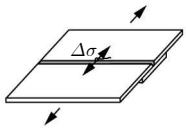
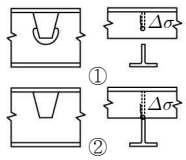
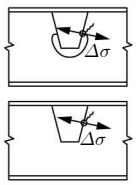
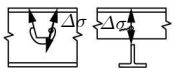
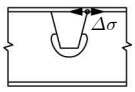
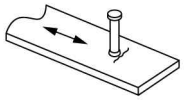
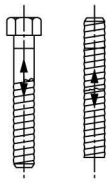
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 6 – 횡방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
6.3 종방향으로 응력을 받는 두께가 다른 부재에 주응력과 평행한 방향으로 완전용입 그루브용접으로 부착되고 용접변화부 반경 R을 포함하는 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면 연결판)의 모재에서 용접건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끈하게 연마된 경우: 용접덧살이 제거되었을 때: – R≥50 mm – R<50 mm 용접덧살이 제거되지 않았을 때: (주의: 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)	 D E E	 48.3 31.0 31.0	 24.2 15.5 15.5	두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지부 용접변화부 반경이 작은 용접단 두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지단부	
6.4 종방향으로 응력을 받는 부재에 주응력과 평행한 방향으로 필릿용접이나 부분용입 그루브용접으로 부착된 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면 연결판)의 모재부 (주의 : 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)	조건 5.4 참조				
유형 7 – 종방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
7.1 변화부 반경을 포함하지 않는 이음부가 주응력 방향과 평행 또는 수직한 방향으로 각각 길이가 L이고 두께가 t로 그루브용접 또는 필릿용접으로 부착된 종방향으로 응력을 받는 부재의 모재부 – L<50 mm – 50 mm≤L≤12 t 또는 100 mm – L>12 t 또는 100 mm – t<25 mm – t≥25 mm	 C D E E'	 69.0 48.3 31.0 17.9	 34.5 24.2 15.5 9.0	용접 지단부에서의 주부재	
유형 8 – 기타					
8.1 리브와 바닥판간 용접 – 용접이전에 용용접루트 간격이 0.5 mm 이하인 단일면 80%(최소 70% 이상) 용입 용접부	C	69.0	34.5	그림 참조	

표 4.1-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 8 – 기타					
8.2 리브용접 이음부 – 용접간격이 리브의 두께보다 크고 영구받침봉이 그대로 남아있는 맞대기 일면 그루브용접부	D	48.3	24.2	그림 참조	
8.3 볼트가 적용된 리브이음부 – 고장력 마찰접합된 전단면 적용 모재부	B	110.0	55.0	그림 참조	
8.4 바닥판이음부 – 영구받침봉이 그대로 남아있는 횡방향 또는 종방향 맞대기 일면 그루브용접부	D	48.3	24.2	그림 참조	
8.5 리브의 횡리브 또는 가로보 용접부-횡리브 또는 가로보에 필릿 또는 완전용입용접된 리브용접부	C	69.0	34.5	그림 참조	
8.6 리브와 용접된 횡리브 또는 가로보의 웨브 – 리브와 필릿, 부분용입 또는 완전용입용접된 횡리브 또는 가로보의 웨브 용접부	C	69.0	34.5	그림 참조	
8.7 횡리브 또는 가로보 절곡부 – 끝단이 강구조시방서에 따라 “매끈하게” 가스절단된 모재 (벌크헤드플레이트 절곡부)	B	110.0	55.0	그림 참조	
8.8 절곡부에서의 리브판 - 횡리브 또는 가로보와 필릿, 부분용입 또는 완전용입용접된 지점의 리브판 (벌크헤드플레이트와 횡리브 또는 가로보와 필릿, 부분용입 또는 완전용입용접된 지점의 벌크헤드플레이트)	C	69.0	34.5	그림 참조	
8.9 횡리브 또는 가로보, 바닥판과 리브의 교차점	E	31.0	15.5	그림 참조	

주의 1) 필릿이나 부분 용입용접부에서 응력이 면내성분에 의해 지배되는 경우에는 식 (4.1-5)가 고려되어야 한다. 이러한 경우, Δf 는 두께의 중심에서 계산되어야 한다.

표 4.1－1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF)TH) (MPa)	무한수명 피로한계 값(ΔFCL) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 9 – 기타					
9.1 필릿이나 자동 스터드 용접에 의해 부착된 스터드형태의 전단연결재 부근의 모재부	C	69.0	34.5	모재의 용접단부	
9.2 축방향 인장을 받는 F8T 볼트		100	50	그림 참조	
축방향 인장을 받는 F10T(S10T) 볼트		110	55		
축방향 인장을 받는 F13T(S13T) 볼트		80	40		

4.1.2.4 구속을 줄이기 위한 상세

용접 구조물은 구속-유발파단을 일으킬 수 있는 심한 구속에 의해 응력이 발생 될 수 있는 상세 및 균열과도 같은 기하학적 불연속부를 갖지 않도록 상세를 설계해야 한다.
작용 응력방향과 평행한 수평보강재 용접부와 수직보강재 용접부 교차부에는 용접지단 사이의 간격이 최소 25 mm 이상 되도록 설계한다.

4.1.2.5 피로강도

일정진폭응력에 대한 각 상세별 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N}\right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \qquad N \le N_{TH} \qquad (4.1\text{-}2)$$

다양한 진폭응력에 대한 각 상세별 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N}\right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \qquad N \le N_{TH} \qquad (4.1\text{-}3)$$

$$= \left(\frac{N_{TH}}{N}\right)^{\frac{1}{5}} (\Delta F)_{TH}, \qquad N_{TH} \le N \le N_{CL} \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서, N: 대상 구조상세가 설계수명 동안 받을 것으로 예상되는 활하중에 의한 응력범위 반복횟수

$(\Delta F)_{TH}$: 표 4.1-2에 주어진 일정진폭 피로한계값 (MPa)

$(\Delta F)_{CL}$: 표 4.1-3에 주어진 무한수명 공칭피로강도 (MPa)

N_{TH} : 일정진폭 피로한계값($(\Delta F)_{TH}$)에 해당하는 응력범위 반복횟수 (표 4.1-2)

N_{CL} : 무한수명 응력범위(cut-off limit)에 해당하는 응력범위 반복횟수 (표 4.1-3)

그림 4.1-1은 범주 A에서 E'까지의 공칭피로강도를 나타낸 그래프이다.

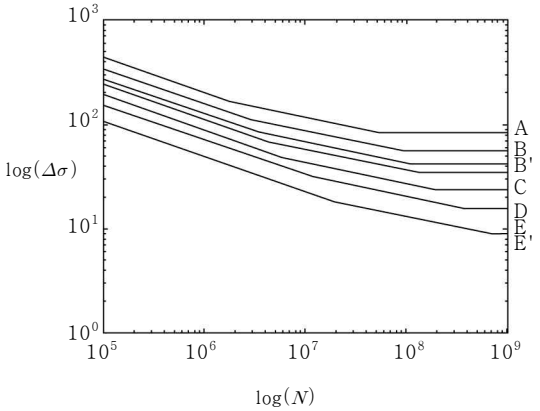


그림 4.1−1 피로강도곡선

N이 N_{CL}을 초과하거나 트럭 교통량을 명확히 규정할 수 없는 경우는 표 4.1-3에 주어진 무한수명에 해당하는 공칭 피로강도 $(\Delta F)_{CL}$를 적용할 수 있다.
불연속된 판에 의해 하중을 받고 응력방향과 수직한 방향으로 필릿용접 또는 부분용입 그루브용접 연결된 상세부 모재에 대한 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\triangle F)_n = (\triangle F)_n^c \left(\frac{1.12 - \left(\frac{2a}{t_p}\right) + 1.24\left(\frac{w}{t_p}\right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq (\triangle F)_n^c \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, $(\triangle F)_n^c$: 상세범주 C에 대한 공칭피로강도 (MPa)

$2a$: 하중 전달판의 두께방향으로의 용접루트 사이 간격 (mm)
(필릿용접의 경우 $(2a/t_p)$는 1.0임.)

t_p : 하중을 받는 판의 두께 (mm)

w : 하중 전달판 두께방향의 필릿용접의 각장 (mm)

표 4.1−2 일정진폭 피로한계값($(\Delta F)_{TH}$) 및 반복횟수(N_{TH})

상세범주	$(\Delta F)_{TH}$(MPa)	N_{TH} ($\times 10^6$)
A	165.0	1.83
B	110.0	2.95
B'	82.7	3.54
C	69.0	4.38
C'	82.7	2.55
D	48.3	6.40
E	31.0	12.12

상세범주	$(\Delta F)_{TH}$(MPa)	N_{TH} ($\times 10^6$)
E'	17.9	22.32
축방향인장을 받는 F8T 볼트	100.0	0.84
축방향인장을 받는 F10T(S10T) 볼트	110.0	0.77
축방향인장을 받는 F13T(S13T) 볼트	80.0	0.84

표 4.1−3 무한수명 공칭피로강도($(\Delta F)_{CL}$) 및 반복횟수(N_{CL})

상세범주	$(\Delta F)_{CL}$ (MPa)	N_{CL}($\times 10^6$)
A	82.5	58.41
B	55.0	94.49
B'	41.4	113.11
C	34.5	140.27
C'	41.4	81.47
D	24.2	204.76
E	15.5	387.77
E'	9.0	714.17
축방향인장을 받는 F8T 볼트	50.0	6.75
축방향인장을 받는 F10T(S10T) 볼트	55.0	6.13
축방향인장을 받는 F13T(S13T) 볼트	40.0	6.75

4.1.3 변형유발피로

모든 횡방향 부재를 종방향 부재의 단면을 포함하는 적절한 구조요소에 연결해 줌으로서, 예상하였거나 예상치 못한 하중을 전달하기에 충분한 하중경로를 제공해 주어야 한다. 이러한 하중경로는 여러 구조요소를 용접 또는 볼트로 연결하여 확보할 수 있다.
웨브의 좌굴과 면외 변형을 제어하기 위해 KDS 14 31 10(4.3.3.1.5.3)의 규정을 만족해야 한다.

4.1.3.1 수직연결판

연결판은 다음과 같은 단면의 압축 및 인장플랜지 모두에 대해 용접 또는 볼트를 이용해 연결되어야 한다.

(1) 내・외부 다이아프램이나 브레이싱은 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.

(2) 가로보는 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.

(3) 특별한 조건이 주어지지 않는 한, 용접 및 볼트연결은 직선교의 경우 90,000 N의 횡하중에 저항하도록 설계되어야 한다.

4.1.3.2 수평연결판

(1) 플랜지에 수평연결판을 붙이는 것이 곤란할 경우에는, 보강된 웨브에 부착되는 수평연결판은 플랜지에서 플랜지폭의 1/2 이상 떨어져야 한다. 비보강 웨브에 부착된 수평연결판은 플랜지에서 150 mm 이상 및 플랜지 폭의 1/2 이상 떨어져야 한다.

(2) 수평연결판으로 연결된 수평 브레이싱 부재의 끝은 웨브 및 수직보강재로부터 최소 100 mm의 거리를 유지해야만 한다.

(3) 보강재가 사용된 웨브의 수평연결판은 보강재가 웨브와 같은 면에 있는 경우든 없는 경우든 모두, 보강재의 중심선에 맞추어 설치되어야 한다. 수평연결판과 보강재가 웨브의 같은 면에 위치한 경우에는 수평연결판을 보강재에 부착해야 한다. 이 경우에 수직보강재는 압축플랜지로부터 인장플랜지까지 연속되어 있어야 하며, 양쪽 플랜지 모두에 부착되어야 한다.

4.1.3.3 강바닥판

강바닥판에 대한 구조상세는 강바닥판 조항의 규정을 만족해야 한다.

4.2 인성요구조건

(1) 국내의 지역별 온도구역은 표 4.2-1에 따르며, 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 사용강재는 표 4.2-2에 따라서 샤르피흡수에너지로 나타내는 저온인성규격을 만족해야 한다.

(2) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 최대 허용판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도구역에 따라 표 4.2-2에 규정한 값으로 한다.

(3) 인장 또는 교번응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시해야 한다.

표 4.2-1 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구분	최저 공용온도(T)[2]	대상지역[1]
온도구역 Ⅰ	−15 ℃≤T	부산, 울산, 광주 전체지역
		전라남도 전체지역
		경상남도 전체지역
		경상북도 전체지역(온도구역II 지역 제외)
		제주도 전체지역
온도구역 Ⅱ	−25 ℃≤T<−15 ℃	서울, 인천, 대구, 대전 전체지역
		경기도 동부를 제외한 지역
		충청남도 전체지역
		전라북도 전체지역
		경상북도 내륙지역
		강원도 해안지역
온도구역 Ⅲ	−35 ℃≤T<−25 ℃	경기도 동부지역(동두천, 이천, 양평 등)
		강원도 내륙지역
		충청북도 전체지역

주 1) 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30년 내 최저기온에 따라 온도구역을 구분한다.
2) 최저 공용온도(T)라 함은 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(100년 재현주기 최저 기온과 유사)을 말한다.

표 4.2-2 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역 별 최대 허용판두께

온도구역 강종				온도구역Ⅰ (−15 ℃)[1]	온도구역Ⅱ (−25 ℃)[1]	온도구역Ⅲ (−35 ℃)[1]
구분	기호	충격시험[3]		최대허용판 두께[2] (mm)		
		시험온도	샤르피 흡수에너지			
용접 구조용 압연 강재	SM400 SM400C	0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상	40 100	40 100	40 95
	SM490B SM490C SM490-TMC	0 ℃ 0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상 47 J 이상	40 95 95	40 80 80	40 70 70
	SM490YB SM520B SM520C SM520C-TMC	0 ℃ 0 ℃ 0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 27 J 이상 47 J 이상 47 J 이상	40 40 85 85	40 40 70 70	40 40 60 60
	SM570 SM520-TMC	−5 ℃ −5 ℃	47 J 이상 47 J 이상	70 70	60 60	50 50
용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA400B SMA400C	0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상	40 100	40 100	40 95
	SMA490B SMA490C	0 ℃ 0 ℃	27 J 이상 47 J 이상	40 95	40 80	40 70
	SMA570	−5 ℃	47 J 이상	70	60	50

온도구역 강종				온도구역Ⅰ (−15 ℃)[1]	온도구역Ⅱ (−25 ℃)[1]	온도구역Ⅲ (−35℃)[1]
구분	기호	충격시험[3]		최대허용판 두께[2] (mm)		
		시험온도	샤르피 흡수에너지			
교량 구조용 압연 강재	HSB500	−5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB500L	−20 ℃	47 J 이상	100	95	80
	HSB500W	−5 ℃	47 J 이상	85	70	60
	HSB600	−5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB600L	−20 ℃	47 J 이상	95	80	65
	HSB600W	−5 ℃	47 J 이상	70	60	50
	HSB800	−20 ℃	47 J 이상	55	45	40
	HSB800L	−40 ℃	47 J 이상	80	70	60

주 1) 선형보간법에 따라 최대 허용판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도.

2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)를 알고 있는 경우, 주 1의 기준공용온도에 따른 선형보간법을 적용하여 최대 허용판두께를 산정해도 좋다. 예를 들어 SM520C의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 -20℃라면 구역 Ⅰ의 −15℃와 구역 Ⅱ의 −25℃를 기준으로 하여 최대 허용판 두께는 77.5 mm(≒78 mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 −35℃≤T＜−15℃일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.

3) KS B 0810 “금속 재료 충격 시험 방법”에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지흡수능력으로 표현하는 값임.

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

강구조 피로 및 파단 설계기준(하중저항계수설계법)

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 20 : 2017

강구조 피로 및 파단 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 25 : 2017

강구조 연결 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 25 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 25 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제　　정 : 2016 년 6월 30일　　개　　정 : 2017년 12월 20일

심　　의 : 중앙건설기술심의위원회　　자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
2. 조사 및 계획 ····· 1
3. 재료 ····· 1
4. 설계 ····· 1
4.1 공통사항 ····· 1
4.2 거더이음 ····· 21
4.3 강관구조접합 ····· 24

강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

이 기준의 규정은 강구조물 연결부의 설계에 적용한다.

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 31 05(3)에 따른다.

4. 설계

4.1 공통사항

4.1.1 일반사항

4.1.1.1 설계일반

(1) 접합부의 설계강도 ϕR_n은 이 기준과 KDS 14 31 05에 따라 산정한다.

(2) 접합부의 소요강도는 명시된 설계하중에 대한 구조해석에 의해 결정되어야 한다.

(3) 접합부 설계에 사용되는 힘과 변형은 구조해석 시 적용한 접합부의 의도된 성능 및 가정과 일치해야 한다.

(4) 축력을 받는 부재의 축이 한 점에서 만나지 않을 경우에는 편심의 영향을 고려해야 한다.

(5) 건축 구조물 접합부는 건축강구조 표준접합상세지침에 따르고 그렇지 않을 경우 구조상의 안전에 이상이 없도록 해야 한다.

4.1.1.2 단순접합

(1) 단순접합부는 무시할 정도로 작은 모멘트를 전달한다. 단순접합부는 구조해석 시에 회전이 구속되지 않은 것으로 가정한다.

(2) 설계도서에서 별도 지정이 없는 한 작은 보, 큰 보 또는 트러스 부재의 단순접합은 회전에 대해 유연하게 설계해야 하며, 접합부에서 전달하는 축력 및 전단력에 대해서만 설계하는 것이 허용된다.

(3) 단순접합부는 부재의 단부 회전을 수용할 수 있어야 한다. 구조해석에 의한 소요 회전을 흡수할 수 있는 충분한 회전용량을 갖고 있어야 한다. 보의 단부 회전을 수용하기 위한 접합부의 자체 제한적 비탄성 변형은 허용된다.

4.1.1.3 모멘트접합

(1) 모멘트접합부은 모멘트를 전달한다. 접합부의 회전이 무시할 정도로 작은 완전 모멘트 접합부와 무시하지 못할 정도인 부분 모멘트접합부가 있다.

(2) 완전 모멘트접합부는 구조해석 시 접합부에서 회전이 발생하지 않는 것으로 가정한다. 완전 모멘트접합부는 강도한계상태에서 접합되는 부재들 사이의 각도가 원상태로 유지될 수 있도록 충분한 강도와 강성을 갖고 있어야 한다.

(3) 부분 모멘트접합부는 구조해석 시 접합부의 하중-회전각 관계를 포함시켜야 한다. 부분 모멘트접합부는 접합부 요소들이 강도한계상태에서 충분한 강도와 변형용량을 갖고 있어야 한다.

(4) 작은 보, 큰 보 및 트러스 부재의 모멘트접합은 축력과 전단력뿐만 아니라 접합부의 휨 강성으로 인하여 유발되는 모멘트와의 조합력에 대해서 설계해야 한다.

4.1.1.4 편심접합

편심력이 작용하는 접합부에서는 편심의 영향을 고려해야 한다. 책임구조기술자가 확인한 경우에 소성회전중심법을 적용하여 접합부의 해석 및 설계를 할 수 있다.

4.1.1.5 기둥의 이음 및 선단밀착접합

(1) 기둥이 지압판으로 지지되거나 또는 이음부에서 선단지지 되도록 가공된 경우에는 모든 부분들이 안전하게 제 위치를 유지할 수 있도록 충분한 연결재들이 있어야 한다.

(2) 기둥 이외의 압축부재가 선단지지 되도록 가공된 경우에는 이음판과 연결재들이 모든 부분을 제 위치에 유지할 수 있도록 배치되어야 하며, 다음의 ①또는 ②의 조건 중 하나에 따라 설계 되어야 한다. 두 가지 조건 중 엄격하지 않은 조건의 적용도 허용된다.

① 소요압축강도의 50%에 해당하는 축방향 인장력

② 소요압축강도의 2%에 해당하는 횡방향 하중으로 인한 휨모멘트와 전단력. 횡방향 하중은, 부재에 작용하는 다른 하중을 제외하고, 이음부에 작용시켜야 한다. 부재는 핀 연결된 것으로 가정하여 이음부의 전단과 휨모멘트를 정한다.

4.1.1.6 접합부의 최소강도

접합부의 설계강도는 45 kN 이상이어야 한다. 다만, 연결재, 새그로드 또는 띠장은 제외한다.

4.1.1.7 용접 또는 볼트의 배열

(1) 편심에 대한 별도의 검토가 없는 경우, 축방향 힘을 전달하는 부재의 단부에서 용접이나 볼트의 군은 그 군의 중심이 부재의 중심과 일치하도록 배열해야 한다.

(2) 정적하중을 받는 ㄱ형강, 쌍ㄱ형강 부재 또는 이와 유사한 부재의 단부접합에서는 상기 (1)을 적용하지 않는다.

4.1.1.8 용접과 볼트의 병용

(1) 볼트접합은 용접과 조합해서 하중을 부담시킬 수 없다. 이러한 경우 용접이 전체하중을 부담하는 것으로 한다.

(2) 다만 전단접합에는 용접과 볼트의 병용이 허용된다. 표준구멍과 하중방향에 직각인 단슬롯의 경우 볼트접합과 하중방향에 평행한 필릿용접이 하중을 각각 분담할 수 있다. 이때 볼트의 설계강도는 지압볼트접합 설계강도의 50%를 넘지 않도록 한다.

(3) 마찰볼트접합으로 이미 시공된 구조물을 개축할 경우 고장력볼트는 이미 시공된 하중을 받는 것으로 가정하고 병용되는 용접은 추가된 소요강도를 받는 것으로 용접설계를 병용할 수 있다.

4.1.1.9 볼트와 용접접합의 제한

다음의 접합부에 대해서는 용접 또는 마찰접합을 사용해야 한다.

(1) 높이가 38 m 이상인 다층 구조물의 기둥이음부

(2) 높이가 38 m 이상인 구조물의 기둥-보 연결부와 기둥가새가 연결된 모든 보의 접합부

(3) 용량 50 kN 이상의 크레인을 설치한 구조물의 지붕트러스 이음부, 지붕트러스와 기둥 연결부, 기둥 이음부, 기둥가새, 크레인 지지부

(4) 기둥-보 모멘트접합부에서 볼트가 용접과 병용될 경우에 마찰볼트접합을 사용

(5) 기계받침과 교량 등과 같이 동적 하중을 받는 구조물의 접합부

4.1.1.10 이음부 설계세칙

(1) 응력을 전달하는 필릿용접의 최소유효길이는 공칭용접치수의 10배 이상 또한 30 mm 이상을 원칙으로 한다.

(2) 응력을 전달하는 겹침이음은 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 하고, 겹침길이는 얇은쪽 판두께의 5배 이상 또한 20 mm 이상으로 한다.

(3) 고장력볼트의 공칭구멍직경은 표 4.1-1에 따른다.

(4) 고장력볼트의 구멍중심간의 거리는 공칭직경의 2.5배를 최소거리로 하고 3배를 표준거리로 한다.

(5) 고장력볼트의 구멍중심에서 피접합재의 연단까지의 최소거리는 연단부 가공방법을 고려하여 표 4.1-2에 따른다.

(6) 고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판두께의 12배 이하 또한 150 mm이하로 한다.

표 4.1−1 고장력볼트의 공칭구멍 치수 (mm)

고장력볼트의 직경	표준구멍의 직경	과대구멍의 직경	단슬롯	장슬롯
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75

표 4.1−2 볼트중심에서 연단까지 최소거리 (mm)

볼트의 공칭직경(mm)	연단부의 가공방법	
	전단절단, 수동가스절단	압연형강, 자동가스절단, 기계가공마감
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
30 초과	1.75 d	1.25 d

4.1.2 용접

4.1.2.1 그루브용접

4.1.2.1.1 완전용입 그루브용접

(1) 모재의 규정 항복강도와 인장강도 이상이 되도록 용접된 완전용입 그루브용접의 공칭강도는 접합되는 모재 중 공칭강도가 작은 쪽 값으로 한다.

(2) 인장강도 600 MPa 이상의 강종에 대해 언더매칭 용접을 한 경우에는 용접금속의 인장강도를 기준으로 공칭강도를 정한다.

4.1.2.1.2 부분용입 그루브용접

(1) 부분용입 그루브용접의 유효목두께는 $\sqrt{2t}$ (mm) 이상으로 한다. 여기서, t는 접합부의 두꺼운 쪽 판의 두께이다. 단, 부분용입 그루브용접의 유효목두께는 얇은 쪽 판의 두께 이하이어야 한다.

(2) 부분용입 그루브용접의 용접방법 및 그루브 형상에 따른 유효목두께는 표 4.1-3에 따른다.

(3) 부분용입 그루브용접의 유효면적은 용접의 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

(4) 부분용입 그루브용접의 공칭강도는 용접축에 평행으로 작용하는 인장 또는 압축에 대해서는 고려할 필요가 없으며, 그 외의 경우에는 표 4.1-5에 따른다.

표 4.1−3 부분용입그루브용접의 유효목두께

용접방법	용접자세	그루브 형상	유효목두께
SMAW GMAW	모든 자세	J 또는 U 그루브, 60° V 그루브	그루브 깊이
SAW	아래보기 자세	J 또는 U 그루브, 60° 베벨 또는 V 그루브	
GMAW FCAW	아래보기 자세 수평 자세	45° 베벨	
SMAW	모든 자세	45° 베벨	그루브 깊이에서 3mm 공제
GMAW FCAW	수직 자세 위보기 자세		

4.1.2.2 필릿용접

4.1.2.2.1 유효면적

(1) 필릿용접의 유효면적은 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

(2) 필릿용접의 유효길이는 필릿용접의 총길이에서 용접치수의 2배를 공제한 값으로 한다.

(3) 필릿용접의 유효목두께는 용접치수의 0.7배로 한다. 접합하는 두 부재사이의 각도가 90°가 아닌 경우, 또는 용접 다리의 크기가 서로 다른 경우의 필릿용접 유효목두께는 용접루트를 꼭지점으로, 용접 외측면을 밑변으로 하는 용접단면 내접 삼각형의 높이로 한다.

(4) 플러그용접과 슬롯용접의 유효길이는 목두께의 중심을 잇는 용접중심선의 길이로 한다.

4.1.2.2.2 제한사항

(1) 필릿용접의 최소치수는 표 4.1-4에 따른다.

표 4.1－4 필릿용접의 최소치수 (mm)

접합부의 두꺼운 쪽 소재 두께 t	필릿용접의 최소치수
$t < 6$	3
$6 \le t < 13$	5
$13 \le t < 20$	6
$20 \le t$	8

(2) 겹침이음의 필릿용접 최대치수 s는 연단이 용접되는 판의 두께 t에 대해서,
① $t < 6\,\mathrm{mm}$일 때, $s = t$
② $t \ge 6\,\mathrm{mm}$일 때, $s = t - 2\,\mathrm{mm}$

(3) 강도를 기반으로 하여 설계되는 필릿용접의 최소길이는 공칭용접치수의 4배 이상으로 하여야 한다. 또는 유효용접치수는 그 유효길이의 1/4 이하로 하여야 한다.

(4) 평판 인장재의 단부에 길이방향으로 필릿용접이 될 경우 각 필릿용접의 길이는 이들 용접의 직각방향 간격보다 길게 해야 한다. 이때 인장재의 유효 순단면적은 4.1.2.3에 따른다.

(5) 부재 단부에 용접된 필릿용접의 길이가 용접치수의 100배 이내인 경우에는 실제 용접된 길이를 유효길이로 사용할 수 있다. 용접길이가 용접치수의 100배를 초과하고, 300배 이하인 경우에는 실제 용접된 길이에 다음의 감소계수, β를 곱한 값을 필릿용접의 유효길이로 한다.

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{z}\right) \le 1.0 \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, l : 부재 단부 필릿용접의 실제 길이 (mm)
z : 필릿용접의 치수 (mm)

용접길이가 용접치수의 300배를 초과하는 경우에는 용접치수의 180배를 필릿용접의 유효길이로 한다.

(6) 단속 필릿용접은 연결부 또는 겹친 면사이의 힘을 전달하거나 조립부재의 요소를 서로 접합하는데 사용할 수 있다. 단속 필릿용접의 한 세그멘트 길이는 용접치수의 4배 이상이며 최소 40 mm이어야 한다.

(7) 겹침이음의 경우 최소 겹침길이는 연결부의 얇은 쪽 판 두께의 5배 또는 25 mm로 한다.

(8) 축방향력을 받는 부재의 겹침이음이 횡방향 필릿용접만으로 된 경우 겹쳐진 부재의 양쪽 단부는 필릿용접을 해야 한다. 그러나 최대하중 작용 시에 접합부가 벌어지지 않도록 겹친 부분의 변형이 충분히 구속된 경우에는 예외로 한다.

4.1.2.3 플러그 및 슬롯용접

4.1.2.3.1 유효면적

플러그 및 슬롯용접의 유효전단면적은 접합면에서의 구멍 또는 슬롯의 공칭단면적으로 한다.

4.1.2.3.2 제한사항

(1) 플러그 및 슬롯용접은 겹침이음부에서의 전단력 전달, 겹침이음한 요소들 사이의 벌어짐 또는 좌굴을 방지, 조립단면의 요소들 사이의 접합 등을 위해 사용할 수 있다.

(2) 플러그용접을 위한 구멍의 직경은 구멍이 있는 판의 두께에 8 mm를 더한 값 이상, 용접 두께의 2.25배 또는 최소 직경에 3 mm를 더한 값 이하로 한다.

(3) 플러그용접의 최소 중심간격은 공칭구멍직경의 4배로 한다.

(4) 슬롯용접의 슬롯길이는 용접두께의 10배 이하로 한다. 슬롯의 폭은 슬롯이 있는 판의 두께에 8 mm를 더한 값 이상, 용접두께의 2.25배 이하로 한다. 슬롯의 끝부분은 반원형, 또는 귀퉁이를 판두께 이상의 반지름으로 둥글게 해야 한다.

(5) 슬롯용접 길이에 횡방향인 슬롯용접선의 최소간격은 슬롯 폭의 4배로 한다. 길이방향의 최소 중심간격은 슬롯길이의 2배로 한다.

(6) 슬롯용접선의 횡방향 최소간격은 슬롯 폭의 4배로 한다. 길이방향의 최소 중심간격은 슬롯 길이의 2배로 한다.

(7) 플러그 및 슬롯용접의 두께는 판 두께 16 mm 이하의 경우 판 두께와 동일하게 하고, 16 mm를 초과하는 경우에는 판 두께의 1/2 이상으로 하되 최소 16 mm로 한다.

4.1.2.3.3 공칭강도

플러그 및 슬롯용접의 공칭강도는 표 4.1-5에 따른다.

4.1.2.4 설계강도

(1) 용접의 단위길이당 설계강도, ϕR_n은 식 (4.1-2)와 같이 구하며, 식 (4.1-3)에 따른 용접 단위길이당 소요강도, P_u 이상이어야 한다.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_w \qquad (4.1\text{-}2)$$

단, ϕ와 F_{nw}의 값은 표 4.1-5에 따른다.

(2) 필릿용접의 단위길이 당 소요강도, P_u는 용접의 단위길이 당 작용하는 모든 방향의 힘들의 합력의 크기이다. 여기서 합력의 크기는 임의의 방향으로 작용하는 힘들의 벡터 합으로 구할 수 있으며, 작용하는 힘을 용접의 유효면에서 서로 직각인 3방향으로 구분한 경우에는 다음 식과 같이 계산할 수 있다.

$$P_u = \sqrt{P_\perp^{\,2} + V_\perp^{\,2} + V_\parallel^{\,2}} \qquad (4.1\text{-}3)$$

여기서, $P_\perp$: 필릿용접의 유효면에 작용하는 수직력

$V_\perp$: 필릿용접의 유효면에서 용접축에 직각방향으로 작용하는 전단력

$V_\parallel$: 필릿용접의 유효면에서 용접축에 평행으로 작용하는 전단력

표 4.1−5 용접부 응력의 공칭강도 (MPa)

용접구분	응력구분	공칭강도 (F_{nw})	저항계수 (ϕ)
완전용입 그루브용접	용접축에 직각인 인장	모재와 동일 (9.1.2.1.1)	
	용접축에 직각인 압축	모재와 동일 (9.1.2.1.1)	
	용접축에 평행한 인장, 압축	별도 검토하지 않음	
	전단	$0.6F_u$ [1)]	0.8
부분용입 그루브용접	용접축에 직각인 인장	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.8
	9.1.1.4(1)에 따른 기둥의 선단밀착접합부 압축	별도 검토하지 않음	
	9.1.1.4(2)에 따른 기둥 외의 선단밀착접합부 압축	$0.6F_u$ [1)]	0.8
	선단밀착접합부 외의 압축	$0.9F_u$ [1)]	0.8
	용접축에 평행한 인장, 압축	별도 검토하지 않음	
	전단	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.75

용접구분	응력구분	공칭강도 (F_{nw})	저항계수 (ϕ)
필릿용접	전단	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.75
	용접축에 평행한 인장, 압축	별도 검토하지 않음	
플러그, 슬롯용접	접합면에 평행한 전단	$0.6F_u$ [1), 2)]	0.75

주 1) 용접부 모재의 인장강도이며, 언더매칭용접의 경우에는 용접재의 인장강도를 적용한다.
주 2) 인장강도 600MPa의 강종(HSB460)은 $0.56F_u$, 800MPa의 강종(HSA650, HSB690)은 $0.45F_u$을 적용하며, 인장강도가 이들 사이인 강종의 경우에는 보간법을 적용한다.

(3) 책임구조기술자가 별도로 용접재의 강도 등급을 선택하여 용접부를 설계하는 경우에는 상기 (1) 대신에 용접재와 모재의 강도를 고려하여 용접부의 강도를 결정할 수 있다.

(4) KCS 14 31 20에 따른 품질관리 구분 '나'의 구조물 중 용접검사 비파괴시험을 면제한 경우, 필릿용접부에 대해서는 식 (4.1-2)에 의해 계산한 값의 50%를 용접의 단위길이 당 설계강도 값으로 취한다.

4.1.2.5 용접의 병용

접합부에서 2가지 이상의 용접유형(그루브용접, 필릿용접, 플러그용접, 슬롯용접)을 병용할 경우, 용접군의 축에 대하여 각각 구분하여 계산해야 한다.

4.1.3 볼트

4.1.3.1 고장력볼트

(1) 모든 고장력볼트는 너트회전법, 직접인장측정법, 토크관리법, T/S볼트 등을 사용하여 표 4.1-7에 주어진 설계볼트장력 이상으로 조여야 한다.

(2) 마찰접합에서 하중이 접합부의 단부를 향할 때는 적절한 설계지압강도를 갖도록 4.1.3.5에 따라 검토해야 한다.

(3) 다음의 경우에는 밀착조임을 사용할 수 있다. 여기서, 밀착조임이란 임팩트렌치로 수 회 또는 일반렌치로 최대로 조여서 접합되는 판들이 서로 충분히 밀착된 상태가 된 볼트 조임을 말한다. 밀착조임은 설계도면과 시공도면에 명확히 표기해야 한다.

① 지압접합

② 진동이나 하중변화에 따른 고장력볼트의 풀림이나 피로를 설계에 고려할 필요가 없는 F8T의 경우

4.1.3.2 일반볼트

(1) 일반볼트는 영구적인 구조물에 구조용으로는 사용할 수 없으며, 가체결용으로만 허용한다.

(2) 일반볼트의 인장과 전단강도는 표 4.1-6에 따른다.

(3) 일반볼트의 접합에서 인장과 전단의 조합의 경우에는 4.1.3.4에 따른다.

(4) 일반볼트 구멍의 지압강도는 4.1.3.5에 따른다.

4.1.3.3 볼트의 인장 및 전단강도

(1) 밀착조임 볼트, 장력도입 볼트, 또는 나사 강봉의 설계인장강도 또는 설계전단강도 ϕR_n ($\phi = 0.75$)은 인장파단과 전단파단의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = F_n A_b \qquad (4.1\text{-}4)$$

여기서, F_n : 표 4.1-6에 따른 공칭인장강도 F_{nt}, 또는 공칭전단강도 F_{nv} (MPa)

A_b : 볼트, 또는 나사 강봉의 나사가 없는 부분의 공칭단면적 (mm^2)

(2) 소요인장강도는 접합부의 변형에 의한 지레작용을 고려한 인장력으로 한다.

표 4.1−6 볼트의 공칭강도 (MPa)

강도 \ 강종		고장력볼트			일반볼트
		F8T	F10T	F13T	4.6[5]
공칭인장강도, F_{nt}[1]		600	750	975	300
지압접합의 공칭 전단강도, F_{nv}[2]	나사부가 전단면에 포함될 경우[3]	320	400	520	160
	나사부가 전단면에 포함되지 않을 경우[4]	400	500	650	200

주 1) 인장강도의 0.75배
주 2) 힘 작용 방향으로 볼트접합부의 첫 번째 볼트와 맨 끝 볼트의 중심 거리가 800 mm 이하인 경우에 대한 것임. 이를 초과하는 경우에는 주어진 값의 85%를 적용함.
주 3) 인장강도의 0.4배
주 4) 인장강도의 0.5배
주 5) KS B 1002에 따른 강도 구분 4.6에 해당

4.1.3.4 지압접합에서 인장과 전단의 조합

(1) 지압접합이 인장과 전단의 조합력을 받을 경우 볼트의 설계강도는 다음의 인장과 전단파괴의 한계상태에 따라서 산정한다.($\phi = 0.75$)

$$R_n = F_{nt}' A_b \qquad (4.1\text{-}5)$$

여기서, F_{nt}': 전단응력의 효과를 고려한 공칭 인장강도 (MPa)

$$F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \qquad (4.1\text{-}6)$$

F_{nt} : 표 4.1-6에 의한 공칭인장강도 (MPa)

F_{nv} : 표 4.1-6에 의한 공칭전단강도 (MPa)

f_v : 소요전단응력 (MPa)

(2) 볼트의 설계전단응력이 단위면적 당 전단소요응력 f_v 이상이 되도록 설계한다.

(3) 전단 또는 인장에 의한 소요응력 f가 설계응력의 20% 이하이면 조합응력의 효과를 무시할 수 있다.

4.1.3.5 볼트구멍의 지압강도

(1) 지압강도 한계상태에 대한 볼트구멍에서 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.75)$은 다음과 같이 산정한다.

① 표준구멍, 과대구멍, 단슬롯의 모든 방향에 대한 지압력 또는 장슬롯의 길이방향에 평행으로 작용하는 지압력의 경우

가. 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 있는 경우

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dtF_u \qquad (4.1\text{-}7)$$

나. 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 없는 경우

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dtF_u \qquad (4.1\text{-}8)$$

② 장슬롯의 길이방향에 직각으로 작용하는 지압력의 경우

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dtF_u \qquad (4.1\text{-}9)$$

여기서, d : 볼트 공칭직경 (mm)

F_u : 피접합재의 공칭인장강도 (MPa)

L_c : 하중방향 순간격, 구멍의 끝과 피접합재의 끝 또는 인접구멍의 끝까지의 거리 (mm)

t : 피접합재의 두께 (mm)

(2) 접합부에 대하여 지압강도는 각각 볼트의 지압강도의 합으로 산정한다.

(3) 지압접합과 마찰접합 모두에 대하여 볼트구멍의 지압강도를 검토해야 한다.

4.1.3.6 마찰접합의 미끄럼강도

(1) 마찰접합은 미끄럼을 방지하고 지압접합에 의한 한계상태에 대하여도 검토해야 한다.

(2) 마찰볼트에 끼움재를 사용할 경우에는 미끄럼에 관련되는 모든 접촉면에서 미끄럼에 저항할 수 있도록 해야 한다.

(3) 미끄럼 한계상태에 대한 마찰접합의 설계강도는 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = \mu\, h_f\, T_o\, N_s \qquad (4.1\text{-}10)$$

① 표준구멍 또는 하중방향에 수직인 단슬롯에 대하여, $\phi = 1.00$

② 과대구멍 또는 하중방향에 평행한 단슬롯에 대하여, $\phi = 0.85$

③ 장슬롯에 대하여, $\phi = 0.70$

여기서, μ: 미끄럼계수

= 0.5 (무도장 블라스트 처리한 마찰면)

= 0.45 (무기질 아연말 프라이머 도장한 표면)

h_f: 끼움재계수

= 1.0 : 끼움재를 사용하지 않는 경우와 끼움재 내 하중의 분산을 위하여 볼트를 추가한 경우 또는 끼움재 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 1개의 끼움재가 있는 경우

= 0.85 : 끼움재 내 하중의 분산을 위해 볼트를 추가하지 않은 경우로서 접합되는 재료 사이에 2개 이상의 끼움재가 있는 경우

T_o: 표 4.1-7의 고장력볼트의 설계볼트장력 (kN)

N_s: 전단면의 수

표 4.1−7 고장력볼트의 설계볼트장력

볼트의 등급	볼트의 호칭	최소 인장하중[1] (kN)	설계볼트장력[2] (T_o) kN
F8T	M16	125.4	84
	M20	195.8	131
	M22	242.7	163
	M24	282.0	189
F10T	M16	156.7	105
	M20	244.8	164
	M22	303.4	203
	M24	352.5	236
	M27	458.8	307
	M30	561.3	376

볼트의 등급	볼트의 호칭	최소 인장하중[1] (kN)	설계볼트장력[2] (T_o) kN
F13T	M16	203.7	136
	M20	318.2	213
	M22	394.4	264
	M24	458.3	307

주 1) KS B 1010, 표 3에 규정된 볼트의 최소 인장하중
주 2) 설계볼트장력은 KS B 1010에 규정된 볼트의 최소 인장하중에 0.67을 곱한 값

4.1.3.7 마찰접합에서 인장과 전단의 조합

마찰접합이 인장하중을 받아 장력이 감소할 경우 4.1.3.6에서 산정된 설계미끄럼강도에 다음계수를 사용하여 감소한 후 산정한다.

$$k_s = 1 - \frac{T_u}{T_o N_b} \qquad (4.1\text{-}11)$$

여기서, N_b : 인장력을 받는 볼트의 수
T_o : 표 4.1-7에 따른 설계볼트장력 (kN)
T_u : 소요인장력 (kN)

4.1.3.8 핀접합

(1) 휨모멘트를 받는 핀의 설계강도 ϕM_n은 다음과 같이 산정한다.($\phi = 0.90$)

$$M_n = 1.00 F_y Z \qquad (4.1\text{-}12)$$

여기서, F_y : 핀의 항복강도 (MPa)
Z : 핀의 소성단면계수 (mm^3)

(2) 휨모멘트를 받는 핀의 설계전단강도 ϕV_n은 다음과 같이 산정한다.($\phi = 0.9$)

$$V_n = 0.6\ F_y A_p \qquad (4.1\text{-}13)$$

여기서, A_p : 핀의 단면적 (mm^2)

4.1.4 접합부재의 설계강도

4.1.4.1 설계인장강도

접합부재의 설계인장강도 ϕR_n은 인장항복과 인장파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

(1) 접합부재의 인장항복에 대하여($\phi = 0.90$)

$$R_n = F_y A_g \qquad (4.1\text{-}14)$$

(2) 접합부재의 인장파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = F_u A_e \quad (4.1\text{-}15)$$

여기서, A_e: 유효단면적 (mm^2), 볼트접합부의 경우에는 $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$

4.1.4.2 설계전단강도

접합부재의 설계전단강도 ϕR_n은 전단항복과 전단파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

(1) 접합부재의 전단항복에 대하여($\phi = 1.00$)

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \quad (4.1\text{-}16)$$

여기서, A_{gv} : 전단력을 받는 총단면적 (mm^2)

(2) 접합부재의 전단파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} \quad (4.1\text{-}17)$$

여기서, A_{nv}: 유효전단단면적 (mm^2)

4.1.4.3 블록전단강도

전단 파괴선을 따라 발생하는 전단파단과 직각으로 발생하는 인장파단의 블록전단파단 한계상태에 대한 설계강도는 다음과 같이 산정한 공칭강도에 $\phi = 0.75$를 적용하여 구한다.

$$R_n = [0.6\ F_u\ A_{nv} + U_{bs} F_u\ A_{nt}] \leq [0.6\ F_y\ A_{gv} + U_{bs} F_u\ A_{nt}] \quad (4.1\text{-}18)$$

여기서, A_{gv} : 전단저항 총단면적 (mm^2)

A_{nv} : 전단저항 순단면적 (mm^2)

A_{nt} : 인장저항 순단면적 (mm^2)

U_{bs} : 인장응력이 균일할 경우 1.0, 불균일할 경우 0.5 적용

4.1.4.4 설계압축강도

접합부재의 압축강도는 다음과 같이 산정한다.

(1) $KL/r \leq 25$인 경우($\phi = 0.90$)

$$P_n = F_y A_g \quad (4.1\text{-}19)$$

(2) $KL/r > 25$인 경우, KDS 14 31 10(4.2)의 압축부재를 적용한다.

4.1.5 끼움재

(1) 용접구조에서 두께 6 mm 이상의 끼움재는 이음판의 연단 밖으로 돌출해야 하며 끼움재의 표면에 작용하는 하중을 이음판에 전달하는데 충분하도록 용접해야 한다.

(2) 두께가 6 mm 이하인 끼움재의 단부는 이음판의 단부와 일치되게 용접해야 한다. 이음두께에 끼움재 두께를 더한 크기의 하중을 전달할 수 있도록 용접해야 한다.

(3) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6 mm 이하이면 전단강도는 감소하지 않는다고 가정한다.

(4) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6 mm 초과하고 19 mm 이하일 때 감소계수 $[1-0.0154(t-6)]$를 곱한다. 여기서 t는 끼움재의 전체두께이다.

4.1.6 이음

(1) 플레이트거더 또는 보의 그루브용접이음은 작은 쪽 이음 단면의 전강도로 설계해야 한다.

(2) 플레이트거더 또는 보의 단면 내에서 다른 형태의 이음은 이음점에서의 소요강도에 충분하도록 설계해야 한다.

4.1.7 지압강도

설계지압강도 ϕR_n은 국부압축항복의 한계상태를 가정하여 다음과 같이 산정한다.($\phi = 0.75$)
공칭지압강도 R_n은 지압형태에 따라 다음과 같이 산정한다.

4.1.7.1 공장가공면, 핀의 구멍, 지압보강재 등의 지압

$$R_n = 1.8\ F_y A_{pb} \qquad (4.1\text{-}20)$$

여기서, F_y : 항복강도 (MPa)
A_{pb} : 투영된 지압면적 (mm^2)

4.1.7.2 확장롤러 및 확장록커

(1) $d \le 635\,\mathrm{mm}$인 경우

$$R_n = 1.2(F_y - 90)\, l\, d / 20 \qquad (4.1\text{-}21)$$

(2) $d > 635\,\mathrm{mm}$인 경우

$$R_n = 30.2(F_y - 90)\, l \sqrt{d} / 20 \qquad (4.1\text{-}22)$$

여기서, d : 직경 (mm)
l : 지압길이 (mm)

4.1.8 주각부 및 콘크리트의 지압

주각부는 기둥의 하중과 모멘트를 기초에 전달할 수 있도록 설계되어야 한다. 콘크리트의 설계 지압강도 $\phi_c P_p(\phi_c = 0.65)$는 콘크리트압괴의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

(1) 콘크리트 총단면이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \qquad (4.1\text{-}23)$$

(2) 콘크리트 단면의 일부분이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \le 1.7 f_{ck} A_1 \qquad (4.1\text{-}24)$$

여기서, A_1 : 베이스플레이트의 면적 (mm^2)

A_2 : 베이스플레이트와 닮은꼴의 콘크리트 지지부분의 최대면적 (mm^2)

4.1.9 앵커볼트

(1) 앵커볼트는 주각부의 베이스플레이트를 통해 전달되는 인장 및 전단하중에 대해 저항할 수 있도록 설계해야 한다.

(2) 앵커볼트의 콘크리트 내 정착관련 규정은 KDS 14 20 52와 KDS 14 20 54를 참고한다.

(3) 앵커볼트의 설계는 4.1.3.3에 따른다.

4.1.10 집중하중을 받는 플랜지와 웨브

H형단면 부재에서 플랜지에 수직이며 웨브에 대하여 대칭인 단일 또는 이중 집중하중을 받는 경우에 적용한다.

(1) 한 쪽의 플랜지에 집중하중을 받는 경우에는 플랜지 국부휨, 웨브 국부항복, 웨브 크리플링 및 웨브 횡좌굴에 대하여 4.1.10.1, 4.1.10.2, 4.1.10.3 및 4.1.10.4에 의해 각각 설계한다.

(2) 양측의 플랜지로부터 집중하중을 받는 경우에는 웨브 국부항복, 웨브 압축좌굴에 대하여 4.1.10.2, 4.1.10.5에 의해 각각 설계한다.

(3) 큰 전단력을 받는 웨브 패널존은 4.1.10.6에 의해 설계한다.

(4) 소요강도가 한계상태의 설계강도를 초과하는 경우에는 소요강도와 설계강도의 차이만큼 보강재 또는 2중플레이트를 설치해야 한다.

(5) 추가되는 보강재와 2중플레이트에 대하여는 4.1.10.7 및 4.1.10.8에 의해 각각 설계한다.

4.1.10.1 플랜지 국부휨강도

플랜지에 수직으로 용접된 판에 작용된 인장력에 의해 국부휨을 받는 플랜지의 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.90$)은 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = 6.25 {t_f}^2 F_{yf} \qquad (4.1\text{-}25)$$

여기서, F_{yf} : 플랜지의 항복강도 (MPa)
t_f : 하중을 받는 플랜지의 두께 (mm)

플랜지 부재에 걸쳐 작용하는 하중구간의 길이가 $0.15b_f$보다 작으면 (여기서, b_f는 플랜지 부재의 폭), 식 (4.1-25)의 검토는 필요하지 않다. 다만, 부재 단부로부터 집중하중에 저항하는 거리가 $10t_f$보다 작은 경우 R_n의 50%를 저감한다.

4.1.10.2 웨브 국부항복강도

단일 집중하중과 2중 집중하중의 인장·압축 두 요소에 모두 적용된다. 집중하중이 작용하는 지점에서 웨브 필릿선단부의 설계강도 $\phi R_n (\phi = 1.00)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 국부공칭강도 R_n은 다음에 의해서 산정한다.

(1) 인장 또는 압축 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 d를 초과할 경우

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w \qquad (4.1\text{-}26)$$

(2) 상기의 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 d 이하일 경우

$$R_n = (2.5k + N) F_{yw} t_w \qquad (4.1\text{-}27)$$

여기서, k : 플랜지의 바깥쪽 면으로부터 웨브 필릿선단까지의 거리 (mm)
F_{yw}: 웨브의 항복응력 (MPa)
N : 집중하중이 작용하는 폭 (다만 k보다 작지 않을 것) (mm)
t_w : 웨브두께 (mm)
d : 부재의 전체깊이 (mm)

필요한 경우 수직보강재 또는 2중 플레이트 한 쌍을 설치한다.

4.1.10.3 웨브 크리플링강도

4.1.10.3은 압축 단일 집중하중과 2중 집중하중의 압축요소에 적용된다. 웨브 국부크리플링에 대한 설계강도 $\phi R_n(\phi = 0.75)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 크리플링 공칭강도 R_n은 다음에 의해서 산정한다.

(1) 집중하중이 재단에서 $d/2$ 이상 떨어진 지점에 작용할 때

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (4.1\text{-}28)$$

(2) 집중하중이 재단에서 $d/2$ 미만 떨어진 지점에 작용할 때

① $N/d \le 0.2$인 경우

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (4.1\text{-}29)$$

② $N/d > 0.2$인 경우

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (4.1\text{-}30)$$

여기서, t_f : 플랜지 두께 (mm)

강도가 부족할 경우, 1개의 수직보강재 또는 한 쌍의 수직보강재 또는 최소한 웨브깊이의 절반을 덮는 2중플레이트를 설치한다.

4.1.10.4 웨브 횡좌굴강도

집중 압축하중을 받는 휨부재의 하중작용점에서의 압축플랜지와 인장플랜지의 상대적 횡방향 이동이 구속되어 있지 않은 경우에 적용된다. 웨브의 횡좌굴에 대한 설계강도 $\phi R_n(\phi = 0.85)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 횡좌굴 공칭강도 R_n은 다음에 의해 산정한다.

(1) 압축플랜지가 회전에 대해서 구속될 때,

① $(h/t_w)/(l/b_f) \le 2.3$일 때,

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1 + 0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad (4.1\text{-}31)$$

② $(h/t_w)/(l/b_f) > 2.3$일 때, 웨브 횡좌굴의 한계상태에 대한 검토는 필요하지 않다.
웨브의 소요강도가 설계강도를 초과할 때, 국부 가로방향 가새를 인장플랜지에 설치하거나 또는 한 쌍의 수직보강재 또는 2중플레이트를 설치한다.

(2) 압축플랜지가 회전에 대해서 구속되지 않을 때,

① $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 1.7$일 때,

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0.4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad (4.1\text{-}32)$$

② $(h/t_w)/(l/b_f) > 1.7$일 때, 웨브 횡좌굴의 한계상태에 대한 검토는 필요하지 않다.
웨브의 소요강도가 설계강도를 초과할 때, 국부횡가새를 집중하중이 작용하는 지점의 양측 플랜지에 설치한다.

식 (4.1-31)과 식 (4.1-32)은 다음의 정의를 따른다.

b_f : 플랜지폭 (mm)

C_r : 하중작용 지점에서 $M_u < M_y$ 일 때, 6.62×10^6 (MPa)
하중작용 지점에서 $M_u \geq M_y$ 일 때, 3.31×10^6 (MPa)

h : 플랜지 사이의 순거리 (mm)
(압연형강은 모살을 제외한 거리, 용접형강은 플랜지 안쪽 사이의 거리로 함.)

l : 하중점에서 각 플랜지의 횡방향 비지지길이 (mm)

t_f : 플랜지 두께 (mm)

t_w : 웨브 두께 (mm)

4.1.10.5 웨브 압축좌굴강도

양쪽 플랜지에 집중 압축력이 작용할 때 무보강 웨브의 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.90)$은 다음에 의해 산정한다.

$$R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \qquad (4.1\text{-}33)$$

부재 단부로부터 한 쌍의 집중하중에 저항하는 거리가 $d/2$보다 작을 경우, R_n의 50%를 저감한다. 필요한 경우에 단일 수직보강재와 한 쌍의 수직보강재 또는 웨브의 전체깊이를 덮는 2중 플레이트를 설치한다.

4.1.10.6 웨브 패널존 전단강도

전단력과 압축력을 받는 패널존의 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.90)$은 다음에 의해 산정한다.
웨브 패널존 공칭강도 R_n은 다음에 의해 산정한다.

(1) 골조 안정성에 대한 패널존 변형의 효과가 해석에서 고려되지 않을 때

① $P_r \leq 0.4 P_c$일 때,

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \qquad (4.1\text{-}34)$$

② $P_r > 0.4P_c$일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right) \quad (4.1\text{-}35)$$

(2) 골조 안정성에 대한 소성 패널존 변형을 포함하는 것이 해석에서 고려될 때

① $P_r \leq 0.75P_c$일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \quad (4.1\text{-}36)$$

② $P_r > 0.75P_c$일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c}\right) \quad (4.1\text{-}37)$$

식 (4.1-34), 식 (4.1-35), 식 (4.1-36) 및 식 (4.1-37)은 다음의 정의를 따른다.

A : 기둥 횡단면적 (mm^2)
b_{cf} : 기둥 플랜지의 폭 (mm)
d_b : 보 깊이 (mm)
F_y : 기둥 웨브의 명시된 최소 항복강도 (MPa)
P_c : P_y (N)
P_r : 소요강도 (N)
P_y : F_yA, 기둥의 축방향 항복강도 (N)
t_{cf} : 기둥 플랜지의 두께 (mm)
t_w : 기둥 웨브의 두께 (mm)

필요한 경우 2중 플레이트 또는 한 쌍의 대각보강재를 강접합경계 내에 설치해야 한다.

4.1.10.7 집중하중에 대한 추가 보강재 요구사항

(1) 인장 집중하중에 저항하기 위해 요구되는 부재는 KDS 14 31 10(4.1)에 따라 설계하고 보강재가 필요한 경우, 소요강도와 한계상태강도의 차이만큼 설계한다. 보강재를 웨브에 용접하는 경우, 보강재 단부에 작용하는 인장력의 차이 만큼을 웨브에 전달할 수 있도록 설계한다.

(2) 압축 집중하중에 저항하기 위해 요구되는 보강재는 4.1.4.4와 KDS 14 31 10(4.2.6.2)에 의해 설계한다. 보강재를 플랜지에 용접하는 경우, 소요강도와 설계강도의 차이만큼 용접설계한다. 보강재를 웨브에 용접하는 경우, 보강재의 단부에 작용한 압축력의 차이만큼을 웨브에 전달할 수 있도록 설계한다.

(3) 압축력에 저항하는 전체깊이에 걸친 수직보강재는 4.1.4.4와 KDS 14 31 10(4.2.6.2)에 따라 축방향 압축력을 받는 부재로 설계한다. 부재의 성능은 유효좌굴길이를 0.75 h로 하고 유효단면은 2개의 보강재와 부재 안쪽으로 폭 $25t_w$, 부재 단부 쪽으로 폭 $12t_w$를 가지는 웨브의 스트립으로 구성되는 십자형 단면을 사용하여 결정한다.

(4) 수직 그리고 대각보강재는 다음의 추가적인 기준을 만족해야 한다.

① 집중하중을 받는 보강재 설계 시, 기둥 웨브두께의 1/2에 보강재 한 쪽의 폭을 더한 길이는 플랜지 또는 모멘트 접합 플레이트 폭의 1/3보다 작아서는 안 된다.

② 집중하중을 받는 보강재 설계 시, 보강재의 두께는 t_f의 1/2 그리고 b_f의 1/15 이상으로 한다.

③ 수직보강재의 길이는 4.1.10.5에서 요구하는 사항을 제외하고 부재깊이의 최소 1/2 이상으로 한다.

4.1.10.8 집중하중에 대한 추가 2중플레이트 요구사항

2중플레이트는 압축강도에 대해서 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을, 인장강도에 대해서 KDS 14 31 10(4.1)의 요구사항을 따른다. 전단강도(4.1.10.6 참고)에 대해서는 KDS 14 31 10(4.3)을 따른다.

4.2 거더이음

4.2.1 볼트이음

(1) 일반

① 연속경간에서 이음은 고정하중에 의한 휨모멘트 방향의 변환점 또는 변환점 가까이 있는 곳에 있도록 해야 한다.

② 응력 작용방향이 변하는 웨브와 플랜지의 이음은 정과 부의 휨모멘트에 대해 모두 검토해야 한다. 웨브와 플랜지의 이음에서 이음 한쪽 편에 볼트를 2줄 미만으로 해서는 안 된다.

③ 과대구멍과 슬롯은 볼트이음에서 부재나 이음판 어느 쪽에도 사용해서는 안 된다.

④ 휨부재의 볼트이음은 4.1.3.7의 규정에 따른 마찰접합으로 설계해야 한다. 강구조물의 가설과 바닥판의 콘크리트 타설 도중에 이음부에서 미끄러짐이 발생하지 않도록 설계해야 한다.

⑤ 이음점에서 강도한계상태에 대한 플랜지의 설계휨강도는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.6)의 관련 조항을 만족시켜야 한다.

⑥ 이음점에서의 강도한계상태의 설계하중에 의한 휨응력과 볼트 이음의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 휨응력은 전체단면을 사용하여 구한다.

⑦ 플랜지 L형강 볼트이음은 휨부재 각 면에 1개씩 있는 2개의 L형강을 포함해야 한다.

(2) 웨브 이음

① 웨브 이음판과 웨브의 연결은 웨브 이음점에서의 전단력과 이 전단력의 편심작용으로 인한 모멘트, 그리고 이음점에서 웨브가 분담해야 하는 휨모멘트에 대해 설계해야 한다.

② 웨브가 경사진 박스거더의 경우 웨브의 이음은 수직전단력의 웨브 면내 성분에 대해서 설계해야 한다.

③ 강도한계상태에서 최솟값으로 설계전단력, V_{uw}는 다음과 같다.

$$V_{uw} = 1.5\,V_u\,(\,V_u < 0.5\phi_v V_n \text{인 경우}) \qquad (4.2\text{-}1)$$

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2}\,(\,V_u \geq 0.5\phi_v V_n \text{인 경우}) \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, V_u : 이음점에서 설계하중에 의한 전단력

V_n : KDS 14 31 10(4.3.3.1.9.2) 또는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.9.3)에 규정된 웨브의 공칭전단강도

④ 강도한계상태에서의 설계전단력은 4.1.4.3에 규정된 웨브 이음판의 설계강도와 4.1.4.2에 규정된 웨브 이음판의 설계강도 중 작은 값을 초과해서는 안 된다.

⑤ 전단력의 편심거리는 이음의 중심선으로부터 고려 중인 이음 한쪽 편에 있는 볼트들의 무게중심까지의 거리를 취해야 한다.

⑥ 강도한계상태에서 웨브 이음판의 휨응력은 이음판의 항복강도에 강도저항계수를 곱한 값을 초과해서는 안 된다.

⑦ 웨브 이음의 볼트는 최대 볼트설계력에 대해 마찰접합으로 설계해야 한다. 웨브 이음 볼트의 미끄러짐을 검토하기 위해서 최솟값으로 설계전단력은 KDS 14 31 05(1.5)에 규정된 사용하중 조합을 고려하여 이음점에서의 전단력을 취해야 한다.

⑧ 웨브는 웨브 양면에 이음판으로 대칭이 되도록 연결한다. 웨브 이음판은 가능한 한 플랜지 사이의 웨브 전 높이를 덮을 수 있도록 연장시켜야 한다.

(3) 플랜지 이음

강도한계상태에서 제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력, F_{cf}에 이음의 양측 유효 플랜지 면적, A_e 중 작은 값을 곱하여 구한 최소강도 이상의 강도를 갖도록 설계해야 한다. 여기서, F_{cf}는 다음과 같다.

$$F_{cf} = \frac{\left(\frac{f_{cf}}{R_h} + \alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2} \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yf} \qquad (4.2\text{-}3)$$

여기서, f_{cf} : 이음점에서 설계하중에 의한 제어 플랜지 두께 중심에서의 최대 휨응력

R_h : KDS 14 31 10(4.3.3.1.1.10,(1))에 규정된 응력감소계수

F_{cf} : 값이 웨브의 항복강도를 초과하지 않는 서로 다른 종류의 강재로 구성된 단면의 경우 응력감소계수는 1.0을 사용한다.

α : 1.0 (단, F_n이 F_{yf}보다 작은 비조밀단면의 플랜지에 대해 1.0보다 작은 (F_n/F_{yf})의 값을 사용할 수 있다.)

ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

F_n : 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

F_{yf} : 플랜지의 항복강도 (MPa)

A_e: 유효플랜지면적 (mm^2), 압축플랜지는 플랜지 총단면적이고, 인장플랜지의 경우 다음 식으로 산정한다.

$$A_e = \left(\frac{\phi_u F_u}{\phi_y F_y}\right) A_n \le A_g \qquad (4.2\text{-}4)$$

여기서, ϕ_u : 인장부재 파단에 대한 강도저항계수

ϕ_y : 인장부재 항복에 대한 강도저항계수

F_y : 인장플랜지의 최소인장강도 (MPa)

F_{yt} : 인장플랜지의 항복강도 (MPa)

A_n : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_g : 인장플랜지의 전단면적 (mm^2)

강도한계상태에서 비제어 플랜지의 이음판과 볼트는 설계응력, F_{ncf}에 이음의 양측 유효플랜지 면적, A_e중 작은 값을 곱하여 구한 최소강도값 이상의 강도를 갖도록 설계해야 한다. 여기서, F_{ncf}는 다음과 같다.

$$F_{ncf} = R_{cf}\left|\frac{f_{ncf}}{R_h}\right| \ge 0.75\alpha\phi_f F_{yt} \qquad (4.2\text{-}5)$$

여기서, R_{cf} : 제어 플랜지의 f_{cf}에 대한 F_{cf} 비의 절댓값

f_{ncf} : f_{nf}와 동일한 이음점에서의 비제어 플랜지 두께 중앙점의 설계휨응력, 인장응력은 (+), 압축응력은 (−)

R_h : KDS 14 31 10(4.3.3.1.1.10(1))에 규정된 플랜지 응력감소계수

강도한계상태에서 인장력을 받는 이음판의 설계단면력은 4.1.4.1에 규정된 설계인장강도를 초과하지 않도록 해야 한다. 압축력을 받은 이음판의 설계단면력은 다음의 설계압축강도, R_r을 초과하지 않도록 해야 한다.

$$R_r = \phi_c F_y A_s \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서, ϕ_c : 압축에 대한 강도저항계수

F_y : 이음판의 항복강도 (MPa)

A_s : 이음판의 전 단면적

플랜지의 볼트이음은 플랜지의 설계단면력에 대해 마찰연결로 설계해야 한다. 플랜지 볼트이음부의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 플랜지의 설계단면력은 사용하중조합에 의한 설계응력, F_s에 이음 양측의 플랜지 전 단면적 중 작은 값을 곱하여 구한 값 이상이어야 한다. 여기서, F_s는 다음과 같다.

$$F_s = \frac{f_s}{R_h} \qquad (4.2\text{-}7)$$

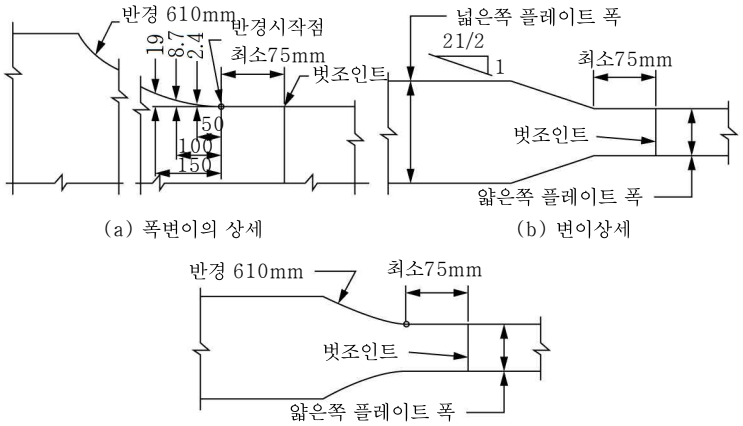
여기서, f_s : 사용하중조합에 의한 이음점에서 작은 쪽 단면의 검토대상 플랜지 두께에서의 휨응력

R_h : KDS 14 31 10(4.3.3.1.1.10(1))에 규정된 플랜지 응력감소계수

끼움재가 필요한 경우에는 4.1.5의 규정을 적용해야 한다.

4.2.2 용접이음

용접이음의 설계나 세부사항은 명시된 사항 또는 AWS D1.1과 KCS 24 00 00과 AWS D1.5의 규정을 따른다. 용접이음은 규정된 설계모멘트, 설계전단력 혹은 설계축방향력에 저항하도록 설계해야 한다. 인장과 압축부재는 완전용입 그루브용접으로 이어질 수 있는데, 이 때 이음판을 사용하지 않아도 된다. 현장 용접이음은 가능한 한 위보기 자세를 피하도록 설계해야 한다. 서로 다른 폭을 갖는 부재에 대한 그루브용접이음은 그림 4.2-1에서와 같은 대칭인 변화부를 가져야 한다. 계약서에는 서로 다른 두께의 그루브용접이음부의 오프셋 표면 기울기가 1/2.5 이하가 되도록 규정해야 한다.



(a) 폭변이의 상세 (b) 변이상세

(c) 반경 610mm 변이상세

그림 4.2−1 이음부 상세

4.3 강관구조접합

이 기준은 균일두께의 강관 접합부설계에 적용한다. 강관구조 볼트접합의 부가적인 요구사항은 4.1을 참조한다.

4.3.1 강관구조의 집중하중

4.3.1.1 적용한계

4.3의 규정은 다음과 같은 제한 범위내의 접합부에만 적용할 수 있다.

4.3.1.1.1 강도

강관에 대하여 $F_y \leq 360\ \mathrm{MPa}$

4.3.1.1.2 연성

강관에 대하여 $F_y / F_u \leq 0.8$

4.3.1.2 축직각방향 집중하중

4.3.1.2.1 원형강관

집중하중이 강관축에 직각으로 분포할 때, 국부항복 한계상태에 관한 설계강도 $\phi R_n (\phi = 0.90)$은 다음과 같이 산정한다.

$$\phi R_n = F_y t^2 \left[5.5/(1-0.81 B_p/D)\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-13)에 따른다.
추가적인 제한 요건은 다음과 같다.

(1) $0.2 < B_p/D \leq 1.0$

(2) T형 접합에 대하여 $D/t \leq 50$, X형 접합에 대하여 $D/t \leq 40$

4.3.1.2.2 각형강관

집중하중이 강관축에 직각으로 분포할 때, 설계강도 ϕR_n은 비균일 하중분포로 인한 국부항복, 전단항복(뚫림), 측벽강도의 한계상태에 따라 구한 값 중에서 최솟값으로 한다.

추가적인 제한요건은 다음과 같다.

(1) $0.25 < B_p/B \leq 1.0$

(2) 하중을 받는 관벽의 두께에 대해 $B/t \leq 35$

① 하중이 전달된 판내의 비균일 하중분포에 의한 판재의 국부항복 한계상태($\phi = 0.95$)

$$R_n = \left[10 F_y t/(B/t)\right] B_p \leq F_{yp} t_p B_p \qquad (4.3\text{-}2)$$

② 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$R_n = 0.6 F_y t \left[2t_p + 2B_{ep}\right] \qquad (4.3\text{-}3)$$

여기서, $B_{ep} = 10 B_p/(B/t) \leq B_p$

$B_p > (B-2t)$인 경우와 $B_p < 0.85B$인 경우 한계상태는 검토할 필요가 없다.

③인장력을 받는 측벽의 한계상태의 경우, 설계강도는 측벽의 국부항복응력으로 한다. 압축력을 받는 측벽의 한계상태의 경우, 설계강도는 측벽의 국부항복응력, 측벽의 국부크리플링, 측벽의 국부좌굴 한계상태 일 때의 값 중에서 최솟값으로 한다.
주강관과 지강관의 폭이 동일($\beta = 1.0$)하지 않다면 이러한 한계상태는 검토할 필요가 없다.
가. 측벽 국부항복의 한계상태($\phi = 1.0$)

$$R_n = 2F_y t[5k + N] \qquad (4.3\text{-}4)$$

여기서, k : 강관모서리의 외부반경, 명확하지 않을 경우에 $1.5t$로 한다.

나. T형 접합에서 측벽의 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.75$)

$$R_n = 1.6t^2[1 + 3N/(H - 3t)](EF_y)^{0.5}Q_f \qquad (4.3\text{-}5)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-22)에 따른다.

다. X형 접합에서 측벽의 국부좌굴의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$R_n = [48t^3/(H - 3t)](EF_y)^{0.5}Q_f \qquad (4.3\text{-}6)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-22)에 따른다.
강관과 직교하는 판과의 접합에서 강관 벽의 연성으로 인하여 용접선에서 하중전달이 불균등해지는 현상을 용접설계에서 고려해야 한다. 이에 대한 방법은 각형강관에 대한 홈용접이나 필릿용접의 유효길이 L_e를 다음과 같이 제한하여 충족시킬 수 있다.

$$L_e = 2[10/(B/t)][(F_y t)/(F_{yp} t_p)]B_p \le 2B_p \qquad (4.3\text{-}7)$$

여기서, L_e: 직교하는 판 양측의 용접에 대한 총 용접유효길이 (mm) 식 (4.3-7) 대신 다른 합리적인 방법에 의하여 구할 수 있다.

4.3.1.3 중공단면 폭의 중심에 종방향으로 분포된 횡방향 집중하중

집중하중이 강관의 축에 직각방향으로 작용하고(또는 강관의 축방향에 직각인 분력을 가지거나), 강관의 축을 따라 강관의 지름 또는 폭의 중심에 종방향으로 분포되는 경우, 강관의 축에 직각방향의 설계강도 ϕR_n은 주강관 소성화 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

4.3.1.3.1 원형강관

추가적인 제한요건 : T형 접합에 대하여 $D/t \leq 50$, X형 접합에 대하여 $D/t \leq 40(\phi = 0.90)$

$$R_n = 5.5F_y t^2(1+0.25N/D)Q_f \qquad (4.3\text{-}8)$$

여기서, Q_f는 식 (4.3-13)에 따른다.

4.3.1.3.2 각형강관

추가적인 제한요건 : 하중을 받는 관 벽에 관한 $B/t \leq 40(\phi = 1.00)$

$$R_n = \left[F_y t^2/(1-t_p/B)\right]\left[2N/B+4(1-t_p/B)^{0.5}Q_f\right] \qquad (4.3\text{-}9)$$

여기서, $Q_f = (1-U^2)^{0.5}$, U는 식 (4.3-24)에 따른다.

4.3.1.4 강관폭의 중심에 종방향으로 분포된 종방향 집중하중

각형강관의 부재축선 상을 따라 분포되는 집중하중이 부재축에 대해 편심을 가지고 평행인 방향으로 작용할 때, 그 접합부는 다음 사항을 확인해야 한다.

$$F_{yp}t_p \leq F_u t \qquad (4.3\text{-}10)$$

4.3.1.5 각형강관의 단부 마구리판에 작용하는 축방향 집중하중

강관의 단부가 마구리판으로 막힌 면에 부재축방향의 집중하중이 작용할 때, 설계강도 ϕR_n은 전단뒴을 고려하여, 벽체의 국부항복(인장력 또는 압축력으로 인한)과 벽체의 국부 크리플링(압축력만으로 인한)의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정해야 한다.
아래의 절차는, 집중하중이 마구리판(두께 t_p)을 통하여 2.5:1의 경사로 폭이 B인 강관의 두 벽체에 분포하여 전달된다고 가정한 것이다.

$5t_p + N \geq B$ 인 경우, 강관의 설계강도는 4개의 벽체가 부담하는 값으로 한다.
$5t_p + N < B$ 인 경우, 강관의 설계강도는 하중이 분포하는 2개의 벽체가 부담하는 값으로 한다.

4.3.1.5.1 1개의 벽체에 대한 국부항복 한계상태

$$R_n = F_y t\left[5t_p + N\right] \leq BF_y t \qquad (4.3\text{-}11)$$

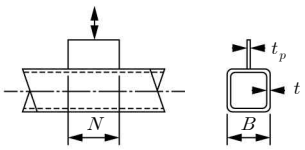
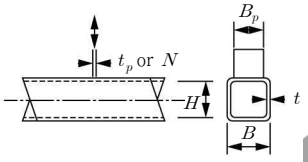
$$\phi = 1.00$$

4.3.1.5.2 한 개의 벽체에 대한 국부 크리플링 한계상태

$$R_n = 0.8t^2\left[1+(6N/B)(t/t_p)^{1.5}\right]\left[EF_y t_p/t\right]^{0.5} \qquad (4.3\text{-}12)$$

$$\phi = 0.75$$

표 4.3-1 각형강관과 강판접합부의 공칭강도

접합형태	접합부의 공칭강도
종방향 플레이트  	$\beta \le 0.85$ 기본: 주강관의 소성화
	$R_n = \dfrac{F_y t^2}{1-\dfrac{t_p}{B}}\left(\dfrac{2N}{B}+4\sqrt{1-\dfrac{t_p}{B}\,Q_f}\right)$
횡방향 플레이트  	$\beta \approx 1.0$ 기본: 강관의 측벽강도
	인장과 압축: $R_n = 2F_y t[5k+N]$ T형 접합의 압축 : $R_n = 1.6t^2\left[1+\dfrac{3N}{H-3t}\right]\sqrt{EF_y}\,Q_f$ X형 접합의 압축: $R_n = \dfrac{48t^3}{H-3t}\sqrt{EF_y}\,Q_f$
	$0.85 \le \beta \le 1-2t/B$ 기본: 뚫림전단 파괴
	$R_n = 0.6F_y t[2t_p+2B_{ep}]$
	모든 β 기본: 비균일 하중분포
	$R_n = \dfrac{10}{B/t}F_y t B_p \le F_{yp} t_p B_p$
수식과 사용범위	

$\dfrac{B}{t} \le 35$: 횡방향 판의 경우

≤ 40 : 종방향 판의 경우

$0.25 < \dfrac{B_p}{B} \le 1.0$: 횡방향 판의 경우

$B_{ep} : \dfrac{10B_p}{B/t} \le B_p$

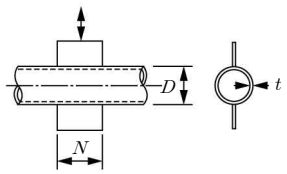
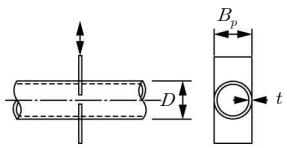
k : 강관의 모서리 외부반경 $\ge 1.5t$

Q_f : 1.0 (주관이 인장을 받는 횡방향 판 접합)

$Q_f : 1.3-0.4\dfrac{U}{\beta} \le 1.0$ (주관이 압축을 받는 횡방향 판 접합)

$Q_f : \sqrt{1-U^2}$ (종방향 판의 경우)

표 4.3-2 강관과 강판접합부의 공칭강도

접합형태	접합부의 공칭강도		
	축력	면내 휨	면외 휨
종방향 플레이트 	주관의 소성화 $R_n = 5.5F_y t^2\left(1+0.25\frac{N}{D}\right)Q_f$	$M_n = 0.8NR_n$	–
횡방향 플레이트 	$R_n = F_y t^2\left[\frac{5.5}{1-0.81\frac{B_p}{D}}\right]Q_f$	–	$M_n = 0.5B_pR_n$
함수 및 타당성 범위			
$\frac{D}{t} \le 50$: T형 접합인 경우, $\frac{D}{t} \le 40$: X형 접합인 경우 $0.2 < \frac{B_p}{D} \le 1.0$ (횡방향 판의 경우) Q_f : 1.0 (인장을 받는 주관) Q_f : $1.0-0.3U(1+U) \le 1.0$ (압축을 받는 주관)			

4.3.2 강관 간의 트러스접합

강관구조의 트러스접합은 하나 이상의 지강관으로 구성되고 접합부를 통과하는 연속적인 주강관에 직접 용접된 접합부로 정의하며 다음과 같이 분류한다.

(1) 지강관의 뚫림하중($P_r\sin\theta$)이 주강관의 보 전단력과 평형을 이루며, 그 접합을 지강관이 주강관과 수직이면 T형 접합으로 분류하고, 다르면 Y형 접합으로 분류한다.

(2) 지강관의 뚫림하중($P_r\sin\theta$)이 접합부의 같은 평면 상에서 다른 지강관의 하중과(20% 이내로) 평형을 이룬다면, 그 접합을 K형 접합으로 분류한다. 힘의 평형을 이루는 주요 지강관들 사이에 적절한 간격이 있어야 한다. N형 접합은 K형 접합의 한 형태로 고려할 수 있다. 하나의 지강관이 주강관에 수직인 K형 접합을 N형 접합으로 부른다.

(3) 뚫림하중($P_r\sin\theta$)이 주강관을 관통하고 반대편 지강관에 의해 평형을 이룰 때, 그 접합을 X형 접합으로 분류한다.

(4) 접합부가 2개 이상의 주요 지강관을 가지고 있거나 한 평면 이상의 평면에서 지강관을 갖는 경우, 그 접합은 일반이음 또는 다평면 이음으로 분류한다. 지강관이 일부하중은 K형 접합으로 일부하중은 T, Y 또는 X형 접합으로 전달할 때 공칭강도는 전체에서 각각의 비례에 따라 보간법에 의해 결정한다.

이 규정의 적용을 위해서는 주강관과 지강관의 중심선이 동일한 면 위에 있어야 하고, 각형 강관의 경우에는 벽체 면이 그 접합부 평면에 평행해야 한다. 주관에 지관을 용접하여 만든 강관 트러스인 경우, 적용범위 이내의 편심은 접합설계에 편심으로 인한 휨모멘트의 고려없이 허용할 수 있다.

4.3.2.1 원형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력 상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f를 통하여 구한다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1.0$$

(2) 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1+U) \qquad (4.3\text{-}13)$$

여기서, $U = \left| P_u / A_g F_c + M_u / SF_c \right|$; 유용성비 (4.3-14)

P_u : 주강관의 소요압축강도(N); K-이음에서 P_u은 더 작은 압축응력을 갖는 이음 부분에서 결정한다.(작은 U값)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)

$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.2.1.1 적용한계

접합 형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 접합부 편심: K형 접합에 대하여, $-0.55D \le e \le 0.25D$, 여기서 D는 바깥지름, e는 지강관에서 떨어진 거리로서 양의 수를 나타낸다.

(2) 지강관 각도: $\theta \ge 30°$

(3) 주강관벽 세장비: 벽지름 두께비로 T, Y, K-형 이음에서 50이하; X형 접합에서 40 이하

(4) 인장 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 50 이하

(5) 압축 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 $0.05E/F_y$ 이하

(6) 폭비: T, Y, X, 겹침 K형 접합은, $0.2 < D_b/D \le 1.0$이고, 간격 K형 접합은 $0.4 \le D_b/D \le 1.0$

(7) 간격 K접합인 경우: g는 지강관 벽두께 총합 이상

(8) 겹침 K접합인 경우: $25\% \le O_v \le 100\%$

여기서, $O_v = (q/p) \times 100\%$; p는 주강관에 대한 겹치는 지강관의 투영길이; q는 (주강관의 접촉면에서 측정한 겹친 길이) 겹침접합의 경우 더 큰 지강관(또는 직경이 같다면 더 두꺼운 지강관)이 주강관에 직접 연결되는 '관통부재'이다.

(9) 겹침접합의 지강관 두께비: 겹치는 지강관의 두께는 겹쳐지는 지강관 두께 이하로 한다.

(10) 강도: 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \le 360\,\mathrm{MPa}$

(11) 연성: $F_y/F_u \le 0.8$

4.3.2.1.2 T, Y, X형 접합의 압축력을 받는 지강관

T- 및 Y-형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 얻어진 값 중에서 작은 값으로 한다.

(1) T- 및 Y-형 접합에 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[3.1 + 15.6\beta^2\right] \gamma^{0.2} Q_f \qquad (4.3\text{-}15)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left[(1+\sin\theta)/2\sin^2\theta\right] \qquad (4.3\text{-}16)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 일 때, 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) X형 이음에서 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[5.7/(1 - 0.81\beta)\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}17)$$

4.3.2.1.3 K형 접합의 압축력을 받는 지강관

K형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 간격접합과 겹침접합에 관한 주강관 소성화의 한계상태와 간격접합에 관한 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 얻어진 값 중에서 작은 값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

① 압축 지강관의 경우

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[2.0 + 11.33 D_b/D\right] Q_g Q_f \qquad (4.3\text{-}18)$$

여기서, D_b는 단지 압축 지강관에 대하여만 관련된다.

$$Q_g = \gamma^{0.2}\left[1 + \frac{0.024\gamma^{1.2}}{e^{\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right)} + 1}\right] \quad (4.3\text{-}19)$$

간격접합에서 g(용접치수를 무시한 주강관 상단부를 따라 측정된)는 양수이다. 겹침접합에서 g는 음수이고 q와 같다.

② 인장 지강관의 경우

$$P_n \sin\theta = (P_n \sin\theta)_{\text{압축지관}} \quad (4.3\text{-}20)$$

(2) 간격 K형 접합에서 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left[(1 + \sin\theta)/2\sin^2\theta\right] \quad (4.3\text{-}21)$$

4.3.2.2 각형강관

주강관 하중과 국부지강관 이음하중에 의한 응력 상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f에 반영한다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1$$

(2) T, Y, X형 접합에서 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.3 - 0.4U/\beta \le 1 \quad (4.3\text{-}22)$$

(3) 간격 K형 접합에서 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.3 - 0.4U/\beta_{eff} \le 1 \quad (4.3\text{-}23)$$

여기서, $U = \left|P_u/A_g F_c + M_u/SF_c\right|$; 유용성비 (4.3-24)

P_u : 주강관의 소요축강도(N); 간격 K형 접합에서 P_u는 더 큰 압축응력을 갖는 접합부분에서 결정한다.(더 큰 U값)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)

$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.2.2.1 적용한계

접합형상이 다음 한계 내에 있을 때에만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 접합부 편심 : K형 접합에 대하여, $-0.55H \le e \le 0.25H$. 여기서, H는 주강관의 높이, e는 지강관에서 떨어진 거리로 양의 수이다.

(2) 지강관 각도 : $\theta \ge 30°$

(3) 주강관벽 세장비 : 벽의 폭두께비로 간격 K, T, Y, X형 접합에서 35 이하; 겹침 K형 접합에서 30 이하

(4) 인장 지강관벽 세장비 : 벽의 폭두께비로 35 이하

(5) 압축 지강관벽 세장비 : 벽의 폭두께비로 $1.25(E/F_{yb})^{0.5}$ 이하이며 간격 K형 접합과 T, Y, X형 접합에서 35 이하; 겹침 K형 접합에서 $1.1(E/F_{yb})^{0.5}$ 이하

(6) 폭비 : 주강관의 벽폭에 대한 지강관의 벽폭의 비로 T, Y, X와 겹침 K형 접합에서 0.25 이상; 간격 K형 접합에서 0.35 이상

(7) 형상비 : $0.5 \le$ 높이와 폭의 비 ≤ 2.0

(8) 겹침접합 : $25\% \le O_v \le 100\%$
여기서, $O_v = (q/p) \times 100\%$. p는 주강관에 대한 겹쳐지는 지강관의 투영길이; 주강관의 접촉면에서 측정한 겹친길이다. 겹침접합에서 더 큰 지강관(또는 폭이 같다면 두께가 더 큰)이 주강관에 연결되는 "관통부재"이다.

(9) 겹침 K접합에서 지강관의 폭비 : 겹쳐진 지강관의 폭에 대한 겹치는 지강관의 폭비로 0.75 이상

(10) 겹침 K접합에서 지강관 두께비 : 겹치는 지강관의 두께는 겹쳐지는 지강관의 두께 이하로 한다.

(11) 강도 : 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \le 360\,\mathrm{MPa}$

(12) 연성 : $F_y/F_u \le 0.8$

(13) 다른 제한들은 특별규정을 적용한다.

4.3.2.2.2 T, Y, X형 접합의 압축력을 받는 지강관

T, Y, X형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 주강관 소성화, 전단항복(뚫림), 측벽강도, 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태들에 따라 얻어진 값들 중 최솟값으로 한다. 또한 4.3.2.2.1의 적용범위 β는 0.25 이하로 할 수 없다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[2\eta/(1-\beta) + 4/(1-\beta)^{0.5}\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}25)$$

$\beta > 0.85$일 때, 이 제한은 검토할 필요가 없다.

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n \sin\theta = 0.6 F_y t B \left[2\eta + 2\beta_{eop}\right] \qquad (4.3\text{-}26)$$

식 (4.3-26)에서 유효외부뚫림변수 $\beta_{eop} = 5\beta/\gamma$는 β를 초과하지 못한다. 이 한계상태는 $\beta > (1 - 1/\gamma)$일 때와 $\beta < 0.85$, $B/t \geq 10$일 때 검토할 필요가 없다.

(3) 측벽강도의 한계상태에 관하여 인장 지강관의 설계강도는 측벽 국부항복의 설계강도로 취급한다. 측벽강도의 한계상태에 관하여 압축 지강관의 설계강도는 측벽 국부항복응력과 측벽 국부크리플링강도 중에서 작은 값으로 한다. 90°보다 작은 지강관을 갖는 X형 접합에 대하여는, 주강관 측벽의 전단파괴에 관하여 KDS 14 31 10(4.3.2.1.2.5)에 추가적으로 검토해야 한다.

주강관과 지강관이 같은 폭($\beta = 1.0$)이 아니라면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

① 국부항복의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$P_n \sin\theta = 2 F_y t \left[5k + N\right] \qquad (4.3\text{-}27)$$

여기서, k : 강관 모서리의 외부반경 (mm), 명확하지 않을 경우에 $1.5t$로 한다.

N : 주강관축에 평행한 하중지지길이 (mm), $H_b/\sin\theta$

② T, Y형 접합에서 측벽 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.75$)

$$P_n \sin\theta = 1.6 t^2 \left[1 + 3N/(H - 3t)\right] (E F_y)^{0.5} Q_f \qquad (4.3\text{-}28)$$

③ X형 접합에서 측벽 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = \left[48 t^3/(H - 3t)\right] (E F_y)^{0.5} Q_f \qquad (4.3\text{-}29)$$

(4) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = F_{yb} t_b \left[2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b\right] \qquad (4.3\text{-}30)$$

여기서, $b_{eoi} = \left[10/(B/t)\right] \left[F_y t/(F_{yb} t_b)\right] B_b \leq B_b \qquad (4.3\text{-}31)$

$\beta < 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.2.2.3 간격 K형 접합에서 압축력을 받는 지강관

간격 K형 접합의 경우, 지강관의 설계강도 ϕP_n은 주강관벽 소성화, 전단항복(뚫림), 전단항복, 비균일 하중분포로 인한 전단항복과 국부항복의 한계상태들에 따라 구한 최솟값으로 한다. 4.3.2.2.1의 적용한계와 더불어 다음의 한계상태들을 적용해야 한다.

(1) $B_b/B \geq 0.1+\gamma/50$

(2) $B_{eff} \geq 0.35$

(3) $\zeta = g/B \geq 0.5(1-\beta_{eff})$

(4) 간격: g, 지강관 벽두께의 총합 이상

(5) (더 작은 B_b) > (더 큰 B_b)의 0.63배 값

① 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 \left[9.8\beta_{eff}\gamma^{0.5}\right] Q_f \qquad (4.3\text{-}32)$$

② 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n \sin\theta = 0.6 F_y t B\left[2\eta+\beta+\beta_{eop}\right] \qquad (4.3\text{-}33)$$

식 (4.3-33)에서 유효외부뚫림변수 $\beta_{eop} = 5\beta/\gamma$ 는 β를 초과해서는 안 된다. 이 한계상태는 $B_b < (B-2t)$ 또는 지강관이 정사각형이 아닌 경우에만 검토할 필요가 있다.

③ 간격에서 주강관의 전단항복의 한계상태에 관하여, 설계강도는 KDS 14 31 10(4.2)에 따라 검토한다. 이 한계상태는 주강관이 정사각형이 아닌 경우에만 검토할 필요가 있다.

④ 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = F_{yb} t_b \left[2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b\right] \qquad (4.3\text{-}34)$$

$$\text{여기서, } b_{eoi} = [10/(B/t)]\left[F_y t/(F_{yb} t_b)\right] B_b \leq B_b \qquad (4.3\text{-}35)$$

이 한계상태는 지강관이 정사각형이 아니거나 $B/t < 15$인 경우에만 검토할 필요가 있다.

4.3.2.2.4 겹침 K형 접합에서 압축력을 받는 지강관

겹침 K형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n은 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태로부터 결정한다.($\phi = 0.95$)

(1) 겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $25\% \le O_v < 50\%$인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} \left[(O_v/50)(2H_{bi} - 4t_{bi}) + b_{eoi} + b_{eov} \right] \qquad (4.3\text{-}36)$$

(2) 겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $50\% \le O_v < 80\%$인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} \left[2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{eoi} + b_{eov} \right] \qquad (4.3\text{-}37)$$

(3) 겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $80\% \le O_v < 100\%$인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} \left[2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{eov} \right] \qquad (4.3\text{-}38)$$

여기서, b_{eoi} : 주강관에 용접된 지강관 면의 유효폭

$$= [10/(B/t)] [(F_y t)/(F_{ybi} t_{bi})] B_{bi} \le B_{bi} \qquad (4.3\text{-}39)$$

b_{eov} : 겹친 브레이스에 용접된 지강관 면의 유효폭

$$= [10/(B_{bj}/t_{bj})] [(F_{ybj} t_{bj})/(F_{ybi} t_{bi})] B_{bi} \le B_{bi} \qquad (4.3\text{-}40)$$

B_{bi} : 겹치는 지강관의 폭 (mm)

B_{bj} : 겹친 지강관의 폭 (mm)

f_{ybi} : 겹치는 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

f_{ybj} : 겹친 지강관 재료의 항복응력 (MPa)

H_{bi} : 겹치는 지강관의 높이 (mm)

t_{bi} : 겹치는 지강관의 두께 (mm)

t_{bj} : 겹친 지강관의 두께 (mm)

겹쳐진 지강관의 강도 P_n은 식 (4.3-36), 식 (4.3-37) 및 식 (4.3-38)에 의한 겹치는 지강관의 강도 P_n에 계수 $A_{bj}F_{ybj}/A_{bi}F_{ybi}$를 곱한 값을 초과하지 않아야 한다.

여기서, A_{bi} : 겹치는 지강관의 단면적 (mm^2)

A_{bj} : 겹친 지강관의 단면적 (mm^2)

4.3.2.2.5 지강관의 용접

강관 이음부에서 강관 벽의 상대적 유연성의 차이로 인하여, 용접선을 따라 하중전달의 비균일성은 용접부에 비례하여 고려해야 한다. 각형강관에 홈용접과 필릿용접의 총 유효용접길이 L_e는 다음과 같이 제한한다.

(1) T, Y, X형 접합에서

① $\theta \le 50°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (4.3\text{-}41)$$

② $\theta \ge 60°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} \quad (4.3\text{-}42)$$

$50°$와 $60°$사이의 θ값에 대한 L_e를 구하기 위하여 직선보간법을 사용한다.

(2) 각 지강관 주위의 간격 K형 접합에서

① $\theta \le 50°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (4.3\text{-}43)$$

② $\theta \ge 60°$인 경우

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (4.3\text{-}44)$$

$50°$와 $60°$ 사이의 θ값에 대한 L_e를 구하기 위하여 직선보간법을 사용한다.

식 (4.3-41)~식 (4.3-44)까지의 위의 규정 대신에 다른 합리적인 방법도 허용한다.

(3) 겹침 K형 접합에서

겹치는 지강관에 대한 총유효용접길이는

①25% $\le O_v \le$50%인 경우

$$l_{e,i} = \frac{2O_v}{50}\left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right)\right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (4.3\text{-}45)$$

②80% $\le O_v \le$100%인 경우

$$l_{e,i} = 2\left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right)\right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (4.3\text{-}46)$$

③80% $\le O_v \le$100%인 경우

$$l_{e,i} = 2\left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right)\left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i}\right) + \frac{O_v}{100}\left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right)\right] + B_{bi} + b_{eov} \quad (4.3\text{-}47)$$

$B_{bi}/B_b > 0.85$ 또는 $\theta_i > 50^o$일 경우, $b_{eoi}/2$는 $2t$를 초과해서는 안 되며, $B_{bi}/B_{bj} > 0.85$

$B_{bi}/B_b > 0.85$ 또는 $(190-\theta_i-\theta_j) > 50^o$일 경우, $b_{eov}/2$는 $2t_{bj}$를 초과해서는 안 된다.

겹쳐진 지강관에 대한 총유효용접길이는

$$l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin\theta_j} + 2b_{eoj} \qquad (4.3\text{-}48)$$

$$b_{eoj} = \frac{10}{B/t}\left(\frac{F_y t}{F_{ybj} t_{bj}}\right) B_{bj} \le B_{bj} \qquad (4.3\text{-}49)$$

$B_{bj}/B > 0.85$ 또는 $\theta_j > 50^o$인 경우,

$$l_{e,j} = \frac{2(H_{bj} - 1.2t_{bj})}{\sin\theta_j} \qquad (4.3\text{-}50)$$

4.3.3 강관 간의 모멘트접합

강관간의 모멘트접합은 접합부에서 연속인 주강관에 휨모멘트 하중을 받는 1개 이상의 지강관이 직접 용접접합된 것으로 다음과 같이 구분한다.

(1) 지강관이 하나이며 주강관에 직각인 T형 접합과 지강관이 하나이고 주강관에 직각이 아닌 Y형 접합

(2) 주강관의 서로 반대되는 양측에 지강관이 있는 접합을 X형 접합이라 한다.

지강관과 주강관의 중심선은 동일 평면에 위치해야 한다.

4.3.3.1 원형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f를 통하여 반영된다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1.0$$

(2) 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1+U) \qquad (4.3\text{-}51)$$

여기서, $U = \left|P_u/A_g F_c + M_u/SF_c\right|$; 유용성비 (4.3-52)

P_u : 주강관의 소요축강도 (N)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)

$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.3.1.1 적용한계

이음 형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때에만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 지강관 각도: $\theta \geq 30°$

(2) 주강관벽 세장비: 벽지름 두께비로 T, Y, K형 접합에서 50 이하, X형 접합에서 40 이하

(3) 인장 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 50 이하

(4) 압축 지강관벽의 세장비: 벽지름 두께비로 $0.05E/F_y$ 이하

(5) 폭비: $0.2 < D_b/D \leq 1.0$

(6) 강도: 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \leq 360\,\mathrm{MPa}$

(7) 연성: $F_y/F_u \leq 0.8$

4.3.3.1.2 T, Y, X형 접합에서 지강관의 면내휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 구해진 값 중에서 최솟값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$M_n \sin\theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \qquad (4.3\text{-}53)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left[(1 + 3\sin\theta)/4\sin^2\theta \right] \qquad (4.3\text{-}54)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.3.1.3 T, Y, X형 접합에서 지강관의 면외 휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 구해진 값 중에서 최솟값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$M_n \sin\theta = F_y t^2 D_b \left[3.0/(1 - 0.81\beta) \right] Q_f \qquad (4.3\text{-}55)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left[(3 + \sin\theta)/4\sin^2\theta \right] \qquad (4.3\text{-}56)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.3.1.4 T, Y, X형 접합에서 지강관의 휨모멘트와 압축력의 조합

지강관의 압축력, 면내 휨모멘트, 면외 휨모멘트 또는 이러한 하중효과들의 조합력을 받는 접합부는 다음을 만족해야 한다.

$$(P_u/\phi P_n)+(M_{u-ip}/\phi M_{n-ip})^2+(M_{u-op}/\phi M_{n-op}) \le 1.0 \qquad (4.3\text{-}57)$$

여기서, P_u : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요축강도 (N)
ϕP_n : 4.3.2.2.2로부터 구한 설계강도
M_{u-ip} : 지강관의 소요 면내 휨강도 (N・mm)
ϕM_{n-ip} : 4.3.3.2.2로부터 구한 설계휨강도
M_{u-op} : 지강관의 소요 면외 휨강도 (N・mm)
ϕM_{n-op} : 4.3.3.2.3으로부터 구한 설계휨강도

4.3.3.2 각형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f를 반영한다.

(1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1.0$$

(2) 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = (1.3-0.4U/\beta) \le 1 \qquad (4.3\text{-}58)$$

여기서, $U = \left|P_r/A_gF_c+M_r/SF_c\right|$; 유용성비 (4.3-59)
P_u : 주강관의 소요축강도 (N)
M_u : 주강관의 소요휨강도 (N・mm)
A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)
F_c : 설계응력 (MPa)
S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)
$F_c = F_y$ (MPa)

4.3.3.2.1 적용한계

접합형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때만 이 규정을 적용할 수 있다.

(1) 지강관 각도는 약 90°

(2) 주강관 벽세장비: 벽의 폭두께비로 35 이하

(3) 인장 지강관의 벽세장비: 벽의 폭두께비로 35 이하

(4) 압축 지강관의 벽세장비: 벽의 폭두께비로 $1.25(E/F_{yb})^{0.5}$ 이하이며 또한 35 이하

(5) 폭비: 주강관의 폭에 대한 지강관의 폭비로 0.25 이상

(6) 형상비: $0.5 \leq$ 높이와 폭의 비 ≤ 2.0

(7) 강도: 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \leq 360\,\mathrm{MPa}$

(8) 연성: $F_y/F_u \leq 0.8$

(9) 다른 제한들은 특별규정을 적용한다.

4.3.3.2.2 T, X형 접합에서 지강관의 면내 휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관 소성화, 측벽 국부항복, 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태들에 따라 구한 최솟값이다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y t^2 H_b \left[(1/2\eta) + 2/(1-\beta)^{0.5} + \eta/(1-\beta) \right] Q_f \qquad (4.3\text{-}60)$$

$\beta > 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(2) 측벽 국부좌굴의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \qquad (4.3\text{-}61)$$

여기서, F_y^*: T형 접합에 대하여 F_y

F_y^*: X형 접합에 대하여 $0.8F_y$

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = F_{yb} \left[Z_b - (1 - b_{eoi}/B_b) B_b H_b t_b \right] \qquad (4.3\text{-}62)$$

여기서, $b_{eoi} = [10/(B/t)] \left[F_y t/(F_{yb} t_b) \right] B_b \leq B_b$ (4.3-63)

Z_b : 휨축에 대한 지강관의 소성단면계수 (mm^2)

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

4.3.3.2.3 T, X형 접합에서 지강관의 면외 휨모멘트

설계강도 ϕM_n은 주강관벽 소성화, 측벽 국부항복, 비균일 하중분포로 인한 국부항복, 주강관의 뒴파단의 한계상태들에 따라 구한 최솟값으로 한다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y t^2 \left[0.5 H_b (1+\beta)/(1-\beta) + \left[2BB_b (1+\beta)/(1-\beta) \right]^{0.5} \right] Q_f \qquad (4.3\text{-}64)$$

$\beta > 0.85$ 이상이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(2) 측벽 국부항복의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y^* t(B-t)(H_b+5t) \quad (4.3\text{-}65)$$

여기서, F_y^* : T형 접합에 대하여 F_y

F_y^* : X형 접합에 대하여 $0.8F_y$

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = F_{yb}\left[Z_b - 0.5(1-b_{eoi}/B_b)^2 B_b^2 t_b\right] \quad (4.3\text{-}66)$$

여기서, $b_{eoi} = [10/(B/t)]\,[F_y t/(F_{yb} t_b)]\,B_b \le B_b$ (4.3-67)

Z_b : 휨축에 대한 지강관의 소성단면계수 (mm^2)

$\beta < 0.85$이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(4) 주강관 뒤틀림의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = 2F_y t\left[H_b t + [BHt(B+H)]^{0.5}\right] \quad (4.3\text{-}68)$$

주강관 뒤틀림이 다른 조치에 의하여 방지되어 있다면 X형 접합 또는 T형 접합에서 이 한계상태검토할 필요가 없다.

4.3.3.2.4 T, X형 접합에서 지강관의 휨모멘트와 압축력의 조합

지강관의 압축력, 면내 휨모멘트, 면외 휨모멘트 또는 이러한 하중효과들의 조합력을 받는 접합부는 다음을 만족해야 한다.

$$(P_u/\phi P_n) + (M_{u-ip}/\phi M_{n-ip})^2 + (M_{u-op}/\phi M_{n-op}) \le 1.0 \quad (4.3\text{-}69)$$

여기서, P_u : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요축강도 (N)

ϕP_n : 4.3.2.2.2로부터 구한 설계강도

M_{u-ip}: 지강관의 소요 면내 휨강도 (N・mm)

ϕM_{n-ip} : 4.3.3.2.2로부터 구한 면내 설계휨강도

M_{u-op} : 지강관의 소요 면외 휨강도 (N・mm)

ϕM_{n-op} : 4.3.3.2 참조

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 25 : 2017

강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.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 14 31 60 : 2017

강구조 내진 설계기준 (하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 개정
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 강구조에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 하중저항계수설계법에 의한 기준 제정	제정 (2009.12)
하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준	• 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해 개정	개정 (2014.5)
KDS 14 31 60 : 2016	• 국토교통부 고시 제2013-640호의 "건설공사기준 코드체계"전환에 따른 건설기준을 코드로 정비함.	제정 (2016.6)
KDS 14 31 60 : 2017	• 철강재 KS 개정에 따른 주요 기계적 성질인 강도, 연신율 등의 조정 및 세부규정 개정	개정 (2017.12)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 2017년 12월 20일**

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

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국강구조학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1
1.1 적용범위 ····· 1
1.2 내진설계 일반요건 ····· 1
1.3 하중, 하중조합 및 공칭강도 ····· 2
1.4 설계도서 ····· 2
2. 조사 및 계획 ····· 3
3. 재료 ····· 4
3.1 재료규격 ····· 4
3.2 부재 및 접합부 소요강도의 결정을 위한
재료적 특성 ····· 4
3.3 후판 단면의 샤르피V노치(CVN)인성 요건 ···· 5
3.4 합성 지진하중 저항시스템 ····· 5
4. 설계 ····· 6
4.1 강구조의 내진설계 ····· 6
4.2 합성구조의 내진설계 ····· 13

부록
C. 강구조물 내진설계 ····· 22
C.1 강구조의 내진설계 ····· 22
C.2 합성구조의 내진설계 ····· 44

강구조 내진 설계기준(하중저항계수설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준은 건축물과 유사 구조물에 있어 지진하중 저항시스템에 사용되는 강재 및 강재-콘크리트 합성부재와 이들 접합부의 설계, 제작 및 시공에 관하여 규정한다. 여기서 유사 구조물이란 건축물과 같이 수직 및 횡력 저항시스템을 가지며 건축물과 유사한 방법으로 설계·제작되고 시공되는 구조물을 의미한다.

(2) 지진력 저항시스템에 속하지 않는 기둥이라도 이의 이음부에는 이 기준의 규정을 적용한다.

(3) 이 장은 내진설계범주에 관계없이 반응수정계수 R이 3을 초과하는 경우에 적용함을 원칙으로 한다. 반응수정계수 R이 3 이하인 경우에는 KDS 41 10 15(6)에서 특별히 요구하지 않는 한 이 장의 규정을 적용하지 않는다.

(4) 이 기준은 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지 함께 적용하도록 한다. 지진력 저항시스템의 모든 부재 및 접합부는 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지의 요건을 충족해야 한다. 이 장에서 언급되지 않은 하중조합, 시스템의 제한사항 및 일반 설계요구사항은 KDS 41 10 15(6)을 따른다.

(5) 합성 지진하중 저항시스템의 철근콘크리트 요소의 설계에는 KDS 14 20 00의 관련 요구사항을 이 규정에 맞게 조정하여 사용한다.

(6) 탄성해석에 근거한 설계의 경우 합성 지진하중 저항시스템 요소부재의 강성과 관련된 성질들은 구조물에 상당한 항복이 발생하기 시작하는 시점의 조건을 나타낼 수 있어야 한다.

1.2 내진설계 일반요건

(1) 강구조 및 합성구조 건축물의 내진설계범주와 내진등급에 따른 요구강도와 내진규정, 높이 및 비정형에 따른 구조제한은 KDS 41 10 15(6) 규정을 따른다. 설계층간변위 역시 KDS 41 10 15(6)의 규정을 따른다.

(2) 강구조 건축물의 내진성능 검증, 품질확보 계획 및 용접규정은 KDS 41 31 00(4.19)의 관련 조항을 따른다. 새로운 형태의 접합부인 경우, 강구조 내진성능 접합부인증위원회의 지침에 따른다.

1.3 하중, 하중조합 및 공칭강도

(1) 이 기준의 요구에 따른 증폭지진하중은 지진하중 E에 의한 횡력에 KDS 41 10 15(6)의 초과강도계수를 곱하여 산정한다.

(2) 합성구조를 포함한 모든 시스템, 부재 및 접합부의 공칭강도는 이 장에서 특별히 변경하지 않는 한 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 제시된 값을 적용한다.

1.4 설계도서

1.4.1 강구조 설계도서

1.4.1.1 구조설계 도면

구조설계 도면 및 시방서에는 수행해야 하는 작업을 표기해야 하고, KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 요구하는 내용과 함께 아래의 항목 중 관련 있는 사항이 포함되어야 한다.

(1) 지진력 저항시스템의 지정

(2) 지진력 저항시스템에 속하는 부재 및 접합부의 지정

(3) 접합부의 형상

(4) 접합재의 규격 및 크기

(5) 임계용접부의 위치

(6) 만약 구조물이 마감재로 보호되지 않거나 10℃ 이상으로 유지되지 않을 경우의 강구조의 최저 예상 서비스온도

(7) 보호영역의 크기 및 위치

(8) 비탄성회전거동을 수용할 수 있도록 상세를 갖추어야 하는 거셋플레이트의 위치

(9) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 명기한 용접 요구사항

1.4.1.2 제작도면

제작도면에는 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 요구하는 항목과 함께 다음의 사항 가운데 관련되는 항목을 포함해야 한다.

(1) 지진력 저항시스템을 구성하는 부재 및 접합부의 지정

(2) 접합부 재료규격

(3) 임계용접부의 위치

(4) 보호영역의 위치 및 크기

(5) 비탄성거동의 수용이 요구되는 거셋플레이트의 축적에 따른 도면

(6) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 명기한 용접 요구사항

1.4.1.3 설치도면

설치도면에는 KDS 14 31 00부터 KDS 14 31 50까지에서 요구하는 항목과 함께 다음의 사항 가운데 관련되는 항목을 포함해야 한다.

(1) 지진력 저항시스템을 구성하는 부재 및 접합부의 지정

(2) 접합부 재료규격

(3) 임계용접부의 위치

(4) 보호영역의 위치 및 크기

(5) 비탄성거동의 수용이 요구되는 거셋플레이트의 축적에 따른 도면

(6) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 명기한 용접 요구사항

1.4.2 합성구조 설계도서

(1) 합성 구조물의 구조설계도, 시방서, 공장제작도 및 설치도는 1.4.1의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 합성 구조물과 철근콘크리트 구조물의 시공을 위한 계약서, 공장제작도, 설치도는 다음과 같은 사항을 명시해야 한다.

① 철근의 배치, 절단, 겹침, 기계적 이음, 후크, 기계적 정착
② 띠철근 및 다른 횡방향철근의 배근에 대한 허용오차
③ 온도의 변화, 크리프, 건조수축에 따른 치수변화에 대한 규정
④ 프리스트레싱 또는 포스트텐셔닝에 대한 위치, 크기, 순서
⑤ 콘크리트 바닥 슬래브 또는 지반 슬래브가 다이아프램의 역할을 하는 경우 다이아프램과 주된 횡하중 저항시스템 사이의 접합상세

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 재료규격

(1) 지진력 저항시스템에 속하는 구조용 강재는 KDS 14 31 05(3)의 재료에 관한 요구조건을 만족해야 한다.

(2) 강구조 건축물의 특수 모멘트골조, 중간 모멘트골조, 특수중심 가새골조, 편심 가새골조, 좌굴방지 가새골조 및 특수강판 전단벽에서는 내진성이 뛰어난 강재인 SN 및 SHN강 또는 TMC강을 사용해야 한다. 단 국가공인기관에 의한 실험결과나 다른 합리적 기준에 의해 강재의 적합성을 입증할 수 있는 경우에는 KDS 14 31 05의 표 3.1-1에 등록된 구조용 압연강재를 사용할 수 있다. 앞에 언급하지 않은 지진력 저항시스템에 대해서는 KDS 14 31 05의 표 3.1-1에 등록된 구조용 압연강재를 사용할 수 있다.

(3) 좌굴방지 가새에 사용되는 여타의 강재 및 강재에 속하지 않는 재료는 4.1.9의 요건을 만족할 경우 사용할 수 있다.

3.2 부재 및 접합부 소요강도의 결정을 위한 재료적 특성

(1) 이 장의 규정에 의해 각 요소(부재 또는 접합부)의 소요강도를 산정할 경우, 그 강도는 연결되는 부재의 예상항복강도 $R_y F_y$를 기준으로 산정한다. 단, F_y는 연결부재의 항복강도이고 R_y는 예상항복강도 대 항복강도의 비이다.

(2) 요소의 설계강도 ϕR_n는 소요강도 이상이 되어야 한다. 소요강도가 동일부재에서 산정되고, 파단 및 항복한계상태에 대한 공칭강도 R_n을 계산할 때에는 공칭값인 F_u와 F_y 대신에 예상인장강도 $R_t F_u$와 예상항복강도 $R_y F_y$를 사용할 수 있다.

(3) 여러 강재의 R_y 및 R_t값은 표 3.2-1과 같다. 만약 규정된 강재등급에 대한 요구조건에 따라서 비슷한 재질 및 크기의 표본에 대해 수행된 실험으로 결정된 값이라면 다른 R_y 및 R_t 값을 사용할 수 있다.

표 3.2-1 강재의 종류별 R_y 및 R_t 값

적용		R_y	R_t
구조용 압연형강 및 냉간가공재	KS D 3503 SS275 KS D 3530 SSC275 KS D 3558 SWH275 KS D 3632 SNT275, SNT355	1.2	1.2
	KS D 3515 SM275, SM355, SM420 KS D 3864 SNRT295E, SNRT275A,SNRT355A	1.2	1.2
	KS D 3861 SN275, SN355 KS D 3866 SHN275, SHN355	1.1	1.1
플레이트	KS D 3503 SS275	1.2	1.2
	KS D 3515 SM355, SM355TMC, SM420, SM420TMC, SM460, SM460TMC, KS D 3529 SMA275, SMA355	1.2	1.2
	KS D 3861 SN275, SN355 KS D 5994 HSA650	1.1	1.1

3.3 후판 단면의 샤르피V노치(CVN)인성 요건

지진력 저항시스템에 사용되는 두께 40 mm 이상의 플랜지를 갖는 압연형강이나, 다음의 용도로 사용되는 두께 40 mm 이상의 강재는 0 ℃에서 최소 27 J의 CVN인성을 보유해야 한다.

(1) 플레이트를 이용한 조립부재.

(2) 지진하중하에서 비탄성 변형이 예상되는 접합 플레이트; 비탄성거동이 예상되는 접합플레이트의 예로서는, 가새의 면외좌굴을 허용하여 힌지로서 기능하도록 의도한 거셋플레이트, 모멘트접합부의 볼트 플랜지 플레이트, 볼트 모멘트접합부의 엔드플레이트, 그리고 핀으로 설계된 기둥주각부의 베이스플레이트 등을 들 수 있다.

(3) 좌굴방지 가새의 강재 코아

3.4 합성 지진하중 저항시스템

3.4.1 구조용 강재

(1) 합성 지진하중 저항시스템에 사용되는 구조용 강재의 부재 및 접합부는 KDS 14 31 05(3)의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 4.2.3, 4.2.4, 4.2.7, 4.2.9, 4.2.11 그리고 4.2.12의 합성 지진하중 저항시스템에 사용되는 구조용 강재는 3.1, 3.2, 3.3과 4.1.2의 요구사항을 만족해야 한다.

3.4.2 콘크리트와 철근

(1) 합성 지진하중 저항시스템의 합성요소에 사용되는 콘크리트와 철근은 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 4.2.6, 4.2.8 그리고 4.2.10의 합성 보통 내진시스템에 사용되는 콘크리트와 철근은 KDS 14 31 10(4.2.8.1.2)와 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다.

4. 설계

4.1 강구조의 내진설계

4.1.1 부재

4.1.1.1 적용범위

지진력 저항시스템의 부재는 KDS 14 31 05부터 KDS 14 31 50까지의 규정과 이 기준의 규정을 따른다. 지진력 저항시스템에 속하지 않는 기둥은 4.1.1.4.2를 참조한다.

4.1.1.2 국부좌굴에 대한 단면의 분류

4.1.1.2.1 조밀단면

이 장에 의해 조밀단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축 및 휨요소의 판폭두께비 λ_r은 KDS 14 31 10 표 4.2-2의 한계값을 초과해서는 안 된다.

4.1.1.2.2 내진 조밀단면

이 장에 의해 내진 조밀단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축 및 휨요소의 판폭두께비는 이의 한계 판폭두께비 λ_{ps}를 초과해서는 안 된다.(표 4.2-1 참조)

표 4.2-1 압축 및 휨요소에 대한 판폭두께비 상한 값

요소 설명		판폭 두께비	판폭두께비 상한값
			λ_{ps}(내진조밀)
자유돌출판	휨을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지[a], [c], [e], [f]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지[b], [f]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균등압축을 받는 압연 및 조립 H형강의 플랜지[d]	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$
	ㄷ형강의 플랜지, 연속으로 접합된 앵글의 다리, 가새 플랜지의 균등압축[c]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	H파일 단면의 플랜지의 균등압축	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$
	평강	b/t	2.5
	단일 앵글의 다리, 끼움판을 갖는 더블 앵글의 다리, T형강의 플랜지의 균등압축	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	균일압축을 받는 T형강 스템	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
양연지지판	달리 지정되지 않는 한 특수 모멘트골조 보의(휨에 의한 압축을 받는) 웨브	h/t_w	$2.45\sqrt{E/F_y}$
	휨에 의한 압축 또는 휨과 압축의 조합력을 받는 웨브[a], [c], [f], [g], [h]	h/t_w	$C_a \le 0.125$[i] $3.14\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (1-1.54C_a)$
	$C_a > 0.125$[i] $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 원형강관[c]	D/t	$0.044E/F_y$
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 직사각형 강관[c]	b/t 또는 h/t_w	$0.64\sqrt{E/F_y}$

[a] 4.1.3의 특수 모멘트골조, 4.1.10의 특수강판 전단벽의 보에 요구됨.

[b] 식 (C.1.1.5-1)의 비가 2.0 이하인 경우 4.1.3의 특수 모멘트골조 기둥에 요구됨. 식 (C.2.3.6-1)의 비가 2.0보다 큰 경우, KDS 14 31 10 표 4.2-2의 λ_r의 사용을 허용함.

[c] 4.1.6의 특수중심 가새골조의 기둥 및 가새와 4.1.7의 보통중심 가새골조의 가새에 요구됨.

[d] 4.1.8의 편심 가새골조 기둥은 KDS 14 31 10 표 4.2-2의 λ_r를 사용하는 것을 허용함.

[e] 4.1.8의 편심 가새골조의 링크에 대한 요구조건; 단, 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하인 플랜지의 경우 KDS 14 31 10 표 4.2-2의 λ_r을 사용하는 것을 허용함.

[f] 4.1.9의 좌굴방지 가새골조의 보와 기둥에 대한 요구조건

[g] 4.1.10의 특수강판 전단벽 기둥에 대한 요구조건

[h] 4.1.8의 편심 가새골조의 기둥; 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하인 편심 가새골조의 웨브에 대해서는, 아래의 λ_p를 사용하는 것을 허용함.

$$C_a \le 0.125,\ \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (1-2.75C_a), \quad C_a > 0.125,\ \lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

[i] $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$ (여기서, P_u : 소요압축강도 (N), P_y : 압축항복강도 (N), ϕ_b=0.90)

4.1.1.3 기둥의 강도

증폭지진하중을 고려하지 않은 상태에서 $P_u/\phi_c P_n > 0.4$ 인 조건에 있으면, 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

(1) 강구조 건축물의 소요압축강도 및 인장강도는 모멘트의 영향은 무시하고 증폭지진하중을 포함한 KDS 41 00 00에 의해 산정한다.

(2) 소요압축강도 및 인장강도는 아래의 값 중 어느 것도 초과할 필요는 없다.

① 건물의 가새요소 또는 연결된 보의 공칭강도에 $1.1R_y$를 곱하여 산정되는 기둥에로의 최대 전달하중

② 전도인발에 대한 기초의 저항력으로 결정되는 한계값($\phi_c = 0.9$)

여기서, P_n : 기둥의 공칭압축강도 (N)

P_u : 기둥의 소요압축강도 (N)

4.1.1.4 기둥의 이음

4.1.1.4.1 일반사항

(1) 지진력 저항시스템의 기둥이음부의 소요강도는 4.1.1.3, 부록 C.1.1.8, C.1.2.8, C.1.3.8, C.1.4.4, C.1.7.4.3의 규정을 고려해야 하고 기둥의 소요강도와 같도록 한다.

(2) 또한 증폭지진하중이 포함된 KDS 41 00 00 시설물편의 하중조합을 적용했을 때 인장응력을 받는 것으로 계산된 기둥의 용접 이음부는 다음의 조건을 모두 만족해야 한다.

① 부분용입그루브용접이음을 사용한다면, 설계강도는 적어도 소요강도의 200% 이상이 되어야 한다.

② 각 플랜지이음부의 설계강도는 적어도 $0.5R_yF_yA_f$ 이상이 되어야 한다. 여기서, R_yF_y는 기둥부재의 예상 항복응력이고 A_f는 연결된 기둥 가운데 작은 기둥의 플랜지면적이다.

(3) 부분용입 그루브용접을 사용한 기둥이음에서 플랜지와 웨브의 두께와 폭의 변화가 발생할 때, 면을 경사지게 처리하지 않아도 된다.

(4) 기둥 웨브의 이음은 전체가 볼트, 아니면 용접으로 하거나, 또는 한 쪽 기둥은 용접하고 다른 한 쪽은 볼트로 접합할 수 있다. 모멘트골조에서 볼트이음을 사용할 경우, 플레이트 또는 ㄷ형강을 기둥 웨브 양쪽에 사용한다.

(5) 강구조 건축물의 경우 필릿용접 또는 부분용입 그루브용접으로 된 기둥이음부의 중심선은 보-기둥 접합부로부터 1.2 m 혹은 그 이상 이격시켜야 한다. 보-기둥 접합부 사이의 기둥의 순높이가 2.4 m 보다 작을 때, 기둥이음은 순높이의 중간에 위치해야 한다.

4.1.1.4.2 지진력 저항시스템이 아닌 기둥

지진력 저항시스템의 부재에 속하지 않는 기둥이음은 다음 사항을 만족해야 한다.

(1) 이음은 보-기둥 접합부로부터 1.2 m 이상 이격시켜야 한다. 보-기둥 접합부 사이의 기둥의 순높이가 2.4 m보다 작을 때, 기둥이음은 순높이의 중간에 위치해야 한다.

(2) 기둥의 양 직각축 모두에 대한 기둥이음의 소요전단강도는 M_{pc}/H가 되어야 한다. 여기서 M_{pc}는 해당되는 방향의 기둥단면들 중 작은 공칭소성휨강도이며, H는 층고이다.

4.1.1.5 기둥주각부

(1) 기둥주각부의 소요강도는 4.1.1.5.1, 4.12.1.5.2 및 4.1.1.5.3에 따라 계산한다.

(2) 앵커볼트의 설계강도는 KDS 14 31 25(4.1.9)를 따라 산정한다.

(3) 기둥주각부 하부 콘크리트의 설계강도는 KDS 14 20 70을 따라 산정한다.

4.2.1.5.1 소요압축강도

기둥주각부의 소요압축강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 수직성분의 합으로 산정한다.

4.2.1.5.2 소요전단강도

기둥주각부의 소요전단강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 수평성분의 합으로 하되 다음과 같이 산정한다.

(1) 대각가새의 경우, 수평성분은 지진력 저항시스템의 가새접합부의 소요강도로부터 산정한다.

(2) 기둥의 경우, 수평성분은 아래의 2가지 가운데 작은 값 이상이 되어야 한다.

① 기둥의 $2R_yF_yZ_x/H$. 여기서, H는 층고로서 바닥골조의 중심선 사이의 거리 또는 각층 바닥 상부간 거리로 취할 수 있다(mm).

② 증폭지진하중을 포함하여 KDS 41 10 15의 하중조합을 사용하여 계산한 전단력 4.1.1.5.3 소요휨강도 기둥주각부의 소요휨강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 합으로 하되 다음과 같이 산정한다.

4.1.1.6 H형강 말뚝

4.1.1.6.1 H형강 말뚝의 설계

H형강 말뚝의 설계는 조합응력을 받는 부재의 설계와 관련된 KDS 14 31 10(4.4)를 따른다. H형강 말뚝은 4.1.1.2.2의 요구조건에 부합해야 한다.

4.1.1.6.2 경사 H형강 말뚝

경사말뚝 및 수직말뚝을 하나의 군말뚝(무리말뚝)으로서 사용할 경우, 수직말뚝은 고정하중과 활하중에 의한 조합효과에 대해 지지할 수 있도록 설계하며, 경사말뚝에 하중을 분담해서는 안 된다.

4.1.1.6.3 H형강 말뚝의 인장력

각 말뚝의 인장력은 말뚝 매립부의 전단키, 보강근 혹은 스터드처럼 기계적인 방법에 의해서 말뚝캡에 전달해야 한다. 말뚝캡의 바로 아래에, 적어도 말뚝단면 높이 정도가 되는 길이부분에는 부착 및 용접을 금한다.

4.1.2 연결부

4.1.2.1 적용범위

(1) 지진력 저항시스템에 속한 연결부의 설계는 KDS 14 31 25(4)를 따르고 아울러 이 기준의 추가사항을 따르도록 한다.

(2) 지진력 저항시스템을 구성하는 부재의 접합부설계는 접합부나 부재의 연성한계상태가 지배한계상태가 되도록 해야 한다.

4.1.2.2 볼트연결부

(1) 모든 볼트는 고장력볼트를 사용해야 하고, 마찰면의 조건은 미끄럼 한계상태에 대한 KDS 14 31 25(4.1.3.6)의 표면조건을 만족해야 한다.

(2) 볼트는 표준구멍 또는 응력의 작용방향이 슬롯의 길이방향과 직각인 짧은 슬롯구멍에 설치해야 한다. 대각가새의 경우, 접합부를 미끄럼 한계상태에 대해 설계할 때는 큰 구멍의 사용이 가능하지만 큰 구멍은 한쪽 판에만 존재해야 한다. (강구조 내진성능 검증지침에 따르는 경우, 다른 형식의 구멍도 사용할 수 있다.)

(3) 표준구멍을 사용한 볼트이음부의 설계전단강도는 KDS 14 31 25(4)에 따라 지압형식 연결부로 검토한다. 단, 볼트구멍의 공칭지압강도는 $2.4dtF_u$를 초과할 수 없다.

(4) 엔드플레이트 모멘트접합부의 표면은 미끄럼저항에 대해 시험을 거치지 않은 코팅이나 표준표면보다 작은 미끄럼계수를 갖는 코팅도 사용할 수 있다.

(5) 볼트와 용접이 연결부에서 응력을 분담하거나 또는 한 접합부에서 같은 응력성분을 분담하도록 설계할 수 없다. 가새의 압축력과 같은 부재력은 접합부에서 1가지 형식의 연결부(즉, 전체를 볼트 연결부 또는 전체를 용접 연결부)에 의해 지지되어야 한다. 용접에 의해 지지되는 응력과 직각방향의 응력을 볼트가 지지하는 경우(용접 플랜지는 모멘트를 전달하고 볼트 웨브는 전단력을 전달하는 모멘트접합부 같은 경우)는 응력을 분담하는 경우에 해당하지 않는다.

4.1.2.3 용접 연결부

용접은 강구조 내진성능 접합부 인증지침 내 용접규정에 따라서 시행하도록 한다. 용접은 용접부가 적절한 성능을 갖도록 인증한 용접절차서에 의해 시행한다. 용접절차서 상의 용접변수들은 용입재를 만드는 제조자에 의해서 설정된 용접변수들 내에서 결정함을 원칙으로 한다.

4.1.2.3.1 일반 요건

(1) 지진력 저항시스템의 부재 및 접합부에 사용되는 모든 용접은 지진 시에 예측한 성능을 나타내기에 충분한 CVN인성을 가져야 한다.

(2) 이 CVN인성에 대한 요구조건은 이 장에서 요구되는 다른 경우에도 동일하게 적용된다.

4.1.2.3.2 임계용접부

(1) 임계용접부로 지정된 곳의 용접은 용접 제조자의 보증 또는 표준시험법에 의해 -30℃에서 28 J 이상의 CVN인성 값을 지닌 용입재를 사용한다.

(2) 이 기준에서 임계용접부로 지정하지는 않았지만, 임계용접부의 지정이 합당한 용접부가 있을 수가 있다. 이런 경우는 비탄성 변형도 및 파괴가 유발하는 결과를 감안하여 판단한다.

(3) 지진하중 저항시스템에서 기둥이음에 사용된 완전용입 그루브용접을 임계용접부로 지정하였다면, 기둥과 베이스플레이트의 완전용입 그루브용접부도 기둥이음과 마찬가지로 임계용접부로 고려해야 한다.

(4) 특수 및 중간 모멘트골조에서, 임계용접부로 지정되어야 하는 완전용입 그루브용접에는 다음의 경우를 포함한다.
① 보플랜지와 기둥의 용접
② 단일전단플레이트와 기둥의 용접
③ 보웨브와 기둥의 용접
④ 기둥이음부의 용접(기둥주각부를 포함)

(5) 보통 모멘트골조의 경우 4.1.2.3.2(4)의 ①, ② 및 ③과 관련된 완전용입 그루브용접부가 전형적인 임계용접부의 예가 된다.

(6) 편심 가새골조의 경우는, 링크보와 기둥 사이의 완전용입 그루브용접부가 임계용접부에 해당된다. 또 다른 임계용접부의 예로는, 조립 편심 가새골조의 링크보에서 웨브 플레이트와 플랜지 플레이트를 연결하는 용접 그리고 완전용입 그루브용접을 사용하는 기둥이음부가 있다.

4.1.2.4 보호영역

이 기준에 의해서 보호영역이라 규정된 곳에서는 아래의 조건을 따라야 한다.

(1) 보호영역 안에서 가용접, 가설작업, 가우징 및 열절단 등에 의해 발생한 노치나 결함은 책임구조기술자의 지시에 따라 보수한다.

(2) 데크의 정착을 위한 아크점용접을 허용한다.

(3) 건물 외곽부의 앵글, 건물의 외피, 칸막이, 덕트 및 파이프, 그리고 기타 구조물의 부착을 위한 용접, 볼트, 스크류, 그리고 기타 접합물은 보호영역 내에 사용할 수 없다.

(4) 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 근거할 경우는 용접 전단스터드 및 다른 접합을 보호영역 내에 허용할 수 있다.

(5) 보호영역 밖에서, 부재를 관통하는 접합이 사용될 때, 예상모멘트에 근거한 계산을 통해서 순단면의 적합성을 입증할 수 있어야만 한다.

4.1.2.5 연속판 및 보강재

(1) 압연형강의 웨브에 설치된 연속판 및 수직보강재의 모서리는 아래 설명대로 클립한다.

① 웨브 방향의 클립치수는 압연형강의 k치수보다 38 mm 이상 되도록 한다.

② 플랜지 방향의 클립치수는 k_1치수보다 13 mm를 초과하지 않도록 한다. 플랜지 및 웨브의 단부용접이 수월하게 시공될 수 있도록 클립의 상세를 만들어야 한다.

③ 원형 클립을 사용하는 경우 클립의 최소반경은 13 mm 이상 이어야 한다.

(2) 책임구조기술자가 승인하지 않으면, 기둥 웨브와 기둥 플랜지의 교차점에 인접한 용접단부에서의 연속판 용접에 엔드탭을 사용할 수 없다. 책임구조기술자가 엔드탭을 제거할 것을 요구하지 않으면, 이 위치의 엔드탭은 제거하지 않는다.

4.1.3 특수 모멘트골조

특수 모멘트골조는 설계용 지진동이 유발한 외력을 받을 때 상당한 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 부록 C.1.1의 규정을 만족하도록 설계한다.

4.1.4 중간 모멘트골조

중간 모멘트골조는 설계용 지진동에 의한 외력을 받을 때 제한된 크기의 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 부록 C.1.2의 규정을 만족하도록 설계한다.

4.1.5 보통 모멘트골조

보통 모멘트골조는 설계지진력이 구조물에 작용할 때 부재와 접합부가 최소한의 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 부록 C.1.3의 규정을 만족하도록 설계한다.

4.1.6 특수중심 가새골조

특수중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 부록 C.1.4에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다. 인장력만 지지할 수 있는 가새는 4.1.7의 보통중심 가새골조의 설계규정을 적용해야 한다.

4.1.7 보통중심 가새골조

보통중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 골조내의 가새부재 및 접합부가 제한된 비부록 C.1.5에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.1.8 편심 가새골조

편심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 링크가 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 부록 C.1.6에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.1.9 좌굴방지 가새골조

좌굴방지 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 부록 C.1.7에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.1.10 특수강판 전단벽

특수강판 전단벽은 설계지진력이 작용할 때 웨브가 상당한 크기의 비탄성 변형을 수용할 수 있어야 하며 부록 C.1.8에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

4.2 합성구조의 내진설계

4.2.1 합성부재

4.2.1.1 범위

4.2.3에서 4.2.12까지의 지진하중 저항시스템에 사용되는 합성부재의 설계는 4.2의 요구사항과 3.4의 재료에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.1.2 합성 바닥판과 지붕슬래브

합성 슬래브 다이아프램은 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.1.2.1 하중전달

상세는 다이아프램과 경계부재, 수집재, 수평 골조시스템의 부재 사이의 힘을 전달하도록 설계해야 한다.

4.2.1.2.2 공칭전단강도

합성 다이아프램과 콘크리트로 채워진 데크플레이트 다이아프램의 공칭전단강도는 KDS 14 20 22의 내용에 근거하여 데크플레이트의 리브 상단 위에 있는 철근콘크리트의 공칭전단강도로 구한다. 그 대안으로 합성 다이아프램의 공칭전단강도는 콘크리트로 채워진 다이아프램의 면내 전단실험에 의해 결정해야 한다.

4.2.1.3 합성보

합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항을 만족해야 한다. 합성 특수 모멘트골조의 일부분인 합성보는 부록 C.2.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.1.4 매입형 합성기둥

이 조항의 내용은 전체 합성기둥 단면적의 최소한 1%의 강재 단면적을 갖는 매입형 합성기둥과 KDS 14 31 10(4.2.8.2.1)에서 명시된 추가적인 제한조건을 만족시키는 매입형 합성기둥에 적용한다. 이러한 기둥은 이 기준에서 수정되는 부분을 제외하고 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을 만족해야 한다. 4.2.1.4.2와 4.2.1.4.3에서 중간 및 특수 지진시스템에 대해 명시된 추가적인 요구사항은 4.2.3에서 4.2.12에 걸쳐 설명된 합성 지진시스템에서 요구되는 대로 적용해야 한다.
철근콘크리트 내에 강재 단면이 매입된 합성기둥은 다음의 수정된 사항을 제외하고 KDS 14 20 20에 명시된 철근콘크리트 기둥의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 4.2.1.4.1(2)의 강재 단면의 전단연결재

(2) KDS 14 20 20에서 제시된 기둥의 강도에 대한 매입된 강재 단면의 분담

(3) 4.2.3에서 4.2.12에 걸쳐 합성 지진시스템에 대한 설명에서 명시된 철근콘크리트 기둥에 대한 내진 요구사항

4.2.1.4.1 보통 내진시스템 요구사항

매입형 합성기둥에 대한 다음의 요구사항은 보통 내진시스템을 포함하여 모든 합성시스템에 대하여 적용된다.

(1) 기둥의 설계전단강도는 KDS 14 31 10(4.2.8.2.3)에 따라 결정되어야 한다. 띠철근의 공칭전단강도는 KDS 14 20 22(4.3.4(2)에서 4.3.4(9))의 규정에 따라 산정한다. KDS 14 20 22(4.3.4(5)와 4.3.4(9))에서 치수 b_w는 콘크리트 단면폭에서 전단방향과 수직방향으로 측정한 강재 단면의 폭을 뺀 값으로 해야 한다.

(2) 강재 단면과 철근콘크리트가 작용하중을 나누어 부담하도록 설계된 합성기둥은 KDS 14 31 10(4.2.8.2.1)의 요구사항을 만족시키는 전단연결재를 설치한다.

(3) 횡방향 띠철근의 최대간격은 KDS 14 31 10(4.2.8.2.1)의 요구사항을 만족해야 한다. 기초의 상단으로부터 그리고 각층에서 가장 낮은 위치의 보나 슬래브 상단으로부터 띠철근 간격의 1/2 위치 내에 첫 번째 띠철근이 배근해야 한다. 그리고 각층에서 가장 낮은 위치의 보나 슬래브 하단으로부터 띠철근 간격의 1/2 위치 내에도 첫 번째 띠철근을 배근해야 한다. 횡방향철근의 직경은 합성부재의 장변치수의 1/50 보다 작지 않도록 해야 한다. 다만, 띠철근은 D10 이상이어야 하며 D16 보다 클 필요는 없다. 중간 및 특수 내진시스템에 대해 금지된 경우를 제외하고 동등한 단면의 용접철망을 횡방향철근으로 사용할 수 있다.

(4) 하중저항 철근은 KDS 14 20 50 및 KDS 14 20 52에 제시된 세부사항과 이음요구사항을 만족해야 한다. 하중저항 철근은 장방형 단면의 모든 모서리에 배근해야 한다. 이외의 하중저항 철근 또는 고정용 철근의 최대간격은 합성부재 단면의 최소치수의 절반 이하로 해야 한다.

(5) 보통 내진시스템에 있어서의 매입형 합성기둥에 대한 이음과 지압상세는 4.2과 KDS 14 20 52의 요구사항을 만족해야 한다. 설계는 KDS 14 20 80에 따른다. 설계는 부재의 강성이나 공칭인장강도에 있어서의 갑작스러운 변화에 따른 불리한 영향을 고려해야 한다. 합성단면에서 철근콘크리트 단면으로 변화하는 위치, 합성단면에서 강재 단면으로 변화하는 위치, 그리고 주각부 등이 이에 해당한다.

4.2.1.4.2 중간 내진시스템 요구사항

중간 내진시스템에서의 매입형 합성기둥은 4.2.1.4.1의 요구사항 외에 다음의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 상부와 하부에서의 횡방향 철근의 최대 간격은 다음 중 최솟값으로 한다.
① 단면의 최소치수의 1/2
② 길이방향 철근직경의 8배
③ 띠철근직경의 24배
④ 300 mm

(2) 횡방향 철근의 최대간격은 휨항복이 발생할 것으로 기대되는 위치에서 접합면(기둥의 양 측면 중 낮은 위치)으로부터 다음의 길이 중 가장 큰 값에 해당하는 수직거리에 걸쳐 유지해야 한다.
① 기둥의 수직 순높이의 1/6
② 단면치수의 최댓값
③ 450 mm

(3) 기둥 나머지 구간에 대한 띠철근 간격은 위에서 명시된 간격의 2배를 초과해서는 안 된다.

(4) 용접철망은 중간 내진시스템에서 횡방향철근으로 인정하지 않는다.

4.2.1.4.3 특수 내진시스템 요구사항

특수 내진시스템에서의 매입형 합성기둥은 4.2.1.4.1과 4.2.1.4.2의 요구사항 뿐만 아니라 다음의 요구사항을 추가로 만족해야 한다.

(1) 매입형 합성기둥에 대한 소요축방향강도와 이음부상세는 4.1.1.3과 4.1.1.4의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 길이방향의 하중저항 철근은 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족해야 한다.

(3) 횡방향철근은 KDS14 20 80에 명시된 바와 같이 후프이여야 하며 다음의 요구사항을 만족해야 한다.

① 띠철근의 최소면적 A_{sh}는 다음 식을 만족해야 한다.

$$A_{sh} = 0.09 h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_n}\right)\left(\frac{f_{ck}}{F_{yh}}\right) \qquad (4.2\text{-}1)$$

여기서, h_{cc} : 띠철근의 중심 간 거리로 측정된 구속코아의 단면치수 (mm)

s : 구조부재의 길이방향으로 측정된 횡방향철근의 간격 (mm)

F_y : 강재 코아의 항복강도 (MPa)

A_s : 강재 코아의 단면적 (mm^2)

P_n : KDS 14 31 10(4.5)에 따라 계산된 합성기둥의 공칭압축강도 (N)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

F_{yh}: 띠철근의 항복강도 (MPa)

매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 1.0 D+0.5 L 하중효과보다 큰 경우 식 (4.2-1)은 만족하지 않아도 된다.

② 기둥의 길이를 따라 설치된 횡방향철근의 최대간격은 길이방향 하중저항철근직경의 6배 또는 150 mm 중 작은 값으로 해야 한다.

③ 4.2.1.4.3(4), 4.2.1.4.3(5) 또는 4.2.1.4.3(6)에서 명시된 횡방향철근의 최대 간격은 부재단면 최소치수의 1/4 또는 100 mm 중 작은 값으로 해야 한다. 이러한 횡방형철근에 대해 연결철근, 겹친후프의 다리, 그리고 다른 구속철근의 간격은 횡방향으로 350 mm 보다 크게 할 수 없다.

(4) P_n의 0.2배보다 큰 압축력을 받는 가새골조의 매입형 합성기둥은 전체 부재길이에 걸쳐 4.2.1.4.3(3)③에 명시된 바와 같은 횡방향 철근을 배근해야 한다. 매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 $1.0D + 0.5L$의 하중효과보다 큰 경우 이러한 요구사항을 만족하지 않아도 된다.

(5) 벽체나 가새골조 같은 불연속적인 강성부재로부터의 반력을 지지하는 합성기둥은 축방향 압축력이 P_n의 0.1배를 초과하면 불연속이 발생하는 위치 하부의 전체길이에 걸쳐서 4.2.1.4.3(3)③에 명시된 바와 같은 횡방향철근을 배근해야 한다. 횡방향철근은 매입형강과

길이방향 철근이 항복강도를 충분히 발휘할 수 있도록 불연속부재 안으로 충분한 길이만큼 연장해야 한다. 매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 $1.0D + 0.5L$의 하중효과보다 큰 경우 이러한 요구사항을 만족하지 않아도 된다.

(6) 합성 특수 모멘트골조에 사용된 매입형 합성기둥은 다음의 요구사항을 만족해야 한다.
① 횡방향철근은 기둥의 상부와 하부에서 4.2.1.4.2에 명시된 구간에 걸쳐 4.2.1.4.3(3)③의 요구사항을 만족해야 한다.
② 부록C.2.2.4의 강기둥-약보에 대한 설계요구사항을 만족해야 한다. 주각부의 상세는 비탄성 휨힌지를 유지할 수 있도록 설계해야 한다.
③ 기둥의 전단강도는 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족해야 한다.

(7) 기둥이 독립기초 또는 온통기초위에 설치될 때, 이 조항에서 명시된 바와 같은 횡방향 철근은 독립기초 또는 온통기초 안쪽으로 최소한 300 mm를 연장하여 배근해야 한다. 기둥이 벽체 위에 설치될 때 횡방향철근은 매입형강과 길이방향철근이 항복강도를 발휘할 수 있도록 벽체 안으로 충분한 길이만큼 연장해야 한다.

(8) 용접철망은 특별 지진시스템에 있어서 횡방향철근으로 허용하지 않는다.

4.2.1.5 충전형 합성기둥

이 조항은 KDS 14 31 10(4.2.8.2.2)의 제한사항을 만족하는 기둥에 적용한다. 이러한 기둥은 이 조항에서 수정되는 사항을 제외하고 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을 만족하도록 설계해야 한다.

(1) 합성기둥의 공칭전단강도는 유효전단면적에 근거하여 계산된 강재 단면만의 공칭전단강도로 산정한다. 콘크리트와 강재 사이에 적절한 하중전달 메커니즘을 고려하여 설계한 경우 콘크리트의 전단내력을 강재 단면의 전단강도에 합산하여 계산할 수 있다.

(2) 4.2.4, 4.2.7, 그리고 4.2.9에서 설명된 특별 내진시스템에 있어서 충전형 합성기둥에 대한 설계하중과 기둥이음은 상기 (1)의 요구사항에 추가하여 4.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

(3) 합성특수 모멘트골조에 사용된 충전형 합성기둥은 상기 (1)과 (2)의 요구사항과 함께 다음의 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.
① 기둥의 최소전단강도는 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족해야 한다.
② 부록 C.2.2.4의 강기둥약보의 설계요구사항을 만족해야 한다. 주각부는 비탄성 휨힌지를 유지할 수 있도록 설계해야 한다.

(4) 중간내진시스템 및 특수내진시스템에 사용되는 충전형 합성부재의 압축강재요소의 판폭두께비는 표 4.2-1의 한계값을 초과해서는 안 된다.

표 4.2-1 충전형합성부재 압축강재요소의 판폭두께비 제한

구분	판폭 두께비	판폭두께비 제한값		사례
		λ_{hd} [a] (고연성)	λ_{md} [b] (중간연성)	
각형강관	b/t	$1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
원형강관	D/t	$\frac{0.076E}{F_y}$	$\frac{0.15E}{F_y}$	

[a] 4.3.4 합성특수모멘트골조의 보와 기둥, 4.3.7 합성특수중심가새골조의 기둥과 가새, 4.3.9 합성편심가새골조의 기둥에 요구됨.
[b] 4.3.5 합성중간모멘트골조의 보와 기둥, 4.3.7 합성특수중심가새골조의 보, 4.3.8 합성보통가새골조의 가새 4.3.9 합성편심가새골조의 가새에 요구됨.

4.2.2 합성 접합부

4.2.2.1 범위

이 조항은 지진하중이 강재와 철근콘크리트 부재 사이에서 전달되는 합성시스템 또는 강재와 콘크리트의 복합시스템을 갖는 건축물의 접합부에 대하여 적용한다. 합성 접합부는 4.1과 KDS 14 20 80의 요구사항을 만족하는 철근콘크리트 접합부 또는 강재 접합부에 상응하는 강도, 연성, 그리고 인성을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부 강도의 계산법은 이 기준의 요구사항을 만족해야 한다.

4.2.2.2 일반 요구사항

접합부는 설계층간변위에서의 소요강도에 저항할 수 있도록 적절한 변형능력을 발휘할 수 있어야 한다. 이외에도 접합부는 지진력을 받는 구조물의 횡방향 안정성을 확보할 수 있도록 그 접합부가 사용되는 특정 시스템에 근거하여 4.2.3에서 4.2.12까지의 요구사항을 만족해야 한다. 접합된 부재의 설계강도가 공칭치수와 공칭재료강도에 근거할 때 접합부의 설계강도의 계산은 접합된 부재의 실제강도의 증가에 따른 효과를 고려해야 한다.

4.2.2.3 접합부의 공칭강도

합성 구조시스템에서의 접합부의 공칭강도는 한계상태를 고려하여 구성재료 및 요소의 내부힘의 평형과 강도의 제한값을 만족하는 합리적 모델에 근거하여 결정해야 한다. 접합부강도가 해석과 실험에 의해 결정되지 않는다면, 접합부해석에 사용되는 모델은 다음 (1)에서 (5)까지의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 구조용 강재와 철근콘크리트 사이에 힘은 다음과 같은 방법을 통해 전달되어야 한다.
① 스터드 전단연결재나 적절한 장치에 의한 직접적인 지압
② 기계적인 방법
③ 전단력 전달면에 직교하는 방향으로 조이는 힘에 의한 전단마찰

④ 이러한 여러 방법들의 조합

가. 구조용 강재와 철근콘크리트 사이의 부착강도는 접합부의 하중전달 메커니즘에서 고려하지 않는다. 서로 다른 메커니즘들의 기여도는 이러한 메커니즘들의 강성과 변형능력이 서로 적합조건을 만족할 때에 한하여 합산이 가능하다.

나. 공칭지압과 전단마찰강도는 KDS 14 20 20과 KDS 14 20 22의 요구사항을 만족해야 한다. 더 높은 강도가 반복하중 실험에 의해 입증되지 않는다면 4.2.4, 4.2.7, 4.2.9, 4.2.11, 그리고 4.2.12에서 설명된 합성 내진시스템에 대하여 공칭지압과 전단마찰강도를 25% 감소해야 한다.

(2) 합성 접합부에서 구조용 강재요소의 설계강도는 KDS 14 31 05부터 KDS 14 31 50까지의 규정 및 4.1에 의해 구해야 한다. 구속된 철근콘크리트에 매입된 강재 부재는 면외좌굴에 대하여 지지된 것으로 볼 수 있다. 강재보가 철근콘크리트 기둥이나 벽에 묻히는 경우 강재보의 플랜지 사이에 설치된 보강재에 해당하는 표면지압판이 필요하다.

(3) 철근콘크리트에 매입된 보-기둥 접합부의 패널존의 공칭전단강도는 부록 C.1.1.2.1과 KDS 14 20 80에서 각각 결정되는 강재의 공칭강도와 구속된 철근콘크리트 전단요소의 공칭강도의 합으로 계산해야 한다.

(4) 철근은 접합부의 철근콘크리트 요소에 작용하는 모든 인장력에 저항할 수 있도록 배근되어야 한다. 이외에도 콘크리트는 횡방향철근에 의해 구속되어야 한다. 모든 철근은 인장 또는 압축을 저항하는데 필요한 위치 너머까지 충분히 정착해야 한다. 정착길이는 KDS 14 20 52에 따라 결정된다. 그리고 4.2.4, 4.2.7, 4.2.9, 4.2.11, 그리고 4.2.12에서 설명한 시스템에 대한 정착길이는 KDS 14 20 80(4.4)의 요구사항을 만족해야 한다.

(5) 접합부는 다음의 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.

① 슬래브가 수평방향의 다이아프램 힘을 전달할 때, 수집부재보, 기둥, 가새, 그리고 벽체와의 연결부를 포함하여 슬래브의 모든 위험단면에 작용하는 면내인장력을 지지할 수 있도록 슬래브 철근을 설계하고 정착해야 한다.

② 철골보 또는 합성보를 철근콘크리트 기둥 또는 매입형 합성기둥과 접합하는 경우에는 횡방향 후프를 KDS 14 20 80(4.4)의 요구사항을 만족하도록 기둥의 접합부영역 내에 설치해야 한다. 다만, 다음의 수정사항에 해당할 경우는 예외로 한다.

가. 접합부에 연결된 강재 단면은 보플랜지 사이에 용접된 표면지압판과 동일한 폭만큼 구속할 수 있는 것으로 간주한다.

나. 4.2.5, 4.2.6, 4.2.8 그리고 4.2.10에서 설명된 시스템에서 표면지압판 또는 다른 장치에 의해 콘크리트 피복의 박락을 방지함으로써 이음에 대한 구속이 이루어지는 경우 바깥쪽 띠철근에 겹침이음을 사용하는 것을 허용한다.

③ 철근콘크리트 기둥과 합성기둥에서, 보-기둥 접합부의 높이에 걸친 기둥모멘트의 변화에 따른 큰 힘의 전달로 인한 접합부를 통한 길이방향 철근의 미끄러짐을 최소화할 수 있도록 길이방향 철근의 치수와 배치를 설계해야 한다.

4.2.3 합성 부분강접 모멘트골조

합성보와 강재 기둥으로 구성된 합성 부분강접 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 합성 부분강접 보-기둥 모멘트 접합부의 연성요소에서 항복이 발생하도록 해야 하며 부록 C.2.1에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.4 합성 특수 모멘트골조

합성기둥 또는 철근콘크리트 기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 특수 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 비탄성 변형이 주로 보에서 발생하며 기둥 또는 접합부에는 부분적인 비탄성 변형이 발생한다는 가정 하에서 부록 C.2.2에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.5 합성 중간 모멘트골조

합성기둥 또는 철근콘크리트 기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 중간 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 비탄성 변형이 주로 보에서 발생하며 기둥 또는 접합부에는 부분적인 비탄성 변형이 발생한다는 가정 하에서 부록 C.2.3에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.6 합성 보통 모멘트골조

합성기둥 또는 철근콘크리트 기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 보통 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 보와 기둥 그리고 접합부에 제한된 비탄성 변형이 발생한다는 가정하에서 부록 C.2.4에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.7 합성 특수중심 가새골조

철근콘크리트 기둥이나 합성기둥, 강재보나 합성보, 그리고 강재 가새나 합성가새로 이루어진 특수중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 주로 가새의 좌굴이나 인장항복을 통해 비탄성 거동이 발생한다는 가정하에서 부록 C.2.5에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.8 합성 보통 가새골조

철근콘크리트 기둥이나 합성기둥, 강재보나 합성보, 그리고 강재 가새나 합성가새로 이루어진 보통 중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 보, 기둥, 가새 및 접합부에 제한된 비탄성 거동이 발생한다는 가정 하에서 부록 C.2.6에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.9 합성 편심 가새골조

가새의 한쪽 끝이 보와 기둥의 중심선의 교차점으로부터 편심을 갖도록 보와 만나거나, 혹은 보와 인접 가새의 중심선의 교차점으로부터 편심을 갖도록 보와 만나는 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 오직 링크의 전단 항복에 의해 비탄성 변형이 발생해야 하며 부록 C.2.7에 기술된 조항을 적용한다.

4.2.10 합성 보통 전단벽

(1) 철근콘크리트 전단벽이 강재요소와 합성적으로 거동하는 경우에 부록 C.2.8의 요구사항들을 적용한다. 인접한 두 철근콘크리트 벽체를 연결시키는 강재 연결보, 그리고 노출형 또는 매입형 강재 단면을 경계부재로 갖는 강구조 골조 내의 철근콘크리트 벽체 등은 이에 해당한다.

(2) 철근콘크리트 벽체는 KDS 14 20 72의 요구사항들을 만족해야 한다.

4.2.11 합성 특수 전단벽

합성 특수 전단벽은 부록 C.2.8에 대한 요구사항과 KDS 14 20 80의 전단벽에 대한 요구사항 그리고 부록 C.2.9의 내용을 만족해야 한다.

4.2.12 합성 강판 전단벽

한쪽 또는 양쪽에 철근콘크리트가 부착된 강판과 강재 또는 합성 경계부재로 구성된 구조용 벽은 부록 C.2.10에 기술된 조항을 적용한다.



부록

C. 강구조물 내진설계

C.1 강구조의 내진설계

C.1.1 특수 모멘트골조

C.1.1.1 보-기둥 접합부

C.1.1.1.1 요구사항

지진하중 저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 세 가지 조건을 만족해야 한다.

(1) 접합부는 최소 0.04 rad의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.

(2) 기둥외주면에서 접합부의 계측휨강도는 0.04 rad의 층간변위에서 적어도 보 M_p의 80% 이상을 유지해야 한다.

(3) 접합부의 소요전단강도는 다음의 지진하중효과 E에 의해 산정한다.

$$E = 2[1.1R_yM_p]/L_h \qquad \text{(C.1.1.1.1-1)}$$

여기서, R_y : 항복강도(F_y)에 대한 예상항복응력의 비
M_p : 소성모멘트
L_h : 보 소성힌지 사이의 거리

위에 언급된 요구조건을 만족시키는 외에도, 접합부자체의 변형에 의해 발생할 수 있는 추가 횡변위까지도 구조물이 수용할 수 있음을 설계과정에서 입증해야 한다. 이 경우 2차 효과를 포함한 골조전체의 안정성해석을 해야 한다.

C.1.1.1.2 성능입증

C.1.1.1.1에서 요구하는 지진하중 저항시스템의 보-기둥 접합부의 성능요건은 강구조 내진성능 접합부 인증지침을 따른다.

C.1.1.1.3 용접

강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따라 예외로 인정하거나 별도로 결정된 경우를 제외하고는 보플랜지, 전단플레이트 그리고 보웨브와 기둥 사이의 완전용입용접부는 4.1.2.3.2에서 기술한 임계용접부로 고려한다.

C.1.1.1.4 보호영역

(1) 비탄성 변형이 발생하는 보의 양단 부분은 보호영역으로서 이 영역은 4.1.2.4의 요구조건을 만족해야 한다. 보호영역의 범위는 강구조 내진성능 접합부 인증지침을 따른다.

(2) 특수 모멘트골조의 보 소성힌지 영역은 보호영역으로 고려해야 한다. 일반적으로, 비보강 접합부의 보호영역은 기둥 외주면에서부터 소성힌지점을 지나 보 높이의 1/2 지점까지 확장된 범위가 된다.

C.1.1.2 보-기둥 접합부 패널존(보웨브와 기둥 웨브가 평행한 경우)

C.1.1.2.1 전단강도

패널존의 소요두께는 성능인증에 사용된 시험체의 접합부 또는 인증접합부의 패널존 설계에 사용된 방법에 따라 산정한다. 패널존의 최소소요전단강도는 소성힌지점에서의 예상모멘트를 기둥 외주면으로 외사하여 구한 모멘트의 합으로부터 산정한다. 패널존의 설계전단강도는 $\phi_v R_v$이다(여기서, $\phi_v = 1.0$). 그리고 공칭전단강도는 전단항복 한계상태에 해당되는 강도로서 KDS 14 31 25(4.1.10.6)의 규정에 의하여 산정한다.

C.1.1.2.2 패널존의 두께

기둥 웨브와 패널존 보강판 각각은 다음의 기준을 만족해야 한다:

$$t > (d_z + w_z)/90 \qquad \text{(C.1.1.2.2-1)}$$

여기서, t : 기둥 웨브 또는 패널존 보강판의 두께 (mm)
d_z : 접합부에 연결된 보 중 보다 깊은 보의 $d - 2t_f$ (mm)
w_z : 기둥 플랜지 사이의 패널존의 폭 (mm)

만일 기둥 웨브와 패널존 보강판을 플러그용접에 의해 접합해서 국부좌굴이 방지되도록 하면 기둥 웨브와 패널존 두께의 총합이 식 (C.1.1.2.2-1)을 만족하면 된다.

C.1.1.2.3 패널존 보강판

기둥 웨브의 두께가 식 (C.1.1.2.2-1)을 만족시키지 못할 경우에는 패널존 보강판을 기둥 웨브에 직접 적용해야 한다. 그렇지 않은 경우에는 패널존 보강판을 기둥 웨브와 떨어져 배치하는 것도 가능하다.

(1) 기둥 웨브에 붙은 보강판

보강판은 보강판 전체두께의 강도가 발현되도록 완전용입용접이나 필릿용접을 사용해서 기둥 플랜지에 용접한다. 연속판이 없는 경우, 보강판과 기둥 웨브가 식 (C.1.1.2.2-1)을 만족시키지 못하면 보강판을 통한 하중전달을 고려하여 보강판의 상하변을 모살용접한다.

(2) 기둥 웨브와 떨어진 보강판

보강판은 보강판 전체두께의 강도가 발현되도록 완전용입용접이나 필릿용접을 사용해서 기둥 플랜지에 용접한다. 보강판은 보플랜지 끝단과 기둥중심선 간 거리의 1/3~2/3에 위치하여야 하며, 좌우 대칭으로 배치한다.

(3) 연속판이 있는 보강판

보강판은 연속판을 통한 하중전달을 고려하여 연속판에 용접한다.

(4) 연속판이 없는 보강판

연속판이 없는 경우 보강판을 접합부에 연결된 보 중 보다 깊은 보의 위 아래로 최소 150 mm 연장해야 한다.

C.1.1.3 보와 기둥의 구조제한

아래의 사항과 더불어 4.1.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.1.3.1 판폭두께비 제한

실험에 의해 별도로 입증되지 않는 한, 보와 기둥부재들은 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.1.3.2 보플랜지

소성힌지영역에서의 급격한 보플랜지 단면의 변화는 허용하지 않는다. 드릴로 보플랜지를 천공하거나 혹은 플랜지폭을 절취하는 것은 실험이나 인증을 통해 안정적으로 소성힌지가 발현될 수 있음을 입증한 후에 허용한다. 그 형상은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 형상과 일관성을 유지해야 한다.

C.1.1.4 연속판

연속판은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 연속판과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.1.5 기둥-보의 모멘트비

보-기둥 접합부에서는 다음의 관계식을 만족해야 한다.

$$\frac{\Sigma M_{pc}^{*}}{\Sigma M_{pb}^{*}} > 1.0 \qquad \text{(C.1.1.5-1)}$$

여기서, ΣM_{pc}^{*}: 보와 기둥의 중심선의 교점에서의 접합부 상하 기둥의 모멘트들의 합. 접합부 상하 기둥의 공칭휨강도를 기둥의 축력을 감안하여 감소시킨 후, 보중심선으로 외사하여 합산하며(헌치가 있을 경우는 이의 존재를 고려함) 다음과 같이 계산할 수 있다: $\Sigma M_{pc}^{*} = \Sigma Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)$. 만약 양측 보의 중심선이 일치하지 않을 경우에는 두 중심선의 중간선을 기준으로 사용한다.

ΣM_{pb}^*: 보와 기둥의 중심선의 교점에서의 보 모멘트들의 합. 보 소성힌지부에서의 예상 보 휨강도를 기둥중심선으로 외사하여 합산하며 다음과 같이 계산할 수 있다.

$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma(1.1R_yF_{yb}Z_b + M_{uv})$. 대안으로서는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 자료를 기준으로 산정할 수 있다. 만약 보단면 감소부를 갖는 접합부라면, ΣM_{pb}^* 의 계산에 있어서 Z_b를 Z_{RBS}로 대체하여 구한다.

여기서, A_g : 기둥의 총단면적 (mm^2)

F_{yc} : 기둥의 항복강도 (MPa)

M_{uv} : 소성힌지 위치에서 기둥 중심선까지의 전단증폭에 의한 누가모멘트(N·mm)

P_{uc} : 소요압축강도(압축을 양의 부호로 고려) (N)

Z_b : 보의 소성단면계수 (mm^3)

Z_c : 기둥의 소성단면계수 (mm^3)

Z_{RBS} : 보단면 감소부의 최소소성단면계수 (mm^3)

다만, 위의 요건은 다음의 2조건 중 하나가 만족될 경우 따르지 않아도 된다.

(1) 증폭지진하중을 제외한 나머지 모든 하중조합에 대해 $P_{uc} < 0.3P_c$를 만족하고 다음의 2가지 가운데 하나를 만족하는 기둥

① 단층건물의 기둥이나 다층건물의 최상층부 기둥

② 다음의 기둥

가. 해당 층에서 규정적용이 면제되는 기둥들의 설계전단강도의 합이 그 층의 모든 모멘트 골조기둥의 설계전단강도 총합의 20% 이하이면서 또한,

나. 각 모멘트골조 기둥열에 위치한 규정적용이 면제된 기둥의 설계전단강도의 합이, 모든 모멘트골조 기둥의 설계전단강도의 33%보다 작을 경우. 위의 면제규정을 적용함에 있어, 기둥열은 다음과 같이 정의한다. 기둥들이 일직선으로 연결되거나, 기둥열에 직각인 평면치수의 10% 폭 내에 위치하는 일군의 평행한 기둥선으로 정의한다.

여기서, $P_c = F_{yc}A_g$ (N)

P_{uc} : 소요압축강도 (N)

(2) 위 층보다 설계전단강도 대 소요전단강도의 비가 50% 이상 큰 기둥

C.1.1.6 보-기둥 접합부의 횡지지

C.1.1.6.1 횡지지된 접합부

보웨브와 기둥 웨브가 동일 평면상에 있고 기둥의 패널존 외부가 탄성상태를 유지한다면, 보-기둥 접합부의 기둥 플랜지는 보의 상부플랜지 위치에서만 횡지지를 요구한다. 식 (C.1.1.5-1)을 사용하여 계산한 비가 2.0보다 크다면 기둥은 탄성상태를 유지하는 것으로 가정할 수 있다. 만약 패널존 외부의 기둥이 탄성상태에 있지 않다면 다음의 규정을 만족해야 한다.

(1) 보의 상하플랜지 위치 모두에서 기둥 플랜지는 직접 혹은 간접적으로 횡지지를 해야 한다. 기

둥 플랜지의 직접 횡지지는 횡좌굴 방지를 위해 기둥 플랜지의 적합한 위치에 부착된 가새나 기타 부재, 데크 또는 슬래브를 통해 이룬다. 간접 횡지지는 기둥 플랜지에 직접 부착되지는 않지만 기둥 웨브나 보강재 플레이트를 통해 작용하는 부재나 접합부의 강성에 의한 횡지지를 지칭한다.

(2) 기둥 플랜지 각각의 횡지지 가새의 소요강도는 보플랜지강도 $F_y b_f t_{bf}$의 2%에 대해 설계한다.

C.1.1.6.2 횡지지되지 않은 접합부

횡지지되지 않은 보-기둥 접합부를 갖는 내진골조의 기둥은, 인접한 횡지지간의 거리를 기둥의 좌굴길이로 사용하여, KDS 14 31 10(4.4)에 의해 설계를 하며 다음의 사항을 반영한다.

(1) 기둥의 소요강도는 KDS 41 00 00의 적절한 하중조합을 사용하되, 지진하중 E는 다음 2가지 중 작은 값을 택한다.
① 증폭지진하중
② 보의 설계휨강도 또는 패널존의 설계전단강도를 기반으로 계산된 골조설계강도의 125%

(2) 기둥의 세장비 L/r은 60을 넘지 않도록 한다.

(3) 내진골조에 직각인 방향의 기둥의 소요휨강도는 C.1.1.6.1(2)의 보플랜지 횡지지력이 유발한 모멘트와 이로 인한 기둥 플랜지 변형에 의한 2차 효과를 고려하여 산정한다.

C.1.1.7 보의 횡지지

(1) 보의 상하플랜지는 모두 $L_b = 0.086 r_y E/F_y$ 이하로 횡지지해야 한다. 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서 $M_r = M_u = R_y Z F_y$ 그리고 $C_b = 1.0$을 사용한다.

(2) 집중하중점이나 단면이 변하는 위치에는 추가로 횡지지를 설치한다.

(3) 횡지지재의 설치위치는 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따른 접합부의 조건과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.1.8 기둥의 이음

(1) 기둥의 이음은 4.1.1.4.1의 규정을 따라야 한다.

(2) 그루브용접을 사용할 경우는 4.1.2.3.2에 부합되게 완전용입용접으로 해야 한다. 용접탭은 제거토록 한다.

(3) 만약 그루브용접이 사용되지 않을 경우에는, 이음부의 소요강도는 적어도 작은 쪽 기둥의 휨강도 $R_y F_y Z_x$ 이상이어야 한다. 기둥 웨브 이음의 소요전단강도는 적어도 $\Sigma M_{pc}/H$ 이상이어야 한다. 여기서, ΣM_{pc}는 이음부의 상하에 위치한 기둥의 공칭소성휨강도의 합이다.

(4) 적절한 응력집중계수 또는 파괴역학의 응력집중계수를 고려하여 산정된 기둥이음부의 소요강도는 비탄성해석에서 얻어진 이음부 소요강도를 초과할 필요가 없다.

C.1.2 중간 모멘트골조

C.1.2.1 보-기둥 접합부

C.1.2.1.1 요구사항

지진하중 저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 조건을 제외하고는 C.1.1.1.1의 요구조건을 만족해야 한다.

(1) 접합부는 최소 0.02 rad의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.

(2) 접합부의 소요전단강도는 C.1.1.1.1에 따라 산정하되, 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u 보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중을 사용한 KDS 41 00 00의 적절한 하중조합을 이용하여 산정된 전단력을 초과할 필요는 없다.

(3) 기둥 외주면의 접합부의 휨강도는 0.02 rad의 층간변위각에서 적어도 보의 공칭소성모멘트의 80% 이상이어야 한다.

C.1.2.1.2 접합부 성능 입증

C.1.2.1.1에서 요구하는 지진하중 저항시스템의 보-기둥 접합부의 성능요건은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

C.1.2.1.3 용접

강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따라 예외로 인정하거나 별도로 결정된 경우를 제외하고는 보플랜지, 전단플레이트 그리고 보웨브와 기둥 사이의 완전용입용접부는 4.1.2.3.2에서 기술한 임계용접부로 고려한다.

C.1.2.1.4 보호영역

(1) 비탄성 변형이 발생하는 보의 양단부분은 보호영역으로서 이 영역은 4.1.2.4의 요구조건을 만족해야 한다. 보호영역의 범위는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

(2) 중간 모멘트골조의 보 소성힌지 영역은 보호영역으로 고려되어야 한다. 일반적으로, 비보강 접합부의 보호영역은 기둥 외주면에서부터 소성힌지점을 지나 보 높이의 1/2지점까지 확장된 범위가 된다.

C.1.2.2 보-기둥 접합부 패널존 (보웨브와 기둥 웨브가 평행한 경우)

KDS 14 31 25에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.2.3 보 및 기둥의 구조제한

아래의 사항과 더불어 4.1.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.2.3.1 판폭두께비 제한

실험에 의해 별도로 입증되지 않는 한, 보와 기둥부재들은 4.1.1.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.2.3.2 보플랜지

소성힌지 영역에서의 급격한 보플랜지 단면의 변화는 허용하지 않는다. 드릴로서 보플랜지를 천공하거나 플랜지폭을 절취하는 것은 실험이나 인증을 통해 안정적으로 소성힌지가 발현될 수 있음을 입증한 후에 허용한다. 그 형상은 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따른 접합부의 형상과 일관성을 유지해야 한다.

C.1.2.4 연속판

연속판의 두께는 편측접합부에서는 접합된 보플랜지 두께의 1/2 이상, 양측 접합부에서는 접합된 보플랜지 두께 이상으로 하거나, 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 연속판과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.2.5 기둥-보의 모멘트비

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.2.6 보-기둥 접합부의 횡지지

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.2.7 보의 횡지지

(1) 보의 상하플랜지 모두 횡지지를 해야 한다. 횡지지간격은 $L_b = 0.17 r_y E/F_y$를 넘지 않도록 한다. 횡지지가새는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_y Z F_y$ 그리고 $C_b = 1.0$을 사용한다.

(2) 횡지지는 집중하중이 작용하는 부근이나 단면의 변화가 생기는 위치에는 추가적으로 설치해야 한다.

(3) 횡지지의 위치는 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따른 접합부의 조건과 일관성을 유지하도록 한다.

C.1.2.8 기둥의 이음

기둥의 이음은 4.1.1.4.1의 규정을 따라야 한다. 그루브용접을 사용할 경우는 4.1.2.3.2의 기준에 부합되게 완전용입용접으로 해야 한다.

C.1.3 보통 모멘트골조

이절에서 제시한 C.1.3.1.1, C.1.3.1.3과 C.1.3.4의 요구사항을 만족하지 않더라도 C.1.1.1.2와 C.1.1.4 또는 C.1.2.1.2와 C.1.2.4의 요구사항을 만족하는 접합부는 보통 모멘트골조에 사용할 수 있다. 중간 모멘트골조의 요구사항을 충족하더라도 보의 높이가 750 mm를 초과하는 경우에는 보통 모멘트골조로 분류한다.

C.1.3.1 보-기둥 접합부

보-기둥 접합부는 용접이나 고장력볼트를 사용해야 하며, 다음 규정에 따라 완전강접 또는 부분강접으로 설계할 수 있다.

C.1.3.1.1 완전강접 모멘트접합부의 요구사항

(1) 지진하중 저항시스템에 속한 완전강접 모멘트접합부의 소요휨강도는 보단면에 대한 $1.1R_yM_p$ 또는 구조시스템에서 발생할 수 있는 최대모멘트 중 작은 값으로 산정할 수 있으며 다음의 요구사항을 만족해야 한다.

① 용접접근공의 형상은 보플랜지에서의 응력집중이 최소화될 수 있도록 가공한다. 용접접근공의 표면거칠기는 13μm를 초과하지 않도록 하며, 노치와 가우지가 없어야 한다. 책임구조기술자의 지시에 따라 노치와 가우지를 보수하도록 한다. 엔드플레이트 볼트 모멘트접합부에서 엔드플레이트에 연결되는 보웨브에는 용접접근공을 설치하지 않는다.

② 접합부에서 인장력에 저항하는 양면 부분용입용접과 양면 필릿용접의 소요강도는 연결되는 요소나 부분에 대해서 $1.1R_yF_yA_g$로 산정한다. 접합부에서 인장력이 작용하는 부분에는 1면 부분용입용접이나 1면 필릿용접을 사용하지 않는다.

(2) 완전강접 모멘트접합부의 소요전단강도 V_u는 다음의 지진하중효과 E를 이용하여 산정한다.

$$E = 2[1.1R_yM_p]/L_h \qquad \text{(C.1.3.1.1-1)}$$

정밀한 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중을 사용한 KDS 41 10 15의 적절한 하중조합을 이용하여 산정된 전단력을 초과할 필요는 없다.

C.1.3.1.2 부분강접 모멘트접합부의 요구사항

다음의 요구사항을 만족하는 경우에는 부분강접 모멘트접합부를 사용할 수 있다.

(1) 부분강접 접합부는 C.1.3.1.1에서 규정된 소요강도에 대하여 설계해야 한다.

(2) 접합부의 공칭휨강도 M_n은 연결되는 보의 M_p의 50% 이상이어야 한다. 단, 1층 구조물의 경우, 접합부의 공칭휨강도 M_n은 연결되는 기둥의 M_p의 50% 이상이어야 한다.

(3) 부분강접 모멘트접합부의 강성과 강도는 전체 골조의 안정성에 미치는 영향을 포함하여 설계에 반영하도록 한다.

(4) 부분강접 모멘트접합부에 대한 V_u는 하중조합에 의한 전단력과 접합부가 저항할 수 있는 최대 단부모멘트로부터 산출된 전단력을 합산하여 산정한다.

C.1.3.1.3 용접

보플랜지, 전단플레이트, 그리고 보웨브와 기둥사이의 완전용입용접부는 4.1.2.3.2에서 기술한 임계용접부로서 고려한다.

C.1.3.2 보-기둥 접합부의 패널존 (보웨브와 기둥 웨브가 나란한 경우)

KDS 14 31 25에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.3.3 보와 기둥의 구조제한

4.1.1.1 이외의 추가로 요구되는 사항은 없다.

C.1.3.4 연속판

(1) 완전강접 모멘트접합부에서 보의 플랜지 또는 보-플랜지 연결플레이트를 기둥 플랜지에 직접 용접하는 경우에는 연속판을 설치해야 한다. 또한, 기둥 플랜지의 두께가 다음 조건에 해당하는 경우에도 연속판을 설치해야 한다.

$$t_{cf} < 0.54\sqrt{b_f t_{bf} F_{yb}/F_{yc}} \qquad \text{(C.1.3.4-1)}$$

또는,

$$t_{cf} < b_f/6 \qquad \text{(C.1.3.4-2)}$$

(2) 연속판이 필요한 경우 두께는 다음에 따라 산정한다.

① 일방향 접합부(편측 접합부)에서 연속 판두께는 보플랜지 두께의 1/2 이상으로 한다.

② 양방향 접합부(양측 접합부)에서 연속 판두께는 연결되는 보플랜지의 두께 중 큰 것 이상으로 한다.

(3) 기둥 플랜지와 연속판의 용접부는 완전용입용접이나 필릿용접으로 보강된 양면 부분용입용접 또는 양면 필릿용접에 의하여 제작한다. 이러한 용접부의 소요강도는 연속판과 기둥 플랜지의 접촉면에서의 설계강도보다 커야 한다. 연속판과 기둥 웨브의 용접부의 소요강도는 다음 중 가장 작은 값으로 한다.

① 기둥 플랜지와 연속판의 접합부에서 설계강도의 합

② 기둥 웨브와 연속판 접촉면에서의 설계전단강도

③ 기둥패널존의 설계전단강도를 발휘하는 용접의 설계강도
④ 보강재에 의하여 전달되는 실제응력

C.1.3.5 기둥-보의 모멘트비

별도의 요구사항은 없다.

C.1.3.6 보-기둥 접합부에서의 횡지지가새

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.3.7 보의 횡지지가새

KDS 14 31 05에서 KDS 14 31 50까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C.1.3.8 기둥의 이음부

기둥의 이음부는 4.1.1.4.1의 요구사항에 따른다.

C.1.4 특수중심 가새골조

C.1.4.1 가새부재

C.1.4.1.1 세장비

가새부재의 세장비는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$Kl/r \le 4\sqrt{E/F_y} \qquad \text{(C.1.4.1.1-1)}$$

$4\sqrt{E/F_y} < Kl/r \le 200$인 가새부재는 기둥의 설계강도가 가새부재의 공칭강도에 R_y를 곱하여 산정한 기둥으로 전달되는 최대하중 이상인 경우에만 허용한다. 기둥의 강도는 비선형해석 또는 전달되는 최대요구강도를 초과할 필요는 없다.

C.1.4.1.2 소요강도

가새부재의 유효 순단면적이 총단면적보다 작은 경우, 가새부재의 순단면 파단 한계상태에 대한 소요인장강도는 다음 중 작은 값보다 커야 한다.

(1) $R_y F_y A_g$의 식으로 산정한 가새부재의 예상 인장항복강도

(2) 해석으로 산정한 시스템에 의해 가새에 전달될 수 있는 최대 하중효과

C.1.4.1.3 횡하중 분배

동일 가새열에서 각 가새부재의 압축 설계강도가 증폭지진하중을 포함하는 KDS 41 10 15의 하중조합에 의한 소요강도보다 크지 않을 경우에는, 그 가새열에 작용하는 횡하중의 최소 30%, 최대 70%를 인장가새에 의해 저항할 수 있도록 가새부재를 엇갈린 방향으로 배치해야 한다. 여기서 동일 가새열이라 함은 단일 가새열 또는 가새열에 직각방향으로 건물폭의 10% 이하의 오프셋을 갖는 평행한 가새열을 말한다.

C.1.4.1.4 판폭두께비 제한

기둥 및 가새부재는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.4.1.5 조립가새 부재

(1) 단속긴결재 사이의 가새세장비 l/r은 조립가새 부재의 지배세장비의 0.4배 이하이어야 한다.

(2) 단속긴결재의 설계전단강도의 합은 개재의 설계인장강도 이상이어야 한다.

(3) 단속긴결재의 간격은 일정해야 한다.

(4) 최소 2개 이상의 단속긴결재를 사용해야 한다.

(5) 볼트 단속긴결재는 가새 부재 중앙으로부터 가새 순길이의 1/4 이내에는 설치하지 않는다.

다만 임계좌굴축에 대한 조립가새 부재의 좌굴에 의하여 단속긴결재에 전단이 발생하지 않는 경우, 단속긴결재 사이의 가새 세장비 l/r은 조립가새 부재의 지배세장비의 0.75배 이하로 할 수 있다.

C.1.4.2 가새접합부의 소요강도

C.1.4.2.1 소요인장강도

가새접합부의 소요인장강도는 다음 중 작은 값을 적용한다. 보-기둥 접합부가 가새시스템의 일부를 구성하는 경우도 이에 해당한다.

(1) $R_y F_y A_g$의 식으로 산정한 가새부재의 예상인장항복강도.

(2) 해석으로 산정한, 시스템에 의해 가새에 전달될 수 있는 최대하중효과.

C.1.4.2.2 소요휨강도

가새접합부의 소요휨강도는 임계좌굴축에 대한 가새부재의 $1.1R_y M_p$로 산정한다.
다만, C.1.4.2.1의 요구사항을 만족하고 가새부재의 좌굴이후 비탄성회전을 수용할 수 있는 가새부재 접합부는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

C.1.4.2.3 소요압축강도

가새접합부는 가새부재의 좌굴한계상태를 기초로 $1.1R_yP_n$의 식으로 산정된 값 이상의 소요압축강도를 보유하도록 설계한다. 여기서, P_n은 가새부재의 공칭압축강도이다.

C.1.4.3 가새배치에 따른 특별요구사항

C.1.4.3.1 V형 및 역V형 가새골조

V형 및 역V형 가새골조는 다음 조건을 만족해야 한다.

(1) 가새부재와 접합하는 보와 접합부 및 지지부재의 소요강도는 가새부재가 고정하중 및 활하중을 부담하지 않는다는 가정 하에 KDS 41 10 15의 하중조합에 따라 산정한다. 지진하중을 포함하는 하중조합의 경우 보에 작용하는 지진하중효과 E는 다음과 같이 산정한다.

① 인장력을 받는 모든 가새의 인장력은 $R_yF_yA_g$로 산정한다.

② 인장가새와 인접한 압축가새의 압축력은 $0.3P_n$으로 산정한다.

(2) 보는 기둥사이에서 연속이어야 하며 보의 상하플랜지는 비지지길이 $L_b \le L_{pd}$가 되도록 횡지지해야 한다.

① 웨브면 내에 재하되며 인장측 플랜지 보다 작지 않은 압축측 플랜지를 갖는 1축대칭, 2축대칭 H형강의 경우

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{F_y}\right)r_y \qquad \text{(C.1.4.3.1-1)}$$

여기서, M_1 : 보의 횡지지점 모멘트 중 작은 값 (N·mm)

M_2 : 보의 횡지지점 모멘트 중 큰 값 (N·mm)

r_y : 약축에 대한 단면2차반경 (mm)

(M_1/M_2)는 복곡률 모멘트의 경우 정(+), 단곡률 모멘트의 경우 부(-)로 한다.

② 각봉 및 대칭 상자형 단면의 경우

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{E}{F_y}\right)r_y \ge 0.10\left(\frac{E}{F_y}\right)r_y \qquad \text{(C.1.4.3.1-2)}$$

원형 혹은 정방형 단면의 부재 및 약축에 대해 휨을 받는 보의 경우 L_b에 대한 제한이 없다.

(3) 보의 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_yZF_y$ 이고, $C_d = 1.0$이다.

(4) 가새접합부의 안정성 확보를 위한 충분한 보의 면외 강도 및 강성을 확보하지 못한 경우, V 또는 역V형 가새의 교차점에 최소 1쌍의 횡지지재를 설치해야 한다.

C.1.4.3.2 K형 가새골조

K형 가새골조는 특수중심 가새골조의 범주에 포함할 수 없다.

C.1.4.4 기둥이음

(1) 특수중심 가새골조의 기둥이음은 4.1.1.4의 요구사항을 만족해야 하며, 기둥이음은 이음부 상하부재 중 작은 설계휨강도의 50%보다 크도록 설계한다.

(2) 특수중심 가새골조 기둥이음의 소요전단강도는 $\Sigma M_{pc}/H$에 의하여 산정한다. 여기서, ΣM_{pc}는 이음부 상하기둥의 공칭소성휨강도의 합이다.

C.1.4.5 보호영역

(1) 특수중심 가새골조의 가새부재의 보호영역은 가새길이의 중앙부 1/4 영역과 각 접합부로부터 가새부재의 좌굴면의 높이만큼 인접한 영역을 포함한다.

(2) 특수중심 가새골조의 보호영역은 가새와 보 또는 기둥의 접합요소를 포함해야 하고 4.1.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.5 보통중심 가새골조

C.1.5.1 가새부재

(1) 보통중심 가새골조의 가새부재는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.
다만 콘크리트충전 강관가새는 이 규정을 만족하지 않아도 된다.

(2) K, V 및 역V형 가새골조의 가새부재의 세장비는 $Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$를 만족해야 한다.

C.1.5.2 가새골조 배치에 따른 특별요구사항

V 및 역V형 보통중심 가새골조의 보와 K형 보통중심 가새골조의 기둥은 연속이어야 하며 다음 조건을 만족해야 한다.

(1) 소요강도는 가새부재가 고정하중 및 활하중을 지지하지 않는다는 가정 하에 KDS 41 10 15의 하중조합에 의해 산정한다. 지진하중을 포함하는 하중조합의 경우 부재에 작용하는 지진하중 E는 다음과 같이 산정한다.
① 가새부재에 작용하는 인장력은 $R_y F_y A_g$로 산정한다. V형 및 역V형 보통중심 가새골조의 가새부재에 작용하는 인장력은 시스템으로부터 전달되는 최대하중보다 크지 않아도 된다.
② 가새부재에 작용하는 압축력은 $0.3P_n$으로 산정한다.

(2) 보의 상하플랜지는 식 (C.1.4.3.1-1) 또는 식 (C.1.4.3.1-2)에 따라 비지지길이가 $L_b \leq L_{pd}$가 되도록 횡지지해야 한다.

(3) 보의 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_y Z F_y$이고 $C_d = 1.0$이다.

(4) 가새접합부의 안정성 확보를 위하여 충분한 보의 면외 강도 및 강성을 확보하지 못한 경우에는 가새골조의 가새의 교차점에 최소 1쌍의 횡지지재를 설치해야 한다.

C.1.5.3 가새접합부

가새접합부의 소요강도는 다음과 같이 산정한다.

(1) 볼트의 마찰한계상태에 대한 가새접합부 소요강도는 증폭지진하중을 적용하지 않은 KDS 41 10 15의 하중조합에 의하여 결정한다.

(2) 다른 한계상태에 대한 가새접합부 소요강도는 가새부재의 예상인장항복강도 $R_y F_y A_g$으로 산정한다.
다만, 가새접합부의 소요강도는 다음을 초과할 필요는 없다.
① 시스템으로부터 전달되는 최대하중
② 증폭지진하중에 의하여 산정된 하중효과

C.1.5.4 지진격리 시스템 상부에 위치한 보통중심 가새골조

지진격리 구조물의 격리시스템의 상부에 위치한 보통중심 가새골조는 C.1.5.3과 이 기준의 요구사항을 만족해야 하며 C.1.5.1 및 C.1.5.2의 요구사항은 따르지 않아도 된다.

C.1.5.4.1 가새부재

가새부재는 4.1.1.2의 요구사항을 만족해야 하고 세장비는 $Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$를 만족해야 한다.

C.1.5.4.2 K형 가새골조

K형 가새골조는 지진격리 시스템 상부의 보통중심 가새골조로 사용할 수 없다.

C.1.5.4.3 V 및 역V형 가새골조

지진격리 시스템 상부의 V 및 역V형 보통중심 가새골조 내의 보는 기둥과 기둥사이에서 연속이어야 한다.

C.1.6 편심 가새골조

C.1.6.1 링크

C.1.6.1.1 일반사항

(1) 링크는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 링크의 웨브는 단일판이어야 하고 2중판으로 보강하거나 웨브 관통부를 둘 수 없다.

(3) 가새, 기둥 및 링크 외부의 보 부분은 링크가 완전항복하고 변형도경화하여 유발할 수 있는 최대하중에서 탄성범위 내에 있도록 설계해야 한다.

(4) 5층 이상 건축물에서 편심 가새골조의 상부층은 보통중심 가새골조 또는 특수중심 가새골조로 설계할 수 있다. 이 경우에도 시스템계수를 결정할 때에는 편심 가새골조로 고려할 수 있다.

C.1.6.1.2 전단강도

(1) 링크의 설계전단강도 $\phi_v V_n$는 전단항복 한계상태를 기초로 산정한다. V_n은 공칭전단강도로 V_p 또는 $2M_p/e$ 중 작은 값을 사용하며 $\phi_v = 0.90$이다.

여기서, $M_p = F_y Z$ (N·mm)

$V_p = 0.6F_y A_w$ (N)

e : 링크길이 (mm)

$A_w = (d-2t_f)t_w$ (mm^2)

(2) 링크의 설계강도에 영향을 주는 압축력의 존재는 다음과 같은 조건에서는 고려하지 않아도 된다.

$$P_u \leq 0.15P_y \qquad \text{(C.1.6.1.2-1)}$$

여기서, P_u : 하중조합에 의해 산정한 소요압축강도 (N)

P_y : 공칭압축항복강도($P_y = F_y A_g$) (N)

(3) 링크의 설계강도에 영향을 주는 축력이 다음과 같은 조건에서는 아래의 추가의 요구사항 ①, ②를 만족해야 한다.

$$P_u > 0.15P_y \qquad \text{(C.1.6.1.2-2)}$$

① 링크의 설계전단강도는 $\phi_v V_{pa}$와 $2\phi_v M_{pa}/e$ 중 작은 값을 사용하며 $\phi_v = 0.90$이다.

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1-(P_u/P_y)^2} \qquad \text{(C.1.6.1.2-3)}$$

$$M_{pa} = 1.18M_p[1-(P_u/P_y)] \qquad \text{(C.1.6.1.2-4)}$$

② 링크길이는 다음 값을 초과할 수 없다.

$\rho'(A_w/A_g) \geq 0.3$일 때, $[1.15-0.5\rho'(A_w/A_g)]1.6M_p/V_p$ (C.1.6.1.2-5)

$\rho'(A_w/A_g) < 0.3$일 때, $1.6M_p/V_p$ (C.1.6.1.2-6)

여기서, $A_w = (d-2t_f)t_w$

$\rho' = P_u/V_u$

V_u : 소요전단강도 (N)

C.1.6.1.3 링크회전각

링크회전각은 총 층변위가 설계층변위 Δ에 도달하였을 때, 링크와 링크외부의 보가 이루는 비탄성 회전각으로 정의되며 다음 값을 초과할 수 없다.

(1) 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하일 때, 0.08 rad

(2) 링크길이가 $2.6M_p/V_p$ 이상일 때, 0.02 rad

(3) 링크길이가 $1.6M_p/V_p$와 $2.6M_p/V_p$ 사이인 경우는 직선 보간하여 산정한다.

C.1.6.2 링크보강재

(1) 링크와 가새가 접합하는 부분에는 웨브 전체높이의 웨브 보강재를 링크웨브의 양면에 설치해야 한다.

(2) 양측 링크보강재를 합친 폭은 $(b_f - 2t_w)$ 이상 그리고 두께는 $0.75t_w$ 또는 10 mm 이상이어야 한다(여기서, b_f는 링크플랜지의 폭 그리고 t_w는 링크웨브의 두께이다).

(3) 링크에는 다음과 같은 제한을 갖는 중간웨브 보강재를 설치해야 한다.

① 링크길이$\leq 1.6M_p/V_p$인 경우 중간웨브 보강재 설치간격

링크회전각 0.08 rad인 경우, $(30t_w - d/5)$ 이하

링크회전각 0.02 rad인 경우, $(52t_w - d/5)$ 이하

0.02 rad < 링크회전각 < 0.08 rad인 경우, 직선보간하여 산정

② $2.6M_p/V_p <$링크길이$\leq 5.0M_p/V_p$인 경우, 링크의 양단부에서 $1.5b_f$만큼 떨어진 지점에 중간웨브 보강재를 설치해야 한다.

③ $1.6M_p/V_p <$링크길이$\leq 2.6M_p/V_p$인 경우, 상기 ①및 ②의 요구사항을 모두 만족하는 중간웨브 보강재를 설치해야 한다.

④ 링크길이 $> 5.0M_p/V_p$인 경우에는 중간웨브 보강재를 설치하지 않아도 된다.

⑤ 중간웨브 보강재는 웨브 전체높이와 같아야 한다. 높이가 635 mm 미만인 링크에는 중간웨브 보강재를 링크웨브의 한 면에만 설치할 수 있다. 한 면에만 설치한 중간웨브 보강재의

두께는 t_w 또는 10 mm 이상이어야 하고 폭은 $(b_f/2)-t_w$ 이상이어야 한다. 높이가 635 mm 이상인 링크에는 유사한 중간웨브 보강재를 링크웨브의 양면에 설치해야 한다.

(4) 링크보강재와 링크웨브를 접합하는 용접부의 소요강도는 $A_{st}F_y$로 산정한다(A_{st}는 보강재의 단면적). 링크보강재와 링크플랜지를 접합하는 용접부의 소요강도는 $A_{st}F_y/4$로 산정한다.

C.1.6.3 링크-기둥 접합부

(1) 링크-기둥 접합부는 C.1.6.1.3의 최대 링크회전각을 지지할 수 있어야 한다.

(2) 최대 링크회전각에서 기둥 플랜지면 접합부의 강도는 C.1.6.1.2의 공칭전단강도 이상이어야 한다.

(3) 링크-기둥 접합부는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따라 C.1.6.3(1) 및 C.1.6.3(2) 규정을 만족해야 한다.
다만, 링크단부 보-기둥 접합부의 보강으로 인해 보강된 부분이 항복하지 않는 경우에는 보강의 끝부분부터 가새접합부까지의 보요소를 링크로 간주할 수 있다. 이러한 조건에서 링크길이가 $1.6M_p/V_p$를 초과하지 않는 경우, 보강단면과 접합부의 설계강도가 C.1.6.5의 링크의 변형률경화를 근거로 산정한 소요강도보다 크다면 보강접합부의 반복하중 실험인증을 생략할 수 있다. 이 경우 C.1.6.2의 웨브 전체높이의 보강재를 링크-보강부 접점에 설치해야 한다.

C.1.6.4 링크 횡가새

(1) 링크 단부에는 링크 상하플랜지에 횡지지재를 설치해야 한다.

(2) 링크 단부 횡지지재의 소요강도는 $P_b = 0.06M_r/h_0$로 산정한다. 여기서, h_0는 플랜지중심 사이의 거리이다. 단, $M_r = M_{u,\exp} = R_y Z F_y$.

(3) 횡지지재의 소요강성은 KDS 14 31 10(식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $C_b = 1.0$이고 L_b는 링크길이이다.

C.1.6.5 가새 및 링크 외부보

C.1.6.5.1 가새

(1) 가새의 휨과 압축의 조합력에 대한 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다.

(2) 지진효과를 포함한 하중조합에서, E를 Q_1으로 대체한다. Q_1은 링크의 예상공칭전단강도 $R_y V_n$를 최소 1.25배하여 산정된 압축력과 모멘트를 의미한다(여기서, V_n은 C.1.6.1.2에 따른 공칭전단강도).

(3) 가새의 설계강도는 제7장의 규정에 따라 산정한다.

(4) 가새부재는 4.1.1.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.6.5.2 링크외부보

(1) 링크외부보의 휨과 압축의 조합력에 대한 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다.

(2) 지진효과를 포함한 하중조합에서, E를 Q_1으로 대체한다. Q_1은 링크의 예상공칭전단강도 $R_y V_n$을 최소 1.1배하여 산정된 압축력과 모멘트를 의미한다(여기서, V_n은 C.1.6.1.2의 규정에 따른 공칭전단강도이다).

(3) 링크 외부보의 설계강도는 KDS14 31 10(4.3)의 값에 R_y를 곱하여 산정한다.

(4) 가새와 보가 접합되는 링크의 단부에서 보와 가새의 중심선은 링크의 단부 또는 내부에서 교차해야 한다.

C.1.6.5.3 가새접합부

(1) 가새 양단접합부의 소요강도는 C.1.6.5.1에 산정한 가새의 소요강도 이상이어야 하며 가새의 접합부는 C.1.4.2.3의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 링크 단부의 가새접합부의 어느 부분도 링크길이 안으로 연장되어서는 안 된다.

(3) 가새가 링크 단부모멘트의 일부를 지지하도록 설계한다면 가새와 링크의 접합부는 완전강접으로 해야 한다.

C.1.6.6 보-기둥 접합부

편심 가새골조에서 링크 반대편 접합부를 모멘트저항 접합부시스템으로 설계하는 경우, 보-기둥 접합부는 C.1.3.1과 C.1.3.4의 보통 모멘트골조 접합부 요구사항을 만족해야 하며, 비모멘트저항 접합부시스템으로 설계하는 경우는 핀접합을 사용할 수 있다.

C.1.6.7 기둥의 소요강도

편심 가새골조의 기둥의 소요강도는 4.1.1.3의 요구사항뿐만 아니라 아래의 조건을 만족해야 한다.

(1) 편심 가새골조의 기둥의 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다. 단 이 경우, 지진하중 E는 고려 대상층 상부에 있는 모든 링크의 예상 공칭전단강도를 1.1배한 조건에서 발현되는 응력으로 대체하여 산정한다. 여기서, 링크의 예상공칭전단강도는 $R_y V_n$으로 산정하고 V_n은 C.1.6.1.2에 따라 산정한다.

(2) 편심 가새골조의 기둥부재는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.6.8 보호영역

(1) 편심 가새골조 내의 링크는 보호영역이므로 4.1.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 링크에 보강재를 접합할 경우 C.1.6.2의 요구사항에 따라 용접을 사용할 수 있다.

C.1.6.9 임계용접부

링크플랜지와 링크웨브를 기둥으로 접합하는 완전용입용접은 임계용접부이므로 4.1.2.3.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.7 좌굴방지 가새골조

C.1.7.1 가새부재

좌굴방지 가새골조의 가새부재는 강재 코아와 강재 코아의 좌굴을 구속하는 좌굴방지 시스템으로 구성된다.

C.1.7.1.1 강재 코아

(1) 강재 코아는 가새에 작용하는 전체축력을 지지할 수 있도록 설계한다.

(2) 가새부재의 설계축강도 $\phi_c P_{ysc}(\phi_v = 0.90)$는 인장력 및 압축력에 대하여 항복 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc}$$

여기서, F_{ysc} : 강재 코아의 공칭항복응력 또는 인장시험에 의해 결정된 강재 코아의 실제 항복응력 (MPa)

A_{sc} : 강재 코아의 순단면적 (mm^2)

(3) 강재 코아에 사용하는 50 mm 이상의 강판은 3.3의 최소 노치인성 요구사항을 만족해야 한다.

(4) 강재 코아에는 이음부를 둘 수 없다.

C.1.7.1.2 좌굴방지 시스템

(1) 좌굴방지 시스템은 강재 코아의 케이싱으로 구성된다.

(2) 안정성을 평가할 때에는, 보, 기둥 및 거셋플레이트 등 접합부를 연결하는 구조요소 모두가 좌굴방지 시스템에 포함된다.

(3) 좌굴방지 시스템은 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 변위에 대해서 강재 코아의 국부 및 전체좌굴을 방지할 수 있어야 한다.

(4) 좌굴방지 시스템은 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 변위 내에서는 좌굴하지 않아야 한다.

C.1.7.1.3 성능입증 및 조정가새 강도

가새부재의 성능입증 및 조정가새 강도는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

C.1.7.2 가새접합부

C.1.7.2.1 소요강도

가새접합부의 인장 및 압축소요강도는(기둥-보 접합부가 좌굴방지 골조의 일부일 경우에도 포함) 조정가새 압축강도의 1.1배로 산정한다.

C.1.7.2.2 거셋플레이트

(1) 가새접합부를 설계할 때, 거셋플레이트의 전체 및 국부좌굴을 고려하여 설계해야 한다. 가새는 실험에 사용한 것과 일관성을 유지해야 한다.

(2) 이 규정은 다음과 같은 방법으로도 만족시킬 수 있다. 실험결과로부터 산정된 횡지지력과 일관된 횡력으로 거셋플레이트을 설계하되, 횡력에 저항할 수 있도록 거셋플레이트을 보강재로 보강하거나, 거셋플레이트 또는 가새 자체를 지지하는 횡지지재를 설치한다. 횡지지재 없이도 실험적으로 인증된 경우는 이러한 횡지지보강은 필요가 없다. 강재 코아에 가새를 부착시키는 경우는 이 사항이 인증실험에 반영해야 한다.

C.1.7.3 가새골조 형상에 따른 특별규정

V 및 역V형 가새골조는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

(1) 가새부재와 교차하는 보와 보의 접합부 및 지지부재의 소요강도는 가새부재가 고정하중 및 활하중을 부담하지 않는다는 가정 하에 KDS 41 00 00의 하중조합에 따라 산정한다. 지진하중을 포함한 하중조합의 경우, 보에 작용하는 수평 및 수직 지진하중효과 E는 인장 및 압축 조정가새 강도로 산정한다.

(2) 보는 기둥들 사이에서 연속이어야 하며 보의 상하플랜지는 횡지지해야 한다. 횡지지재는 KDS 14 31 10(식 (4.5-7)과 식 (4.5-8))을 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_y Z F_y$이고 $C_b = 1.0$이다.

(3) 가새접합부의 안정성 확보를 위해, 충분한 보의 면외강도와 강성을 확보하지 못한 경우, V 또는 역V형 가새골조 내에 최소 1쌍의 횡지지재를 설치해야 한다.

(4) 가새부재의 설계 및 실험을 위한 가새부재 최대변형은 상기 (1)에서 정의한 하중에 의한 보의 수직 처짐효과를 포함하여 증가된 값으로 산정한다.

(5) K형 가새골조는 좌굴방지 가새골조의 범주에 포함할 수 없다.

C.1.7.4 보 및 기둥

좌굴방지 가새골조의 보 및 기둥은 다음 조건을 만족해야 한다.

C.1.7.4.1 판폭두께비

보 및 기둥의 판폭두께비는 4.1.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.7.4.2 소요강도

(1) 좌굴방지 가새골조의 보 및 기둥의 소요강도는 KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 산정한다. 지진하중을 포함한 하중조합의 경우, 보에 작용하는 수평 및 수직지진하중 E는 인장 및 압축 조정가새 강도로 산정한다.

(2) 보 및 기둥의 소요강도는 시스템으로부터 전달된 최대하중을 초과할 필요는 없다.

C.1.7.4.3 이음

(1) 좌굴방지 가새골조의 기둥이음은 4.1.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 또한 좌굴방지 가새골조의 기둥이음은 항복 한계상태를 기준으로 산정한 이음부 상·하의 부재 중 작은 설계휨강도의 50% 이상으로 설계한다.

(2) 좌굴방지 가새골조 기둥이음의 소요전단강도는 $\Sigma M_{pc}/H$으로 산정한다. 여기서, ΣM_{pc}는 이음부 상·하기둥의 공칭소성휨강도의 합이다.

C.1.7.5 보호영역

좌굴방지 가새골조의 보호영역은 가새부재의 강재 코아와 보와 기둥의 접합요소를 포함해야 하고 4.1.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

C.1.8 특수강판 전단벽

특수강판 전단벽은 웨브와 인접한 수평경계요소와 수직경계요소는 웨브가 완전히 항복하여 변형경화상태에 도달하여도 수평경계요소의 양단부에 소성힌지가 생기는 것 외에는 탄성상태를 유지하도록 설계해야 한다.

C.1.8.1 웨브

C.1.8.1.1 전단강도

패널의 설계전단강도 $\phi V_n (\phi = 0.90)$은 전단항복 한계상태에 의거하여 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \qquad \text{(C.1.8.1.1-1)}$$

여기서 t_w : 웨브의 두께 (mm)

L_{cf} : 수직경계요소 플랜지 사이의 순거리 (mm)

α는 웨브 항복선이 수직축에 대해 이루는 각도(rad)로 다음 식으로 산정한다.

$$\tan^4\alpha = \frac{1+\dfrac{t_w L}{2A_c}}{1+t_w h\left(\dfrac{1}{A_b}+\dfrac{h^3}{360 I_c L}\right)} \qquad \text{(C.1.8.1.1-2)}$$

여기서, h : 수평경계요소의 중심간 거리 (mm)
A_b : 수평경계요소의 단면적 (mm^2)
A_c : 수직경계요소의 단면적 (mm^2)
I_c : 웨브 판에 수직인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 (mm^4)
L : 수직경계요소의 중심간 거리 (mm)

C.1.8.1.2 패널 변장비

패널의 길이 대 높이비(L/h)는 $0.8 < L/h \leq 2.5$의 범위에 있어야 한다.

C.1.8.1.3 웨브의 개구부

웨브의 개구부는, 실험과 해석에 의해 검증되지 않은 경우에는 패널의 전체높이와 전체폭에 걸쳐서 수평경계요소와 수직경계요소에 의해 모든 면에서 둘러싸여 있어야 한다.

C.1.8.2 경계요소와 웨브의 접합

수평 및 수직경계요소와 웨브접합부 소요강도는 웨브 항복각(식 (C.1.8.1.1-2) 참조)을 기준으로 산정된 웨브의 예상 인장항복강도와 같도록 한다.

C.1.8.3 수평경계요소와 수직경계요소

C.1.8.3.1 소요강도

(1) 4.1.1.3의 규정과 더불어 수직경계요소의 소요강도는 웨브 항복각 α에 대해 산정된 웨브의 예상 인장항복강도를 기준으로 산정한다.

(2) 수평경계요소의 소요강도는 웨브항복각 α에 대해 계산된 웨브의 예상 인장항복강도를 기준으로 한다. 웨브는 중력하중을 지지하지 않는다는 가정 하에서KDS 41 00 00의 하중조합에 의해 결정된 소요강도 가운데 큰 값으로 한다.

(3) 수평경계요소와 수직경계요소의 교차부에서의 보-기둥 모멘트비는 C.1.1.5의 규정을 만족해야 한다. 단, 이 경우 웨브의 존재는 무시한다.

C.1.8.3.2 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부

(1) 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부는 C.1.3.1의 규정을 만족해야 한다.

(2) 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부의 소요전단강도 V_u는 C.1.3.1의 규정에 따라 산정한다. 단, 소요전단강도는 수평경계요소 양단부의 모멘트가 $1.1R_yM_p$ 도달 시에 유발되는 전단력과, 항복각 α로 웨브항복 시의 예상 인장항복강도에 의해 산정된 전단력의 합 이상이어야 한다.

C.1.8.3.3 판폭두께비 제한

수평 및 수직경계요소는 4.1.1.2.2의 규정을 만족해야 한다.

C.1.8.3.4 횡지지

(1) 수평경계요소와 수직경계요소와의 모든 교차부는 반드시 횡지지해야 하고, 수평경계요소의 전구간은 $0.086r_yE/F_y$이하의 간격으로 횡지지해야 한다.

(2) 수평경계요소의 상하플랜지는 모두 직접 또는 간접적으로 횡지지해야 한다.

(3) 횡지지재의 소요강도는 수평경계요소 플랜지의 공칭강도 $F_yb_ft_f$의 2% 이상이어야 한다. 모든 횡지지재의 소요강성은 KDS 14 31 10(식 (4.5-8))에 따라 산정한다. 여기서, M_r은 R_yZF_y 그리고 C_b는 1.0을 택한다.

C.1.8.3.5 수직경계요소의 이음

수직경계요소의 이음은 4.1.1.4의 규정을 만족해야 한다.

C.1.8.3.6 패널존

최상부 및 최하부 수평경계요소에 인접한 수직경계요소의 패널존은 C.1.1.2의 규정을 만족해야 한다.

C.1.8.3.7 수직 경계부재의 강성

웨브의 면에 직각인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 I_c는 $0.00307t_wh^4/L$ 이상되어야 한다.

C.2 합성구조의 내진설계

C.2.1 합성 부분강접 모멘트골조

합성 부분강접 모멘트골조의 강도, 횡변위 및 동적특성을 결정하는 데에는 접합부의 연성도와 합성보작용을 고려해야 하며, 주각접합부와 같은 곳에서의 항복은 제한적으로 허용될 수 있다.

C.2.1.1 기둥

강재기둥은 3과 4.1.1 그리고 이 기준에 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.1.2 합성보

합성보는 노출형이며 완전합성이어야 하고 제6장의 요구사항을 만족해야 한다. 해석을 위한 보의 강성은 합성단면의 유효단면2차모멘트를 사용하여 결정해야 한다.

C.2.1.3 합성 부분강접 모멘트골조 모멘트접합부

보-기둥 부분강접 모멘트접합부의 소요강도는 접합부의 연성도와 2차모멘트의 영향을 고려하여 결정해야 한다. 이외에도 합성접합부는 최소한 M_p의 50%에 해당되는 공칭강도를 가져야 한다. 여기서, M_p는 합성거동을 무시한 강재보의 공칭소성휨강도이다. 접합부는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 하며 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에서 명시된 반복 하중실험에 의해 전체 층간변위각 0.04 rad을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

C.2.2 합성 특수 모멘트골조

C.2.2.1 기둥

합성기둥은 4.2.1.4와 4.2.1.5의 특수 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 80(4.7 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.2.2 보

합성 특수 모멘트골조의 구성요소인 합성보는 다음과 같은 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 콘크리트의 압축측 연단으로부터 소성중립축까지의 거리는 다음과 같은 값을 초과할 수 없다.

$$Y_{PNA} = \frac{Y_{con} + d_b}{1 + \left(\frac{1700F_y}{E}\right)} \qquad \text{(C.2.2.2-1)}$$

여기서, Y_{con} : 강재보의 상단에서 콘크리트의 상단까지의 거리 (mm)
d_b : 강재보의 높이 (mm)
F_y : 강재보의 항복강도 (MPa)
E : 강재보의 탄성계수 (MPa)

(2) 철근으로 보강된 매입형 합성보의 피복두께가 50mm 이상이며 지진에 의한 변형시 소성힌지가 발생하는 위치에서 후프에 의한 구속이 이루어지는 경우를 제외하고는 보플랜지는 C.1.1.3의 요구사항들을 만족해야 한다. 후프는 KDS 14 20 80(4.4.2)의 요구사항을 만족해야 한다.

강재트러스 또는 합성트러스는 실험과 해석을 통해 적절한 연성과 에너지 흡수능력을 발휘할 수 있음을 입증한 경우를 제외하고는 합성특수 모멘트골조의 휨부재로 사용할 수 없다.

C.2.2.3 합성 특수 모멘트골조 모멘트접합부

보-기둥 모멘트 접합부의 소요강도는 보의 예상되는 휨강도 $R_y M_n$ 과 관련된 휨과 전단으로부터 결정한다. 접합부의 공칭강도는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 한다. 이외에도 접합부는 0.04 rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부의 위치에서 보플랜지가 연속되지 않는 경우 접합부는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에서 명시된 반복 하중실험을 통해 최소한 0.04 rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다. 강재보가 철근콘크리트 기둥을 통해 관통함으로써 보플랜지의 용접접합이 필요하지 않으며 접합부가 다른 조기파단의 위험이 없는 경우 비탄성 회전능력은 실험 또는 다른 구체적인 자료로 증명해야 한다.

C.2.2.4 기둥-보 모멘트비

철근콘크리트 기둥의 설계는 KDS 14 20 80(4.3.2)의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥의 기둥-보 모멘트비는 다음과 같은 수정사항 외에는 C.1.1.5의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 합성기둥의 설계휨강도는 소요축방향강도 P_{rc} 를 고려하여 제5장의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) C.1.1.5의 예외조항(1)의 하중제한은 $P_{rc} \leq 0.1 P_c$로 한다.

(3) C.1.1.5의 최소 휨강도 요구사항을 적용하지 않는 합성기둥은 횡방향 철근이 4.2.1.4.3(3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.3 합성 중간 모멘트골조

C.2.3.1 기둥

합성기둥은 4.2.1.4와 4.2.1.5의 중간 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 80(4.9)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.3.2 보

강재보와 합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.3.3 합성 중간 모멘트골조 모멘트접합부

접합부의 공칭강도는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 한다. 보-기둥 접합부의 소요강도는 다음과 같은 요구사항들 중의 하나를 만족해야 한다.

(1) 보-기둥 접합부의 소요강도는 보의 소성힌지와 관련된 힘에 의해 결정된다.

(2) 접합부는 4.2.2의 요구사항들을 만족해야 하며 반복 하중실험을 통해 최소 0.03 rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

C.2.4 합성 보통 모멘트골조

C.2.4.1 기둥

합성기둥은 4.2.1.4와 4.2.1.5의 보통모멘트시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 00(KDS 14 20 80 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.4.2 보

강재보와 합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항들을 만족해야 한다.

C.2.4.3 모멘트접합부

접합부는 KDS 41 00 00의 하중조합에 대해 설계해야 한다. 또한 접합부의 설계강도는 4.1.2와 C.1.3.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5 합성 특수중심 가새골조

C.2.5.1 기둥

강재기둥은 3과 4.1.1의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥은 특수 내진시스템에 관한 12.3.1.4 또는 12.3.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 KDS 14 20 80(4.6.5)의 구조용 트러스 부재에 관한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5.2 보

강재보는 특수중심 가새골조에 관한 C.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 합성보는 KDS 14 31 10(4.5)의 요구사항 및 C.1.4의 특수중심 가새골조에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5.3 가새

강재가새는 C.1.4에 명시된 특수중심 가새골조에 관한 요구사항을 만족해야 한다. 합성가새는 C.2.5.1에 명시된 합성기둥에 관한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.5.4 접합부

가새접합부는 C.1.4와 4.2.2에 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6 합성 보통 가새골조

C.2.6.1 기둥

매입형 합성기둥은 보통 내진시스템에 관한 4.2.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 충전형 합성기둥은 보통 내진시스템에 관한 12.3.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥의 경우는 KDS 14 20 00(KDS 14 20 80 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6.2 보

강재보와 합성보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6.3 가새

강재가새는 KDS 14 31 05와 14 31 10의 요구사항을 만족해야 한다. 합성가새는 4.2.1.4.1, 4.2.1.5 그리고 C.2.6.1의 합성기둥에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.6.4 접합부

접합부는 KDS 41 00 00에 따라 하중조합에 대하여 설계하며 접합부의 설계강도는 4.2.2에서 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7 합성 편심 가새골조

합성 편심 가새골조에서 대각가새, 기둥, 그리고 링크외부의 보 부분은 링크의 완전항복과 변형도경화로 인해 초래될 수 있는 최대하중에 대해 기본적으로 탄성상태에 있도록 설계해야 한다. 기둥은 합성부재나 철근콘크리트부재를 사용해야 한다. 링크와 가새는 C.2.7.2와 C.2.7.3에서 설명하는 대로 강재 부재를 사용해야 한다. 합성편심 가새골조는 이 기준에서 수정되는 사항을 제외하고 C.1.6의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7.1 기둥

철근콘크리트 기둥은 구조 트러스 요소에 관한 KDS 14 20 80(4.6.5)의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥은 특수 내진시스템에 대한 4.2.1.4 또는 4.2.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 또한, 링크가 철근콘크리트 기둥이나 매입형 합성기둥에 인접해 있을 때 KDS 14 20 80(4.3.4)(또는 합성기둥에 관한 4.2.1.4.3(6)①)의 요구사항을 만족하는 횡방향 철근을 링크접합부의 상하부에 배치해야 한다. 모든 기둥은 C.1.6.7의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7.2 링크

링크는 매입되지 않은 구조용 강재를 사용하며 편심 가새골조의 링크에 관한 C.1.6의 요구사항을 만족해야 한다. 링크의 외부 보부분을 철근콘크리트로 피복하는 것을 허용한다. 링크의 공칭강도의 결정 시 합성거동을 고려하는 경우, 링크를 포함한 보는 보의 일부 또는 전부에 걸쳐 전단연결재를 사용하여 바닥슬래브와 합성적으로 거동하는 것을 허용한다.

C.2.7.3 가새

구조용 강재가새는 편심 가새골조에 관한 C.1.6의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.7.4 접합부

접합부는 편심 가새골조에 관한 C.1.6의 요구사항과 함께 4.2.2의 내용 또한 만족해야 한다.

C.2.8 합성 보통 전단벽

C.2.8.1 경계부재

경계부재는 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 매입되지 않은 강재 단면이 철근콘크리트 벽체의 경계부재로 작용하는 경우 강재 단면은 이 절의 요구사항을 만족해야 한다. 경계부재의 축방향 강도의 산정은 철근콘크리트벽체가 전단력을 지지하고, 구조물의 전체 연직하중과 전도력은 전단벽과 경계부재가 함께 지지한다는 가정 하에 산정한다. 철근콘크리트 벽체는 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 철근콘크리트에 매입된 강재부재들이 철근콘크리트 벽체의 경계부재로 작용하는 경우, 해석은 탄성재료성질에 근거한 콘크리트 환산단면을 사용해야 한다. 철근콘크리트 벽체는 KDS 14 20 00의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트에 매입된 강재 경계부재가 제5장에서 명시된 합성기둥에 해당하는 경우 4.2.1.4.1의 보통 내진시스템의 요구사항을 만족하도록 설계해야 한다. 그렇지 않은 경우에는 KDS 14 20 66(4.3)과 KDS 14 31 10(4.2)의 요구사항을 만족하는 합성기둥으로 설계해야 한다.

(3) 구조용 강재와 철근콘크리트 사이의 수직 전단력을 전달할 수 있도록 스터드 전단연결재 또는 용접앵커를 설치해야 한다. 스터드 전단연결재는 KDS 14 31 10(4.2와 4.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.8.2 강재연결보

인접한 두 철근콘크리트 벽체 사이에 사용되는 강재연결보는 KDS 14 31 10(4.3)의 요구사항과 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 연결보의 공칭휨강도와 공칭전단강도에 해당하는 최대 휨모멘트와 전단력의 조합에 대해 저항할 수 있도록 철근콘크리트 벽체 내의 연결보의 묻힘길이를 충분히 확보해야 한다. 묻힘길이는 벽체 경계부재의 구속철근의 첫 열에서부터 시작하는 것으로 산정한다. 연결보와 벽체 사이에서 전달되는 하중에 대한 접합강도는 4.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 연결보의 공칭전단강도와 동일한 공칭축방향강도를 갖는 벽체 내의 수직 보강철근은 강재의 묻힘길이 시작점으로부터 묻힘길이의 1/2에 걸쳐 소요철근의 2/3를 배근해야 한다. 이러한 벽체철근은 연결보 플랜지의 상하방향으로 적어도 인장 정착길이 만큼 연장해야 한다. 수직 경계부재를 위한 길이방향 철근과 같이 다른 용도로 배근된 철근을 소요 수직 보강철근의 일부로 사용할 수 있다.

C.2.8.3 매입형 합성연결보

매입형 합성단면 연결보는 C.2.8.2의 요구사항과 다음과 같은 수정된 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 매입형 합성연결보의 최대 휨내력와 전단내력의 조합에 대해 저항할 수 있도록 철근콘크리트 벽체 내의 연결보의 묻힘길이를 충분히 확보해야 한다.

(2) 매입형 합성연결보의 공칭전단내력을 사용하여 C.2.8.2(1)의 요구사항을 만족해야 한다.

(3) 전단벽과 연결보의 소요강도를 계산할 때 매입형 합성연결보의 강성을 사용한다.

C.2.9 합성 특수 전단벽

C.2.9.1 경계부재

(1) 매입되지 않은 강재기둥은 C.2.8.1(1)의 요구사항과 3과 4.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 매입된 강재 경계부재를 갖는 벽체는 C.2.8.1(2)의 요구사항과 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다. 이 벽체는 콘크리트구조기준의 요구사항을 만족해야 한다. 제5장의 합성기둥에 해당하는 철근콘크리트에 매입된 강재 경계부재는 4.2.1.4의 특수 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 그렇지 않은 경우, 이와 같은 부재들은 KDS 14 20 66(4.3)의 요구사항과 KDS 14 20 80(4.5.6)의 특수 철근콘크리트 구조벽의 경계부재에 대한 요구사항을 만족하는 합성압축부재로 설계해야 한다. 합성경계부재의 구속을 위한 횡방향 철근은 벽체안으로 2 h의 길이만큼 연장해야 한다. 여기서, h는 벽체 면내방향으로 경계부재의 전체높이를 나타낸다.

(3) 스터드 전단연결재는 C.2.8.1(2)에 명시된 대로 배치해야 한다. 콘크리트에 매입되지 않은 강재단면과의 접합에 사용되는 용접앵커의 공칭강도는 항복강도를 25% 감소하여 사용한다.

C.2.9.2 합성 특수 전단벽 강재연결보

(1) 강재연결보는 C.2.8.2의 요구사항 이외에 C.1.6.1과 C.1.6.2의 요구사항을 만족해야 한다. 설계지진 하에 예상되는 비탄성 변형의 합리적인 해석에 의해 보다 작은 값이 입증되지 않는 경우에는 C.1.6.2에서 규정한 0.08rad의 연결보 회전성능을 만족시해야 한다. 철근콘크리트 벽의 표면위치에서 연결보의 웨브 양쪽에 표면지압판을 설치해야 한다. 이러한 보강재는 C.1.6.2의 상세요구사항을 만족해야 한다.

(2) C.2.8.2(2)에 명시된 벽체 내의 수직 보강철근은 KDS 14 20 80(4.5.6)의 요구사항을 만족하는 횡방향 철근으로 구속해야 한다.

C.2.9.3 매입형 합성연결보

연결보의 역할을 하는 매입형 합성단면은 C.2.9.2의 요구사항을 만족해야 한다. 단, C.1.6.2의 요구사항은 만족할 필요가 없다.

C.2.10 합성 강판 전단벽

C.2.10.1 벽 부재

C.2.10.1(1)의 요구사항을 따르는 보강된 강판을 갖는 합성 강판 전단벽의 전단항복 한계상태에 근거한 설계강도 ϕV_{ns} ($\phi = 0.9$)는

$$V_{ns} = 0.6 A_{sp} F_y \qquad \text{(C.2.10.1-1)}$$

여기서, V_{ns}: 강판의 공칭전단강도 (mm)
A_{sp}: 보강된 강판의 수평단면적 (mm^2)
F_y : 강판의 항복강도 (MPa)

합성 강판 전단벽의 강판이 C.2.10.1(1)의 요구사항을 만족하는 경우 합성 강판 전단벽의 설계전단강도는 철근콘크리트의 강도를 무시한 강판만의 강도로 구해야 하며, KDS 14 31 10(4.3.2.1.2.2와 4.3.2.1.2.3)의 요구사항을 만족해야 한다.

(1) 만약 탄성 판좌굴해석을 통해 합성벽이 V_{ns}에 해당하는 공칭전단력을 지지할 수 있다는 것을 증명하는 경우 강판은 철근콘크리트와의 매입이나 부착으로 적절하게 보강해야 한다. 강판의 양면에 콘크리트가 설치되는 경우 부착되는 콘크리트의 두께는 최소 100 mm가 되어야 하고 강판의 한쪽 면에만 콘크리트가 부착되는 경우 콘크리트의 두께는 200 mm 이상이어야 한다. 국부좌굴과 콘크리트와 강판의 분리를 막기 위해 스터드 전단연결재나 다른 기계적 연결재를 설치해야 한다. 콘크리트 내부의 수평 및 수직방향 철근은 KDS 14 20 72(4.2)의 상세요구사항을 만족시켜야 한다. 양방향의 철근비는 0.0025보다 작지 않아야 하고, 철근의 최대간격은 450 mm를 넘지 않도록 해야 한다. 합성벽 시스템을 설계할 때는 지진력이 벽면에 수직으로 작용하는 경우를 고려해야 한다.

(2) 강판은 공칭전단강도를 발휘할 수 있도록 용접 혹은 고장력볼트 마찰접합에 의해 모든 면을 따라 강재골조와 경계부재에 연속적으로 연결해야 한다. 용접 또는 볼트접합에 의한 연결부의 설계는 4.1.2에 명시된 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.10.2 경계부재

강재 및 합성 경계부재는 설계층간변위에서 벽의 강판 및 철근콘크리트 부분의 전단내력에 저항할 수 있도록 설계해야 한다. 합성 및 철근콘크리트 경계부재는 C.2.9.1의 요구사항을 만족시키도록 설계해야 한다. 강재 경계부재는 C.1.8의 요구사항을 만족해야 한다.

C.2.10.3 개구부

개구부 주위에는 해석에 의해 요구되는 대로 경계부재를 설치해야 한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
		박영석	명지대학교	교수
		이명재	중앙대학교	교수
		황의승	경희대학교	교수
		성택룡	포스코	그룹장
		이승은	포스코	책임연구원
		이은택	중앙대학교	교수
		이재석	현대제철	교수
		한종욱	명지대학교	교수
		김철환	경북대학교	교수
		최동호	한양대학교	교수
		김상섭	한국기술교육대학교	교수
		양재근	인하대학교	교수
		박용명	부산대학교	교수
		신동구	명지대학교	교수
		이성철	동국대학교	교수
		유정한	서울과학기술대학교	교수
		김성곤	서울과학기술대학교	교수
		조재병	경기대학교	교수
		배두병	국민대학교	교수
		오창국	국민대학교	교수
		김주우	세명대학교	교수
		심창수	중앙대학교	교수
		이경구	단국대학교	교수
		엄태성	단국대학교	교수
		이철호	서울대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	건축	김규석	동국대학교
	건축	김덕재	중앙대학교
	건축	김동규	서울시립대학교
	건축	김승원	뉴테크구조기술사사무소
	건축	김종락	숭실대학교
	건축	정재철	국민대학교
	건축	최문식	단국대학교
	토목	유철수	고려대학교
	토목	이우현	중앙대학교
	토목	장석윤	서울시립대학교
	토목	장승필	서울대학교
	토목	조효남	한양대학교
	토목	정경섭	충북대학교
	건축	오영석	대전대학교
	건축	김우범	공주대학교
	토목	최상현	한국교통대학교
	건축	신경재	경북대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	황의승	경희대학교
		채규봉	㈜효광엔지니어링
		강철규	경기대학교
		하영철	금오공과대학교
		윤명호	공주대학교
		현인호	㈜인이엔씨

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	송종걸	강원대학교
	조미라	인덕대학교
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	주영해	한국종합기술
	김태진	창민우구조
	노영숙	서울과학기술대학교
	박의수	희림종합건축

국토교통부	성명	소속	직책
	안정훈	국토교통부 기술기준과	과장
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	사무관

설계기준
KDS 14 31 60 : 2017

강구조 내진 설계기준(하중저항계수설계법)

2017년 12월 20일 발행

국토교통부

관련단체 한국강구조학회
05801 서울특별시 송파구 송이로 30길21
☎ 02-400-7104 E-mail : kssc@mail.kssc.or.kr, kssc1989@chol.com
http://www.kssc.or.kr/

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