

하중저항계수설계법에 의한
강구조설계기준

2014.04.21

사단
법인 한국강구조학회

머 리 말

우리나라 철강산업이 발전함에 따라, 최근 건설분야도 초고층구조 건축물 및 장대교량 등 고강도를 요구하는 강구조물의 설계 및 시공이 요구되고 있고, 더욱 더 균일한 신뢰도, 안전성 확보와 경제적이고 효율적인 건설의 필요성이 크게 대두되고 있습니다. 또한, 국제협력과 기술교류가 증대됨에 따라 국제설계기준에 부합하는 하중저항계수설계법의 중요성이 부각되고 있습니다.

정부는 강구조물 설계 시 건설기술자가 활용할 수 있는 표준적인 기준으로서 '09 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준을 마련하고, 신뢰도 기반의 한계상태설계법을 2015년부터 사용하도록 고시하였습니다.

이번에 마련한 설계기준은 최근의 연구 및 실험결과를 반영함으로써 설계의 안전성을 확보하고 건설기술자들이 유용하게 활용할 수 있도록 하였습니다. 특히, 골조의 안정성, 플레이트 거더 및 곡선박스거더교의 휨설계, 피로 및 파단에 대해서는 많은 부분이 개정되었습니다. 또한, 파형강판 구조물 설계기준과 부록을 새롭게 마련하였습니다.

이번 기준은 토목 및 건축공사에 공통으로 적용이 가능한 용어 및 강재의 기계적 성질 등을 통일하고, 건축 및 토목분야에 특수하게 적용되는 구조요소에 대해서는 구분하여 정의하였습니다.

앞으로도 경제적이고 안전한 강구조 설계가 가능한 설계기준이 될 수 있도록 지속적으로 개선해 나갈 것을 약속드립니다.

이번 작업을 맡아주신 (사)한국강구조학회의 집필위원과 중앙건설기술심의위원회 여러분에게 감사를 드리며, 건설기술인들의 많은 관심과 제안을 부탁드립니다.

감사합니다.

2014년 4월

국토해양부 기술안전정책관 ○ ○ ○

집필위원 및 자문위원

집필위원

집필위원장 : 박영석

부 위 원 장 : 이명재

간 사 : 신동구(토목), 이은택(건축)

장별 책임집필위원:

제1장 총칙 (박영석, 이명재, 황의승)

제2장 사용재료 (성택룡, 이승은, 이은택, 이재석, 한종욱)

제3장 골조의 안정성 (김철환, 최동호)

제4장 인장부재 (김상섭, 양재근)

제5장 압축부재 (김철환, 최동호)

제6장 휨부재 (김상섭, 김철환, 박용명, 신동구, 이성철)

제7장 조합력과 비틀림부재 (이은택, 유정한)

제8장 기타 부재 (김성곤, 한종욱)

제9장 연결 (조재병, 양재근)

제10장 피로 및 파단 (박영석, 배두병, 오창국)

제11장 물고임 및 내화설계 (이은택, 유정한)

제12장 건축물 내진설계 (김주우, 이명재)

검토위원

김승억, 김우범, 김호경, 김희동, 박종원, 박효선, 오상훈, 오영석, 윤동용, 윤성원, 윤태양,
이경구, 이대용, 장인화, 최병정, 최성모, 하영철, 황원섭

자문위원

건 축 : 김규석, 김덕재, 김동규, 김승원, 김종락, 이철호, 정재철, 최문식
토 목 : 김경식, 김도환, 유철수, 이우현, 장석윤, 장승필, 조효남, 최재형

목 차

제1장 총 칙

1.1 적용범위	3
1.2 용어의 정의	3
1.3 주요기호	20
1.4 설계원칙	44
1.4.1 일반사항	44
1.4.2 한계상태	44
1.4.3 설계요구조건	45
1.4.3.1 강도	45
1.4.3.2 안전성	45
1.4.3.3 연결부	45
1.4.3.4 피로 및 파단	45
1.4.3.5 사용성	45
1.4.3.6 내구성	45
1.4.3.7 시공성 및 유지관리	46
1.5 하중 및 하중조합	46
1.5.1 일반사항	46
1.5.2 하중의 종류	46
1.5.3 하중계수와 하중조합	47
1.6 참고기준	47

제2장 사용재료

2.1 강재	51
2.1.1 사용강재	51
2.1.2 접합재료	55
2.2 철근 및 콘크리트	56

2.3 형상 및 치수	57
2.4 재료의 강도	57
2.4.1 강재의 강도	57
2.4.2 접합재료의 강도	59
2.4.3 철근 및 콘크리트의 강도	59
2.5 물리상수	60
2.6 기타 강재	60
2.6.1 핀, 롤러 및 록커	60
2.6.2 스티드 전단연결재	60
2.6.3 스테인레스 강재	60
2.6.4 케이블	60

제3장 골조의 안정성

3.1 일반적 안정 요구조건	63
3.2 직접해석법	64
3.2.1 소요강도	64
3.2.1.1 일반적 해석 요구조건	64
3.2.1.2 초기 불완전성	64
3.2.1.3 강성 조정	65
3.2.2 설계강도	66
3.3 유효좌굴길이법	67
3.3.1 제한조건	67
3.3.2 소요강도	67
3.3.3 설계강도	67
3.4 1차해석법	68
3.4.1 제한조건	68
3.4.2 소요강도	68
3.4.3 설계강도	69
3.5 근사2차해석	69

3.5.1 제한조건	69
3.5.2 근사2차해석 계산과정	70
3.5.2.1 $P-\delta$ 효과에 대한 증폭계수 B_1	70
3.5.2.2 $P-\Delta$ 에 대한 증폭계수 B_2	72

제4장 인장부재

4.1 세장비 제한	77
4.2 단면적의 산정	77
4.2.1 총단면적	77
4.2.2 순단면적	77
4.2.3 유효 순단면적	78
4.3 인장강도	81
4.3.1 총단면의 항복한계상태	81
4.3.2 유효순단면의 파단한계상태	81
4.4 조립 인장부재	82
4.5 핀접합부재	82
4.5.1 인장강도	82
4.5.1.1 유효 순단면적에 대한 인장파단	83
4.5.1.2 유효단면적에 대한 전단파단	83
4.5.1.3 핀의 투영면적에 대한 지압	83
4.5.1.4 총단면적에 대한 항복	83
4.5.2 핀접합부재의 구조제한	84
4.6 아이바	84
4.6.1 인장강도	84
4.6.2 아이바의 구조제한	85
4.6.3 연결	85
4.7 합성부재의 인장강도	86

제5장 압축부재

5.1 일반사항	89
----------------	----

5.1.1 국부좌굴에 대한 단면의 분류	90
5.1.1.1 자유돌출판	90
5.1.1.2 양연지지판	90
5.1.1.3 압축 판요소의 폭두께비	91
5.2 유효좌굴길이와 세장비 제한	93
5.3 비세장판 단면을 가진 부재의 휨좌굴에 대한 압축강도	94
5.4 비세장판 단면을 가진 부재의 비틀림좌굴 및 휨-비틀림좌굴에 대한 압축강도	95
5.5 단일 ㄱ형강 압축부재	98
5.6 조립 압축재	100
5.6.1 압축강도	100
5.6.2 치수 요구조건	101
5.7 세장판 단면을 갖는 압축부재	103
5.7.1 세장한 자유돌출판	104
5.7.2 세장한 양연지지판	106
5.8 합성부재	108
5.8.1 일반사항	108
5.8.1.1 콘크리트와 철근	108
5.8.1.2 합성단면의 공칭강도	109
5.8.1.3 재료강도 제한	109
5.8.1.4 국부좌굴에 대한 충전형 합성단면의 분류	110
5.8.2 축력을 받는 부재	110
5.8.2.1 매입형 합성부재	110
5.8.2.2 충전형 합성부재	114
5.8.2.3 전단강도	116
5.8.2.4 하중전달	116
5.8.2.5 강제 전단연결재	121

제6장 휨부재

6.1 일반사항	129
6.2 형강 및 강관	129

6.2.1 단일부재	129
6.2.1.1 휨강도	129
6.2.1.2 전단강도	157
6.2.2 합성부재	164
6.2.2.1 일반사항	164
6.2.2.2 휨부재	164
6.2.2.3 휨과 축력의 조합	173
6.3 교량용 거더	174
6.3.1 플레이트거더	174
6.3.1.1 일반사항	174
6.3.1.2 단면비 제한	183
6.3.1.3 시공성 검토	184
6.3.1.4 사용한계상태	187
6.3.1.5 피로 및 파단한계상태	189
6.3.1.6 강도한계상태	190
6.3.1.7 휨강도-정모멘트부 합성단면	192
6.3.1.8 휨강도-부모멘트부의 합성단면과 비합성단면	196
6.3.1.9 전단강도	201
6.3.1.10 전단연결재	205
6.3.1.11 보강재	212
6.3.1.12 덮개판	219
6.3.2 박스거더	220
6.3.2.1 일반사항	220
6.3.2.2 단면비 요구조건	222
6.3.2.3 시공성	224
6.3.2.4 사용한계상태	226
6.3.2.5 피로 및 파괴한계상태	226
6.3.2.6 강도한계상태	227
6.3.2.7 휨강도-정모멘트부	228
6.3.2.8 휨강도-부모멘트부	231
6.3.2.9 전단강도	235
6.3.2.10 전단연결재	236

6.3.2.11 보강재	237
6.3.3 기타 휨부재	238
6.3.3.1 일반사항	238
6.3.3.2 공칭휨강도	238
6.3.3.3 합성부재의 공칭전단강도	243
6.3.4 다이아프램 및 수직가새	244
6.3.4.1 일반사항	244
6.3.4.2 플레이트거더 단면	245
6.3.4.3 박스거더 단면	245
6.3.4.4 트러스교 및 아치교	245
6.3.5 수평가새	246
6.3.5.1 일반사항	246
6.3.5.2 플레이트거더 단면	246
6.3.5.3 박스거더 단면	246
6.3.5.4 트러스교	247

제7장 조합력과 비틀림부재

7.1 휨과 축력이 작용하는 1축 및 2축 대칭단면 부재	251
7.1.1 압축력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재	251
7.1.2 인장력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재	252
7.1.3 1축휨과 압축력을 받는 2축 압연형강 조밀단면 부재	252
7.2 휨과 축력을 받는 비대칭단면 부재 및 기타 부재	253
7.3 비틀림 또는 비틀림, 휨, 전단력 또는/과 축력 등을 동시에 받는 부재	254
7.3.1 원형과 각형강관의 비틀림강도	254
7.3.2 비틀림, 전단, 휨, 축력을 동시에 받는 강관	256
7.3.3 비틀림과 조합응력을 받는 비강관 부재	256
7.4 구멍이 있는 플랜지의 인장과단	257

제8장 기타 부재

8.1	기둥과 보의 가새	261
8.1.1	일반사항	261
8.1.2	기둥안정용 가새	261
8.1.2.1	상대구속 가새	261
8.1.2.2	절점구속 가새	262
8.1.3	보안정용 가새	262
8.1.3.1	횡좌굴 가새	263
8.1.3.2	비틀림좌굴 가새	263
8.2	핀	266
8.2.1	위치	266
8.2.2	강도	266
8.2.2.1	힘과 전단의 조합	266
8.2.2.2	지압	267
8.2.3	아이바 핀의 최소치수	267
8.2.4	핀과 너트	267
8.3	말뚝	268
8.3.1	일반사항	268
8.3.2	구조적인 저항	268
8.3.3	압축저항	268
8.3.3.1	축압축	268
8.3.3.2	축압축과 힘의 조합	268
8.3.3.3	좌굴	268
8.3.4	최대 허용항타응력	270
8.4	파형강판 구조물	270
8.4.1	일반사항	270
8.4.1.1	파형강판 규격 및 재료	270
8.4.1.2	최소두께	270
8.4.1.3	연결재	271
8.4.1.4	구조적 뒤채움 재료	271
8.4.1.5	한계상태	271

8.4.1.6	저항계수	272
8.4.1.7	하중	272
8.4.1.8	토피고	273
8.4.1.9	보강단면의 단면계수 산정	273
8.4.1.10	내구성	273
8.4.1.11	정밀해석에 의한 설계	273
8.4.1.12	처짐 검토	274
8.4.2	아치형 파형강판 구조물	274
8.4.2.1	적용범위	274
8.4.2.2	최소토피고	276
8.4.2.3	설계압축력	276
8.4.2.4	압축좌굴	279
8.4.2.5	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지	281
8.4.2.6	이음부강도	284
8.4.2.7	구조적 뒤펀 범위	285
8.4.3	박스형 파형강판 구조물	285
8.4.3.1	적용범위	285
8.4.3.2	최소토피고	286
8.4.3.3	설계휨모멘트	286
8.4.3.4	휨강도 검토	289
8.4.3.5	이음부강도	289
8.4.3.6	구조적 뒤펀 범위	289

제9장 연 결

9.1	공통사항	293
9.1.1	일반사항	293
9.1.1.1	설계일반	293
9.1.1.2	단순접합	293
9.1.1.3	모멘트접합	293
9.1.1.4	편심접합	294

9.1.1.5	기둥의 이음 및 선단밀착접합	294
9.1.1.6	접합부의 최소강도	294
9.1.1.7	용접 또는 볼트의 배열	295
9.1.1.8	용접과 볼트의 병용	295
9.1.1.9	볼트와 용접접합의 제한	295
9.1.1.10	이음부 설계세척	295
9.1.2	용접	297
9.1.2.1	그루브용접	297
9.1.2.2	필릿용접	298
9.1.2.3	플러그 및 슬롯용접	299
9.1.2.4	설계강도	300
9.1.2.5	용접의 병용	301
9.1.3	볼트	302
9.1.3.1	고장력볼트	302
9.1.3.2	일반볼트	302
9.1.3.3	볼트의 인장 및 전단강도	302
9.1.3.4	지압접합에서 인장과 전단의 조합	303
9.1.3.5	볼트구멍의 지압강도	304
9.1.3.6	마찰접합의 미끄럼강도	305
9.1.3.7	마찰접합에서 인장과 전단의 조합	306
9.1.3.8	핀접합	306
9.1.4	접합부재의 설계강도	307
9.1.4.1	설계인장강도	307
9.1.4.2	설계전단강도	307
9.1.4.3	블록전단강도	308
9.1.4.4	설계압축강도	308
9.1.5	끼움재	309
9.1.6	이음	309
9.1.7	지압강도	309
9.1.7.1	공장가공면, 핀의 구멍, 지압보강재 등의 지압	309
9.1.7.2	확장롤러 및 확장록커	310
9.1.8	주각부 및 콘크리트의 지압	310

9.1.9 앵커볼트	311
9.1.10 집중하중을 받는 플랜지와 웨브	311
9.1.10.1 플랜지 국부휨강도	311
9.1.10.2 웨브 국부항복강도	312
9.1.10.3 웨브 크리플링강도	313
9.1.10.4 웨브 횡좌굴강도	313
9.1.10.5 웨브 압축좌굴강도	315
9.1.10.6 웨브 패널존 전단강도	315
9.1.10.7 집중하중에 대한 추가 보강재 요구사항	316
9.1.10.8 집중하중에 대한 추가 2중플레이트 요구사항	317
9.2 거더이음	317
9.2.1 볼트이음	317
9.2.2 용접이음	321
9.3 강관구조 접합	322
9.3.1 강관구조의 집중하중	322
9.3.1.1 적용한계	322
9.3.1.2 축직각방향 집중하중	322
9.3.1.3 중공단면 폭의 중심에 종방향으로 분포된 횡방향 집중하중 ..	325
9.3.1.4 강관폭의 중심에 종방향으로 분포된 종방향 집중하중	325
9.3.1.5 각형강관의 단부 마구리판에 작용하는 축방향 집중하중	326
9.3.2 강관 간의 트러스접합	328
9.3.2.1 원형강관	329
9.3.2.2 각형강관	332
9.3.3 강관 간의 모멘트접합	339
9.3.3.1 원형강관	339
9.3.3.2 각형강관	341

제10장 피로 및 파단

10.1 피로	349
10.1.1 일반사항	349

10.1.2 하중 유발 피로	349
10.1.2.1 적용	349
10.1.2.2 설계기준	349
10.1.2.3 상세범주	349
10.1.2.4 구속을 줄이기 위한 상세	359
10.1.2.5 피로강도	359
10.1.3 변형 유발피로	362
10.1.3.1 수직연결판	362
10.1.3.2 수평연결판	362
10.1.3.3 강바닥판	363
10.2 인성 요구조건	363

제11장 물고임 및 내화설계

11.1 물고임에 대한 개략설계	367
11.2 물고임에 대한 개선된 설계	367
11.3 내화설계	370
11.3.1 설계 고려사항	370
11.3.2 적용범위	370
11.3.2.1 사양적 내화설계	371
11.3.2.2 성능적 내화설계	371
11.3.3 내화성능 평가	371
11.3.3.1 품질시험에 의한 내화성능 평가	371
11.3.3.2 품질시험에 면제	371
11.3.3.3 구조해석에 의한 내화성능 평가	371

제12장 건축물 내진설계

12.1 일반사항	375
12.1.1 적용범위	375
12.1.2 내진설계 일반요건	375

12.1.3	하중, 하중조합 및 공칭강도	376
12.1.4	재료	376
12.1.4.1	재료규격	376
12.1.4.2	부재 및 접합부 소요강도의 결정을 위한 재료적 특성	376
12.1.4.3	후판단면의 샤르피V노치(CVN) 인성 요건	377
12.1.4.4	합성 지진하중 저항시스템	378
12.1.5	설계도서	378
12.1.5.1	강구조 설계도서	378
12.1.5.2	합성구조 설계도서	379
12.2	강구조의 내진설계	380
12.2.1	부재	380
12.2.1.1	적용범위	380
12.2.1.2	국부좌굴에 대한 단면의 분류	380
12.2.1.3	기둥의 강도	382
12.2.1.4	기둥의 이음	382
12.2.1.5	기둥주각부	383
12.2.1.6	H형강 말뚝	384
12.2.2	연결부	385
12.2.2.1	적용범위	385
12.2.2.2	볼트연결부	385
12.2.2.3	용접연결부	386
12.2.2.4	보호영역	387
12.2.2.5	연속판 및 보강재	387
12.2.3	특수 모멘트골조	387
12.2.4	중간 모멘트골조	388
12.2.5	보통 모멘트골조	388
12.2.6	특수중심 가새골조	388
12.2.7	보통중심 가새골조	388
12.2.8	편심 가새골조	388
12.2.9	좌굴방지 가새골조	388
12.2.10	특수강관 전단벽	389
12.3	합성구조의 내진설계	389

12.3.1 합성부재	389
12.3.1.1 범위	389
12.3.1.2 합성바닥판과 지붕슬래브	389
12.3.1.3 합성보	389
12.3.1.4 매입형 합성기둥	390
12.3.1.5 충전형 합성기둥	393
12.3.2 합성접합부	394
12.3.2.1 범위	394
12.3.2.2 일반 요구사항	394
12.3.2.3 접합부의 공칭강도	394
12.3.3 합성 부분강접 모멘트골조	396
12.3.4 합성 특수 모멘트골조	396
12.3.5 합성 중간 모멘트골조	396
12.3.6 합성 보통 모멘트골조	396
12.3.7 합성 특수중심 가새골조	397
12.3.8 합성 보통 가새골조	397
12.3.9 합성 편심 가새골조	397
12.3.10 합성 보통 전단벽	397
12.3.11 합성 특수 전단벽	397
12.3.12 합성 강판 전단벽	398

부 록

A6. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨저항강도	401
A6.1 일반사항	401
A6.1.1 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지	402
A6.1.2 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지	402
A6.1.3 연속적으로 횡지지된 압축플랜지	402
A6.1.4 연속적으로 횡지지된 인장플랜지	403
A6.2 웨브소성계수	403

A6.2.1	조밀 웨브를 갖는 단면	403
A6.2.2	비조밀 웨브를 갖는 단면	404
A6.3	압축플랜지 항복기준 휨저항강도	405
A6.3.1	일반사항	406
A6.3.2	국부좌굴강도	406
A6.3.3	횡비틀림좌굴강도	407
A6.4	인장플랜지 항복기준 휨저항강도	410
B6.	휨부재의 특성계산	412
B6.1	소성모멘트	412
B6.2	항복모멘트	416
B6.2.1	비합성단면	416
B6.2.2	정모멘트부 합성단면	416
B6.2.3	부모멘트부 합성단면	417
B6.2.4	덜개판을 갖는 단면	417
B6.3	압축을 받는 웨브의 높이	417
B6.3.1	탄성범위(D_c)	417
B6.3.2	소성모멘트 상태(D_{cp})	418
B6.4	$C_B > 1.0$ 인 경우의 횡비틀림좌굴식	421
B6.4.1	6.3.1.8.2(3)의 규정	421
B6.4.2	A6.3.3의 규정	422
B6.5	지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중	424
B6.5.1	일반사항	424
B6.5.2	웨브 국부항복	424
B6.5.3	웨브 크리플링(crippling)	425
C12.	건축물 내진설계	426
C12.1	강구조의 내진설계	426
C12.1.1	특수 모멘트골조	426
C12.1.2	중간 모멘트골조	432
C12.1.3	보통 모멘트골조	434
C12.1.4	특수중심 가새골조	437
C12.1.5	보통중심 가새골조	441

C12.1.6 편심 가새골조	443
C12.1.7 좌굴방지 가새골조	448
C12.1.8 특수강판 전단벽	451
C12.2 합성구조의 내진설계	454
C12.2.1 합성 부분강접 모멘트골조	454
C12.2.2 합성 특수 모멘트골조	454
C12.2.3 합성 중간 모멘트골조	456
C12.2.4 합성 보통 모멘트골조	456
C12.2.5 합성 특수중심 가새골조	457
C12.2.6 합성 보통 가새골조	458
C12.2.7 합성 편심 가새골조	458
C12.2.8 합성 보통 전단벽	459
C12.2.9 합성 특수 전단벽	461
C12.2.10 합성 강판 전단벽	462

제1장 총 칙

제1장 총 칙

1.1 적용범위

이 기준은 구조용 강재를 사용한 교량 등을 포함한 토목구조물, 건축물 및 공작물(이하 강구조물)의 부재 또는 연결부 해석 및 설계의 일반적인 요구사항을 규정한 것이다. 이 기준의 규정들은 최소한의 요구조건을 제시한 것이며 발주자의 판단에 따라 더 보수적인 조건을 사용할 수 있다. 건축 강구조물의 내진설계는 제12장의 규정을 따르고 교량 등의 토목 강구조물의 내진설계는 당해 시설에 대한 설계기준의 내진설계 규정을 따른다.

1.2 용어의 정의

가상하중	: 설계조항에서 설명되어지지 않는 불안정화 효과를 설명하기 위하여 구조해석에서 적용하는 가상하중 (notional load)
강도저항계수	: 공칭강도와 설계강도 사이의 불가피한 오차 또는 파괴모드 및 파괴 결과가 부차적으로 유발하는 위험도를 반영하기 위한 계수, ϕ (strength resistance factor)
강도한계상태	: 항복, 소성힌지의 형성, 골조 또는 부재의 안정성, 인장파괴, 피로파괴 등 안정성과 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 강관트러스이음 (gap joint)
거셋플레이트	: 트러스의 부재, 스트럿, 또는 가새재(브레이싱)를 보 또는 기둥에 연

	결하는 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 최소 치 (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 내진설계 상의 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)
뒹	: 비틀림에 대한 전체저항 중 단면의 뒹틀림에 저항하는 부분 (wapping)
뒹과단	: 각형 주강관의 사다리꼴형 뒹틀림에 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	: 주강관에 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 가운데 작은 값 (link design strength for shear)
링크중간웹보강재	: 편심 가새골조 링크 내에 설치된 수직웹 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 하중을 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 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 지압과괴 경향을 감소시키기 위한 가압적층 목재 바닥판의 옆에 부착된 강재요소 (bulkhead)
베딩	: 원형 또는 타원형과 같은 폐합 단면의 과형강판 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 가정 하에 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 측면형 및 횡면형을 가장 근접하게 모형화하기 위한 가새, 접합부 및 실험장비의 조합체 (subassembly test specimen)
부분용입그루브용접	: 연결부재의 전체 두께보다 적게 내부 용입된 그루브용접 (partial joint penetration groove weld, PJP)
부분합성보	: 매입되지 않은 합성보로서 그 공칭휨강도가 스티드 전단연결재의 강도에 의해 결정되는 보 (partially composite beam)
붕괴유발부재	: 파괴될 경우 붕괴 또는 그 기능 상실을 유발시키는 부재 (fracture critical member)
블록전단파단	: 접합부에서, 한쪽 방향으로의 인장파단, 다른 방향으로의 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 산정할 수 없는 하중조건 (uneven load distribution)
비지지길이	: 한 부재의 횡지지가새 사이의 간격으로서, 가새부재의 도심간의 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 단면력이 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, 층

	수, 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 40mm 간격으로 벌어진 2개의 지지대에 올려놓고 V노치부분을 지지대 사이의 중간에 놓고 노치부의 배면을 해머로 1회 타격을 주어 시험편을 파단시켜 그때의 흡수에너지, 충격치, 파면율, 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 발생하는 화재를 대상으로 합리적이고 공학적인 해석방법을 사용하여 화재크기, 부재의 온도상승, 고온환경에서 부재의 내력 및 변형 등을 예측하여 건축물의 내화성능을 평가하는 내

	화설계 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	: 힘에 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 가정 에 근거한 구조해석 (plastic analysis)
소요강도	: 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 지중구조 물에서는 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 편접합 부재로서, 편구멍이 있는 머리와 구멍이 없는 몸체에 거의 동일한 강도를 부여하도록, 몸체의 폭보다 크게 단조되거나 산소절단된 머리 폭을 가진 인장부재 (eye bar)
아치효과	: 차륜하중이 주로 슬래브에 형성된 압축 스트럿에 의해 전달되는 구조적 현상 (arching effect)
아칭	: 지중 파형강관 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 관요소에 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 (fastener)
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 강재 격자바닥
열절단	: 가스, 플라스마 및 레이저를 이용한 절단 (thermally cut)
예상인장강도	: 공칭인장강도 F_u 에 R_t 를 곱하여 산정되는 부재의 인장강도 (expected tensile strength)
예상항복강도	: 공칭항복강도 F_y 에 R_y 를 곱하여 산정되는 부재의 항복강도 (expected yield strength)
오버랩이음	: 교차하는 지강관이 겹치는 강관 트리스이음 (overlap connection)

완성된 면	: ANSI/ASME B46.1에 따라 측정된 거칠기 높이 값이 500이하인 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(강관구조 접합부에서는 예외). (complete-joint-penetration groove weld, CJP)
완전 합성보	: 충분한 개수의 전단연결재를 사용하여 합성단면의 공칭소성휨강도를 발휘하는 합성보 (fully composite beam)
요구강도	: 한계상태설계법의 하중조합을 적용하여 구조해석에 의해 산정되는 구조요소에 작용하는 힘, 응력 또는 변형 (required strength)
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	: 파내기나 용접접근공에서 오목한 노출면의 방향이 급변하는 절단면 (reentrant)
웹 좌굴	: 웹의 횡방향 불안정 한계상태 (web buckling)
웹 횡좌굴	: 집중압축력 작용점 반대편의 인장플랜지의 횡방향좌굴 한계상태 (web sideway buckling)
유효순단면	: 전단지체의 영향을 고려하여 보정된 순단면적 (effective net area)
유효좌굴길이	: 압축재 좌굴공식에 사용되는 등가좌굴길이 KL 로서 분기좌굴해석으로부터 결정 (effective length)
유효좌굴길이계수	: 유효좌굴길이와 부재의 비지지길이의 비, K (effective length factor)
U형박스 단면	: 상부플랜지가 서로 연결되어 있지 않은 U자 모양의 단면.
응답수정계수	: 한계상태설계법(혹은 강도설계법) 수준으로 지진하중을 저감시키는데 사용되는 계수, R . 지진하중에 규정된 값을 사용함 (response modification factor)

응력	: 축방향력, 모멘트, 전단력이나 비틀림 등이 유발한 단위면적 당의 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	: 플랫 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 부재들 사이에 발생하는 변형이 같게 되는 성질 (compatibility)
전단연결재	: 합성부재의 2가지 다른 재료사이의 전단력을 전달하도록 강재에 용접되고 콘크리트 속에 매입된 스티드, 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 세그먼트의 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 잔류응

	력과 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 웹과 같은 판요소가 변형하는 좌굴모드, 웹의 전단상수 (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. 전체링크회전각은 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 접합부 요소의 접촉된 면 (faying surface)
접합	: 2개 이상의 단부, 표면 혹은 모서리가 접촉된 영역. 연결재 혹은 용접의 사용여부와 하중전달 방법에 따라 종류를 나눌 수 있음 (joint)
접합부	: 2개 이상의 부재사이에 힘을 전달하는데 사용되는 구조요소 또는 조인트의 집합체 (connection)
정적항복강도	: 변형률 효과 또는 관성력 효과가 발생치 않게 느린 속도로 진행된 단조 가력 파괴실험을 기초로 산정된 구조부재 또는 접합부의 강도 (static yield strength)
조립부재	: 용접, 볼트접합, 리벳접합된 구조용 금속소재로 제작된 부재 (built-up member)
조밀단면	: 힘을 받을 때 플랜지나 웹에 국부좌굴이 일어나지 않고 완전소성 상태에 도달하는 단면으로서 이 단면은 플랜지와 웹의 세장비와 가새(브레이싱)에 관한 요구조건들을 만족해야 함 (compact section)
조정가새강도	: 설계충간변위의 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. 좌굴방지시스템에는 강재 코아의 케이싱과 접합부를 연결하는 구조요소 모두가 포함된다. 좌굴방지 시스템은 설계층간변위의 2.0배에 상당하는 변위에 대해서 강재 코아의 횡방향 팽창과 길이방향 수축이 가능하도록 거동해야 한다. (buckling-restraining system)
주강관	: 강관 트러스접합의 주강관부재 (chord plastification)
주강관 소성화	: 강관접합에서 지강관이 접합된 주강관에서 면외 휨 항복선 기구에 기반한 한계상태
주 방향	: 등방성 바닥의 경우는 짧은 경간방향; 직교이방성 판의 경우는 주하중 전달요소방향
중간 내진시스템	: 설계지진에 대하여 몇몇 부재가 중간정도의 비탄성적 거동을 일으킨다는 가정 하에 설계된 내진시스템 (intermediate seismic system)
중공바닥판	: 공극면적이 전체면적의 40%이상 초과하지 않는 콘크리트 바닥
증폭지진하중	: 지진하중의 수평성분 E 에 시스템초과강도계수 Ω_o 를 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 (prying action)
지압	: 볼트접합부에서 볼트가 접합요소에 전달하는 전달력에 의한 한계상태 (bearing)
지압형식 볼트접합부	: 접합부재에 대한 볼트의 지압으로써 전달력이 전달되는 볼트접합부 (bearing-type bolt connection)
지진응답수정계수	: 지진하중 효과를 강도수준으로 감소하는 계수 (seismic response modification coefficient)
지진하중 저항시스템	: 스트럿, 집합부재, 현재, 다이아프램과 트러스 등을 포함한 건물 내

	의 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 토피두께
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
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

	록 소성회전각과 모멘트를 산정하는 방법(unified auto stress method)
특수 내진시스템	: 설계지진 하에서 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 웹영역으로, 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 (pretensioned 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 지지 능력에 도달한 상태(강도한계상태) (limit state)
한계상태설계법	: 한계상태설계법 하중조합 하에서 부재의 설계강도가 소요강도 이상이 되도록 구조요소를 설계하는 방법 (limit state design method, LSD)
합성가새	: 철근콘크리트에 매입된 강재 단면(압연 또는 용접단면) 또는 콘크리트가 충전된 강재 단면으로써 가새로 사용되는 부재 (composite brace)
합성기둥	: 철근콘크리트가 피복된 강재 단면이나 철근콘크리트가 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 저항 시스템의 부재사이에 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 최연단 부가 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 (allowable strength design, ASD)
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 좌굴 모드 (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 횡방향 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 가새골조 라고도 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 하중이 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)
$A_{bi, f}$: 겹치는 지강관의 단면적 (mm^2)
$A_{bj, f}$: 겹친 지강관의 단면적 (mm^2)
$A_{\text{bot}, f}$: 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 인장과단 총단면적 (mm^2)
A_{tn}	: 블록전단상태에서 인장과단 순단면적 (mm^2)
A_V	: 수직가속도계수
A_v	: 사인장을 지지하는 수직철근의 단면적 (mm^2)
A_{vg}	: 블록전단상태에서 전단과단 총단면적 (mm^2)
A_{vn}	: 블록전단상태에서 전단과단 순단면적 (mm^2)
A_w	: 웨브의 단면적; 용접의 유효면적 (mm^2)
A_1	: 베이스플레이트의 면적 (mm^2); 콘크리트의 재하면적 (mm^2)
A_2	: 베이스플레이트와 닻은꼴의 콘크리트 지지부분의 최대면적 (mm^2)
B_f	: 접합평면과 90° 를 이루는 각형 강관폭 (mm); 접합평면과 90° 를 이루는 각형 주강관의 폭 (mm); 수직보강재 단면에 대한 상수
B_{bf}	: 접합평면과 90° 를 이루는 각형 지강관의 폭 (mm)
B_{bif}	: 겹치는 지강관의 폭 (mm)
B_{bjf}	: 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 증폭계수
 B_2 : 구조물의 각 층의 층횡변위의 방향에 대한 $P-\Delta$ 효과를 설명하기 위한 증폭계수
 C : 전단좌굴응력 대 전단항복강도의 비; 직교이방성에 있는 리브를 조절하기 위한 바닥흙의 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 : 뒸(뒤틀림)상수 (mm^6)
 C_1 : 차량 축 개수와 지간에 따른 감소계수
 C_1, C_2, C_3 : 충전형 합성압축부재의 유효강성을 위한 계수
 D_r : 원형 강관의 외경; 부재의 외경; 설계하중에 의한 1차 층간변위; 웨브 높이; 수평 보강재 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 : 소성모멘트 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 L 에 대한 D 의 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 ($N \cdot mm^2$)
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}	: x 축에 대한 휨탄성좌굴응력 (MPa)
F_{exx}	: 용접금속의 분류강도 (MPa)
F_{ey}	: y 축에 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}	: 사고와 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; 스티드연결재의 최소인장강도; 강관의 인장강도; 강관부재의 극한강도; 피접합재의 공칭인장강도 (MPa); 스티드 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; 기둥 웨브의 명시된 최소항복응력; 주강관의 항복강도 (MPa)
 F_{yb} : 바닥플랜지의 최소항복강도; 지강관의 항복강도 (MPa)
 F_{ybf} : 겹치는 지강관 재료의 항복응력 (MPa)
 F_{ybjf} : 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_H 를 계산하기 위해 사용된 횡하중에 의하여 고려되는 변위의 방향으로 발생하는 층전단력 (N)
 H' : 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 1/2 (m)
 H_{bf} : 접합평면에서 측정한 각형 지강관의 높이 (mm)
 H_{bif} : 겹치는 지강관의 높이 (mm)
 $H_{c,f}$: 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_t : 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 : x 축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
 I_y : y 축에 대한 단면2차모멘트; 단부를 기준으로 한 수직보강재의 단면2차모멘트; 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
 I_{yc} : y 축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트 또는 복곡률의 경우 압축플랜지 중 작은 플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

- I_{yt} : y 축에 대한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)
 I_z : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
 IM : 충격계수
 J : 비틀림상수(순수비틀림상수) (mm^4); 보강재의 휨강성변수
 K : 유효좌굴길이계수; 인접한 흠에 대한 구조물의 상대강성계수
 K_h : 볼트연결부에서의 구멍크기계수
 K_i : 서로 맞닿은 γ 형강일 경우 0.5; 서로 맞닿은 α 형강일 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 : x 축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수
 K_y : y 축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수
 K_z : z 축에 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 : α 형강 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 소성한지 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
LFD	: 하중계수설계법
$LRFD$: 하중저항계수설계법
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_t	: 비지지부재 단부에서의 설계하중에 의한 최소모멘트 (N·mm)
M_{tt}	: 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_2 에 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-ipf} : 하중조합을 사용하는 지강판의 소요 면내휨강도 (N·mm)
 M_{r-opf} : 하중조합을 사용하는 지강판의 소요 면외휨강도 (N·mm)
 M_u : 설계하중에 의한 휨모멘트; 설계하중에 의한 최대 패널모멘트; 하중조합을 사용
 하는 주강판의 소요휨강도 (N·mm)
 M_{ur} : 강바닥판 리브의 국부 설계휨모멘트 (N·mm)
 M_{uv} : 소성인치 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 항복
기준 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_2 에 대응하는 반
대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, M_2 와 M_o 또는 M_{mid} 를 선형 보간하여 구한
모멘트 중 C_b 값을 작게 발생시키는 것으로 한다. (N·mm)
- M_2 : 브레이싱 양단지점에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 휨모멘트
의 최대값 (N·mm)
- N : 응력범위의 반복횟수; 강관축과 나란한 하중지지 길이; 집중하중이 작용하는 폭
(다만, k 보다 작지 않아야 함) (mm); 베어링의 길이(mm)
- NDT : 비파괴검사
- N_b : 인장력을 받는 볼트의 수
- N_F : 구조물과 흙의 휨강성비
- N_i : i 층에 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 절대값 (N)
- P_B : 비지지구간의 중앙지점에서 압축플랜지 하중의 절대값 (N)
- P_c : 압축강도; 설계 축방향 압축 또는 인장강도; 비지지구간의 3/4지점에서 압축플
랜지 하중의 절대값 (N)
- P_{co} : 면외힘을 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 절대값 (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 하중조합이다. (N)
- P_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 P_p 와 P_n 의 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_v : 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_r 이 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 절대값
- R_e : 등가곡률반경 (mm)
- R_g : 그룹의 효과를 고려한 계수
- R_L : 휨강성비; 시간 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 둘레길리와 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
- $R_{U/f}$: 시간 및 토피고에 따른 하중감소계수
- $R_{u/f}$: 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 인접구조물간 최소 거리 (m)
 S_c : 휨축에 대한 다리 압축부분의 탄성단면계수 (mm^3)
 S_{eff} : 압축플랜지의 유효폭 b_e 에 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 : π 형강의 경우 최소단면계수 (mm^3)
 T : 설계하중으로 인한 내적토크 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)
 T_C : 시공장비에 의한 압축력 (kN/m)
 T_c : 비틀림강도 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)
 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 ($\text{N}\cdot\text{mm}$); 볼트의 공칭인장강도 (N)
 T_o : 설계볼트장력 (N)
 T_r : 소요비틀림강도 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)
 T_u : 한계상태설계법의 하중조합에 의한 인장력; 하중조합에 의한 볼트 1개가 받는 인장력 (N)
 U : 전단뒤집(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 웹패널의 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 웹의 설계하중에 의한 전단력 (N)
 V_{uw} : 이음점 웹의 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 i 층에 적용되는 중력하중 (N)
 Y_{PNA} : 콘크리트의 최대 압축섬유에서 소성중립축까지의 최대거리 (mm)
 Z : 소성단면계수 (mm^3); 수평보강재의 필요 휨강성 산정을 위한 곡률인자
 Z_{bf} : 휨축에 관한 지강판의 소성단면계수 (mm^3)
 Z_r : 전단연결재의 1개의 전단피로강도 (N)
 Z_{RBS} : 보 단면 감소부의 최소 소성단면계수 (mm^3)
 Z_x : x 축에 대한 소성단면계수 (mm^3)
 a : 응력중심에서 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 \neg 형강다리의 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; 스테드 직경; 휨면에서의 부재 높이; 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_r	: 트러스접합의 편심; 링크길이 (mm)
e_{mid-h}	: 스테드 몸체의 바깥면으로부터 데크플레이트 웨브(데크골의 중간높이)까지의

- 거리이며 스티드의 하중저항방향, 즉 단순보에서 최대모멘트의 방향으로의 거리 (mm)
- f_b : 모멘트확대계수를 고려한 설계하중에 의한 최대응력 (MPa); 설계좌굴강도 (MPa)
- f_{bu} : 종방향 뒸를 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_f : 볼트열 간의 거리; 갭 K이음에서 용접부를 무시한 지강관 끝 사이의 간격 (mm)
- h_f : 압연강재의 경우 필릿 또는 코너 반경을 제외한 플랜지 간 순거리, 조립단면의

경우 연결재선 사이의 거리 또는 용접한 경우에는 플랜지 간 순거리; 수평경계 요소의 중심 간 거리 (mm); 좌굴의 부재축에 수직인 각 요소의 중심 간의 거리 (mm)

- h' : 리브웨브의 경사부분의 길이 (mm)
- h_{cf} : 압연형강의 경우 중립축으로부터 압축플랜지의 내측면 거리에서 필릿 또는 코너 반경을 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_{pf} : 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 플릿 선단까지의 거리; 강관 모서리의 외부 반경, 모르면 1.5t로 함 (mm); 정점부 휨 모멘트 분배계수
- k_{cf} : 자유돌출 세장판 요소의 계수; 플랜지 국부좌굴계수
- k_{Rf} : 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 (m)
- 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 겹친 길이 (mm)
- q_i : 하중 또는 하중효과
- r : 좌굴축에 대한 단면2차반경(회전반경) (mm); 파형강관의 회전반경 (mm)
- r_i : 개별부재의 최소단면2차반경(회전반경) (mm)
- r_{ib} : 좌굴의 부재축에 평행한 중심축에 대한 각 요소의 단면2차반경(회전반경) (mm)
- r_s : 좌굴힘이 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); x 축에 대한 단면2차반경 (mm)
- r_y : y 축에 대한 단면2차반경(회전반경); 지지점 사이에서 연직축에 대한 강단면의 최소회전반경 (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; γ 형강 다리의

두께; 강관의 벽두께; 부재의 두께; 부재벽의 두께; 용접 피접합재의 두께; 주강관의 두께; 휨축과 평행한 방향의 강봉 단면의 폭; 기둥 웹브 또는 패널존 보강판의 두께 (mm)

- t_b : 압축플랜지의 두께; 지강관의 두께 (mm)
- t_{bf} : 보플랜지의 두께 (mm)
- t_{bif} : 겹치는 지강관의 두께 (mm)
- t_{bjf} : 겹친 지강관의 두께 (mm)
- t_c : 보강될 플랜지의 두께 (mm)
- t_{cf} : 기둥 플랜지의 두께 (mm)
- t_{cw} : 기둥 웹브의 두께 (mm)
- $t_{d,eff}$: 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 현치 두께 (mm)
- t_{min} : 콘크리트 충전 각형강관의 최소 벽두께 (mm)
- t_p : 횡방향 하중을 받는 판의 두께; 보강재의 두께; 판재의 두께 (mm)
- t_r : 리브 웹브의 두께 (mm)
- t_s : 콘크리트 바닥판의 두께; 보강재의 두께 (mm)
- t_t : 강재의 인장플랜지의 두께 (mm)
- t_w : 웹브 또는 강관의 두께; ㄷ형강 전단연결재의 웹브두께 (mm)
- v_{cf} : 활하중에 의한 전단력; 순수단면 웹브에 작용하는 전단력 (N)
- w : 플랜지에 있는 수평보강재의 간격과 웹브에 가장 가까운 플랜지 수평보강재와 웹브간의 거리 중 큰 값, mm; 박스단면에서 플랜지의 중심 간격 (mm); 대주축 힘을 나타내는 아래첨자; 플랜지에 직각방향으로 측정된 ㄷ형강 전단연결재의 길이(mm); 콘크리트 바닥판의 유효폭 길이 (mm)
- w_c : 콘크리트의 단위체적당 무게
- w_r : 콘크리트 리브 또는 현치의 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 : 주축을 나타내는 아래첨자
- Δ : 하중조합으로 구해진 1차층간변위
- 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 : $\dot{\gamma}_H$ 를 계산하는데 사용되는 횡하중에 의한 층전단력
- ΣP_{e2} : 횡방향으로 구속되지 않은 골조의 좌굴해석에 의한 부재의 탄성좌굴저항
- ΣP_{nt} : 중력기동하중을 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; 폭 비(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)
- $(\Delta F)^c_n$: 상세범주 C에 대한 공칭피로강도 (MPa)
- $(\Delta F)_n$: 공칭피로강도 (MPa)
- (ΔFTH) : 일정진폭 피로한계값 (MPa)
- μ : 평균 미끄러짐계수
- $\dot{\gamma}_f$: 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_f	: 갭비
	각형강관에서 주강관 폭에 대한 갭 K이음의 지강관 사이의 간격비
	각형강관의 주강관에 대한 지강관 폭의 비
ξ_f	: 각형강관에서만 적용할 수 있는 하중길이 변수
η_i	: 하중 수정계수
θ	: 지강관과 주강관 사이의 실제 각도 (°); 층간변위각
λ	: 기둥의 세장비 계수; 판요소의 폭두께비
\S_{ff}	: 압축플랜지의 세장비
\S_{pf}	: 조밀 판요소에 대한 폭두께비 한계값
λ_{pf}	: 조밀플랜지의 한계세장비
λ_{ps}	: 내진 조밀판요소에 대한 판폭두께비 제한값
λ_{pw}	: 조밀 웨브의 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
\S_{rf}	: 비조밀 판요소에 대한 폭두께비 한계값
λ_{rf}	: 비조밀 플랜지의 한계세장비
λ_{rw}	: 비조밀 웨브의 한계세장비
λ_w	: 탄성모멘트에 대한 웨브 세장비
ν	: 포아송비
ρ	: 토파괴를 고려한 감소계수
ρ_{sr}	: 길이방향 철근의 최소 철근비
σ_{flg}	: 플랜지 횡방향 힘을 고려하지 않은 하부플랜지의 종방향 피로응력 발생범위 (MPa)
θ	: 웨브의 경사각
$\pm f$: 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 소성한지 저항계수
ϕ_{hc}	: 시공 중 소성한지 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 연결부는 시공성, 경제성, 미관 및 유지관리를 고려한 안전성 및 사용성을 확보하기 위하여 규정된 한계상태에 대하여 설계한다. 해석의 종류에 상관없이 한계상태에 따라 조합된 하중의 효과는 식 (1.4.1-1)을 만족해야 한다.

$$\sum \eta_i \gamma_i q_i \leq \phi R_n \quad (1.4.1-1)$$

여기서, η_i : 하중수정계수

γ_i : 하중계수

q_i : 하중 또는 하중효과

ϕ : 공칭저항에 곱하는 강도저항계수

R_n : 공칭저항

소요강도의 계산에서 정의의 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.

└강도한계상태

부재와 연결부의 강도 및 국부적 또는 전체적 안정성을 고려하는 한계상태이다.

└사용한계상태

정상적인 사용하중상태에서 응력, 변형, 또는 균열 등을 고려하는 한계상태이다. 휨부재의 사용한계상태의 검토는 제6장의 규정을 적용한다.

└피로 및 파단한계상태

피로 및 재료의 인성에 관계된 파괴를 고려하는 한계상태이며, 제10장의 규정에 따라 검토한다.

└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 제4장~제9장의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.3 연결부

용접 및 고장력볼트를 이용한 이음 및 연결부의 설계는 제9장의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.4 피로 및 파단

반복되는 변동하중에 의한 피로 및 재료의 인성에 따른 파단에 대한 설계는 제10장의 규정에 따라 검토한다.

1.4.3.5 사용성

처짐 또는 변형은 구조적 측면뿐만 아니라, 미적 또는 심리적 측면에서 제어해야 한다. 영구 변형에 대한 설계는 6.3.1.4 및 6.3.2.7에 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.

- 고정하중
- 활하중
- 지붕의 활하중
- 충격하중
- 풍하중
- (적)설하중
- 지진하중
- 빗물하중
- 수압, 부력, 양압력 및 파압
- 토압
- 프리스트레스하중

- 크리프 및 건조수축에 의한 하중
- 초기변형도에 의한 하중
- 온도하중
- 충돌하중
- 원심하중
- 제동하중 및 시동하중
- 지반변동 및 지점이동에 의한 하중
- 마찰하중
- 차량횡하중, 탈선하중 및 장대레일 종하중
- 가설 시 하중

1.5.3 하중계수와 하중조합

부재와 연결부 설계 시에 하중계수를 고려한 총 설계하중 또는 소요강도는 식 (1.5.3-1)과 같다.

$$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i q_i \quad (1.5.3-1)$$

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 정과부의 극한상태를 모두 검토한다. 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 하중조합에서는 그러한 하중에 최소의 하중계수를 적용한다.

1.6 참고기준

- 건설교통부 (2002), 도로교표준시방서, 대한토목학회.
- 건설교통부 (2005), 도로교설계기준, 한국도로교통협회.
- 건설교통부 (2005), 토목공사표준일반시방서, 대한토목학회.
- 국토해양부 (2010), 도로교설계기준, 한국도로교통협회.
- 국토해양부 (2012), 강구조공사표준시방서, 한국도로교통협회.
- 국토해양부 (2012), 도로교설계기준(한계상태설계법), 한국도로교통협회.
- 국토해양부 (2013), 도로교표준시방서, 국토해양부.
- 대한건축학회 (2005), 건축구조설계기준, 기문당.
- 대한건축학회 (2009), 건축구조기준-KBC2009, 기문당.
- 한국강구조학회 (2003), 허용응력설계법에 의한 강구조설계기준, 국토교통부, 구미서관
- 한국강구조학회 (2009), 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준, 국토해양부, 구미서관
- 한국콘크리트학회 (2007), 콘크리트구조설계기준, 기문당.
- 한국콘크리트학회 (2012), 콘크리트구조기준, 기문당.
- AASHTO (2002), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications-Interim.
- AASHTO (2004), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Ed.
- AASHTO (2007), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th 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.

제2장 사용재료

제2장 사용재료

2.1 강재

2.1.1 사용강재

- (1) 구조용 강재는 표 2.1.1-1에 나타난 한국산업표준(이하 “KS”라 한다)에 적합한 것을 사용한다.

표 2.1.1-1 구조용 강재의 표준 및 기호

	표 준		강 재 기 호
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
KS D 3568 ²⁾		일반 구조용 각형 강관	SPSR400, SPSR490
KS D 3632		건축 구조용 탄소 강관	STKN400W, STKN400B STKN490B, STKN540B

강관	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 H형강	SSC400
	KS D 3558	일반 구조용 용접 경량 H형강	SWH400, SWH400L
	KS D 3602	강제압관	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

주1) KS D 3503의 SS490 및 SS540의 적용은 비용접부재로 한정한다. 교량용 부재로는 SS400만 사용 가능하되 비용접부재로 한정하나 판 두께 22mm 이하의 가설재로 사용하는 경우나, 2차부재로서 SM재 입수가 곤란한 경우에는 용접 시공시험을 통해 용접성에 문제가 없음을 확인한 후 사용가능하다.

주2) 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 2.1.1-2에 나타낸 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 2.1.1-2 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품 강재의 표준 및 기호

강재의 종류	표 준		강 재 기 호
표면처리제품	KS D 3506	용융 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 선재2차제품	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

주1) 주단조품 중 KS D 4106에 해당되는 SCW410, SCW480 강재는 용접하여 사용 가능하다.

그 외 주단조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

(3) 강구조에 적용하는 강재의 허용 판 두께는 2.4절을 따른다.

(4) 교량용 강판의 경우 강종은 판의 두께에 따라서 표 2.1.1-3을 기준으로 하여 선정하는 것을 원칙으로 한다. 단, 인장 또는 교변응력을 받는 부재에 대해서는 10.2를 따른다.

표 2.1.1-3 판 두께에 따른 강재종류 선정기준 (교량용 강판)

판 두께 (mm)		6	8 ¹⁾	16	25	32	40	50	80	100
강 종	일반 구조용 압연 강재 (KS D 3503)									
	SS400									
용접 구조용 압연 강재 (KS D 3515)	SM400A									
	SM400B									
	SM400C									
	SM490A									
	SM490B									
	SM490C									
	SM490C-TM C									
	SM490YA									
	SM490YB ²⁾									
	SM520B									
	SM520C									
	SM520C-TM C									
	SM570									
	SM570-TMC									
용접 구조용 내후성 열간압연 강재 (KS D 3529)	SMA400A									
	SMA400B									
	SMA400C									
	SMA490A									
	SMA490B									
	SMA490C									
	SMA570									
교량 구조용 압연 강재 (KS D 3868)	HSB500									
	HSB500L									
	HSB500W									
	HSB600									
	HSB600L									
	HSB600W									
	HSB800									
	HSB800L									
	HSB800W									

주1) 판 두께가 8mm 미만의 강재에 대해서는 도로교설계기준의 강바닥판 구조 세목에 따른다.

주2) 판 두께 25mm로부터 32mm 사이의 SM490YB는 진정강괴로 제조되어야 한다.

2.1.2 접합재료

- (1) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트와 턴버클 등은 표 2.1.2-1에 나타난 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 2.1.2-1 볼트, 고장력볼트 및 기초볼트 등의 제품규격

번 호	명 칭	종 류
KS B 1002	6각 볼트	보통형
KS B 1010	마찰 접합용 고장력 6각 볼트, 6각 너트, 평 와서의 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	건축용 턴버클 볼트	S, E, D
KS F 4513	건축용 턴버클 몸체	ST, PT
KS F 4521	건축용 턴버클	

- (2) 용접재료

용접재료는 표 2.1.2-2에 나타난 KS에 적합한 것으로 하고, 모재의 재질 및 용접조건을 고려하여 적절히 선택한다.

표 2.1.2-2 용접재료

번 호	명 칭
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

표 2.1.2-3 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 490MPa ~ 780MPa 고장력강
	410	520	
	490	570	
	500	610	
	550	690	
	620	750	
	665	780	
KS D 7104 연강, 고장력강 및 저온용 강 용 아크용접 플럭스코어선	340	420	인장강도 400MPa급 연강 인장강도 490MPa, 540MPa, 590MPa급 고장력강
	390	490	
	430	540	
	490	590	
KS D 7025 연강 및 고장력강용 마그용접 솔리드와이어	345	420	인장강도 400MPa급 연강 인장강도 490MPa, 590MPa급 고장력강
	390	490	
	490	570	
KS B 0531 탄소강 및 저합금강용 서브머 지드 아크 용착 금속의 품질 구분 및 시험 방법	300	410	탄소강 및 저합금강(고장력강, 내열강 및 내후성강)
	390	490	
	490	570	
	500	610	
	550	690	
	670	780	
KS D 7101 내후성강용 피복아크 용접봉 KS D 7106 내후성강용 탄산가스 아크용 접 솔리드와이어 KS D 7109 내후성강용 탄산가스 아크용 접 플럭스충전와이어	390	490	인장강도 490MPa ~ 570MPa급 내후성 고장력강
	490	570	

2.2 철근 및 콘크리트

철근 및 콘크리트의 품질은 “콘크리트구조기준”을 따른다.

2.3 형상 및 치수

- (1) 구조용 강재의 형상, 치수 및 그 허용차와 관련하여 건축물 강구조와 관련되는 강재는 “건축구조설계기준”의 규정에 따르며 교량 강구조용 강재는 “도로교표준시방서”의 규정에 따른다.
- (2) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트 및 턴버클 등 접합요소의 형상 및 치수는 표 2.1.2-1에 나타난 KS의 규정에 적합한 것으로 한다.
- (3) 용접에 의한 조립재는 “건축구조설계기준” 및 “도로교표준시방서”에서 규정하는 제품 정밀도기준에 적합한 형상 및 치수로 한다.

2.4 재료의 강도

2.4.1 강재의 강도

(1) 표 2.1.1-1에 나타난 구조용 강재의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u 는 표 2.4.1-1~표 2.4.1-3에 나타난 값으로 한다. 다만, 표 2.4.1-1~표 2.4.1-3에 항복강도 및 인장강도가 정의되지 않은 강재는 표 2.1.1-1의 관련 KS표준에 명시된 재료의 강도값을 사용한다.

표 2.4.1-1 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	40mm 이하	235	235	275	315	325	325	355	390 ¹⁾	450
	40mm 초과 75mm 이하	215	235 ²⁾	255 ¹⁾	295	295	325 ²⁾	335	—	430
	75mm 초과 100mm이하	215	—	—	295	295	—	325	—	420
F_u	100mm이하	400	400	490	490	490	490	520 (490) ³⁾	540	570

표 2.4.1-1 주요 구조용 강재의 재료강도 (MPa)(계속)

강도	강재 기호 판 두께	SM490C- TMC ⁴⁾	SM520C- TMC ⁴⁾	SM570- TMC ⁴⁾	HSB500	HSB600	HSB800 ⁵⁾	HSA800 ⁵⁾
F_y	100mm이하	315	355	450	380	450	690	650
F_u	100mm이하	490	520	570	500	600	800	800

주1) SS490의 적용두께는 60mm 이내, SS540 적용두께는 30mm 이내

주2) SHN400, SHN490 적용두께는 75mm 이내

주3) SM490Y의 인장강도는 490MPa

주4) 건축물 강구조에 적용되는 TMC강재의 적용두께는 80mm 이하

주5) HSB800, HSA800 적용두께는 80mm 이하

표 2.4.1-2 강관의 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

주1) SCW490-CF는 판 두께 40mm이하일 때 항복강도 325MPa 이상, 40mm 초과 60mm 이하일 때 항복강도는 295MPa 이상

표 2.4.1-3 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

주1) 두께 16mm 이상 SHP400W의 항복강도는 235MPa 이상

주2) 두께 16mm 이상 SHP490W의 항복강도는 315MPa 이상

주3) SPY345M의 인장강도는 485MPa

주4) 3mm 미만의 SPA-H의 인장강도는 주문자 제조자 협정에 따라 510MPa 이상 적용가능

(2) 표 2.1.1-2에 나타난 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u 는 해당 KS 표준에 명시된 재료의 강도값을 사용한다. 특히, 주단조품의 경우 해당 KS 표준에서 명시하고 있는 열처리 조건에 따른 재료의 강도값을 사용해야 한다.

2.4.2 접합재료의 강도

(1) 고장력볼트의 재료강도는 표 2.4.2-1에 나타난 값으로 한다.

표 2.4.2-1 고장력볼트의 재료강도 (MPa)

강도 \ 등급	F8T	F10T	F13T
F_y	640	900	1170
F_u	800	1000	1300

(2) 볼트의 재료강도는 표 2.4.2-2와 같고, 표에서 규정하는 것 이외의 중볼트에 대한 항복강도 및 인장강도는 “KS B 1002”에 정해진 항복강도 및 인장강도의 최소값으로 한다.

표 2.4.2-2 볼트의 재료강도 (MPa)

강종	SS400, SM400의 중볼트
F_y	235
F_u	400

(3) 용접이음재료의 강도는 강재의 용접 후 모재의 재료강도 이상을 확보해야 한다.

2.4.3 철근 및 콘크리트의 강도

철근 및 콘크리트의 강도는 “콘크리트구조기준”을 따른다.

2.5 물리상수

설계 계산에 사용되는 강재의 물리상수의 값은 표 2.5-1을 사용한다.

표 2.5-1 물리상수

종 류	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}

2.6 기타 강재

2.6.1 핀, 롤러 및 록커

핀, 롤러 및 록커의 재료강도는 2.1.1의 해당 재료의 KS 표준에 따른다.

2.6.2 스티드 전단연결재

스티드 전단연결재의 줄기 지름은 19mm, 22mm 및 25mm를 표준으로 하며 재질은 KS B 1062(머리붙이 스티드)를 따른다. 스티드 전단연결재의 항복강도는 235MPa 이상, 인장강도는 400MPa 이상으로 한다.

2.6.3 스테인레스 강재

스테인레스 강재는 KS D 3698(냉간 압연 스테인레스 강판 및 강대), KS D 3705(열간 압연 스테인레스 강판 및 강대), KS D 3706(스테인리스 강봉), KS D 3697(냉간 압조용 스테인리스 강선) 등의 KS표준에 따른다.

2.6.4 케이블

케이블로 사용되는 강재는 표 2.1.1-2의 선재 · 선재 2차제품의 관련 KS표준에 따른다.

제3장 골조의 안정성

제3장 골조의 안정성

이 장에서는 안정성에 대한 구조물의 설계를 위해 직접해석법과 대체 설계법에 대한 안정 요구조건, 소요강도 및 설계강도를 산정한다.

(1) 직접해석법

직접해석법에 의한 설계는 3.2에 따라 소요강도와 설계강도를 산정하며, 모든 구조물에 대하여 사용할 수 있다.

(2) 대체 해석법

3.3에서 설명한 유효좌굴길이법과 3.4에서 설명한 1차해석법은 각 절에서 규정한 제한조건을 만족하는 구조물에 대하여 소요강도와 설계강도를 산정할 수 있으며, 직접해석법의 대체 설계방법으로 사용할 수 있다.

3.1 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 3.2, 3.3, 3.4에서 확인되는 설계방법을 포함한다.

3.2 직접해석법

직접해석법에 의한 설계는 3.2.1에 따라 소요강도를 산정하고 3.2.2에 따라 설계강도를 산정하며, 모든 구조물에 대하여 사용될 수 있다.

3.2.1 소요강도

직접해석법 설계에서 구조물을 구성하는 요소들의 소요강도는 3.2.1.1을 만족하는 해석으로부터 결정한다. 이 해석은 3.2.1.2에 따라 초기 불완전성을 고려하고 3.2.1.3에 따라 강성을 조정한다.

3.2.1.1 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. 3.2.1.3의 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(3.2.1.3에 규정한대로 조정된 강성을 사용함)이 1.7 이하
 - ③ 고려하는 변위의 방향으로의 모멘트저항골조의 기둥이 구조물에 작용하는 전체중력하중의 1/3이하를 받을 경우 3.5에 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.

3.2.1.2 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 최대값이며, 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 수직 기둥, 벽 또는 골조로 지지하는 구조물에 대하여, 초기 불완전성의 효과를 나타내기 위해 이 절의 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.

$$N_i = 0.002 Y_i \quad (3.2.1.2-1)$$

여기서, N_i : i 층에 적용되는 가상하중 (N)

Y_i : 하중조합에 의해 i 층에 적용되는 중력하중 (N)

- ② 임의의 층에서 가상하중 N_i 는 중력하중과 같은 방식으로 분포되어야 한다. 가상하중은 가장 큰 불안정화 효과를 주는 방향으로 적용되어야 한다.
- ③ 식 (3.2.1.2-1)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 3.2.1.3에서 규정된 조정된 강성으로 결정되는)이 모든 층에 대하여 1.7이하인 구조물에 대하여, 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 초기 불완전성을 포함한다. 횡하중을 포함하는 하중조합에 대한 해석은 초기 불완전성을 포함하지 않는다.

3.2.1.3 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_b 는 구조물의 안정성에 영향을 미치는 모든 부재의 휨강성에 적용되어야 한다.

① $P_r/P_y \leq 0.5$ 인 경우

$$\tau_b = 1.0 \quad (3.2.1.3-1)$$

② $P_r/P_y > 0.5$ 인 경우

$$\tau_b = 4(P_r/P_y)[1 - (P_r/P_y)] \quad (3.2.1.3-2)$$

여기서, P_r : 하중조합으로 구해진 소요축압축강도 (N)

P_y : 축항복강도(= $F_y A_g$) (N)

강구조 부재 구조해석에서 EI 에 τ_b 배, EA 에 0.8배를 곱하여 계산한다.

- (3) 3.2.1.2(2)가 적용되는 구조물에서 가상하중 $0.001 Y_i$ (Y_i 는 3.2.1.2(2)의 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 3.2.1.2(2)의 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.

3.2.2 설계강도

직접해석법으로 설계할 경우, 부재와 연결재의 설계강도는 전체구조물의 안정성을 고려하지 않고, 4장, 5장, 6장, 7장, 8장, 9장의 규정에 따라 계산한다. 모든 부재의 유효좌굴길이계수 K 는 1을 사용한다. 단, 합리적인 해석으로 1보다 작은 값을 사용할 수 있다.

개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야한다.

3.3 유효좌굴길이법

3.3.1 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 1.5이하이고 임의의 층에서 1차횡변위에 대한 2차횡변위의 비율은 3.5.2.2에서 계산되는 B_2 를 취할 수 있다.

3.3.2 소요강도

부재의 소요강도는 3.2.1.1 요구조건을 만족하는 해석으로부터 결정된다. 그러나 3.2.1.3에서 명시된 강성감소는 적용하여서는 안되며 모든 구조용 강재의 공칭강성들을 사용한다. 해석할 때 가상하중은 3.2.1.2(2)에 따라 적용한다.

유효좌굴길이법을 적용할 수 있는 모든 경우가 3.2.1.2(2)의 ④조건을 만족하기 때문에 가상하중은 중력하중만 포함된 하중조합에 대한 해석에서만 적용된다.

3.3.3 설계강도

부재와 연결재의 설계강도는 4장, 5장, 6장, 7장, 8장, 9장의 규정 따라 계산한다. 압축을 받는 부재의 유효좌굴길이계수 K 는 다음과 같이 산정한다.

- (1) 가새골조시스템, 전단벽시스템 그리고 그 외 구조시스템(횡적안정성과 횡하중에 대한 저항이 기둥의 휨강성에 의존하지 않는)의 경우, 압축을 받는 부재의 유효좌굴길이계수 K 는 1.0을 취한다. 단, 합리적인 구조해석으로 확인하여 1보다 작은 값을 사용할 수 있다.
- (2) 모멘트골조시스템과 기둥의 휨강성이 횡적안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여한다고 여겨지는 시스템들의 경우, 횡적안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여한다고 여겨지는

휨강성을 갖는 기둥의 탄성 임계 좌굴응력 F_c 또는 유효좌굴길이계수 K 는 횡변위 좌굴 해석으로부터 산정된다. 기둥의 휨강성이 횡적안정성과 횡하중에 대한 저항에 기여하지 않는다고 고려되면 그 기둥의 K 는 1.0을 취한다.

- (3) 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.1이하이면 모든 기둥설계에서 $K=1.0$ 을 사용할 수 있다.

개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야한다.

3.4 1차해석법

3.4.1 제한조건

1차해석법을 사용하는 것은 다음과 같은 제한조건을 갖는다.

- (1) 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물
- (2) 모든 층에서 최대 1차횡변위에 대한 최대 2차횡변위의 비율이 1.5이하
- (3) 휨강성이 구조물의 횡적안정에 기여하는 것으로 평가되는 모든 부재의 소요압축강도는 다음과 같은 제한조건은 만족해야 한다.

$$P_r \leq 0.5P_y \quad (3.4.1-1)$$

여기서, P_r : 하중조합으로 구해진 소요축강도 (N)

P_y : 축항복강도 ($= F_y A$) (N)

3.4.2 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_i 를 포함한다.

$$N_i = 2.1(\Delta/L) Y_i \geq 0.0042 Y_i \quad (3.4.2-1)$$

여기서, Y_i : 하중조합에 의해 i 층에 적용되는 중력하중 (N)

Δ/L : 구조물의 모든 층에 대한 최대 L 에 대한 Δ 의 비

Δ : 하중조합으로 구해진 1차층간변위. Δ 값은 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 3.5.2.1에 규정한 증폭계수 B_1 을 적용하여 고려한다.

3.4.3 설계강도

부재와 연결재의 설계강도는 4장, 5장, 6장, 7장, 8장, 9장의 규정 따라 계산한다. 모든 부재의 유효좌굴길이계수 K 는 1의 값을 사용한다. 개별부재의 비지지길이를 결정하는 가새는 가새절점에서의 부재이동을 제어할 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가져야한다.

3.5 근사2차해석

이 규정은 엄격한 2차해석을 대체하기 위해 1차해석으로 구한 소요강도를 증폭하여 구조물에 대한 2차효과를 산정하는 근사2차해석의 제한조건과 계산 과정을 규정한다.

3.5.1 제한조건

이 방법을 사용하는 것은 중력하중을 주로 수직 기둥, 벽 또는 골조를 통해 지지하는 구조물

에 제한된다.

3.5.2 근사2차해석 계산과정

모든 부재의 소요 2차휨강도 M_r 과 소요 2차축강도 P_r 은 다음과 같이 산정된다.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3.5.2-1)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (3.5.2-2)$$

여기서, B_1 : 압축과 휨을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 $P-\delta$ 효과를 설명하기 위한 증폭계수이며, 압축을 받지 않는 부재에 대한 B_1 은 1 이다.

B_2 : 구조물의 각 층의 층형변위의 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)

3.5.2.1 $P-\delta$ 효과에 대한 증폭계수 B_1

압축을 받는 부재와 각 부재의 휨방향에 대한 증폭계수 B_1 은 다음과 같이 산정된다.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_r/P_{e1}} \geq 1 \quad (3.5.2.1-1)$$

여기서, C_m : 골조의 횡변위가 발생하지 않는 것으로 가정할 때의 계수이며, 다음과 같이 산정한다.

- ① 휨 평면상의 지지점 사이에 횡하중이 작용하지 않는 보-기둥

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (3.5.2.1-2)$$

위 식에서 1차해석에서 계산된 M_1 과 M_2 는 1차해석에서 계산되며, 휨평면 상에서 비지지된 부분의 양끝에서 발생하는 모멘트로서 각각 절대값이 작은 것과 큰 것이다. M_1/M_2 는 부재의 휨이 복곡률이면 양(+)의 값이며, 부재의 휨이 단곡률이면 음(-)의 값을 갖는다.

- ② 지지점 사이에 횡하중이 작용하는 보-기둥부재의 C_m 은 해석에 의해 산정하거나 모든 경우에 있어 보수적으로 1.0으로 할 수 있다.

P_{e1} : 휨평면 상에서 횡방향으로 단부가 구속된 부재의 탄성좌굴강도

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (3.5.2.1-3)$$

여기서, EI^* : 해석에서 사용되는 휨강성(직접해석법 : $0.8\tau_b EI$, 유효좌굴길이법과 1차해석법 : EI)

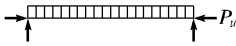
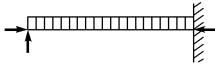
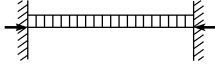
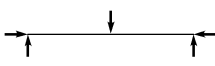
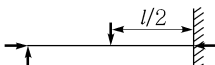

I : 휨평면에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

L : 층고 (mm)

K_1 : 횡방향으로 구속된 골조에 대해 산정한 휨평면에 대한 유효좌굴길이계수

식 (3.5.2.1-1)의 P_r 은 1차해석에 의한 $P_r = P_{nt} + P_{lt}$ 으로 적용될 수 있다.

표 3.5.2.1-1 증폭계수 ψ 와 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	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

3.5.2.2 $P-\Delta$ 에 대한 증폭계수 B_2

각 층에 대한 증폭계수 B_2 는 다음과 같이 산정된다.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1 \quad (3.5.2.2-1)$$

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)

$$P_{story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (3.5.2.2-2)$$

여기서, $R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{story})$

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 3.2.1.3에서 규정한 감소된 강성을 사용). 구조물의 평면상에서 Δ_H 가 변하는 경우에는 중력하중에 비례하는 평균변위로 하거나 최대변위로 한다.

H : Δ_H 를 계산하기 위해 사용된 횡하중에 의하여 고려되는 변위의 방향으로 발생하는 층전단력 (N)

제4장 인장부재

제4장 인장부재

이 장은 중심축 인장력을 받는 부재에 적용한다.

4.1 세장비 제한

교량을 제외한 강구조의 경우, 인장을 받는 부재의 설계 시 최대 세장비의 제한은 없다. 다만, 인장력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비 L/r 은 가급적 300을 넘지 않도록 한다. 이 제한은 인장력을 받는 강봉이나 매달린 부재에는 적용하지 않는다.

교량 강구조의 경우, 아이바, 봉강, 케이블 및 판을 제외한 모든 인장부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

- ① 교변응력을 받는 주부재 $L/r \leq 140$
- ② 교변응력을 받지 않는 주부재 $L/r \leq 200$
- ③ 2차 부재 $L/r \leq 240$

4.2 단면적의 산정

4.2.1 총단면적

부재의 총단면적 A_g 는 부재축의 직각방향으로 측정된 각 요소단면의 합이다.

4.2.2 순단면적

부재의 순단면적 A_n 은 식 (4.2.2-1) 또는 식 (4.2.2-2)와 같이 두께와 계산된 각 요소의 순폭을 곱한 값들의 합이다. 인장과 전단을 받는 부재의 순단면적을 산정하는 경우 볼트구멍의 폭은 표 9.1.1.10-1의 공칭구멍직경의 값으로 한다. 중심인장을 받는 연결재 접합부재의 순단면적은 연결재 구멍의 영향을 고려하여 산정해야 한다. 순단면적 A_n 은 최소 순단면적을 갖는 파단선으로부터 구한다.

(1) 정열배치인 경우

$$A_n = A_g - ndt \quad (4.2.2-1)$$

여기서, n : 인장력에 의한 파단선상에 있는 구멍의 수

d : 연결재 구멍의 직경 (mm)

t : 부재의 두께 (mm)

(2) 불규칙배치(엇모배치)인 경우

$$A_n = A_g - ndt + \Sigma \frac{s^2}{4g} t \quad (4.2.2-2)$$

여기서, s : 인접한 2개 구멍의 응력 방향 중심간격 (mm)

g : 연결재 게이지선 사이의 응력 수직방향 중심간격 (mm)

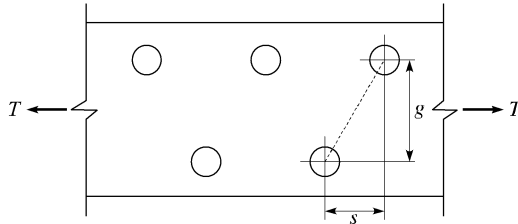


그림 4.2.2-1 불규칙배치인 경우, s 와 g 의 정의

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.

4.2.3 유효 순단면적

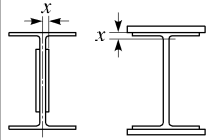
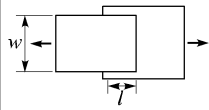
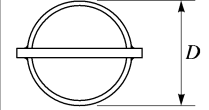
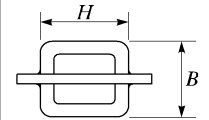
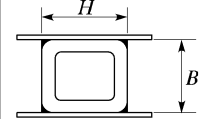
유효 순단면적 A_e 는 다음과 같이 산정한다.

$$A_e = UA_n \quad (4.2.3-1)$$

여기서, U : 전단뒤집에 의한 감소계수 (표 4.2.3-1 참조)

단일 Γ 형강, 쌍 Γ 형강, T형강 부재의 접합부는 전단뒤집에 의한 감소계수가 0.6 이상이어야 한다. 다만, 7.1.2 및 7.2에 따라 편심효과를 고려하여 설계하는 경우, 0.6 보다 작은 값을 사용할 수 있다.

표 4.2.3-1 인장재접합부의 전단뒤집에 의한 감소계수

사례	요소 설명		전단뒤집에 의한 감소 계수, U	예
1	인장력이 용접이나 연결재를 통해 각각의 단면 요소에 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 사례 7을 적용할 수도 있고, γ 형강은 사례8을 적용할 수 있다.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	인장력이 가로방향 용접을 통해 단면요소의 일부에 전달되는 모든 인장재		$U = 1.0$ 그리고 $A_n = \text{직접 접합된 요소의 면적}$	—
4	인장력이 길이방향 용접만을 통해서 전달되는 판재		$l \geq 2w \dots U = 1.00$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	중심축에 단일 거셋플레이트를 용접한 원형강관		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = D/\pi$	
6	각형강관 부재	중심축에 단일 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		양측면에 거셋플레이트가 있는 경우	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ 여기서, $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	H형강 또는 T형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U 를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 3개 이상의 연결재로 접합한 플랜지의 경우	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재로 접합한 웨브연결의 경우	$U = 0.70$	—
8	단일 γ 형강 혹은 쌍 γ 형강 (사례2와 비교하여 큰 값의 U 를 사용할 수 있다.)	하중방향으로 매 열당 4개 이상의 연결재가 있는 경우	$U = 0.80$	—
		하중방향으로 매 열당 2개 또는 3개의 연결재가 있는 경우	$U = 0.60$	—

※ 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)

4.3 인장강도

인장재의 설계인장강도 $\phi_t P_n (= \phi_t P_t)$ 은 총단면의 항복한계상태와 유효순단면의 파단한계상태에 대해 식 (4.3.1-1)과 식 (4.3.2-1)에 의해 산정된 값 중 작은 값으로 한다.

4.3.1 총단면의 항복한계상태

총단면의 항복에 대한 공칭인장강도 P_n 은 다음 식과 같고 강도저항계수 $\phi_t = 0.90$ 을 적용한다.

$$P_n = F_y A_g \quad (4.3.1-1)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

F_y : 항복강도 (MPa)

P_n : 공칭인장강도 (N)

4.3.2 유효순단면의 파단한계상태

유효순단면의 파괴에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같고 강도저항계수 $\phi_t = 0.75$ 를 적용한다.

$$P_n = F_u A_e \quad (4.3.2-1)$$

여기서, A_e : 유효 순단면적 (mm^2)

F_u : 인장강도 (MPa)

구멍이 없는 부재가 용접에 의해 접합되는 경우 식 (4.3.2-1)에서 사용된 유효 순단면적은 4.2에 따른다. 용접에 의해 접합되거나 플러그 또는 슬롯용접이 사용된 부재에 구멍이 있는 경우, 구멍의 유효 순단면적은 표 4.3.2-1을 적용하여 산정한다.

4.4 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 300mm
- ② 대기 중 부식에 노출된 도장되지 않은 내후성강의 경우 얇은 판두께의 14배 또는 180mm

(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 150mm 이하로 한다.
- ③ 띠판 간격을 결정할 때, 조립부재 개별부재의 세장비는 가급적 300을 넘지 않도록 한다.

4.5 핀접합부재

4.5.1 인장강도

핀접합부재의 설계인장강도 $\phi_t P_n$ 은 인장파단, 전단파단, 지압 및 항복의 한계상태 중 가장 작은 값으로 한다.

4.5.1.1 유효 순단면적에 대한 인장파단

유효순단면의 인장파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같고 강도저항계수 $\phi_t = 0.75$ 를 적용한다.

$$P_n = 2tb_{eff}F_u \quad (4.5.1.1-1)$$

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)

4.5.1.2 유효단면적에 대한 전단파단

유효단면의 전단파단에 대한 공칭인장강도는 다음 식과 같고 강도저항계수 $\phi_{sf} = 0.75$ 를 적용한다.

$$P_n = 0.6F_uA_{sf} \quad (4.5.1.2-1)$$

여기서, $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ (mm²)

a : 핀구멍의 연단으로부터 힘의 방향과 평행하게 측정한 부재의 연단까지의 최단거리 (mm)

d : 핀 직경 (mm)

t : 판재의 두께 (mm)

4.5.1.3 핀의 투영면적에 대한 지압

핀의 투영면적에 대한 지압에 의한 공칭인장강도는 9.1.7에 따른다.

4.5.1.4 총단면적에 대한 항복

총단면의 항복에 의한 공칭인장강도는 식 (4.3.1-1)에 따라 산정한다.

4.5.2 핀접합부재의 구조제한

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 핀 직경보다 1mm 이상 크면 안 된다.
- ③ 핀구멍이 있는 플레이트의 폭은 $2b_{eff} + d$ 이상이어야 하며, 재축에 평행한 핀구멍의 연단거리 a 는 $1.33b_{eff}$ 이상이어야 한다.

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 0.8mm 이상 커서는 안 된다.
- ④ 최소항복강도가 460MPa 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.

4.6 아이바

4.6.1 인장강도

아이바의 인장강도는 4.3에 따른다. 다만, 아이바 몸체의 단면적은 A_g 로 한다. 아이바 몸체의 폭은 두께의 8배를 초과하지 않도록 한다.

4.6.2 아이바의 구조제한

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 1mm 이상 크면 안 된다.
- ② F_y 가 460MPa을 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 13mm 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.

교량 강구조의 아이바에 대한 구조제한은 다음과 같다.

- ① 아이바의 두께는 13mm 이상 그리고 50mm 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 0.8mm 이상 커서는 안 된다.
- ⑦ 최소항복강도가 460MPa 보다 큰 강재를 사용할 경우 구멍의 직경은 아이바 두께의 5배를 초과할 수 없다.

4.6.3 연결

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.

인접한 아이바의 간격은 13mm 이상이어야 한다. 동일한 핀으로 연결된 인접한 아이바의 사이를 고리모양으로 된 끼움재를 사용해야 한다. 대각선으로 교차하는 아이바 간격이 작을

경우 교차점에서 서로 크래핑시켜야 한다.

4.7 합성부재의 인장강도

매입형 합성부재의 인장강도는 5.8.2.1.3을 따르며, 충전형 합성부재의 인장강도는 5.8.2.2.3을 따른다.

제5장 압축부재

제5장 압축부재

이 장은 중심축 압축력을 받는 부재에 적용한다.

5.1 일반사항

설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 다음과 같이 산정한다. 공칭압축강도 P_n 은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴, 휨-비틀림좌굴의 한계상태 중에서 작은 값으로 한다. 강도저항계수는 $\phi_c = 0.90$ 을 적용한다. 표 5.1-1은 압축부재 단면의 형상과 세장판 유무에 따라 적용하는 절과 그 한계상태를 나타낸다.

표 5.1-1 압축부재에 적용하는 절과 한계상태

단면	세장판이 없는 경우(비세장판 단면)		세장판이 있는 경우(세장판 단면)	
	절	한계상태	절	한계상태
	5.3 5.4	휨좌굴 비틀림좌굴	5.7	국부좌굴 휨좌굴 비틀림좌굴
	5.3 5.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	5.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	5.3	휨좌굴	5.7	국부좌굴 휨좌굴
	5.3	휨좌굴	5.7	국부좌굴 휨좌굴
	5.3 5.4	휨좌굴 휨비틀림좌굴	5.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	5.3 5.4 5.6	휨좌굴 휨비틀림좌굴	5.6 5.7	국부좌굴 휨좌굴 휨비틀림좌굴
	5.5		5.5	
	5.3	휨좌굴	해당없음	해당없음
ㄱ형강을 제외한 비대칭 단면	5.4	휨비틀림좌굴	5.7	국부좌굴 휨비틀림좌굴

5.1.1 국부좌굴에 대한 단면의 분류

압축력을 받는 판 단면은 비세장판 단면 및 세장판 단면으로 구분된다.

- (1) 비세장판 단면 : 압축 관요소의 폭두께비 λ 가 표 5.1.1.3-1의 λ_r 를 초과하지 않는 단면 ($\lambda \leq \lambda_r$)
- (2) 세장판 단면 : 압축 관요소의 폭두께비 λ 가 표 5.1.1.3-1의 λ_r 를 초과하는 단면 ($\lambda > \lambda_r$)

5.1.1.1 자유돌출판

압축력 방향과 평행한 면 중에서 한 쪽 면에만 지지되어 있는 자유돌출판의 폭은 다음 값을 취하고, 그 치수는 표 5.1.1.3-1에 따른다.

- (1) I, H형강 및 T형강 플랜지에 대한 폭 b 는 전체 플랜지폭 b_f 의 반이다.
- (2) ㄱ형강의 다리, ㄷ형강 및 Z형강의 플랜지에 대한 폭 b 는 전체 공칭치수이다.
- (3) 플레이트에 대한 폭 b 는 자유단으로부터 연결재의 첫 번째 줄 혹은 용접선까지의 길이이다.
- (4) T형강의 스템에 대한 d 는 단면의 전체 공칭높이로 한다.

5.1.1.2 양연지지판

압축력 방향과 평행한 양쪽 면에 지지된 양연지지판의 폭은 다음 값으로 취하고, 그 치수는 표 5.1.1.3-1에 따른다.

- (1) 압연이나 성형단면의 웹에 대하여, h 는 각 플랜지에서 필릿이나 모서리반경을 감한 플랜지사이의 순간격이다. h_c 는 도심에서 필릿이나 모서리반경을 감한 압축플랜지의 내측 면까지 거리의 2배이다.
- (2) 조립단면의 웹에 대하여, h 는 인접한 연결재의 열간거리 또는 용접한 경우 플랜지 사이의 순간격이며, h_c 는 도심으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측면까지 거리의 2배이다. h_p 는 소성중립축으로부터 압축플랜지에서 제일 가까운 연결재 열까지 거리 또는 용접한 경우 압축플랜지의 내측 면까지 거리의 2배이다.
- (3) 조립단면에서 플랜지 또는 다이어프램 플레이트에 대하여, 폭 b 는 인접한 연결재의 열

간거리 또는 용접선간의 거리이다.

- (4) 각형강관 단면의 플랜지에 대하여, 폭 b 는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 웹 사이의 순간격이다. 각형강관 단면의 웹에 대하여, h 는 각 변의 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격이다. 만일 모서리 반경을 알 수 없으면 b 와 h 는 각 외측 치수에서 두께의 3배를 감한 값으로 취한다. 여기서, t 는 설계벽두께이다. 여기서 t 는 전기저항용접 각형강관의 경우는 공칭벽두께의 0.93배, 서브머지드 아크용접 각형강관의 경우는 공칭벽두께를 사용한다.
- (5) 유공커버플레이트의 경우, b 는 인접한 연결재의 열간 수직거리이고 플레이트의 순단면적은 가장 넓은 구멍이 있는 곳에서 취한다.

5.1.1.3 압축판요소의 폭두께비

압축력을 받는 압축판요소의 비세장판 요소와 세장판 요소를 구분하는 폭두께비 한계값은 표 5.1.1.3-1에 따른다.

표 5.1.1.3-1 압축력을 받는 압축 판요소의 폭두께비

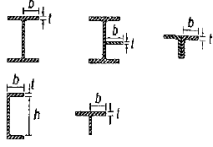
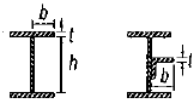
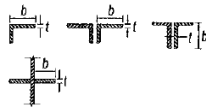

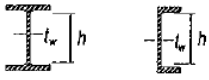

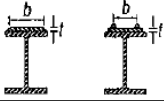

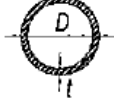
단면	구분	판요소에 대한 설명	폭두께비	폭두께비 한계값	예
				λ_p (비세장/세장)	
자유돌출판	1	<ul style="list-style-type: none"> - 압연 H형강의 플랜지 - 압연 H형강으로부터 돌출된 플레이트 - 서로 접한 쌍꺾형강의 돌출된 다리 - 꺾형강의 플랜지 - T형강의 플랜지 	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	<ul style="list-style-type: none"> - 용접 H형강의 플랜지 - 용접 H형강으로부터 돌출된 플레이트 또는 꺾형강 다리 	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}^{1)}$	
	3	<ul style="list-style-type: none"> - 꺾형강의 다리 - 끝판을 낀 쌍꺾형강의 다리 - 그 외 모든 한쪽만 지지된 판요소 	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	- T형강의 스템	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

표 5.1.1.3-1 압축력을 받는 압축 판요소의 폭두께비 (계속)

단면	구분	판요소에 대한 설명	폭두께비	폭두께비 한계값	예
				λ_r (비세장/세장)	
양면지지판	5	- 2축 대칭 H형강의 웹과 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 다이 아프램 플레이트	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	- 그 외 모든 양쪽이 지지된 판요 소	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	- 원형강관	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

주1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

5.2 유효좌굴길이와 세장비 제한

건축물 강구조와 일반 강구조의 경우, 유효좌굴길이계수 K 와 기둥의 세장비(KL/r)의 산정은 표 5.2-1에 따른다. 압축력에 기초하여 설계되는 부재의 세장비(KL/r)는 가급적 200을 넘지 않도록 한다.

교량 강구조의 경우, 압축부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

- 주부재 : $KL/r \leq 120$
- 가새 : $KL/r \leq 140$

여기서, L : 횡좌굴에 대한 비지지길이 (mm)





r : 단면2차반경 (mm)

K : 표 5.2-1에서 결정되는 유효좌굴길이계수

다음 조건을 만족할 때 회전반경은 단면의 일부를 제외한 가상단면으로 계산할 수 있다.

- 실제 단면적과 회전반경에 의한 부재의 저항강도가 설계하중을 초과하고,
- 감소된 단면적과 그 회전반경에 의한 가상부재의 저항강도가 설계하중을 초과할 경우

표 5.2-1 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				

5.3 비세장판 단면을 가진 부재의 휨좌굴에 대한 압축강도

이 절은 균일압축을 받는 비세장판 압축부재에 적용된다. 비틀림에 대한 비지지길이가 휨좌굴에 대한 비지지길이보다 큰 경우, H형강이나 그와 유사한 형상의 기둥의 설계는 5.4절을 따른다. 공칭압축강도 P_n 은 휨좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (5.3-1)$$

좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

$$(1) \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{또는} \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{인 경우}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (5.3-2)$$

$$(2) \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{또는} \quad \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{인 경우}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (5.3-3)$$

여기서, F_e : 5.9.3.3(2)에 규정에 따라 또는 탄성좌굴해석을 통하여 구하는 탄성좌굴응력

$$\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \text{ (MPa)} \quad (5.3-4)$$

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)

$P_n = P_r$: 축방향 공칭설계강도

5.4 비세장판 단면을 가진 부재의 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴에 대한 압축강도

이 절은 1축대칭 부재, 비대칭 부재, 균일압축을 받는 비세장판 요소를 가진 +형 또는 조

립기둥과 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 단일 Γ 형강 부재의 경우에도 적용된다.

공칭압축강도 P_n 은 비틀림좌굴과 휨비틀림좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (5.4-1)$$

좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

(1) 쌍 Γ 형강과 T형강 압축부재의 경우

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (5.4-2)$$

여기서 F_{cry} 는 y 축대칭에 대한 횡좌굴에 대해서는 식 (5.3-2)와 식 (5.3-3)에서 구한 F_{cr} 값, T형강 압축부재에 대해서는 $\frac{KL}{r} = \frac{K_y L}{r_y}$, 쌍 Γ 형강 압축부재에 대해서는 5.6으로 부터 $\frac{KL}{r} = \left(\frac{KL}{r} \right)_m$ 을 사용한다.

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g r_0^2} \quad (5.4-3)$$

(2) 다른 모든 경우

F_{cr} 값은 다음에서 산정되는 탄성비틀림좌굴응력과 탄성휨비틀림좌굴응력 F_e 를 사용하여, 식 (5.3-2)와 식 (5.3-3)에 따라 산정한다.

① 2축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (5.4-4)$$

② y 축에 대칭인 1축대칭 부재의 경우

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (5.4-5)$$

③ 비대칭 부재의 경우 다음 방정식의 해 중 가장 작은 해를 F_e 로 사용한다.

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2 = 0 \quad (5.4-6)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

C_w : 뒤틀림상수 (mm^6)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x} \right)^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y} \right)^2}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g r_0^2}$$

G : 강재의 전단탄성계수

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2}$$

I_x, I_y : 주축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

J : 비틀림상수 (mm^4)

K_x : x 축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_y : y 축에 대해서 비틀림좌굴에 대한 유효좌굴길이계수

K_z : z 축에 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 : x 축에 대한 단면2차반경 (mm)

r_y : y 축에 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_0 는 플랜지 도심간의 거리를 나타낸다. T형강과 쌍 T형강의 경우, F_{ez} 를 계산할 때 C_w 를 포함한 항을 삭제하고 x_0 를 0으로 놓는다.

5.5 단일 T형강 압축부재

단일 T형강 부재의 공칭압축강도 P_n 은 5.5(1) 또는 5.5(2)에 규정한 유효세장비 KL/r 을 사용하여 5.3 또는 5.7에 따라 산정한다. $b/t > 20$ 인 단일 T형강 부재는 5.4에 따라 산정한다.

단일 T형강 압축부재가 하나의 다리를 통하여 양단에서 압축력을 받고, 용접이나 최소한 2개의 볼트로 접합되고, 부재 중간에 횡하중을 받지 않는다면, 5.5(1) 또는 5.5(2)에 규정한 유효세장비 중 하나를 사용하여 압축부재를 평가할 때 단일 T형강의 편심에 대한 효과는 무시할 수 있다.

단일 T형강이 긴 다리와 짧은 다리의 비가 1.7이상 또는 부재중간에 횡하중을 받고, 5.5(1) 또는 5.5(2)에 설명된 조건과 다른 단부조건일 경우 축력과 휨의 조합된 힘을 받는 부재에 대한 제7장의 규정에 따른다.

- (1) 등변 T형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변 T형강이 단일 부재이거나 또는 평면트러스의 웹재로 인접한 웹재와 거셋플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우 :

① $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$ 일 때

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \quad (5.5-1)$$

$$\textcircled{2} \frac{L}{r_x} > 80 \text{ 일 때}$$

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (5.5-2)$$

부등변 Γ 형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 Γ 형강의 짧은 다리가 접합되면, 식 (5.5-1)과 식 (5.5-2)에 $4[(b_l/b_s)^2 - 1]$ 를 더하여 KL/r 을 산정한다. 다만, 이 값은 $0.95L/r_z$ 이상이어야 한다.

(2) 등변 Γ 형강 또는 긴 다리로 접합된 부등변 Γ 형강이 박스형 또는 입체트러스의 웨브재로 인접한 웨브재와 거셋플레이트 또는 현재의 동일면에 접합된 경우 :

$$\textcircled{1} 0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75 \text{ 일 때}$$

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_x} \quad (5.5-3)$$

$$\textcircled{2} \frac{L}{r_x} > 75 \text{ 일 때}$$

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (5.5-4)$$

부등변 Γ 형강에서 다리길이의 비가 1.7 이하이고 Γ 형강의 짧은 다리가 접합되면 식 (5.5-3)과 식 (5.5-4)에 $6[(b_l/b_s)^2 - 1]$ 를 더하여 KL/r 을 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)

5.6 조립 압축재

5.6.1 압축강도

이 절은 (1) 볼트나 용접으로 접합되거나 또는 (2) 유공커버플레이트나 타이플레이트를 갖는 가새와 접합된 개단면을 1개 이상 갖고 있는 2개의 부재로 구성된 조립부재에 적용한다. 단 부 연결은 용접되거나 클래스 A 또는 B 접촉면의 프리텐션볼트로 연결된다.

볼트나 용접으로 접합된 2개의 부재로 구성된 조립재의 공칭압축강도는 아래와 같이 수정하여 5.3, 5.4 또는 5.7에 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

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (5.6.1-1)$$

(2) 용접이나 볼트로 접합된 경우

① $\frac{a}{r_i} \leq 40$ 일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \quad (5.6.1-2)$$

② $\frac{a}{r_i} > 40$ 일 때

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \quad (5.6.1-3)$$

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 ㄴ형강일 경우)

$= 0.86$ (다른 모든 경우)

a : 접합재 사이의 길이 (mm)

r_i : 개별부재의 최소 단면2차반경 (mm)

5.6.2 치수 요구조건

- (1) 2개 이상의 형강들로 구성된 압축부재의 개별 구성요소들은 연결재 사이의 각 형강의 유효세장비 Ka/r_i 가 조립부재의 최대세장비 KL/r 의 3/4배를 초과하지 않도록 간격 a 로 서로 접합한다. 여기서 r_i 는 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 9.1.1.10에 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 305mm 이하로 한다. 연결재가 불규칙배치될 경우 각 게이지선에서 연결재의 최대간격은 가장 얇은 커버플레이트 두께의 $1.12 \sqrt{E/F_y}$ 배 그리고 460mm 이하로 한다.

판 또는 형강으로 조립한 압축부재의 개단면에는 일련의 작업구멍을 갖는 연속된 유공 커버플레이트가 적용될 수 있다. 5.1.1에 규정한 유공커버플레이트의 비지지폭은 작업 개구부에서 다음의 요구조건을 만족할 때 설계강도 계산에 고려된다.

- ① 폭두께비는 5.1.1의 제한조건을 만족해야 한다. 표 5.1.1.3의 7번 경우에는 폭 b 를 가장 가까운 연결재 열간 횡거리로 폭두께 한계비에 사용하면 보수적이다. 판의 순 단면적은 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 열간 또는 용접선간의 횡거리보다 길어야 한다.
 - ④ 개구부의 둘레 모든점에서의 곡률반경은 38mm 이상으로 한다.
- (4) 유공커버플레이트의 대안으로써, 래티스 설치가 지장이 있는 경우 단부와 중간부에 띠판을 설치할 수 있다. 띠판은 단부에 가깝게 설치하는 것이 실용적이다. 단부 띠판 폭은 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재열간 또는 용접선간 거리보다 길어야 하고, 중간부 띠판 폭은 이 거리의 1/2이상이어야 한다. 띠판 두께는 부재의 구성요소와 띠판을 접합하는 연결재 열간 또는 용접선 간 거리의 1/15이상이어야 한다. 띠판을 접합하는 각 용접선의 길이는 띠판 길이의 1/3이상이어야 한다. 띠판에서 응력방향으로 볼트 간격은 볼트직경의 6배보다 작아야 하며, 띠판은 각 구성요소에 3개 이상의 연결재로 접합되어야 한다.
- (5) 평강, ㄱ형강, ㄷ형강 및 기타형강이 래티스로 사용되며, 이 래티스의 간격은 부재의 플랜지요소의 세장비 L/r 이 부재전체의 최대세장비의 3/4를 초과하지 않도록 한다. 래티스는 조립부재 설계압축강도의 2%와 같은 전단강도를 부재축에 수직하게 갖도록 배치해야 한다. 단일 래티스부재 세장비 L/r 은 140이하로 하고, 복 래티스 경우에는 200이하로 한다. 복 래티스 부재들은 교차부분에서 연결되어야 한다. 압축을 받는 래티스 부재의 길이 L 은 단일 래티스 경우 주부재와 래티스를 접합하는 용접 또는 연결재 사이의 래티스 비지지길이이고, 복 래티스 경우 이 거리의 70%로 한다. 부재의 축에 대한 래티스 부재의 경사각은 단일 래티스 경우 60° , 복 래티스 경우 45°

이상이어야 한다. 부재의 플랜지에서 용접선간 또는 연결재간 거리가 380mm이상이면, 래티스를 복 래티스로 하거나 ㄱ형강으로 하는 것이 바람직하다.

5.7 세장판 단면을 갖는 압축부재

이 절은 균일압축을 받는 단면에 대하여 5.1.1에서 정의된 것처럼 세장판 단면을 갖는 압축부재에 적용한다. 공칭압축강도 P_n 은 적용하는 휨좌굴, 비틀림좌굴 및 휨비틀림좌굴 한계상태 중에서 가장 작은 값으로 다음과 같이 산정한다.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (5.7-1)$$

좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

$$(1) \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \text{ 또는 } \frac{QF_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ 일 경우}$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (5.7-2)$$

$$(2) \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \text{ 또는 } \frac{QF_y}{F_e} > 2.25 \text{ 일 경우}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (5.7-3)$$

여기서, F_e : 탄성좌굴응력, 2축대칭 부재는 식 (5.3-4)와 식 (5.4-4), 1축대칭 부재는 식 (5.3-4)와 식 (5.4-5), 비대칭 부재는 식 (5.4-6), 그리고 $b/t > 20$ 인 단일 ㄱ형강은 식 (5.3-4)을 사용하여 산정한다.

Q : 모든 세장 압축요소를 고려하는 순감소계수로서, 균일압축을 받는 단면에 대해 5.1.1에서 정의된 것처럼 세장판 요소가 없는 부재는 1.0,

세장판 요소를 갖는 부재는 $Q_s Q_a$ 로 산정한다.

세장한 자유돌출판으로만 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s (Q_a = 1.0)$,
 세장한 양연지지판으로 조합된 경우, $Q = Q_s (Q_a = 1.0)$, 양연지지
 판과 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, $Q = Q_s Q_a$ 로 산정한다.
 여러 개의 세장한 자유돌출판으로 조합된 단면의 경우, 더 세장한
 판으로 구해진 작은 Q_s 를 사용하는 것이 보수적이다.

5.7.1 세장한 자유돌출판

세장한 자유돌출판의 저감계수 Q_s 는 다음과 같이 산정한다.

(1) 압연기둥 또는 다른 압축부재로부터 돌출된 플랜지, ㄱ형강 및 플레이트

① $b/t \leq 0.56 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (5.7.1-1)$$

② $0.56 \sqrt{E/F_y} < b/t < 1.03 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5.7.1-2)$$

③ $b/t \geq 1.03 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (5.7.1-3)$$

(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

$$Q_s = 1.0 \quad (5.7.1-4)$$

② $0.64\sqrt{Ek_c/F_y} < b/t \leq 1.17\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.415 - 0.65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (5.7.1-5)$$

③ $b/t > 1.17\sqrt{Ek_c/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (5.7.1-6)$$

여기서, b : 5.1.1에서 정의된 자유돌출판의 폭 (mm)

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \quad 0.35 < k_c \leq 0.76$$

t : 부재의 두께 (mm)

(3) 단일 \neg 형강

① $b/t \leq 0.45\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (5.7.1-7)$$

② $0.45\sqrt{E/F_y} < b/t \leq 0.91\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5.7.1-8)$$

③ $b/t > 0.91\sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (5.7.1-9)$$

여기서, b : ㄱ형강의 가장 긴 다리의 폭 (mm)

(4) T형강의 스텝

① $d/t \leq 0.75 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.0 \quad (5.7.1-10)$$

② $0.75 \sqrt{E/F_y} < d/t \leq 1.03 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = 1.908 - 1.22 \left(\frac{d}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (5.7.1-11)$$

③ $d/t > 1.03 \sqrt{E/F_y}$ 일 경우

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{d}{t} \right)^2} \quad (5.7.1-12)$$

여기서, d : T형강의 공칭높이 (mm)

5.7.2 세장한 양연지지판

세장한 양연지지판의 저감계수 Q_a 는 다음과 같이 산정한다.

$$Q_a = \frac{A_c}{A_g} \quad (5.7.2-1)$$

여기서, A_g : 부재의 총단면적 (mm^2)

A_e : 감소된 유효폭 b_e 를 고려하여 산정한 유효단면적의 합 (mm^2)

감소된 유효폭 b_e 는 다음과 같이 산정한다.

(1) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형 단면의 플랜지를 제외하고, 균일압축을 받는 세

장판 단면 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \quad (5.7.2-2)$$

여기서, f 는 $Q=1.0$ 일 때의 F_{cr} 의 값이다.

(2) 균일한 두께를 갖는 정방형이나 장방형의 세장판 단면의 플랜지 $\left(\frac{b}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}\right)$:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \quad (5.7.2-3)$$

여기서, $f = P_n/A_e$. 반복계산을 요하는 $f = P_n/A_e$ 를 구하는 대신, f 는 F_y 와 같다고 할 수 있다. 이 경우에는 기둥의 유효강도를 약간 보수적으로 추정한다.

(3) 축력을 받는 원형단면

$$0.11 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45 \frac{E}{F_y} \text{ 일 경우}$$

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (5.7.2-4)$$

여기서, D : 원형강관의 외경 (mm)

t : 부재의 두께 (mm)

5.8 합성부재

이 절은 압연형강, 용접형강 또는 강관이 구조용 콘크리트와 함께 거동하도록 구성된 합성 부재에 적용한다.

5.8.1 일반사항

합성부재를 포함하는 구조물의 부재 및 접합부에 작용하는 하중을 산정할 때는 작용하중 단계마다 적용되는 유효단면을 적절히 고려해야 한다.

5.8.1.1 콘크리트와 철근

합성구조에 사용된 콘크리트와 철근에 관련된 설계, 배근상세 및 재료성질은 “콘크리트구조기준”에 따른다. 추가적으로, 다음의 예외사항 및 제한사항을 준용한다.

(1) “콘크리트구조기준” 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 5.8.1.3을 따른다.

(3) 횡방향 철근에 대한 구조 제한사항은 5.8.2.1.1(2)와 “콘크리트구조기준”을 따른다.

(4) 매입형 합성부재에서 길이방향 철근의 최소철근비는 5.8.2.1.1(3)을 따른다.

“콘크리트구조기준”에 따라 설계된 콘크리트와 철근의 설계는 한계상태설계법의 하중조합에 따른다.

5.8.1.2. 합성단면의 공칭강도

합성단면의 공칭강도는 소성응력분포법과 변형률적합법에 따라 결정한다. 합성단면의 공칭강도를 결정하는데 있어 콘크리트의 인장강도는 무시한다. 5.8.1.4에 정의된 충전형 합성부재는 국부좌굴의 영향을 고려해야 한다. 매입형 합성부재는 국부좌굴을 고려할 필요가 없다.

5.8.1.2.1 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.

5.8.1.2.2 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.

5.8.1.3 재료강도 제한

합성구조에 사용되는 구조용 강재, 철근 및 콘크리트는 실험 또는 해석으로 검증되지 않은 경우 다음과 같은 제한조건들을 만족해야 한다.

- (1) 설계강도의 계산에 사용되는 콘크리트의 설계기준 압축강도는 21MPa 이상이어야 하며 70MPa를 초과할 수 없다. 경량 콘크리트의 경우에는 설계기준 압축강도는 21MPa 이상이어야 하며 42MPa를 초과할 수 없다.
- (2) 합성기둥의 강도를 계산하는데 사용되는 구조용 강재 및 철근의 설계기준 항복강도는

650MPa를 초과할 수 없다. 다만, 매입형 합성기둥의 강도산정은 합성부재 5.8.2항을 따른다.

- (3) 교량의 합성기둥인 경우, 강재의 단면적이 전체단면의 4% 이상일 때에는 5.8.2.1.2의 규정에 의해 압축강도를 결정한다. 강재 또는 강관의 단면적이 전체단면적의 4% 이하일 경우에는 철근콘크리트 기둥으로 계산한다. 콘크리트의 압축강도는 21MPa 이상 55MPa 이하로 한다. 공칭압축강도 계산을 위한 강재의 길이방향 철근의 항복강도는 420MPa를 넘지 않도록 한다.

5.8.1.4 국부좌굴에 대한 충전형 합성단면의 분류

압축력을 받는 충전형 합성부재의 단면은 조밀, 비조밀, 세장요소(표 5.8.1.4-1을 참조)로 분류한다. 충전형 합성단면의 압축 강재요소 중 최대 폭두께비가 λ_p 를 초과하지 않는다면 조밀로 분류한다. 하나 또는 그 이상의 압축 강재요소의 최대 폭두께비가 λ_p 를 초과하고 λ_r 를 초과하지 않는다면 비조밀로 분류한다. 압축 강재요소 중에서 최대 폭두께비가 λ_r 를 초과하는 요소가 있으면 세장으로 분류한다. 최대 허용 폭두께비는 표 5.8.1.4-1을 따른다.

각형강관과 원형강관의 폭(b) 또는 직경(D)과 두께(t)에 대한 정의는 표 5.1.1.3-1을 참고한다.

표 5.8.1.4-1 압축력을 받는 충전형 합성부재 압축 강재요소의 폭두께비 제한 (5.8.2.2에 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	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄

5.8.2 축력을 받는 부재

이 규정은 매입형 합성부재와 충전형 합성부재에 적용한다.

5.8.2.1 매입형 합성부재

5.8.2.1.1 구조제한

매입형 합성기둥 부재는 다음과 같은 조건을 만족해야 한다.

- (1) 강재 코어의 단면적은 합성부재 총단면적의 1% 이상으로 한다.
- (2) 강재 코어를 매입한 콘크리트는 연속된 길이방향 철근과 띠철근 또는 나선철근으로 보강되어야 한다. 횡방향 철근의 중심간 간격은 직경 D10의 철근을 사용할 경우에는 300mm 이하, 직경 D13 이상의 철근을 사용할 경우에는 400mm 이하로 한다. 이형철근망이나 용접철근을 사용하는 경우에는 앞의 철근에 준하는 등가단면적을 가져야 한다. 또한, 횡방향 철근의 최대간격은 강재코어의 설계항복강도가 450MPa 이하일 경우에는 부재단면에서 최소크기의 0.5배를 초과할 수 없으며 강재코어의 설계기준 항복강도가 450MPa를 초과하는 경우는 부재단면에서 최소크기의 0.25배를 초과할 수 없다.
- (3) 연속된 길이방향 철근의 최소철근비 ρ_{sr} 는 0.004로 하며 다음과 같은 식으로 구한다.

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (5.8.2.1.1-1)$$

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.

- 길이방향 철근지름의 16배
- 띠철근 지름의 48배
- 합성단면 최소변길이의 1/2

5.8.2.1.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 매입형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 기둥세장비에 따른 휨좌굴 한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$\phi_c = 0.75$$

(1) $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$ 인 경우

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \left(\frac{P_{no}}{P_e} \right) \right] \quad (5.8.2.1.2-1)$$

(2) $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ 인 경우

$$P_n = 0.877 P_e \quad (5.8.2.1.2-2)$$

여기서, $P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f_{ck} A_c$ (5.8.2.1.2-3)

P_e : 제3장 또는 제4장에 따라 산정된 탄성임계좌굴하중

$$= \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (5.8.2.1.2-4)$$

A_s : 강재 단면적 (mm^2)

A_c : 콘크리트 단면적 (mm^2); 단, 강재코어의 설계기준 항복강도가 450MPa를 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 (5.8.2.1.2-3), 충전형 합성부재는 식 (5.8.2.2.2-1)에 의해 구한다.

w_c : 콘크리트의 단위체적당 무게 ($1,500 \leq w_c \leq 2,500 \text{ kg/m}^3$)

EI_{eff} : 합성단면의 유효강성 ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$). 단, 설계기준강도가 450MPa 초과하여도 콘크리트 전체단면적(A_c)을 사용한다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (5.8.2.1.2-5)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (5.8.2.1.2-6)$$

여기서, C_1 는 매입형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

5.8.2.1.3 인장강도

매입형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$ 는 항복한계상태로부터 다음과 같이 구하며 강도저항계수 $\phi_t = 0.90$ 을 적용한다.

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \quad (5.8.2.1.3-1)$$

5.8.2.1.4 상세요구사항

- (1) 강재코어와 길이방향 철근의 최소 순간격은 철근직경의 1.5배 이상 또는 40mm 중 큰 값으로 한다.
- (2) 플랜지에 대한 콘크리트 순피복두께는 플랜지폭의 1/6이상으로 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.

5.8.2.2 충전형 합성부재

5.8.2.2.1 구조제한

강관의 단면적은 합성기둥 총단면적의 1% 이상으로 한다.

충전형 합성부재는 5.8.1.4에 따라서 국부좌굴효과를 고려하여 분류한다.

5.8.2.2.2 압축강도

축하중을 받는 2축대칭 충전형 합성부재의 설계압축강도 $\phi_c P_n$ 은 5.8.2.1.2에 따라 휨좌굴 한계상태로부터 구하며 다음 식을 사용한다.

(1) 조밀단면

$$P_{no} = P_p \quad (5.8.2.2.2-1)$$

$$\text{여기서, } P_p = F_y A_s + C_2 f_{ck} (A_c + A_{sr} \frac{E_{sr}}{E_c}) \quad (5.8.2.2.2-2)$$

$$C_2 : \text{사각형 단면에서는 } 0.85, \text{ 원형 단면에서는 } 0.85 \left(1 + 1.56 \frac{F_y t}{D_c f_{ck}} \right),$$

$$D_c = D - 2t$$

t : 강관의 두께

(2) 비조밀단면

$$P_{no} = P_p - (P_p - P_y) \frac{(\lambda - \lambda_p)^2}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \quad (5.8.2.2.2-3)$$

여기서, λ , λ_p 와 λ_r 은 표 5.8.1.4-1의 폭(직경)두께비 제한값이며, P_p 는 식 (5.8.2.2.2-2)

에 의해 결정된다.

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_{sr}}{E_c} \right) \quad (5.8.2.2.2-4)$$

(3) 세장단면

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_{ck} \left(A_c + A_{sr} \frac{E_{sr}}{E_c} \right) \quad (5.8.2.2.2-5)$$

여기서, ① 사각형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \quad (5.8.2.2.2-6)$$

② 원형 단면인 경우

$$F_{cr} = \frac{0.72 F_y}{[(D/t)(F_y/E_s)]^{0.2}} \quad (5.8.2.2.2-7)$$

합성단면의 유효강성은 다음 식으로 구한다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (5.8.2.2.2-8)$$

여기서, C_3 는 충전형 합성압축부재의 유효강성을 구하기 위한 계수

$$C_3 = 0.6 + 2 \left[\frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9 \quad (5.8.2.2.2-9)$$

합성부재의 설계압축강도는 순강재 부재의 설계압축강도 이상으로 한다.

5.8.2.2.3 인장강도

충전형 합성기둥의 설계인장강도 $\phi_t P_n$ 은 항복한계상태로부터 다음과 같이 구한다.

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \quad (5.8.2.2.3-1)$$

$$\phi_t = 0.90$$

5.8.2.3 전단강도

충전형 및 매입형 합성부재의 설계전단강도 $\phi_v V_n$ 은 다음 중에서 1가지 방법으로 구한다.

- (1) 강재 단면만의 설계전단강도
- (2) “콘크리트구조기준”에 따른 철근콘크리트 만의 전단강도. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

단, 무근콘크리트로 채운 충전형 합성부재는 “콘크리트구조기준”에 따른다.

- (3) 강재 단면의 공칭전단강도와 “콘크리트구조기준”에 따른 철근의 공칭전단강도의 합으로 한다. 강도저감계수는 다음 값을 사용한다.

$$\phi_v = 0.75$$

5.8.2.4 하중전달

5.8.2.4.1 일반요구사항

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.

5.8.2.4.3에 따라 결정된 적절한 힘 전달기구의 설계강도 ϕR_n 은 5.8.2.4.2에서 구한 길이방향 소요전단력 V_r' 이상이어야 한다.

5.8.2.4.2 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.

$$V_r' = P_r(1 - F_y A_s / P_{no}) \quad (5.8.2.4.2-1)$$

여기서, P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (5.8.2.1.2-3), 충전형 합성부재는 식 (5.8.2.2.2-1)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.

$$V_r' = P_r(F_y A_s / P_{no}) \quad (5.8.2.4.2-2)$$

여기서, P_{no} : 길이효과를 고려하지 않은 공칭압축강도 (N); 매입형 합성부재는 식 (5.8.2.1.2-3), 충전형 합성부재는 식 (5.8.2.2.2-1)에 의해 구한다.

P_r : 합성부재에 가해지는 소요외력 (N)

(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 (5.8.2.4.2-2)에서 산정한 힘 V_r' 과의 차이로 한다.

$$V_r' = P_{rs} - P_r(F_y A_s / P_{no}) \quad (5.8.2.4.2-3)$$

여기서, P_{rs} : 강재에 직접 가해지는 외력의 일부 힘 (N)

5.8.2.4.3 힘 전달기구

직접부착작용, 전단연결 및 직접지압에 의한 힘 전달기구의 공칭강도 R_n 은 다음 규정에 따라 산정된다. 이 중에서 가장 큰 공칭강도의 힘 전달기구를 사용할 수 있으나, 이러한 힘 전달 기구들은 중첩하여 사용할 수 없다.

길이방향 전단력 V_r 이 직접부착강도에 의한 설계전단강도를 초과할 경우에는 아래의 (1) 직접지압강도 또는 (2)전단접합에 의한 힘의 전달기구를 사용하여야 한다.

(1) 직접지압강도

힘이 내부지압기구에 의한 직접지압에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 설계지압강도는 다음과 같이 콘크리트압괴의 한계상태로부터 구한다.

$$\begin{aligned} R_n &= 1.7f_{ck}A_1 \\ \phi_B &= 0.65 \end{aligned} \quad (5.8.2.4.3-1)$$

여기서, A_1 : 관통 거셋플레이트 또는 베어링 플레이트 등의 하부 지압면적(mm²)

(2) 전단접합

힘이 전단접합에 의해 매입형 또는 충전형 합성부재에 전달되는 경우, 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_c = \Sigma Q_{cv} \quad (5.8.2.4.3-2)$$

여기서, ΣQ_{cv} : 5.8.2.4.4에 정의한 하중도입부 길이 안에 배치된 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도 ϕQ_{nv} 의 합 (N); 스티드 전단연결재의 ϕQ_{nv} 는 5.8.2.5.2로부터, ㄷ형강 전단연결재의 ϕQ_{nv} 는 5.8.2.5.3으로부터 구한다.

(3) 직접부착강도

힘이 직접부착작용에 의해 충전형 합성부재 및 매입형 합성부재에 전달되는 경우, 강재와 콘크리트 사이의 설계부착강도는 다음과 같이 구한다.

$$R_n = U_{in} L_{in} F_{in} \quad (5.8.2.4.3-3)$$

$$\phi = 0.45$$

여기서, R_n : H형강 또는 강관의 전둘레 길이와 하중도입부의 길이에 해당하는 공칭부착강도 (N)

U_{in} : H형강 또는 강관의 둘레길이 (mm)

L_{in} : 5.8.2.4.4에서 규정한 하중도입부의 길이 (mm)

F_{in} : 표 5.8.2.4.3-1에서 규정된 공칭부착응력

표 5.8.2.4.3-1의 공칭부착응력은 콘크리트와 접하는 강재단면 표면에 도장, 기름, 윤활유 및 녹 등이 없는 경우에 가해진 값이다.

표 5.8.2.4.3-1 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 5.8.2.4.3-1에 주어진 콘크리트에 완전 매입된 H형강 단면의 공칭부착응력 F_{in} 은 플랜지에 대한 콘크리트의 최소 유효 피복두께가 40mm이고 5.8.2.1.5의 (1)과 (2)를 만족하고, 5.8.2.1.1에 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 고

려한 공칭부착응력은 실험으로 증명되지 않는 한, $\beta_c F_{in}$ 값을 사용하여야 하며, β_c 는 식 (5.8.2.4.3-5)에 의해 결정한다.

$$\beta_c = 1 + 0.02 c_e \left(1 - \frac{40}{c_e} \right) \leq 2.5 \quad (5.8.2.4.3-5)$$

여기서, c_e : 플랜지면에 대한 콘크리트의 유효 피복두께 (mm)

유효 피복두께는 플랜지 면에 대한 콘크리트의 순피복 두께에서 띠 철근의 외부 면에 대한 순피복 두께를 제외한 두께로 한다.

5.8.2.4.4 상세요구사항

(1) 매입형 합성부재

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.

하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 5.8.2.5에 따른다.

(2) 충전형 합성부재

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.

하중도입부의 길이구간과 이외 구간에 배치하는 강재 전단연결재의 간격은 5.8.2.5에 따른다.

5.8.2.4.5 하중도입부 이외 구간의 길이방향 전단력

부재의 직각방향 하중 또는 단부모멘트 또는 직각방향 하중과 단부모멘트에 의해 발생하는 하중도입부 이외 구간에서의 콘크리트와 강재 사이 접촉면의 길이방향 소요 전단응력 분포를 확인해야 한다. 길이방향 소요전단응력이 표 5.8.2.4.3-1의 값에 강도저감계수 $\phi = 0.45$ 를 곱

한 설계전단응력 ϕF_{in} 을 초과하는 경우에는 5.8.2.5에 따라서 전단연결재로 보강해야 한다.

보다 정밀한 방법에 의하지 않는 한, 접촉면에서의 길이방향 소요전단응력은 콘크리트의 장기효과와 균열을 고려한 탄성해석에 의해 구한 값을 사용할 수 있다.

5.8.2.5 강재 전단연결재

5.8.2.5.1 일반사항

이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 “콘크리트구조기준”을 사용할 수 있다.

- (1) 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.
- (2) 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스티드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 공칭강도는 “콘크리트구조기준”을 따른다.
- (3) 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스티드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경의 1.6배 이상으로 한다.

표 5.8.2.5.1-1은 각 하중조건에 대한 스티드 전단연결재의 최소 h/d 값을 나타낸 것이다.

표 5.8.2.5.1-1 스티드 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 스티드 전단연결재의 길이의 비

* : 경량콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 “콘크리트구조기준”에 따른다.

5.8.2.5.2 스테드 전단연결재의 전단강도

한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \quad (5.8.2.5.2-1)$$

$$\phi_v = 0.65$$

여기서, Q_{nv} : 스테드 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

A_{sa} : 스테드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 스테드 전단연결재의 설계기준인장강도 (MPa)

한계상태가 콘크리트 전단파괴강도인 경우, 스테드 전단연결재 1개에 대한 설계전단강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

- (1) 스테드 전단연결재 파괴면의 양측에 “콘크리트구조기준”에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스테드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv} 는 식 (5.8.2.5.2-1)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최소값으로 한다.
- (2) “콘크리트구조기준”에 있는 방법.

5.8.2.5.3 스테드 전단연결재의 인장강도

전단연결재의 중심에서 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스테드 전단연결재의 중심간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상인 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 설계인장강도는 다음과 같이 구한다.

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \quad (5.8.2.5.3-1)$$

$$\phi_t = 0.75$$

여기서, Q_{nt} : 강재 스테드 전단연결재의 공칭인장강도 (N)

A_{sa} : 강재 스테드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

F_u : 강재 스테드 전단연결재의 설계기준 인장강도 (MPa)

전단연결재의 중심에서 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이고, 스테드 전단연결재의 중심 간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 공칭인장강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

- (1) 스테드 전단연결재 파괴면의 양측에 “콘크리트구조기준”에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 스테드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt} 는 식 (5.8.2.5.3-1)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최소값으로 한다.
- (2) “콘크리트구조기준”에 있는 방법.

5.8.2.5.4 전단과 인장의 조합력을 받는 스테드 전단연결재의 강도

한계상태가 콘크리트 전단파괴강도가 아닌 경우, 전단연결재의 중심에서 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 이상이고, 스테드 전단연결재의 중심간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 이상이면, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음과 같이 구한다.

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}} \right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0 \quad (5.8.2.5.4-1)$$

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)

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 스테드 전단연결재의 높이에 직교한 콘크리트 단부까지의 거리가 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 1.5배 미만이거나, 스테드 전단연결재의 중심간 간격이 스테드 전단연결재 상단까지 높이의 3배 미만인 경우, 스테드 전단연결재의 1개에 대한 전단과 인장의 상호작용에 대한 공칭강도는 다음 중 1가지 방법으로 구한다.

- (1) 스테드 전단연결재 파괴면의 양측에 “콘크리트구조기준”에 따라 전단연결재 철근이 배근된 경우, 식 (5.8.2.5.4-1)에 사용하는 스테드 전단연결재의 공칭전단강도 Q_{nv} 는 식 (5.8.2.5.2-1)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최소값으로 하고, 스테드 전단연결재의 공칭인장강도 Q_{nt} 는 식 (5.8.2.5.3-1)으로 구한 강재의 공칭전단강도와 전단연결재 철근의 공칭강도 중의 최소값으로 한다.
- (2) “콘크리트구조기준”에 있는 방법.

5.8.2.5.5 ㄷ형강의 전단강도

ㄷ형강 전단연결재의 설계전단강도는 식 (5.8.2.5.5-1)에 따라 구한 공칭전단강도와 다음의 강도저감계수에 의해 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \quad (5.8.2.5.5-1)$$

$$\phi_v = 0.75$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지 두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웹 두께 (mm)

L_a : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

ㄷ형강 전단연결재의 강도는 편심의 영향을 고려하여 Q_n 의 힘을 받을 수 있도록 보플랜지에 용접되어야 한다.

5.8.2.5.6 상세요구사항

강재 전단연결재의 측 방향의 콘크리트 순 피복두께는 25mm 이상으로 한다. 스티드 전단연결재의 중심간 최소간격은 어느 방향이든 몸체직경의 4배로 한다. 스티드 전단연결재의 중심간 최대간격은 어느 방향이든 몸체직경의 32배로 한다. ㄷ형강 전단연결재의 중심간 최대간격은 600mm로 한다.

제6장 힘부재

제6장 휨부재

6.1 일반사항

이 장은 하중이 단면의 주축과 전단중심을 통과하여 비틀림이 발생하지 않는 형강 및 조립 부재에 적용한다.

6.2 형강 및 강관

6.2.1 단일부재

6.2.1.1 휨강도

6.2.1.1.1 일반사항

설계휨강도를 산정할 때 다음의 내용은 이 절에 포함된 모든 부재에 공통적으로 적용한다. 이 절에서 포함하는 단면의 종류는 표 6.2.1.1.1-1과 같고 단면의 폭두께비 제한은 표 6.2.1.1.1-2와 같다.

(1) 설계휨강도 $\phi_b M_n$ 의 산정

공칭휨강도 M_n 은 6.2.1.1.2~6.2.1.1.12에 따라 적용하며 강도저항계수 $\phi_b = 0.9$ 를 사용한다. M_n 은 7장의 M_r 과 같다.

(2) 횡비틀림좌굴 보정계수 C_b

모멘트분포가 일정하지 않은 휨재의 횡비틀림좌굴강도 산정 시 보정계수 C_b 는 다음과 같다.

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (6.2.1.1.1-1)$$

단, ① 자유단이 횡지지되지 않은 캔틸레버와 내민보의 경우 $C_b = 1.0$

② 횡지지점 사이에 횡하중이 없는 2축 대칭부재에서 C_b 는 다음 값을 초과할 수 없다.

- 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 같은 경우에는 1.0
- 횡지지된 양단부의 모멘트 크기가 같고 부호가 반대인 경우에는 2.27
- 한쪽 단부모멘트가 0인 경우에는 1.67

여기서, M_{max} : 비지지구간에서 최대모멘트 절대값 (N·mm)

M_A : 비지지구간에서 1/4지점의 모멘트 절대값 (N·mm)

M_B : 비지지구간에서 중앙부의 모멘트 절대값 (N·mm)

M_C : 비지지구간에서 3/4지점의 모멘트 절대값 (N·mm)

복곡률이 발생하는 1축대칭 부재의 경우에는 상하플랜지 모두에 대하여 횡비틀림좌굴강도를 검토한다. C_b 의 값은 모든 경우에 있어서 안전측으로 1.0을 사용할 수 있다.

표 6.2.1.1.1-1 휨재 단면의 분류

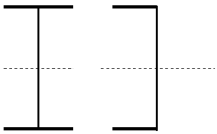
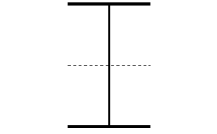
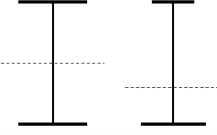
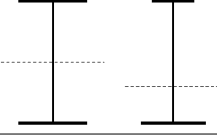

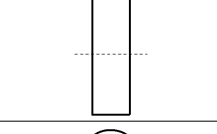
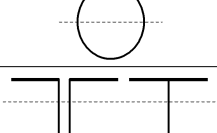
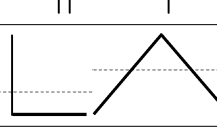

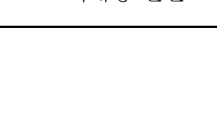
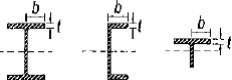
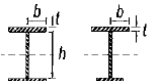
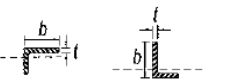
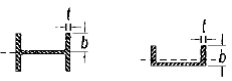
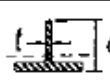
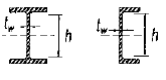
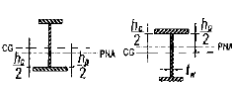

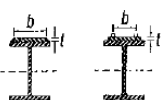


해당 절	단면의 형태	플랜지	웹	한계상태
6.2.1.1.2		조밀단면	조밀단면	항복 휨비틀림좌굴
6.2.1.1.3		비조밀단면 세장판 단면	조밀단면	휨비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
6.2.1.1.4		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 휨비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
6.2.1.1.5		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	세장판 단면	항복 휨비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴 인장플랜지 항복
6.2.1.1.6		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	—	항복 플랜지 국부좌굴
6.2.1.1.7		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	조밀단면 비조밀단면	항복 플랜지 국부좌굴 웹 국부좌굴
6.2.1.1.8		—	—	항복 국부좌굴
6.2.1.1.9		조밀단면 비조밀단면 세장판 단면	—	항복 휨비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
6.2.1.1.10		—	—	항복 휨비틀림좌굴 플랜지 국부좌굴
6.2.1.1.11		—	—	항복 휨비틀림좌굴
6.2.1.1.12	비대칭 단면	—	—	모든 한계상태 포함

표 6.2.1.1.1-2 휨재 단면의 폭두께비 제한

	관요소에 대한 설명	폭 두께 비	폭두께비 제한 값		예
			λ_p (조밀/비조밀)	λ_r (비조밀/세장)	
자유단출판	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	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
양면지지판	① -2축 대칭 H형강의 웹브 -ㄷ형강의 웹브	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	② 1축 대칭 H형강의 웹브	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	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 웹브	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	⑥ 원형강관	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

주1) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, 여기서 $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

주2) $F_L = 0.7F_{yzz}$: 약축 휨을 받는 경우, 웹브가 세장판 단면인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우, 그리고 조밀단면 웹브 또는 비조밀단면 웹브이고 $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$ 인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우
 $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$: 조밀단면 웹브 또는 비조밀단면 웹브이고 $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$ 인 용접 H형강이 강축 휨을 받는 경우

표 6.2.1.1.1-3 휨을 받는 충전형 합성부재의 압축 강재요소에 대한 폭두께비 제한

구분	폭 두께비	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 웹	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	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

주1) 사각형 강관 및 두께가 일정한 용접 사각형 강관을 나타냄

6.2.1.1.2 강축 휨을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 조밀단면 부재

이 조항은 강축에 대한 휨을 받는 2축대칭 H형강 또는 ㄷ형강 부재의 웹과 플랜지가 모두 조밀단면인 경우에 적용한다.

(1) 소성모멘트

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (6.2.1.1.2-1)$$

여기서, F_y : 강재의 항복강도 (MPa)

Z_x : x 축에 대한 소성단면계수 (mm^3)

(2) 횡비틀림좌굴강도

① $L_b \leq L_p$ 의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 고려하지 않아도 된다.

② $L_p < L_b \leq L_r$ 의 경우

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (6.2.1.1.2-2)$$

③ $L_b > L_r$ 의 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (6.2.1.1.2-3)$$

여기서, L_b : 보의 비지지길이 (mm)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (6.2.1.1.2-4)$$

E : 강재의 탄성계수 (MPa)

J : 단면비틀림상수 (mm⁴)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

식 (6.2.1.1.2-4)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_r 은 다음과 같이 산정한다.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.2.1.1.2-5)$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{Jc}\right)^2}} \quad (6.2.1.1.2-6)$$

$$\text{여기서, } r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (6.2.1.1.2-7)$$

$$c = 1 : 2\text{축대칭 H형강의 경우} \quad (6.2.1.1.2-8a)$$

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} : \text{ㄷ형강의 경우} \quad (6.2.1.1.2-8b)$$

h_o : 상하부 플랜지 간 중심거리 (mm)

6.2.1.1.3 강축 힘을 받는 2축대칭 H형강(웹 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재

이 조항은 강축에 대한 힘을 받는 2축대칭 H형강(웹 조밀단면, 플랜지 비조밀 또는 세장판 단면) 부재에 적용한다.

(1) 횡비틀림좌굴강도

횡비틀림좌굴강도의 산정은 6.2.1.1.2(2)에 따른다.

(2) 압축플랜지 국부좌굴강도

① 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (6.2.1.1.3-1)$$

② 세장판 단면 플랜지를 갖는 단면

$$M_n = \frac{0.9E k_c S_x}{\lambda^2} \quad (6.2.1.1.3-2)$$

$$\text{여기서, } \lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 6.2.1.1.1-2에 제시된 조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 6.2.1.1.1-2에 제시된 비조밀단면 플랜지의 한계 폭두께비

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

h : 표 6.2.1.1.1-2에 명시된 값

6.2.1.1.4 강축 힘을 받는 기타 H형강(웹 조밀 또는 비조밀단면)부재

이 조항은 비조밀단면 웹를 갖는 강축에 힘을 받는 2축대칭 H형강 단면과 조밀단면 웹 또는 비조밀단면 웹를 갖는 강축에 힘을 받는 1축대칭 H형강 단면에 적용한다. 공칭휨강도

M_n 은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최소값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pc}M_{yc} = R_{pc}F_yS_{xc} \quad (6.2.1.1.4-1)$$

여기서, M_{yc} 는 압축플랜지의 항복모멘트(N·mm)이다.

(2) 횡비틀림좌굴강도

- ① $L_b \leq L_p$ 의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.
- ② $L_p < L_b \leq L_r$ 의 경우

$$M_n = C_b \left[R_{pc}M_{yc} - (R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc}M_{yc} \quad (6.2.1.1.4-2)$$

- ③ $L_b > L_r$ 의 경우

$$M_n = F_{cr}S_{xc} \leq R_{pc}M_{yc} \quad (6.2.1.1.4-3)$$

$$\text{여기서, } M_{yc} = F_y S_{xc} \quad (6.2.1.1.4-4)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad (6.2.1.1.4-5)$$

$\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$ 의 경우, J 의 값은 0으로 한다. I_{yc} 는 y 축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트이다.

응력 F_L 은 다음과 같이 산정한다.

가) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$ 의 경우

$$F_L = 0.7F_y \quad (6.2.1.1.4-6a)$$

나) $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ 의 경우

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5F_y \quad (6.2.1.1.4-6b)$$

항복한계상태에서의 한계 비지지길이 L_p 는

$$L_p = 1.1r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.2.1.1.4-7)$$

비탄성 비틀림좌굴 한계상태에서의 한계 비지지길이 L_r 은

$$L_r = 1.95r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E} \frac{S_{xc}h_o}{J} \right)^2}} \quad (6.2.1.1.4-8)$$

웹브 소성화계수 R_{pc} 는 다음과 같이 산정한다.

가) $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$ 의 경우

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (6.2.1.1.4-9a)$$

나) $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$ 의 경우

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (6.2.1.1.4-9b)$$

여기서, $M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y$

S_{xc}, S_{xt} : 압축, 인장플랜지 각각의 탄성단면계수 (mm³)

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

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 6.2.1.1.1-2의 조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 6.2.1.1.1-2의 비조밀단면 웨브의 한계 폭두께비

$I_{yc}/I_y \leq 0.23$ 인 경우는 $R_{pc} = 1.0$ 으로 한다.

횡비틀림좌굴에 대한 유효단면2차반경 r_t 는 다음과 같이 산정한다.

가) 사각형 압축플랜지를 갖는 H형강 부재의 경우

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad (6.2.1.1.4-10)$$

$$\text{여기서, } a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (6.2.1.1.4-11)$$

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.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}a_w\right)}} \quad (6.2.1.1.4-12)$$

여기서, r_t : 압축플랜지와 압축 측 웨브의 1/3에 해당하는 면적을 합한 단면의 y 축에 대한 단면2차반경 (mm)

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

- ① 조밀단면 플랜지인 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.
- ② 비조밀단면 플랜지의 경우

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (6.2.1.1.4-13)$$

③ 세장판 단면플랜지의 경우

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (6.2.1.1.4-14)$$

여기서, F_L : 식(6.2.1.1.4-6a) 또는 식(6.2.1.1.4-6b)에 따라 산정한다.

R_{pc} : 웨브 소성화계수. 식(6.2.1.1.4-9a) 또는 식(6.2.1.1.4-9b)에 따라 산정한다.

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 6.2.1.1.1-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 6.2.1.1.1-2의 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

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (6.2.1.1.4-15)$$

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

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (6.2.1.1.4-16a)$$

나) $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$ 의 경우

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (6.2.1.1.4-16b)$$

여기서, $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: 표 6.2.1.1.1-2의 조밀단면 웨브 한계 폭두께비

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: 표 6.2.1.1.1-2의 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)

6.2.1.1.5 강축 힘을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재

이 조항은 강축에 힘을 받는 세장판 단면웨브를 갖는 1축 또는 2축대칭 H형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 압축플랜지 항복강도, 횡비틀림좌굴강도, 압축플랜지 국부좌굴강도 및 인장플랜지 항복강도 중 최소값으로 한다.

(1) 압축플랜지 항복강도

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (6.2.1.1.5-1)$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (6.2.1.1.5-2)$$

① $L_b \leq L_p$ 의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

② $L_p < L_b \leq L_r$ 의 경우

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3 F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (6.2.1.1.5-3)$$

③ $L_b > L_r$ 의 경우

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \leq F_y \quad (6.2.1.1.5-4)$$

여기서, L_p : 식 (6.2.1.1.4-7)에 따라 산정한다.

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} \quad (6.2.1.1.5-5)$$

R_{pg} : 휨강도 감소계수

$$= 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (6.2.1.1.5-6)$$

여기서, a_w 는 식 (6.2.1.1.4-11)에 따라 산정하며 10을 초과할 수 없다. r_t 는 6.2.1.1.4에 제시된 횡좌굴에 대한 유효단면2차반경이다.

(3) 압축플랜지 국부좌굴강도

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (6.2.1.1.5-7)$$

① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 압축플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3 F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (6.2.1.1.5-8)$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} \quad (6.2.1.1.5-9)$$

여기서, $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 6.2.1.1.1-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 6.2.1.1.1-2의 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

$$M_n = F_y S_{xt} \quad (6.2.1.1.5-10)$$

6.2.1.1.6 약축 휨을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재

이 조항은 약축에 휨을 받는 H형강 또는 ㄷ형강 부재에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트) 및 플랜지 국부좌굴강도 중 최소값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (6.2.1.1.6-1)$$

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

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (6.2.1.1.6-2)$$

③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (6.2.1.1.6-3)$$

$$\text{여기서, } F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (6.2.1.1.6-4)$$

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: 표 6.2.1.1.1-2의 조밀단면 플랜지 한계 폭두께비

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: 표 6.2.1.1.1-2의 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)

6.2.1.1.7 각형강관

이 조항은 강축 또는 약축 힘을 받는 조밀 또는 비조밀단면 웨브 및 조밀, 비조밀 또는 세장판 단면플랜지를 갖는 직사각형, 정사각형 및 2축대칭 각형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트), 플랜지 국부좌굴강도 및 웨브 국부좌굴강도의 한계상태 중 최소값

으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (6.2.1.1.7-1)$$

여기서, Z : 소성단면계수 (mm^3)

(2) 플랜지 국부좌굴강도

- ① 조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.
- ② 비조밀단면 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (6.2.1.1.7-2)$$

여기서, b : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

S : 탄성단면계수 (mm^3)

- ③ 세장판 단면플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = F_y S_{eff} \quad (6.2.1.1.7-3)$$

여기서, S_{eff} : 압축플랜지의 유효폭 b_e 에 대한 유효단면계수

$$b_e = 1.92 t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (6.2.1.1.7-4)$$

(3) 웨브 국부좌굴강도

- ① 조밀단면의 경우에는 웨브 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀 웨브를 갖는 단면의 경우에는

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (6.2.1.1.7-5)$$

여기서, h : 웨브의 폭 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

S_x : 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

6.2.1.1.8 원형강관

이 조항은 D/t 비가 $\frac{0.45E}{F_y}$ 보다 적은 원형강관에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도 (소성모멘트) 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최소값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (6.2.1.1.8-1)$$

여기서, Z : 소성단면계수 (mm³)

(2) 국부좌굴강도

① 조밀단면인 경우에는 플랜지 국부좌굴강도를 산정하지 않는다.

② 비조밀단면의 경우

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{(D/t)} + F_y \right) S \quad (6.2.1.1.8-2)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S \quad (6.2.1.1.8-3)$$

$$\text{여기서, } F_{cr} = \frac{0.33E}{(D/t)} \quad (6.2.1.1.8-4)$$

S : 탄성단면계수 (mm^3)

D : 원형강관의 외경 (mm)

t : 원형강관의 두께 (mm)

6.2.1.1.9 T형강 및 쌍꺾형강

이 조항은 대칭면에 하중을 받는 T형강 및 쌍꺾형강에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 플랜지 국부좌굴강도의 한계상태 중 최소값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = M_p \quad (6.2.1.1.9-1)$$

$$\text{여기서, } M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (\text{스탐이 인장인 경우}) \quad (6.2.1.1.9-2)$$

$$\leq M_y \quad (\text{스탐이 압축인 경우}) \quad (6.2.1.1.9-3)$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}] \quad (6.2.1.1.9-4)$$

$$\text{여기서, } B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (6.2.1.1.9-5)$$

L_b : 횡지지길이 (mm)

I_y : y 축에 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

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \quad (6.2.1.1.9-6)$$

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

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \leq 1.6M_y \quad (6.2.1.1.9-7)$$

- ③ 휨압축을 받는 세장판 플랜지를 갖는 단면의 경우

$$M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (6.2.1.1.9-8)$$

여기서, b_f : 플랜지의 폭 (mm)

t_f : 플랜지의 두께 (mm)

- (4) 휨압축을 받는 T형강 스템의 국부좌굴강도

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (6.2.1.1.9-9)$$

여기서, S_x : 탄성단면계수 (mm^3)

임계응력 F_{cr} 은 다음과 같이 구한다.

$$\textcircled{1} \frac{d}{t_w} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우}$$

$$F_{cr} = F_y \quad (6.2.1.1.9-10)$$

$$\textcircled{2} 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우}$$

$$F_{cr} = \left[2.25 - 1.84 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] F_y \quad (6.2.1.1.9-11)$$

$$\textcircled{3} \frac{d}{t_w} > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우}$$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_w} \right)^2} \quad (6.2.1.1.9-12)$$

6.2.1.1.10 단일 ㄱ형강

이 조항은 횡비틀림 지지가 있거나 횡비틀림 지지가 없는 단일 ㄱ형강에 대하여 적용한다. 연속적인 횡비틀림 지지가 되어 있는 단일 ㄱ형강의 경우에는 기본축인 x , y 축을 기준으로 한

단면저항계수를 이용하여 설계가능하며, 연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에는 단면의 주축(강축, 약축)을 기준으로 한 단면저항계수를 이용하여 설계해야 한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도, ㄱ형강 다리의 국부좌굴강도의 한계상태 중 최소값으로 한다.

(1) 항복강도

$$M_n = 1.5 M_y \quad (6.2.1.1.10-1)$$

여기서, M_y : 휨축에 대한 항복모멘트 (N·mm)

(2) 횡비틀림좌굴강도

연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우에 대하여

① $M_e \leq M_y$ 의 경우

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17 M_e}{M_y} \right) M_e \quad (6.2.1.1.10-2)$$

② $M_e > M_y$ 의 경우

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1.5 M_y \quad (6.2.1.1.10-3)$$

여기서, M_e 는 탄성횡비틀림좌굴모멘트이며 다음과 같이 산정한다.

가) 횡비틀림 지지가 없는 등변 ㄱ형강의 경우

(가) 형강의 다리 끝부분이 최대압축을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66 E b^4 t C_b}{L^2} \left[\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} - 1 \right] \quad (6.2.1.1.10-4a)$$

(나) 형강의 다리 끝부분이 최대인장을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.66 E b^4 t C_b}{L^2} \left[\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} + 1 \right] \quad (6.2.1.1.10-4b)$$

M_y 의 값은 x, y 축에 대한 단면계수를 사용하여 계산된 항복모멘트에 0.8배를 곱한 값을 취한다.

나) 최대모멘트가 발생한 위치에만 횡비틀림 지지가 되어 있는 경우

M_e 의 값은 식 (6.2.1.1.10-4a) 또는 식 (6.2.1.1.10-4b)에 산정된 M_e 값에 1.25배를 곱한 값을 취한다.

M_y 의 값은 x, y 축에 대한 단면계수를 사용하여 산정된 항복모멘트 값을 취한다.

다) 등변 Γ 형강이 강축에 휨을 받는 경우

$$M_e = \frac{0.46 E b^2 t^2 C_b}{L_b} \quad (6.2.1.1.10-5)$$

라) 부등변 Γ 형강이 강축에 휨을 받는 경우

$$M_e = \frac{4.9 E I_z C_b}{L_b^2} \left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052 \left(\frac{L_b t}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right] \quad (6.2.1.1.10-6)$$

여기서, C_b : 식 (6.2.1.1.1-1)에 따라 산정한 횡비틀림좌굴 보정계수로 1.5를 초과해서는 안 된다.

L_b : 횡비지지길이 (mm)

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_0 는 단면중심에서 z 축의 전단중심까지의 거리이고 I_w 는 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

$$M_n = F_y S_c \left[2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] \quad (6.2.1.1.10-7)$$

③ 세장판 단면의 경우

$$M_n = F_{cr} S_c \quad (6.2.1.1.10-8)$$

$$\text{여기서, } F_{cr} = \frac{0.71E}{(b/t)^2} \quad (6.2.1.1.10-9)$$

b : 압축을 받는 다리부분의 외측 폭 (mm)

S_c : 휨축에 대한 다리 압축부분의 탄성단면계수 (mm^4). 연속적인 횡비틀림 지지가 없는 경우, S_c 의 값은 기본축인 x, y 축에 대해 산정한 값의 0.8배를 취한다.

6.2.1.1.11 각형 또는 원형강봉

이 조항은 각형 또는 원형강봉에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트) 및 횡

비틀림좌굴강도의 한계상태 중 최소값으로 한다.

(1) 항복강도

$\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$ 을 만족하는 강축 힘을 받는 각형강봉, 약축 힘을 받는 각형강봉 또는 원형 강봉의 경우

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 M_y \quad (6.2.1.1.11-1)$$

(2) 횡좌굴강도

① 강축 힘을 받는 각형강봉에서 $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$ 인 경우

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (6.2.1.1.11-2)$$

② 강축 힘을 받는 각형강봉에서 $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$ 인 경우

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (6.2.1.1.11-3)$$

$$\text{여기서, } F_{cr} = \frac{1.9E C_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (6.2.1.1.11-4)$$

t : 휨축과 평행한 방향의 강봉단면의 폭 (mm)

d : 각형강봉의 두께 (mm)

L_b : 횡비지지길이 (mm)

C_b : 횡비틀림좌굴 보정계수

- ③ 약축에 대해 힘을 받는 원형강봉 또는 각형강봉의 경우에는 횡비틀림좌굴강도를 산정하지 않는다.

6.2.1.1.12 비대칭 단면

이 조항은 단일 ㄱ형강을 제외한 모든 비대칭 단면에 적용한다. 공칭휨강도 M_n 은 항복강도(소성모멘트), 횡비틀림좌굴강도 및 국부좌굴강도의 한계상태 중 최소값으로 한다.

$$M_n = F_n S \quad (6.2.1.1.12-1)$$

여기서, S : 휨축에 대한 탄성단면계수 중 최소값 (mm^3)

(1) 항복강도

$$F_n = F_y \quad (6.2.1.1.12-2)$$

(2) 횡비틀림좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (6.2.1.1.12-3)$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

(3) 국부좌굴강도

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (6.2.1.1.12-4)$$

여기서, F_{cr} : 해석으로부터 산정된 좌굴응력 (MPa)

6.2.1.1.13 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.

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \quad (6.2.1.1.13-1)$$

여기서, A_{fg} : 4.2.1에 따라 산정된 인장플랜지의 총단면적 (mm^2)

A_{fn} : 4.2.2에 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.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (6.2.1.1.13-2)$$

여기서, I_{yc} : y 축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트 또는 복곡률의 경우 압축플랜지 중 작은 플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_y : y 축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

또한, 세장판 단면 웨브를 갖는 H형강 부재는 다음 사항도 만족해야 한다.

① $\frac{a}{h} \leq 1.5$ 의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w} \right)_{\max} = 11.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.2.1.1.13-3)$$

② $\frac{a}{h} > 1.5$ 의 경우

$$\left(\frac{h}{t_w} \right)_{\max} = \frac{0.42 E}{F_y} \quad (6.2.1.1.13-4)$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)

h : 웨브의 높이 (mm)

t_w : 웨브의 두께 (mm)

보강재가 없는 보는 h/t_w 의 값이 260을 초과해서는 안 되며, 웨브의 면적은 압축 플랜지면적의 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 제3장 인장재 또는 제4장 압축재에 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 이론상의 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 제9장

의 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

$$\text{연장길이} = \text{커버플레이트 폭} \quad (6.2.1.1.13-5)$$

- ② 커버플레이트 단부면의 전체폭에 걸쳐 용접치수가 커버플레이트 두께의 $3/4$ 미만인 연속용접을 하였을 경우

$$\text{연장길이} = \text{커버플레이트 폭} \times 1.5 \quad (6.2.1.1.13-6)$$

6.2.1.2 전단강도

6.2.1.2.1 일반사항

(1) 적용범위

이 절은 웨브에 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면, 단일 Γ 형강과 강관, 약축방향 전단력을 받는 1축 또는 2축대칭 단면에 적용한다.

(2) 설계전단강도

- ① 전단강도는 다음과 같은 2가지 방법으로 산정한다.

가) 6.2.1.2.2는 부재의 후좌굴강도(인장역작용)를 이용하지 않고 산정한다.

나) 6.2.1.2.3은 인장역작용을 고려하여 산정한다.

- ② 6.2.1.2.2.(1)② 가)의 $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$ 인 압연 H형강의 웨브를 제외하고 이 절의 설계전단강도 $\phi_v V_n$ 은 강도저항계수 $\phi_v = 0.90$ 을 적용하여 산정한다.

6.2.1.2.2 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_n 은 전단항복과 전좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (6.2.1.2.2-1)$$

여기서, A_w : 웨브의 단면적 (mm^2)

가) $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$ 인 압연 H형강의 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_v 는 다음과 같이 산정한다.

(가) $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = 1.0 \quad (6.2.1.2.2-2)$$

(나) $1.10 \sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (6.2.1.2.2-3)$$

(다) $h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (6.2.1.2.2-4)$$

여기서, A_w : 부재 전체높이 d 와 웨브의 두께 t_w 의 곱 (mm^2)
 h : 웨브의 높이 (mm)

웨브 판 좌굴계수 k_v 는 다음과 같이 산정한다.

(가) T형강의 스템을 제외한 $h/t_w < 260$ 인 비구속지지된 판요소 웨브

$$k_v = 5 \quad (6.2.1.2.2-5)$$

(나) $h/t_w < 260$ 인 T형강의 스템

$$k_v = 1.2 \quad (6.2.1.2.2-6)$$

(다) 구속판 요소 웨브

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (6.2.1.2.2-7)$$

$a/h > 3.0$ 또는 $a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$ 인 경우

$$k_v = 5 \quad (6.2.1.2.2-8)$$

여기서, a : 수직보강재의 순간격 (mm)

h : 압연형강의 플랜지 간 순거리에서 필릿 또는 코너반경을 뺀거리
 (mm), 용접형강의 경우 플랜지 간 순거리 (mm), 볼트 조립단
 면에서는 파스너 열간거리 (mm)

(2) 수직보강재

① $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ 이거나 계수하중에 의한 구조해석으로 결정된 소요전단강도가

6.2.1.2.2(1)의 $k_v = 5$ 를 적용하여 산정한 전단강도 이하일 때 수직보강재는 필요하지 않다.

- ② 양면 보강재의 경우 웹 중심축에 대한 단면2차모멘트와 단일 보강재의 경우 웹판과 보강재의 접합면에 대한 단면2차모멘트는 $at_w^3 j$ 이상이어야 한다.

$$\text{여기서, } j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (6.2.1.2.2-9)$$

- ③ 수직보강재는 집중하중이나 반력을 전달하기 위한 지압이 필요하지 않는 경우 인장플랜지에 접합하지 않아도 된다. 이 경우 수직보강재를 웹에 접합시키는 용접은 웹과 플랜지가 만나는 끝에서 웹두께의 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 웹에 보강재를 접합시키는 볼트의 중심간격은 300mm 이하로 한다.
 ⑤ 단속 필릿용접을 사용하면 용접간 순간격은 웹 두께의 16배 또는 250mm 이하이어야 한다.

6.2.1.2.3 인장역작용을 이용한 설계전단강도

(1) 인장역작용 사용의 제한사항

- ① 인장역작용을 사용하기 위해서는 웹의 4면 모두가 플랜지나 보강재에 의해 지지되어 있어야 한다.
 ② 다음과 같은 경우에는 인장역작용을 사용할 수 없고 공칭전단강도는 6.2.1.2.2에 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_n 은 인장역항복의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

① $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (6.2.1.2.3-1)$$

② $h/t_w > 1.10 \sqrt{k_v E/F_{yw}}$ 인 경우

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \quad (6.2.1.2.3-2)$$

여기서, C_v : 웨브 전단항복응력에 대한 선형좌굴이론에 따른 웨브 임계응력의 비율을 나타내는 정수로써 6.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

k_v : 웨브 판 좌굴계수로 6.2.1.2.2(1)에 따라 산정한 값

(3) 수직보강재

인장역작용을 이용할 때 수직보강재는 6.2.1.2.2(2) 및 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\textcircled{1} (b/t)_{st} \leq 0.56 \sqrt{E/F_{yst}} \quad (6.2.1.2.3-3)$$

$$\textcircled{2} I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1}) \left[\frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}} \right] \quad (6.2.1.2.3-4)$$

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)

6.2.1.2.4 단일 ㄱ형강

단일 ㄱ형강 다리의 공칭전단강도 V_n 은 식 (6.2.1.2.2-1)로 산정한다. 이 식에서 $C_v = 1.0$ 을 적용하며 $A_w = bt (\text{mm}^2)$ 이다. 여기서, b 는 전단력을 저항하는 ㄱ형강 다리의 폭(mm)이고 t 는 다리의 두께(mm)이다.

6.2.1.2.5 각형강관 및 상자형단면

각형강관 및 상자형 단면의 공칭전단강도 V_n 은 6.2.1.2.2(1)에 따라 산정한다. 이 때 $A_w = 2ht (\text{mm}^2)$ 및 $k_v = 5.0$ 이다. 여기서, h 는 코너반경 안쪽의 플랜지 간 순거리(mm)이며 코너반경을 모르는 경우 단면 외부치수에서 두께의 3배를 감한 값이며 $t_w = t$ 이다.

6.2.1.2.6 원형강관

원형강관의 공칭전단강도 V_n 은 전단항복 및 전단좌굴의 한계상태에 따라 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \quad (6.2.1.2.6-1)$$

여기서, F_{cr} 은 다음 중 큰 값을 사용하되 $0.6F_y$ 를 초과해서는 안된다.

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{5}{4}}}} \quad (6.2.1.2.6-2)$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (6.2.1.2.6-3)$$

여기서, A_g : 강관의 전단면적 (mm^2)

D : 강관의 외경 (mm)

L_v : 최대전단력 작용점과 전단력이 0인 점 사이의 거리 (mm)

t : 강관의 두께 (mm)

6.2.1.2.7 약축에 대해 전단이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면

약축에 하중이 작용하는 1축 또는 2축대칭 단면의 각 저항요소에 대한 공칭전단강도 V_n 은 식 (6.2.1.2.2-1)과 6.2.1.2.2(1)②나)에 따라 산정한다. 단, $A_w = b_f t_f (\text{mm}^2)$ 및 $k_v = 1.2$ 이다.

6.2.1.2.8 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.

6.2.2 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 6.3에 따른다. 강재 전단연결재를 갖는 단순 및 연속합성보 그리고 매입형 합성보에도 동바리 사용여부와 상관없이 적용한다.

6.2.2.1 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 “콘크리트구조기준”에 따른다. 합성보 단면의 공칭강도, 재료강도의 제한 및 강재 전단연결재에 관한 사항은 앞의 5.8.1에서 제시한 바에 따른다.

6.2.2.2 휨부재

6.2.2.2.1 일반사항

이 규정은 휨을 받는 다음 3종류의 합성부재에 적용한다. 즉 스티드 전단연결재 또는 ㄷ형 강앵커로 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 최소값으로 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 강재 단면 만에 의해 지지해야 한다. 강재 단면의 휨강도는 6.2.1.1에 따라 구한다.

6.2.2.2.2 강재 전단연결재를 갖는 합성보

강재 전단연결재는 스티드 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 $h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$ 인 경우

M_n 은 합성단면의 항복한계상태에 대해 소성응력분포로부터 산정한다(소성모멘트).

② $h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_y}$ 인 경우

M_n 은 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 6.2.1.1에 따라 강재 단면 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 6.2.1.1에 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 6.2.2.2.2(1)과 6.2.2.2.2(2)에 따라 구하되 다음과 같은 조건들을 만족해야 한다.

- 가) 데크플레이트의 공칭골깊이는 75mm 이하이어야 한다. 더 큰 골높이의 사용은 실험과 해석을 통하여 정당성을 증명해야 한다. 골의 폭 또는 현치의 평균폭 w_r 은 50mm 이상이어야 하며 계산에 사용될 경우 데크플레이트 상단의 최소 순폭 이하로 한다.
- 나) 콘크리트 슬래브와 강재보를 연결하는 스테드는 직경이 19mm 이하이어야 하며 데크플레이트를 통하거나 아니면 강재보에 직접 용접해야 한다. 스테드는 부착 후 데크플레이트 상단 위로 38mm 이상 돌출해야 하며 스테드 전단연결재의 상단 위로 13mm 이상의 콘크리트피복이 있어야 한다.
- 다) 데크플레이트 상단 위의 콘크리트두께는 50mm 이상이어야 한다.
- 라) 데크플레이트는 지지부재에 450mm 이하의 간격으로 고정해야 한다. 데크플레이트의 고정은 스테드나 스테드와 점용접의 조합, 또는 설계자에 의해 명시된 방법에 의해 이루어져야 한다.

② 데크플레이트의 골방향이 강재보와 직각인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정이나 A_c 의 계산에 포함할 수 없다.

③ 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행인 경우

골 내부의 콘크리트는 합성단면의 성능산정에 포함될 수 있으며 A_c 의 계산에 포함한다. 지지보 위의 데크플레이트 골은 길이방향으로 절단한 후 간격을 벌림으로써 콘크리트 현치를 형성하도록 할 수 있다. 데크플레이트의 공칭깊이가 40mm 이상일 때 골 또는 현치의 평균 폭 w_r 은 스테드가 일렬배치인 경우에는 50mm 이상이어야 하며 추가되는 스테드마다 스테드 직경의 4배를 더해 주어야 한다.

(4) 강재와 슬래브 사이의 하중전달

① 정모멘트구간에서의 하중전달

6.2.2.2.3의 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

$$V' = 0.85f_{ck}A_c \quad (6.2.2.2.2-1a)$$

나) 강재 단면의 인장항복

$$V' = F_y A_s \quad (6.2.2.2.2-1b)$$

다) 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \quad (6.2.2.2.2-1c)$$

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 전단
연결재 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 총수평 전단력 V' 는 슬래브철근의 항복과 강재 전단연결재의 강도 등의 2가지 한계상태로부터 구한 값 중에서 작은 값으로 한다.

가) 슬래브철근의 인장항복

$$V' = F_{yr} A_r \quad (6.2.2.2.2-2a)$$

여기서, A_r : 콘크리트 슬래브의 유효폭 내에 있는 적절하게 정착된 길이방향 철
근의 단면적 (mm^2)

F_{yr} : 철근의 설계기준 항복강도 (MPa)

나) 강재 전단연결재의 강도

$$V' = \Sigma Q_n \quad (6.2.2.2.2-2b)$$

(5) 합성보의 강재 전단연결재

스터드 전단연결재의 직경은 강재 단면의 웨브판과 직접 연결된 플랜지 부분에 용접하는 경우를 제외하고 플랜지 두께의 2.5배를 초과할 수 없다. 용접 후 밀면에서 머리 최상단까지의 스테드 전단연결재 길이는 몸체직경의 4배 이상으로 한다.

① 스테드 전단연결재의 강도

콘크리트 슬래브 또는 합성슬래브에 매입된 스테드 전단연결재 1개의 공칭강도 Q_n 은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_{ck}E_c} \leq R_gR_pA_{sc}F_u \quad (6.2.2.2.2-3)$$

여기서, A_{sc} : 스테드 전단연결재의 단면적 (mm^2)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스테드 전단연결재의 인장강도 (MPa)

$R_g = 1$: (a) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스테드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

(b) 스테드 전단연결재가 일렬로 강재에 직접 용접된 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 스테드 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 스테드 전단연결재의 개수가 2개인 경우

(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며, 스테드 전단연결재가 데크를 통해 용접되며 골의 평균폭과 골의 높이의 비가 1.5보다 작으며 스테드 전단연결재의 개수가 1개인 경우

$R_g = 0.7$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 골 내에 용접되는 스테드 전단연결재의 개수가 3개 이상인 경우

$R_p = 0.75$: (a) 형강에 직접 용접된 스테드 전단연결재
(b) 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} \geq 50\text{mm}$ 인 합성슬래브에 용접되는 스테드 전단연결재의 경우

(c) 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행하며 합성슬래브에 매입되는 스테드 전단연결재가 데크플레이트를 통해 용접되는 경우

(d) 거더의 채움재로 (큰보의 강재보와 데크플레이트 사이의 길쭉한 틈에) 사용되는 강재 데크 또는 평판을 통하여 용접된 스테드 전단연결재, 데크플레이트의 골방향이 강재보와 평행한 합성슬래브에 매입되는 스테드 전단연결재의 경우

$R_p = 0.6$: 데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각이며 $e_{mid-ht} < 50\text{mm}$ 인 합성슬래브에 용접되는 스테드의 경우

e_{mid-ht} : 스테드 몸체의 바깥면으로부터 데크플레이트 웨브(데크골의 중간높이)까지의 거리이며 스테드의 하중저항방향, 즉 단순보에서 최대모멘트의 방향으로의 거리

w_c : 콘크리트의 단위체적 당 무게 ($1500 \leq w_c \leq 2500\text{kg/m}^3$)

표 6.2.2.2-1은 여러 가지 경우에 대한 R_g 와 R_p 의 값을 나타낸 것이다.

표 6.2.2.2.2-1 R_g 와 R_p 의 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 스테드 전단연결재의 개수	약한 위치의 스테드 전단연결재	1개	1.0	0.6
		2개	0.85	0.6
		3개 이상	0.7	0.6
	강한 위치의 스테드 전단연결재	1개	1.0	0.75
		2개	0.85	0.75
		3개 이상	0.7	0.75

h_r : 리브의 공칭높이 (mm)

w_r : 0709.3.2.3에서 정의한 콘크리트 리브 또는 헌치의 평균 폭 (mm)

* : 스테드 전단연결재가 1개인 경우

- 약한 위치의 스테드 전단연결재 : $e_{mid-hr} < 50\text{mm}$ 인 경우
- 강한 위치의 스테드 전단연결재 : $e_{mid-hr} \geq 50\text{mm}$ 인 경우

② ㄷ형강 전단연결재의 강도

중실형 콘크리트 슬래브에 매입된 ㄷ형강 전단연결재 1개의 공칭강도는 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_{ck}E_c} \quad (6.2.2.2.2-4)$$

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_n 의 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 6.2.2.2.2(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 25mm 이상이 되어야 한다. 강재 전단연결재의 중심에서 전단력 방향에 있는 가장자리까지의 거리는 보통콘크리트에서는 200mm 이상, 경량콘크리트에서는 250mm 이상으로 한다. 강재보의 웹 위 위치하지 않는 경우, 전단연결재의 직경은 용접되는 플랜지 두께의 2.5배를 초과해서는 안 된다. 이 규정 대신에 “콘크리트 구조기준”을 사용할 수 있다.
- 다) 스테드 전단연결재의 중심 간 간격은 합성보의 길이방향으로는 스테드 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 스테드 전단연결재 직경의 4배 이상이 되어야 한다. 스테드 전단연결재의 중심 간 간격은 슬래브 총 두께의 8배 또는 900mm를 초과할 수 없다.

⑤ 합성구성요소 내부에 사용하는 강재 전단연결재

- 이 규정은 매입형 합성부재 안에 사용하는 스테드 전단연결재 또는 ㄱ형강 전단연결재의 설계에 적용한다. 이 조항 대신에 “콘크리트구조기준”에 의한 방법을 사용할 수 있다.
- 가) 보통 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스테드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 5배 이상으로 한다. 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스테드 전단연결재의 길이는 몸체직경 8배 이상으로 한다.
- 나) 경량 콘크리트를 사용하는 경우, 전단력만 받는 스테드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 7배 이상으로 한다. 인장력을 받는 스테드 전단연결재의 길이는 몸체직경의 10배 이상으로 한다. 전단과 인장의 조합력을 받는 스테드 전단연결재의 공칭강도는 “콘크리트구조기준”에 따른다.
- 다) 인장 또는 전단과 인장의 조합력을 받는 스테드 전단연결재의 머리직경은 몸체직경

의 1.6배 이상으로 한다.

표 6.2.2.2.2-2는 각 하중조건에 대한 스티드 전단연결재의 최소 h/d 값을 나타낸 것이다.

표 6.2.2.2.2-2 스티드 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 스티드 전단연결재의 길이의 비

* 경량 콘크리트에 묻힌 전단연결재에 대한 조합력의 작용효과는 “콘크리트구조기준”에 따른다.

6.2.2.2.3 매입형 합성부재의 휨강도

매입형 합성부재의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n 은 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 사용해야한다.

6.2.2.2.4 충전형 합성부재의 휨강도

충전형 합성단면은 5.8.1.4에 따라 국부좌굴에 의해 분류한다.

충전형 합성단면의 설계휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$\phi_b = 0.90$$

공칭휨강도 M_n 은 다음과 같이 구한다.

(1) 조밀단면

$$M_n = M_p \quad (6.2.2.2.4-1)$$

여기서, M_n : 합성단면의 소성응력분포로부터 구한 모멘트 (N·mm)

(2) 비조밀단면

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (6.2.2.2.4-2)$$

여기서, λ , λ_p 와 λ_r 은 표 6.2.1.1.1-2의 판폭(직경)두께비 제한값

M_n : 인장플랜지의 항복과 압축플랜지의 첫 항복에 대응하는 항복모멘트 (N·mm). 첫 항복에서의 저항능력은 $0.7f_{ck}$ 의 최대 콘크리트 압축응력과 f_y 의 최대 강재응력의 선형탄성 응력분포로 가정하여 계산한다.

(3) 세장단면

공칭휨강도는 첫 항복모멘트로부터 구한다. 압축플랜지 응력은 식 (5.8.2.2.2-6) 또는 식 (5.8.2.2.2-7)로부터 구한 국부좌굴응력 F_o 로 제한한다. 콘크리트 응력분포는 최대압축응력을 $0.7f_{ck}$ 로 한 선형탄성 응력분포로 한다.

6.2.2.3 휨과 축력의 조합

합성부재에 압축력과 휨이 동시에 작용하는 경우 제1장에서 요구되는 안정성을 고려해야 한다. 설계압축강도와 설계휨강도는 5.8.2.1.2와 6.2.1.1에 따라서 각각 구한다. 압축강도에 미치는 길이의 영향을 고려한 부재의 공칭압축강도는 5.8.2.1.2에 따라 구한다.

매입형 합성부재와 조밀단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (7.1.1-1)의 상호관계식 또는 식 (7.1.1-2)에서 규정한 방법 중의 1가지 방법에 따른다.

비조밀 또는 세장단면의 충전형 합성부재에 대한 축력과 휨의 상호관계는 식 (7.1.1-1)의

상호관계식에 따른다.

6.3 교량용 거더

6.3.1 플레이트거더

6.3.1.1 일반사항

이 규정들은 웹 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 6.3.1.1.1부터 6.3.1.1.8까지의 요구조건에 정의된 합성 또는 비합성단면, 하이브리드 또는 균질 단면, 그리고 웹의 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.

- 단면비 제한조건 : 6.3.1.2 조항
- 시공성 요구조건 : 6.3.1.3 조항
- 사용한계상태 요구조건 : 6.3.1.4 조항
- 피로 및 파괴한계상태 요구조건 : 6.3.1.5 조항
- 강도한계상태 요구조건 : 6.3.1.6 조항

세장한 웹 부재의 웹 휨좌굴강도는 6.3.1.1.9 조항에 따라 결정한다. 하이브리드 단면 또는 세장한 웹 부재의 플랜지 응력감소계수는 6.3.1.1.10 조항에 따라 결정한다.

6.3.1.1.1 합성단면

6.3.1.10 규정에 의해 설계된 전단연결재로 강재 단면과 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.

- 강재 단면

- 단기 합성단면
- 장기 합성단면

동바리 공법을 적용하지 않고 시공하는 경우, 콘크리트 바닥판이 굳기 전이나 합성이 완료되기 전에 작용하는 영구하중은 강재 단면만이 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 강재 단면과 콘크리트 바닥판 유효폭에 대한 환산단면으로 구성된다.

단기 합성단면에 작용하는 활하중에 대해서는, 단기 합성단면에 대한 탄성계수비 n 을 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 6.3.1.1.1(1)③ 규정으로 강재 단면의 응력을 구해야 하며, 콘크리트 바닥판의 응력은 6.3.1.1.1(1)④로 구해야 한다. 탄성계수비는 다음과 같이 계산한다.

$$n = \frac{E}{E_c} \quad (6.3.1.1.1-1)$$

여기서, E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

③ 부모멘트 단면의 응력

부모멘트에 의한 휨응력을 계산할 때, 별도로 10.1.2.1, 6.3.1.1.1(1)④ 또는 6.3.1.4.2에서 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 n 을 사용한다.

⑤ 콘크리트 바닥판의 유효폭

바닥판이 유효폭을 결정하는 특별한 다른 방법이 없을 경우에는 아래의 일반적인 보의 유효폭 규정을 적용한다. 유효지간길이는 단순보의 경우는 실제 지간길이를 하고, 연속보의 경우는 장기하중에 의한 처짐 곡선의 변곡점 간의 거리로 한다.

내측 보의 유효폭은 다음 중 최소값으로 한다.

- 유효 지간길이의 1/4
- 바닥판 평균두께의 12배에 웹두께와 상부플랜지 폭의 1/2 중 큰 값을 합한 값
- 인접한 보와의 평균 간격

외측 보의 유효폭은 인접한 내측 보의 유효폭의 1/2과 다음 중 최소값을 합한 값으로 한다.

- 유효 지간길이의 1/8
- 바닥판 평균두께의 6배에 웹두께의 1/2과 상부플랜지 폭의 1/4 중 큰 값을 합한 값
- 내민 폭

6.3.1.1.2 비합성단면

6.3.1.10 조항에 따라 설계된 전단연결재로 콘크리트 바닥판이 강재 단면에 연결되지 않은 단면은 비합성단면으로 설계한다.

6.3.1.1.3 하이브리드 단면

웹의 최소항복강도는 강도가 더 큰 플랜지 최소항복강도의 65% 보다 작아서는 안 된다. 휨강도나 전단강도를 구할 때, 한 쪽 혹은 양 쪽 플랜지 보다 웹의 항복강도가 큰 경우 웹의 항복강도는 항복강도가 작은 플랜지 최소항복강도의 120% 이하여야 한다. 정모멘트를 받는 합성단면에서는, 웹의 항복강도가 압축플랜지의 항복강도보다 높은 경우 웹의 항복강도를 그대로 적용할 수 있다.

6.3.1.1.4 웨브 높이가 변하는 부재

단면의 추축에 관한 휨에 의해 발생하는 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.

6.3.1.1.5 강성

휨부재의 강성을 구할 때 적용하는 단면은 다음과 같다:

- (1) 비합성단면에 작용하는 하중에 대하여 : 강재 단면
- (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

6.3.1.1.6 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_u 는 비지지길이 구간 내에 작용하는 주축에 대한 휨모멘트 값 중 가장 큰 값으로 한다.
- (3) 응력 f_l 은 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_u 와 f_l 은 고려 중인 단면에 해당되는 값으로 한다.

f_{bu} , M_u 와 f_l 의 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.

$$f_l \leq 0.6F_{yf} \quad (6.3.1.1.6-1)$$

다음을 만족할 경우 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지의 횡방향 휨응력 f_l 은 1차탄성해석으로부터 직접 구할 수 있다.

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu}/F_{yc}}} \quad (6.3.1.1.6-2)$$

또는

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u/M_{yc}}} \quad (6.3.1.1.6-3)$$

여기서, C_b : 6.3.1.8.2(3) 또는 A6.3.3에 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 : 6.3.1.8.2(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 B6.2에 규정된 압축플랜지에 대한 항복모멘트 (N·mm)

R_b : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소 계수

식 (6.3.1.1.6-2) 또는 식 (6.3.1.1.6-3)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.

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{f_{bu}}{F_{cr}}} \right) f_{l1} \geq f_{l1} \quad (6.3.1.1.6-4)$$

또는

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{M_u}{F_{cr} S_{xc}}} \right) f_{l1} \geq f_{l1} \quad (6.3.1.1.6-5)$$

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 (6.3.1.8.2-13) 또는 부록 식 (A6.3.3-8)로부터 결정된 플랜지의 탄성 횡비틀림좌굴응력. 식 (A6.3.3-8)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($= M_{yc}/F_{yc}$)(mm³)

6.3.1.1.7 부모멘트 구간의 최소 바닥판철근

계수시공하중에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 인장응력이 ϕf_r 을 초과하는 경우, 교축방향 철근단면적은 바닥판 총단면적의 1% 이상이어야 한다. 여기서, ϕ 는 인장을 받는 콘크리트에 적용하는 강도저항계수이며, f_r 은 콘크리트의 파괴계수이다. 이 때 적용하는 철근의 최소항복강도는 400MPa 이상이어야 하며, D19 이하의 철근을 사용해야 한다. 교축방향 철근은 바닥판 전폭에 걸쳐서 2단 등간격으로 배근하며, 2/3를 위쪽에 배치해야 한다. 또한 철근의 간격은 300mm를 넘지 않도록 배근해야 한다.

전단연결재를 설치하지 않은 부모멘트구간의 경우, 모든 교축방향 철근은 6.3.1.10.3에 규정된 추가 전단연결재 설치구간을 지나 정모멘트구간까지 연장해야 한다.

6.3.1.1.8 순단면 파단

강도한계상태 또는 시공성에 대하여 휨부재를 검토할 때 인장플랜지에 구멍이 있는 모든 단면은 다음의 추가적인 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_t \leq 0.84 \left(\frac{A_n}{A_g} \right) F_u \leq F_{yt} \quad (6.3.1.1.8-1)$$

여기서, A_n : 인장플랜지의 순단면적 (mm^2)

A_g : 인장플랜지의 전단면적 (mm^2)

f_t : 플랜지의 횡방향 힘을 고려하지 않고 계산된 계수하중에 의한 인장
플랜지의 전단면에 발생하는 응력 (MPa)

F_u : 인장플랜지의 최소인장강도 (MPa)

6.3.1.1.9 웨브 휨좌굴강도

(1) 수평보강재가 없는 웨브

공칭휨좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{crw} = \frac{0.9Ek}{(D/t_w)^2} \quad (6.3.1.1.9-1)$$

그러나, $R_h F_{yc}$ 와 $F_{yw}/0.7$ 중 작은 값을 초과해서는 안 된다. 여기서, 휨좌굴계수 k 는 다음 식으로 구한다.

$$k = \frac{9}{(D_c/D)^2} \quad (6.3.1.1.9-2)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는
부록 B6.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수
웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k 는 7.2를 사용한다.

(2) 수평보강재가 있는 웨브

다른 합리적인 해석법을 적용하지 않는 경우 공칭휨좌굴강도는 식 (6.3.1.1.9-1)에 의해

결정하며 휨좌굴계수는 다음과 같다.

① $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{5.17}{(d_s/D)^2} \geq \frac{9}{(D_c/D)^2} \quad (6.3.1.1.9-3)$$

② $\frac{d_s}{D_c} < 0.4$ 인 경우 :

$$k = \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2} \quad (6.3.1.1.9-4)$$

여기서, d_s : 종방향 수평보강재 중심선과 압축플랜지 안쪽 면 사이의 거리(mm)
웨브의 양쪽 단이 압축을 받는 경우에는 k 는 7.2를 사용한다.

6.3.1.1.10 플랜지 응력감소계수

(1) 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

압연, 균질 조립단면과 웨브강도가 양측 플랜지강도보다 큰 경우 R_h 는 1.0을 사용한다. 그렇지 않으면 다른 합리적인 해석 대신 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수는 다음 식으로 구한다.

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad (6.3.1.1.10-1)$$

$$\text{여기서, } \beta = \frac{2D_n t_w}{A_{fn}} \quad (6.3.1.1.10-2)$$

ρ : F_{yw}/f_n 과 1.0 중에 작은 값

여기서, A_{fn} : 플랜지 단면적과 D_n 방향에 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_n 방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근에서 처음으로 항복이 발생하는 단면의 경우에는 A_{fn} 산정 시 포함된 각 요소의 최소항복강도 (MPa). 그 밖의 경우에는 D_n 과 반대방향에서 최초 항복 발생 시 D_n 방향에 위치한 플랜지, 덮개판 또는 종방향 철근의 탄성응력 중 가장 큰 값.

(2) 웨브의 국부좌굴에 따른 플랜지 응력감소계수, R_b

6.3.1.3.2의 규정에 따라 시공성을 검토할 때 또는

① 합성단면이고 정모멘트를 받으며 웨브가 6.3.1.2.1(1) 또는 6.3.2.2.1(2)의 규정을 만족하는 경우,

또는

② 1개 또는 그 이상의 종방향 수평보강재가 설치되고 아울러 다음을 만족하는 경우,

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \quad (6.3.1.1.10-3)$$

또는

③ 웨브가 다음 식을 만족하는 경우,

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad (6.3.1.1.10-4)$$

R_b 는 1.0을 사용한다.

그 밖의 경우 :

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300a_{wc}} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_{rw} \right) \leq 1.0 \quad (6.3.1.1.10-5)$$

여기서, λ_{rw} = 비조밀 웨브에 대한 세장비 한계

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.1.1.10-6)$$

a_{wc} = 압축을 받는 웨브의 2배 면적과 압축플랜지의 비

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (6.3.1.1.10-7)$$

정모멘트를 받는 수평보강재가 있는 합성단면의 경우,

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc} + b_s t_s (1 - f_{DC1}/F_{yc})/3n} \quad (6.3.1.1.10-8)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

f_{DC1} : 콘크리트 바닥판이 경화되기 전이나 합성되기 전에 작용하는 설계영구하중에 대한 압축플랜지 응력(MPa)이며, 이때 플랜지 횡방향 휨에 의한 응력은 포함하지 않는다.

k : 6.3.1.1.9(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_c 는 부록 B6.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

6.3.1.2 단면비 제한

6.3.1.2.1 웨브단면비

- (1) 수평보강재가 없는 웨브
웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (6.3.1.2.1-1)$$

- (2) 수평보강재가 있는 웨브
웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (6.3.1.2.1-2)$$

6.3.1.2.2 플랜지 단면비

압축플랜지와 인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (6.3.1.2.2-1)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (6.3.1.2.2-2)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (6.3.1.2.2-3)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (6.3.1.2.2-4)$$

여기서, I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm^4)

6.3.1.3 시공성 검토

6.3.1.3.1 일반사항

주요 시공단계 중에는 적절한 강도가 확보되도록 해야 한다. 또한 주요부재에 대해서는 하이브리드 단면웹의 항복을 제외하고 공칭항복강도를 초과하지 않도록 설계해야 하며, 후좌 굴강도를 고려해서는 안 된다. 이는 시공단계에서 6.3.1.3.2와 6.3.1.3.3의 규정을 따르면 만족된다. 최종단계에서는 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트부 단면의 경우에는 6.3.1.3.4 규정을 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 웹은 부록 B6.5의 규정을 만족해야 한다.

만약 인장플랜지에 구멍이 있다면 인장플랜지는 6.3.1.1.8의 규정을 만족해야 한다.

휨부재에 위치하거나 연결된 하중에 저항하는 볼트연결부는 각각의 중요한 시공단계에서 설계하중 하에서의 미끄럼이 방지되도록 설계하고 9.1.3.6의 규정으로 연결부미끄럼을 검토해야 한다.

6.3.1.3.2 휨

(1) 불연속으로 횡지지된 압축플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래의 식을 모두 만족해야 한다. 세장한 웹을 가진 단면의 경우 f_l 이 0인 경우에는 식 (6.3.1.3.2-1)을 검토하지 않아도 된다. 조밀 또는 비조밀 웹을 가진 단면의 경우 식 (6.3.1.3.2-3)은 검토하지 않아도 된다.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc} \quad (6.3.1.3.2-1)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (6.3.1.3.2-2)$$

그리고

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \quad (6.3.1.3.2-3)$$

- 여기서, ϕ_f : 힘에 대한 강도저항계수
 f_{bu} : 6.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 힘이 고려되지 않고 계산된 플랜지
 응력 (MPa)
 f_l : 6.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 힘응력 (MPa)
 F_{crw} : 6.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)
 F_{nc} : 플랜지의 공칭휨저항강도 (MPa)
 M_{yc} : 부록 B6.2에 규정된 압축플랜지에 관한 항복모멘트 (N·mm)
 R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수
 S_{xc} : M_{yc}/F_{yc} 로 구하는 압축플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

(2) 불연속으로 횡지된 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yt} \quad (6.3.1.3.2-4)$$

(3) 연속적으로 횡지된 압축 또는 인장플랜지

주요 시공단계에 대해서 아래 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (6.3.1.3.2-5)$$

세장한 웨브와 압축을 받는 플랜지를 갖는 비합성단면은 식 (6.3.1.3.2-3)도 만족해야 한다.

(4) 콘크리트 바닥판

주요 시공단계에 대해서 종방향 철근이 6.3.1.1.7의 규정에 따라 설계된 경우 외에는 설계 하중에 의한 바닥판 교축방향 인장응력은 ϕf_r 을 초과하지 않도록 설계한다. 콘크리트 바닥판의 종방향 응력은 6.3.1.1.1(1)④의 조항으로 산정해야 한다. ϕ 와 f_r 은 6.3.1.1.7 조항에 따라 산정해야 한다.

6.3.1.3.3 전단

웹브는 주요 시공단계에서 아래 식을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad (6.3.1.3.3-1)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도감소계수

V_u : 비합성단면에 적용된 설계시공하중과 설계영구하중에 의해 작용하는
웹브의 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (6.3.1.9.3-9)로부터 구한 전단좌굴저항강도 (N)

6.3.1.3.4 바닥판 시공

최종적으로 합성을 이루지만 시공 중에는 비합성인 정모멘트단면들은 다양한 바닥판 시공 단계 중 6.3.1.3.2의 규정에 따라 휨에 대한 검토를 수행해야 한다.

기하학적인 특성, 브레이싱 길이 및 공칭휨저항강도를 계산하기 위한 응력들은 강재 단면에만 국한한다. 여러 바닥판 시공단계에서 하중, 강성 및 브레이싱의 변화를 고려해야 한다.

6.3.1.3.5 고정하중 처짐

고정하중 처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용한다.

6.3.1.4 사용한계상태

6.3.1.4.1 탄성처짐

탄성처짐을 고려할 경우에는 해당 설계기준의 규정을 적용해야 한다.

6.3.1.4.2 영구처짐

(1) 일반사항

이 규정을 적용할 때에는 사용한계상태조합을 적용해야 한다.

사용한계상태조합에서 강재의 응력을 계산할 때 다음의 방법을 적용할 수 있다.

- ① 6.3.1.1.7을 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_r 은 콘크리트의 균열응력이다.
 - ② 부모멘트 구간에서 합성단면 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대인장응력이 $2f_r$ 보다 큰 경우에는 사용한계상태조합 하에서 강재의 휨응력 계산 시 강재 단면과 콘크리트 바닥판의 유효단면 내에 있는 철근만을 고려한다.
 - ③ 부모멘트를 받는 비합성단면의 경우 강재의 휨응력을 구할 때 강재 단면만 유효한 것으로 본다.
- 콘크리트 바닥판의 교축방향 응력은 6.3.1.1.1(1)④ 규정에 의하여 계산해야 한다.

(2) 휨

플랜지는 아래의 요구조건을 만족해야 한다.

- ① 합성단면 상부플랜지의 경우

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (6.3.1.4.2-1)$$

- ② 합성단면 하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (6.3.1.4.2-2)$$

- ③ 비합성단면 상하부 플랜지의 경우

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80R_h F_{yf} \quad (6.3.1.4.2-3)$$

여기서, f_f : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않은 사용한계상태조합에 의한 플랜지 응력 (MPa)

f_l : 6.3.1.1.6에 규정된 사용한계상태조합에 의한 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

동바리 공법을 이용하여 시공한 정모멘트부의 합성 조밀단면의 경우 사용한계상태조합에 의한 콘크리트 바닥판의 교축방향 압축응력은 6.3.1.1.1(1)④의 규정으로 구하며 $0.6f_c'$ 을 초과해서는 안 된다.

6.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하는 웨브를 가진 정모멘트부 합성단면을 제외하고 모든 단면은 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_c \leq F_{crw} \quad (6.3.1.4.2-4)$$

여기서, f_c : 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산된 사용한계상태조합에 의한 단면의 압축플랜지 응력 (MPa)

F_{crw} : 6.3.1.1.9에 규정된 웨브 공칭휨좌굴강도 (MPa)

6.3.1.5 피로 및 파단한계상태

6.3.1.5.1 피로

피로상세는 10.1의 피로규정에 따라 검토해야 한다.

수평곡선 플레이트거더교의 경우 주축 휨에 의한 피로응력범위에 횡방향 휨응력을 합하여 적용해야 한다.

전단연결재는 6.3.1.10.2와 6.3.1.10.3의 피로규정들을 적용해야 한다.

6.3.1.5.2 파단

계약 문서에 명시된 파단인성 요구조건은 10.2의 규정을 따라야 한다.

6.3.1.5.3 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.

$$V_u \leq V_{cr} \quad (6.3.1.5.3-1)$$

여기서, V_u : 하중계수를 곱하지 않은 영구하중과 설계피로하중으로 발생하는 웨브 전단력 (N)

V_{cr} : 식 (6.3.1.9.2-1)로 구한 전단좌굴강도 (N)

6.3.1.6 강도한계상태

6.3.1.6.1 일반사항

해당 설계기준에 규정된 강도한계상태 하중조합을 적용해야 한다.

6.3.1.6.2 휨

(1) 일반사항

인장플랜지에 구멍이 있는 인장플랜지는 6.3.1.1.8 규정을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트부의 합성단면

직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 합성단면은 비조밀단면으로 간주하며 6.3.1.7.2를 만족해야 한다.

아래의 요구조건을 만족하는 직선교의 합성단면은 조밀단면으로 간주한다.

- ① 플랜지의 최소항복강도가 455MPa를 초과하지 않고,
- ② 웨브는 6.3.1.2.1(1)의 규정을 만족하며,
- ③ 웨브세장비 한계를 만족하는 단면

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.1.6.2-1)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B6.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축 측 웨브의 높이 (mm)

조밀단면은 6.3.1.7.1의 규정을 만족해야 한다. 그렇지 않으면 단면은 비조밀단면으로 간주하고 6.3.1.7.2 규정을 만족해야 한다.

조밀단면 및 비조밀단면은 6.3.1.7.3에 규정된 연성조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트부의 합성단면 및 비합성단면

직선 거더가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 거더 교량의 단면은 6.3.1.8의 규정을 적용하여 설계해야 한다.

직교 혹은 사각이 20° 미만인 사교에 중간 다이아프램 또는 크로스프레임이 지점과 평행한 선을 따라 설치되어 있고, 다음의 조건을 만족하면 부록 A6에 명시된 조밀 또는 비조밀 웨브 단면의 규정에 따라 설계할 수 있다.

- ① 플랜지의 최소항복강도가 455MPa를 초과하지 않고,
- ② 웨브가 비조밀단면 세장비 한계를 만족하며,

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.1.6.2-2)$$

그리고

- ③ 플랜지가 아래의 비율을 만족하는 단면

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (6.3.1.6.2-3)$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는 부록 B6.3.1을 적용하여 구할 수 있다.

I_{yc} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트 (mm⁴)

I_{yt} : 웨브 중심선의 수직축에 관한 인장플랜지의 단면2차모멘트 (mm⁴)

위의 조건을 만족하지 않으면 6.3.1.8 규정을 따라야 한다.

6.3.1.6.3 전단

6.3.1.9의 규정을 적용해야 한다.

6.3.1.6.4 전단연결재

6.3.1.10.4의 규정을 적용해야 한다.

6.3.1.7 휨강도-정모멘트부 합성단면

6.3.1.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 아래 식을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (6.3.1.7.1-1)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_l : 6.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

M_n : 6.3.1.7.1(2)에 규정된 공칭휨강도 (N·mm)

M_u : 6.3.1.1.6에 규정된 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N·mm)

M_{yt} : 부록 B6.2에 규정된 인장플랜지에 관한 항복모멘트 (N·mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt} 로 구하는 인장플랜지의 주축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

(2) 공칭휨강도

공칭항복강도가 455 MPa 이하인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 455 MPa 이하이며 6.3.1.1.3 규정을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭 휨강도는 다음과 같이 구한다.

$D_p \leq 0.1D_t$ 인 경우 :

$$M_n = M_p \quad (6.3.1.7.1-2)$$

그 밖의 경우 :

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (6.3.1.7.1-3)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B6.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N·mm)

공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭 항복강도가 690 MPa이며 6.3.1.1.3 규정을 만족하는 하이브리드 합성단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$D_p \leq 0.1D_t$ 인 경우

$$M_n = M_p \quad (6.3.1.7.1-4)$$

$0.1D_t < D_p \leq 0.2D_t$ 인 경우

$$M_n = M_p \left(1.19 - 1.9 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (6.3.1.7.1-5)$$

$D_p > 0.2D_t$ 인 경우

$$M_n = M_p \left(1.0 - 0.95 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (6.3.1.7.1-6)$$

여기서, D_p : 콘크리트 바닥판의 상단에서 소성모멘트 중립축까지의 거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

M_p : 부록 B6.1에 규정된 합성단면의 소성모멘트 (N·mm)

연속교의 경우 단면의 공칭휨강도는 다음 식을 만족해야 한다.

$$M_n \leq 1.3R_h M_y \quad (6.3.1.7.1-7)$$

여기서, M_y : 부록 B6.2에 규정된 항복모멘트 (N·mm)

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

6.3.1.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 압축플랜지는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (6.3.1.7.2-1)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 6.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨을 고려하지 않고 계산한 플랜지응력 (MPa)

F_{nc} : 6.3.1.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

인장플랜지는 다음의 식을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (6.3.1.7.2-2)$$

여기서, f_l : 6.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nt} : 6.3.1.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

동바리 공법을 이용한 경우 강도한계상태에서 콘크리트 바닥판의 교축방향 최대압축응력은 6.3.1.1.1(1)④로 구할 수 있으며 $0.6f'_c$ 을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.3.1.7.2-3)$$

여기서, R_b : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 산정한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (6.3.1.7.2-4)$$

6.3.1.7.3 연성 요구조건

조밀 및 비조밀단면은 아래의 식을 만족해야 한다.

- (1) 공칭항복강도가 690 MPa인 강재로 설계된 균질 합성단면 또는 상부 및 하부플랜지의 공칭항복강도가 690 MPa이며 6.3.1.1.3 규정을 만족하는 하이브리드 합성단면인 경우

$$D_p \leq 0.3D_t \quad (6.3.1.7.3-1)$$

- (2) 그 밖의 단면인 경우

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (6.3.1.7.3-2)$$

여기서, D_p : 소성모멘트 상태에서 콘크리트 바닥판의 상단에서 중립축까지의

거리 (mm)

D_t : 합성단면의 전체높이 (mm)

6.3.1.8 휨강도-부모멘트부의 합성단면과 비합성단면

6.3.1.8.1 일반사항

(1) 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서는 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad (6.3.1.8.1-1)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 6.3.1.1.6에 명시된 플랜지 횡방향 휨이 고려되지 않고 계산된 플랜지
응력 (MPa)

f_l : 6.3.1.1.6에 규정된 플랜지 횡방향 휨응력 (MPa)

F_{nc} : 6.3.1.8.2에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(2) 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt} \quad (6.3.1.8.1-2)$$

여기서, F_{nt} : 6.3.1.8.3에 규정된 플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(3) 연속적으로 횡지지된 인장 또는 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 요구조건을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \quad (6.3.1.8.1-3)$$

6.3.1.8.2 압축플랜지 휨저항강도

(1) 일반사항

식 (6.3.1.8.1-1)을 검토할 때 F_{nc} 는 6.3.1.8.2(2)에 규정된 국부좌굴강도와 6.3.1.8.2(3)에 규정된 횡비틀림좌굴강도를 적용한다.

(2) 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ 인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.3.1.8.2-1)$$

그 밖의 경우

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad (6.3.1.8.2-2)$$

여기서, λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_f}{2t_f} \quad (6.3.1.8.2-3)$$

λ_{pf} = 조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.1.8.2-4)$$

λ_{rf} = 비조밀단면 플랜지의 세장비 한계

$$= 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (6.3.1.8.2-5)$$

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 : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴에 의한 플랜지 응력감소계수

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

(3) 횡비틀림좌굴강도

비지지길이 내에서 균일 단면을 갖는 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

$L_b \leq L_p$ 인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.3.1.8.2-6)$$

$L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.3.1.8.2-7)$$

$L_b > L_r$ 인 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.3.1.8.2-8)$$

여기서, L_b : 비지지길이 (mm)

L_p = 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.1.8.2-9)$$

L_r = 비탄성 횡비틀림좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (6.3.1.8.2-10)$$

C_b : 모멘트 보정계수

① 브레이싱이 없는 캔틸레버나 $f_{mid}/f_2 > 1$ 또는 $f_2 = 0$ 인 부재

$$C_b = 1.0 \quad (6.3.1.8.2-11)$$

② 그 밖의 모든 경우

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{f_1}{f_2} \right) + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (6.3.1.8.2-12)$$

F_{cr} = 탄성 횡비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b R_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \quad (6.3.1.8.2-13)$$

r_t = 압축플랜지와 압축을 받는 웨브 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 유효회전반경 (mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (6.3.1.8.2-14)$$

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_c 는 부록 B6.3.1을 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 산정한

다. 이 응력은 계수하중에 의한 응력이며 압축일 경우가 양의 값이며 인장인 경우는 음의 값이다 (MPa).

f_0 : f_2 에 대응하는 반대지점의 횡방향 힘을 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_2 에 대응하는 반대쪽 브레이싱 지점의 횡방향 힘을 고려하지 않은 휨응력으로, C_b 값을 가장 작게 발생시키는 f_2 와 f_0 (또는 f_{mid}) 간 선형 보간하여 구한 응력으로 다음과 같이 구한다 (MPa).

③ 브레이싱 양단 지점 간의 거리에 따라 모멘트의 변화가 오목한 형태인 경우

$$f_1 = f_0 \quad (6.3.1.8.2-15)$$

④ 그 밖의 경우

$$f_1 = 2f_{mid} - f_2 \geq f_0 \quad (6.3.1.8.2-16)$$

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 : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브의 국부좌굴을 고려한 플랜지 응력감소계수

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

비지지구간이 역곡률 휨을 받고 비합성 비대칭 단면으로 구성된 부재들로 이루어진 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡방향으로 지지되지 않았다면, 양쪽플랜지 모두 횡비틀림좌굴강도를 검토해야 한다.

비지지구간에서 불균일 단면을 갖는 경우, 각각의 단면에서 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강

도는 비지지구간 내에서 단면이 균일한 것으로 가정하고 식 (6.3.1.8.2-6), (6.3.1.8.2-7) 및 (6.3.1.8.2-8)으로 구한 값 중 작은 값으로 적용한다. 이 경우에는 모멘트 보정계수를 1.0을 적용하고 L_b 는 유효길이계수에 의해 수정하지 않는다.

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.

6.3.1.8.3 인장플랜지 휨강도

인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (6.3.1.8.3-1)$$

여기서, R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

6.3.1.9 전단강도

6.3.1.9.1 일반사항

강도한계상태에서 직선 및 곡선 웹 패널은 다음을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (6.3.1.9.1-1)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

V_n : 6.3.1.9.2 및 6.3.1.9.3에 규정된 공칭전단강도 (N)

V_u : 설계하중에 의한 웹의 전단력 (N)

중간수직보강재는 6.3.1.11.1로 설계하며 수평보강재는 6.3.1.11.3에 따라 설계한다.

균질 거더 및 하이브리드 거더의 내측 웹의 경우에는 아래와 같이 수직보강재를 설치하고 6.3.1.9.3을 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.

만일 패널을 보강할 필요가 없을 경우에는 6.3.1.9.2를 적용한다.

단부 패널에 대한 수직보강재 설계는 6.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다.

6.3.1.9.2 비보강 웨브의 공칭강도

비보강 웨브의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad (6.3.1.9.2-1)$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.3.1.9.2-2)$$

여기서, C : 식 (6.3.1.9.3-4), (6.3.1.9.3-5) 또는 (6.3.1.9.3-6)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비로서, 전단좌굴계수 k 는 5.0으로 한다.

V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단력 (N)

6.3.1.9.3 보강 웨브의 공칭강도

(1) 일반사항

수직보강재나 수평보강재가 있는 내측 웨브 패널의 공칭전단강도는 6.3.1.9.3(2)의 규정으로, 단부 웨브 패널의 공칭전단강도는 6.3.1.9.3(3)의 규정을 적용한다. 수평보강재가 있는 웨브 패널의 공칭전단강도를 구할 때에는 웨브의 전체높이 D 를 사용한다. 수직보강재는 패널에 작용하는 최대 전단력을 고려하여 간격을 정한다.

보강재는 6.3.1.11에서 규정한 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 내측 패널

내측 웨브 패널이 6.3.1.9.1 규정에 따라 설계되고 전체 패널 단면이 다음 단면비를 만족하

는 경우에는,

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft})} \leq 2.5 \quad (6.3.1.9.3-1)$$

공칭전단강도는 다음 식으로 구한다.

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \quad (6.3.1.9.3-2)$$

$$\text{여기서, } V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.3.1.9.3-3)$$

d_0 : 보강재 간격 (mm)

V_n : 공칭전단강도 (N)

V_p : 소성전단력 (N)

C : 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력비

전단좌굴응력비 C 는 아래와 같이 계산한다.

$$\begin{aligned} & \bullet \frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \text{ 인 경우} \\ & C = 1.0 \end{aligned} \quad (6.3.1.9.3-4)$$

$$\begin{aligned} & \bullet 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \text{ 인 경우} \\ & C = \frac{1.12}{(D/t_w)} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \end{aligned} \quad (6.3.1.9.3-5)$$

$$\bullet \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \text{ 인 경우}$$

$$C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \left(\frac{E k}{F_{yw}} \right) \quad (6.3.1.9.3-6)$$

여기서, k = 전단좌굴계수

$$= 5 + \frac{5}{(d_0/D)^2} \quad (6.3.1.9.3-7)$$

그 밖의 경우 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D} \right)^2} + \frac{d_0}{D} \right)} \right] \quad (6.3.1.9.3-8)$$

(3) 단부 패널

단부 패널의 공칭전단강도는 다음과 같이 구한다.

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad (6.3.1.9.3-9)$$

여기서, V_p = 소성전단력 (N)

$$= 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.3.1.9.3-10)$$

C : 식 (6.3.1.9.3-4), (6.3.1.9.3-5) 또는 (6.3.1.9.3-6)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비

V_{cr} : 전단좌굴강도 (N)

수평보강재가 있거나 없는 단부 패널에서 수직보강재의 간격은 $1.5D$ 를 초과하면 안 된다.

6.3.1.10 전단연결재

6.3.1.10.1 일반사항

합성단면에서 콘크리트 바닥판과 강재 단면 사이의 내부전단에 저항하기 위해 스티드나 ㄷ형강의 전단연결재를 설치해야 한다.

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, 6.3.1.10.3의 규정에 따라 영구하중에 의하여 휨모멘트부호가 변하는 변곡점 구간에는 추가적인 연결재를 설치해야 한다.

부모멘트 영역에서 전단연결재를 설치하지 않은 구간에서는 6.3.1.1.7에 따라 교축방향 철근을 정모멘트 구간 내로 연장시켜야 한다.

곡선 연속 합성교는 교량의 전체 길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다.

(1) 형태

스티드와 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.

스티드 전단연결재의 직경에 대한 높이의 비는 4.0 이상이어야 한다.

ㄷ형강 전단연결재는 5 mm 이상의 치수로 필릿용접을 해야 한다.

(2) 피치

전단연결재의 피치는 6.3.1.10.2와 6.3.1.10.3에 규정된 피로한계상태를 만족해야 한다. 전단연결재의 개수는 6.3.1.10.4에 규정된 강도한계상태를 만족하기 위한 소요개수 이상이어야 한다.

전단연결재의 피치 p 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (6.3.1.10.1-1)$$

여기서, V_{sr} = 단위길이당 수평방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

$$= \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} \quad (6.3.1.10.1-2)$$

V_{fat} = 단위길이 당 종방향 피로전단력 발생범위 (N/mm)

$$= \frac{V_f Q}{I} \quad (6.3.1.10.1-3)$$

F_{fat} = 단위길이 당 반경방향 피로전단력 발생범위 (N/mm). 다음 중 큰 값을 적용한다.

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{flg} l}{w R} \quad (6.3.1.10.1-4)$$

또는

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w} \quad (6.3.1.10.1-5)$$

σ_{flg} : 플랜지 횡방향 힘을 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 1,220mm이며, 측경간 단지점에서는 610mm이다 (mm).

Z_r : 6.3.1.10.2에 의해 결정된 전단연결재 1개의 전단피로강도 (N)

직선 경간 또는 경간 일부가 직선인 경우, 식 (6.3.1.10.1-4)로부터 구한 반경 방향 피로전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다. 직선교 또는 사각이 20°를 초과하지 않는 수평 곡선교는

식 (6.3.1.10.1-5)로부터 구한 반경 방향 피로 전단력 발생범위를 0으로 할 수 있다.

전단연결재의 중심과 중심사이의 피치는 600 mm를 초과해서는 안 되며, 직경의 6배 이상이어야 한다.

(3) 횡방향 간격

전단연결재는 상부플랜지의 횡방향으로 배치해야 하며 규칙적이거나 다양한 간격을 갖도록 설계할 수 있다.

스터드 전단연결재는 거더 직각방향으로 스테드의 중심과 중심 사이의 간격이 스테드 직경의 4배 이상이어야 한다.

상부플랜지의 연단과 가장 인접한 전단연결재의 순연단 거리는 25 mm 이상이어야 한다.

(4) 덮개와 관입

전단연결재 위의 콘크리트 피복덮개 높이는 50 mm 이상이어야 한다. 전단연결재는 적어도 50 mm를 슬래브 내부로 관입시켜야 한다.

6.3.1.10.2 피로강도

전단연결재의 피로강도 Z_r 은 다음과 같이 구한다.

(1) 스테드 전단연결재의 경우

① 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 18.9 d^2 \quad (6.3.1.10.2-1)$$

② 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = \alpha d^2 \quad (6.3.1.10.2-2)$$

$$\text{여기서, } \alpha = 238.0 - 29.5 \log N \quad (6.3.1.10.2-3)$$

(2) ㄷ형강 전단연결재의 경우 :

① 무한수명 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = 183.9w \quad (6.3.1.10.2-4)$$

② 그렇지 않은 경우, 전단피로강도는 다음과 같다.

$$Z_r = Bw \quad (6.3.1.10.2-5)$$

$$\text{여기서, } B = 1641.6 - 189.2 \log N \quad (6.3.1.10.2-6)$$

여기서, d : 스테드의 직경 (mm)

N : 10.1.2.5에 규정된 하중반복회수

w : 플랜지에 직각방향으로 측정된 ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

전단연결재의 피치는 Z_r 값과 전단력 범위 V_{sr} 을 이용하여 식 (6.3.1.10.1-1)로부터 구한다. 전단연결재가 플랜지의 피로강도에 미치는 효과는 10.1.2로 검토한다.

6.3.1.10.3 영구하중에 의한 휨 변곡점구간에 대한 특별요구사항

최종조건이 부모멘트부의 비합성 부재인 경우, 영구적인 하중으로 인한 휨의 변곡점구간에는 추가적인 전단연결재를 설치해야 한다.

추가적인 전단연결재의 개수 n_{ac} 는 다음과 같다.

$$n_{ac} = \frac{A_s f_{sr}}{Z_r} \quad (6.3.1.10.3-1)$$

여기서, A_s : 내부지점부에서 콘크리트 바닥판 유효폭 내의 종방향 철근의 총단면적 (mm^2)

f_{sr} : 피로하중조합 하의 종방향 철근의 응력범위 (MPa)

Z_r : 6.3.1.10.2에 규정한 전단연결재 한 개의 전단피로강도 (N)

추가적인 전단연결재는 강재자중에 의한 휨 변곡점에서 양쪽으로 바닥판 유효폭의 1/3 거리 이내에 설치해야 한다. 추가 전단연결재를 포함한 모든 전단연결재의 중심간 피치는 6.3.1.10.1(2)의 규정을 만족해야 한다. 현장 이음판은 전단연결재와 간섭되지 않도록 배치해야 한다.

6.3.1.10.4 강도한계상태

(1) 일반사항

강도한계상태에서 전단연결재의 설계전단강도 Q_r 은 다음과 같이 구한다.

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (6.3.1.10.4-1)$$

여기서, Q_n : 6.3.1.10.4(3)에 규정된 전단연결재의 공칭전단강도 (N)

ϕ_{sc} : 전단연결재에 대한 강도저항계수

강도한계상태에서 전단연결재의 최소개수는 다음과 같이 구한다.

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (6.3.1.10.4-2)$$

여기서, P : 6.3.1.10.4(2)에 규정된 총 공칭전단력 (N)

Q_r : 식 (6.3.1.10.4-1)로부터 구하는 전단연결재의 1개에 대한 설계전단강도 (N)

(2) 공칭전단력

단순교 및 최종조건이 부모멘트부의 비합성단면 연속교인 경우, 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점과 양측으로 인접한 모멘트가 0인 구간에서의 총 공칭전단력 P 는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad (6.3.1.10.4-3)$$

여기서, P_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 종 방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다 (N).

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s \quad (6.3.1.10.4-4)$$

또는

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (6.3.1.10.4-5)$$

F_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중) 지점에서 콘크리트 바닥판의 총 반 경방향 전단력(N)으로서 다음과 같다.

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R} \quad (6.3.1.10.4-6)$$

여기서, b_s : 콘크리트 바닥판의 유효폭 (mm)

L_p : 최대정모멘트(활하중+충격하중)에 인접한 지점과 거더단 부 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_p 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께 (mm)

직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_p 를 0으로 할 수 있다.

최종조건이 부모멘트부의 합성 연속교인 경우, 최대 정모멘트(활하중+충격하중)지점과 이에 인접한 부재 단부 사이의 총 공칭전단력 P 는 식 (6.3.1.10.4-3)로 구한다. 최대 정모멘트 (활하중+충격하중) 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 총 공칭전단력 P 는 다음과 같이 구한다.

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2} \quad (6.3.1.10.4-7)$$

여기서, P_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음과 같이 구한다 (N).

$$P_T = P_p + P_n \quad (6.3.1.10.4-8)$$

P_n : 내측 지점부의 콘크리트 바닥판의 총 종방향 전단력으로 다음 중 작은 값을 취한다 (N).

$$P_{1n} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (6.3.1.10.4-9)$$

또는

$$P_{2n} = 0.45 f'_c b_s t_s \quad (6.3.1.10.4-10)$$

F_T : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이에 위치한 콘크리트 바닥판의 총 반경방향 전단력으로 다음과 같이 구한다 (N).

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R} \quad (6.3.1.10.4-11)$$

여기서, L_n : 최대 정모멘트 지점과 이에 인접한 내측 지점의 중심선 사이의 호의 길이 (mm)

R : L_n 구간 내의 최소 거더반경 (mm)

직선 경간이나 경간 일부가 직선인 구간에 대해서는 F_T 를 0으로 할 수 있다.

(3) 공칭전단강도

콘크리트 바닥판 내에 매입된 스티드 전단연결재 1개의 공칭전단강도는 다음과 같다. 단, 아래 강도식은 스티드의 직경이 25mm 이하이고 최소인장강도가 500MPa 이하인 경우에 적용한다.

$$Q_n = 0.27 d^2 \sqrt{f'_c E_c} \leq 0.8 A_{sc} F_u \quad (6.3.1.10.4-12)$$

여기서, d : 스티드의 직경 (mm)

A_{sc} : 스티드 전단연결재의 단면적 (mm²)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

F_u : 스티드 전단연결재의 최소인장강도 (MPa)

콘크리트에 매립된 ㄷ형강 전단연결재의 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad (6.3.1.10.4-13)$$

여기서, t_f : ㄷ형강 전단연결재의 플랜지두께 (mm)

t_w : ㄷ형강 전단연결재의 웨브두께 (mm)

L_c : ㄷ형강 전단연결재의 길이 (mm)

6.3.1.11 보강재

6.3.1.11.1 중간수직보강재

(1) 일반사항

수직보강재는 판 또는 L형강을 사용하여 웨브의 한쪽 또는 양쪽에 볼트나 용접으로 접합한다. 직선교에서 다이어프램이나 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.

다이어프램이나 수직 브레이싱의 이음판으로 사용되는 보강재는 상·하 플랜지에 접합시켜야 한다.

수직보강재-웨브 용접단부와 이에 인접한 웨브-플랜지 용접부 또는 수평보강재-웨브 용접단까지의 거리는 $4t_w$ 이상 그리고 $6t_w$ 와 100mm 이하이어야 한다.

(2) 돌출폭

돌출폭 b_t 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad (6.3.1.11.1-1)$$

그리고

$$16t_p \geq b_t \geq b_f/4 \quad (6.3.1.11.1-2)$$

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

수직보강재 양쪽 웨브에서 전단력 V_u 가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$ 보다 크지 않은 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t 는 다음 값 중 작은 값을 만족해야 한다.

$$I_t \geq I_{t1} \quad (6.3.1.11.1-3)$$

그리고,

$$I_t \geq I_{t2} \quad (6.3.1.11.1-4)$$

여기서,

$$I_{t1} = b t_w^3 J \quad (6.3.1.11.1-5)$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (6.3.1.11.1-6)$$

$$J = \frac{2.5}{(d_0/D)^2} - 2.0 \geq 0.5 \quad (6.3.1.11.1-7)$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys} \quad (6.3.1.11.1-8)$$

$$V_{cr} = C V_p \quad (6.3.1.11.1-9)$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.3.1.11.1-10)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

- V_{cr} : 인접 웹 패널의 공칭전단좌굴강도 중 작은 값 (N)
 V_u : 설계조합하중에 의한 인접 웹의 전단력 중 큰 값 (N)
 I_t : 한 쪽면만 보강된 경우는 웹과의 접합면에 대하여, 양면 보강된 경우에는 웹의 중심축에 대한 수직보강재의 단면2차모멘트 (mm^4)
 b : d_0 와 D 중 작은 값 (mm)
 d_0 : 인접한 웹 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 (6.3.1.9.3-4), (6.3.1.9.3-5) 또는 (6.3.1.9.3-6)에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴강도의 비. 비보강 웹의 경우 $k=5.0$ 을 적용한다.
 V_p : 소성전단력 (N)

수직보강재의 한쪽 또는 양쪽 웹에서 전단력 V_u 가 설계전단좌굴강도 $\phi_v V_{cr}$ 보다 커서 웹의 후좌굴강도 또는 사인장강도가 요구되는 경우, 수직보강재의 단면2차모멘트 I_t 는 다음을 만족해야 한다.

① $I_{t2} \geq I_{t1}$ 인 경우

$$I_t \geq I_{t1} + (I_{t2} - I_{t1}) \left(\frac{V_u - \phi_v V_{cr}}{\phi_v V_n - \phi_v V_{cr}} \right) \quad (6.3.1.11.1-11)$$

② 그 밖의 경우

$$I_t \geq I_{t2} \quad (6.3.1.11.1-12)$$

여기서, V_n : 6.3.1.9.3에 규정된 전단좌굴강도와 사인장강도의 조합공칭강도로 산정한 인접 웹 패널의 공칭전단강도 중 작은 값 (N)

수평보강재가 있는 경우, 수직보강재는 또한 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_l} \right) \left(\frac{D}{3.0d_0} \right) I_l \quad (6.3.1.11.1-13)$$

여기서, b_t : 수직보강재의 돌출폭 (mm)

b_l : 수평보강재의 돌출폭 (mm)

I_l : 6.3.1.11.3(3)에 규정된 수평보강재의 단면2차모멘트 (mm⁴)

6.3.1.11.2 하중집중점 지압보강재

(1) 일반사항

지압보강재는 모든 지점부 위치에 설치해야 한다. 압연 형강보의 지점부 위치나 조립단면 또는 압연형강이 바닥판을 통하지 않고 집중하중을 받는 위치에는 지압보강재를 설치하거나 웨브를 B6.5 규정에 따라 설계해야 한다.

지압보강재는 단일 또는 여러 개의 판 또는 L형강을 웨브 양면에 용접 또는 볼트로 접합시켜 설계하중에 의한 전체 수직력을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

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_t 는 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.3.1.11.2-1)$$

여기서, F_{ys} : 지압보강재의 최소항복강도 (MPa)

t_p : 지압보강재의 두께 (mm)

(3) 지압강도

설계지압강도는 다음과 같이 구한다.

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \quad (6.3.1.11.2-2)$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

$$\begin{aligned} (R_{sb})_n &= \text{지압보강재의 공칭지압강도 (N)} \\ &= 1.4 A_{pn} F_{ys} \end{aligned} \quad (6.3.1.11.2-3)$$

여기서, 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_r 은 지압보강재의 최소항복강도 F_{ys} 를 사용하여 제5장 압축부재 규정에 따라 결정한다. 회전반경은 웨브 중심축에 대해 계산하며 유효좌굴길이는 $0.75D$ 로 한다. 여기서, D 는 웨브 높이이다.

② 유효단면

웨브에 볼트로 접합된 보강재의 경우는 지압보강재만을 유효 기둥단면으로 취급한다.

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. 연속지간의 내부지점부 하이브리드 단면에서 웨브의 최소항복강도가 플랜지의 최소항복강도의 70%보다 작으면 웨브는 유효단면에서 제외시켜야 한다.

웨브의 최소항복강도가 보강재의 항복강도보다 작으면 웨브 유효단면은 F_{yw}/F_{ys} 의 비로 줄여야 한다.

6.3.1.11.3 수평보강재

(1) 일반사항

수평보강재가 필요한 부분에 대해서는 웨브의 1면에 수평방향으로 플레이트를 용접접합하거나 혹은 앵글을 볼트로 체결하여 설치한다. 수평보강재는 식 (6.3.1.3.2-3)의 시공성 기준, 식 (6.3.1.4.2-4)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.

강도한계상태에서의 설계하중과 시공성을 검토할 때 수평보강재의 휨응력 f_s 는 다음 식을 만족해야 한다.

$$f_s \leq \phi_f R_h F_{ys} \quad (6.3.1.11.3-1)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

F_{ys} : 보강재의 최소항복강도 (MPa)

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

(2) 돌출폭

수평보강재의 돌출폭 b_l 은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.3.1.11.3-2)$$

여기서, t_s : 보강재의 두께 (mm)

(3) 단면2차모멘트와 회전반경

수평보강재는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_t = Dt_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (6.3.1.11.3-3)$$

그리고

$$r \geq \frac{0.16d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \quad (6.3.1.11.3-4)$$

여기서, β : 다음과 같이 계산된 수평보강재 휨강성을 위한 곡률보정계수

① 수평보강재가 곡률중심의 반대편 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \quad (6.3.1.11.3-5)$$

② 수평보강재가 곡률중심 쪽 웨브면에 설치된 경우

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \quad (6.3.1.11.3-6)$$

Z = 곡률인자

$$= \frac{0.95d_0^2}{Rt_w} \leq 10 \quad (6.3.1.11.3-7)$$

여기서, d_0 : 수직보강재 간격 (mm)

I_t : 수평보강재와 웨브 유효폭 $18t_w$ 를 포함한 조합단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트 (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)

6.3.1.12 덮개판

6.3.1.12.1 일반사항

부재에 덧붙여지는 각 덮개판의 길이 L_{cp} (mm)는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$L_{cp} \geq 2d + 900 \quad (6.3.1.12.1-1)$$

여기서, d : 강재 단면의 전체높이 (mm)

플랜지에 인장응력과 압축-인장 교번응력을 일으키는 반복하중을 받는 단재하경로 구조물에서 두께 20mm 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.

6.3.1.12.2 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 10.1.2에 규정된 피로조건의 응력범위 내에 있어야 한다.
- ② 설계하중에 의해 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생하는 축력은 덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접이나 볼트를 통하여 전달될 수 있어야 한다.
단면변화를 준 덮개판 끝의 폭은 75mm 이상이어야 한다.

(2) 용접단

덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접은 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생하는 힘을 충분히 전달할 수 있어야 한다. 덮개판의 폭이 플랜지폭보다 더 넓을 경우 덮개판을 끝돌림용접해서는 안 된다.

(3) 볼트 연결단

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 9.1.3.6에 따라서 결정한다.

덮개판과 플랜지의 종방향 용접은 연속적이어야 하고, 단부 볼트연결부의 첫 번째 볼트홀과 만나기 전 볼트 간격만큼 떨어진 곳에서 용접을 끝내야 한다.

6.3.2 박스거더

6.3.2.1 일반사항

이 절의 규정은 경간장 105m 이내인 단일 박스거더 또는 다중 박스거더를 갖는 직선 또는 곡선 단순교 또는 연속교에 적용한다. 이 규정은 6.3.1.1.1, 6.3.1.1.3~6.3.1.1.8 및 6.3.2.1.1~6.3.2.1.4에 정의되거나 기술된 요구조건을 만족하는 합성단면, 하이브리드 단면 및 균질 단면, 그리고 웨브의 높이가 일정하거나 변하는 단면에 적용한다. 6.3.1.1.6의 규정은 U형단면의 상부플랜지에만 적용해야 한다.

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.

힘을 받은 모든 형태의 박스단면은 최소한 다음조건을 만족하도록 설계해야 한다.

- (1) 6.3.2.2에 규정된 단면비 제한
- (2) 6.3.2.3에 규정된 시공성
- (3) 6.3.2.4에 규정된 사용한계상태
- (4) 6.3.2.5에 규정된 피로 및 파괴한계상태
- (5) 6.3.2.6에 규정된 강도한계상태

웨브가 세장한 부재의 웨브 휨좌굴강도는 6.3.1.1.9 규정에 따라 결정해야 한다. 하이브리드 단면 또는 세장 웨브를 갖는 부재의 플랜지 응력감소계수는 6.3.1.1.10 규정에 따라 결정해야 한다.

6.3.2.1.1 응력계산

플랜지의 폭이 유효 경간장의 1/5을 초과하지 않으면 다중 및 단일 박스단면의 플랜지폭 전

체를 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.

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.

$$F_{vr} = 0.75\phi_v \frac{F_{yf}}{\sqrt{3}} \quad (6.3.2.1.1-1)$$

여기서, ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

또한, 단면 뒤틀림에 의한 횡방향 휨응력은 6.3.2.5에 규정된 피로와 강도한계상태에 대하여 고려되어야 한다. 계수하중에 의한 횡방향 휨응력은 강도한계상태에서 135MPa을 초과해서는 안 된다. 단면 뒤틀림에 의한 종방향 휨응력은 6.3.2.5에 규정된 피로에 대해서는 고려해야 하지만 강도한계상태에 대해서는 무시할 수 있다. 횡방향 휨과 종방향 휨응력은 합리적인 해석방법에 의해 결정해야 한다. 웹 또는 박스플랜지에 부착된 수직보강재는 횡방향 휨에 저항하는 것으로 간주한다.

6.3.2.1.2 받침

지점에는 단일 또는 이중받침을 설치할 수 있다. 박스거더 단면의 웹 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. 하부고정 받침을 사용할 때에는 설계 시 이들로부터 야기되는 하중효과도 고려해야 한다.

6.3.2.1.3 플랜지와 웹의 연결

이 절에 규정된 경우를 제외하고는 플랜지-웹용접의 총 유효두께는 웹 또는 플랜지의 두께보다 작아서는 안 된다. 1지간 내에 2개 이상의 중간 내측 다이아프램이 설치된 경우에 플

랜지-웹 연결은 필릿용접을 사용할 수 있다. 만약, 필릿용접을 사용할 때는 연결플랜지 또는 웹의 양측 모두를 용접해야 한다.

6.3.2.1.4 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 6.3.1.8.2(2)의 규정에 따라 결정해야 한다. 이 때 λ_f 는 구멍이 있는 면의 플랜지 투영폭을 보강을 포함한 플랜지 두께로 나눈 값으로 적용한다. 박스단면의 내측에 통풍과 배수를 위한 규정을 두어야 한다.

6.3.2.2 단면비 요구조건

6.3.2.2.1 웹 단면비

(1) 일반사항

웹은 경사지거나 또는 수직이어야 한다. 하부플랜지와 수직을 이루는 평면과 웹판의 경사는 1/4을 초과해서는 안 된다. 경사 웹의 경우 모든 설계요구조건에서 경사를 고려한 웹 길이를 적용하여 검토해야 한다. U형단면의 상부플랜지에 부착된 웹은 플랜지 폭의 중앙점에 부착해야 한다.

(2) 수평보강재가 없는 웹

웹은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (6.3.2.2.1-1)$$

(3) 수평보강재가 있는 웹

웹은 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (6.3.2.2.1-2)$$

6.3.2.2.2 플랜지 단면비

압축 또는 인장을 받는 U형단면의 상부플랜지는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (6.3.2.2.2-1)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (6.3.2.2.2-2)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (6.3.2.2.2-3)$$

6.3.2.2.3 다중 박스단면의 활하중 분배계수 적용 특별제한

2개 이상의 단일 박스단면으로 구성된 직선교에서 활하중 분배계수를 적용하여 활하중 휨 모멘트를 산정할 경우에는 다음에 언급된 기하학적 조건을 만족해야 한다. 또한, 베어링 연결 선은 사각을 이루지 않아야 한다.

지간 중앙에서의 인접 박스 간 플랜지의 중심간격 a 는 그림 6.3.2.2.3-1과 같이 각 박스단면의 플랜지 중심간격 w 의 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.

웨브의 경사도는 1/4을 넘어서는 안 된다.

난간이나 연석을 포함한 바닥판의 내민부는 인접 박스 간 상부 강재플랜지의 평균 중심간격 a 의 60%를 초과할 수 없으며, 또한 1,800mm 이내이어야 한다.

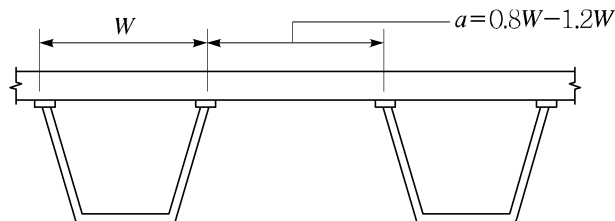


그림 6.3.2.2.3-1 플랜지중심 간 거리

6.3.2.3 시공성

6.3.2.3.1 일반사항

여기에 명시된 사항 외에는 6.3.1.3 규정을 적용해야 한다.

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.

6.3.2.3.2 휨

주요 시공단계에서 6.3.1.3.2(1)~6.3.1.3.2(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 A6.3.3의 규정을 적용할 수 없다.

주요 시공단계에서 압축을 받는 비합성박스의 압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (6.3.2.3.2-1)$$

그리고

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \quad (6.3.2.3.2-2)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 종방향 휨을 고려하지 않고 계산된 고려 중인 단면의 계수하중에 의한 종방향 플랜지응력 (MPa)

F_{crw} : 6.3.1.1.9에 규정된 웨브의 공칭휨좌굴강도 (MPa)

F_{nc} : 6.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa). 시공성검토에서 F_{nc} 를 계산할 때 웨브 응력감소계수 R_b 는 1.0으로 한다.

조밀 또는 비조밀 웨브를 가진 단면인 경우 식 (6.3.2.3.2-2)는 검토하지 않아야 한다.

주요 시공단계 검토에서 비합성 박스거더 인장플랜지 및 연속적으로 횡지지된 인장 또는

압축플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \Delta \quad (6.3.2.3.2-3)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yf}} \right)^2} \quad (6.3.2.3.2-4)$$

f_v : 고려 중인 단면에서 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림에 의한 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_f} \quad (6.3.2.3.2-5)$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm^2)

R_h : 6.3.1.1.10(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 웹 사이의 횡방향지간의 1/360 배를 초과해서는 안 된다. 계수영구하중과 계수 시공하중으로 인한 비합성 박스플랜지의 두께방향 휨응력은 135MPa를 초과해서는 안된다. 비합성 박스플랜지 위에 놓인 젖은 콘크리트의 무게 및 다른 일시적 또는 영구적인 하중은 박스플랜지가 웹 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.

6.3.2.3.3 전단

6.3.1.3.3에 규정된 전단요구조건을 검토할 때 필요 시 6.3.2.9의 규정도 함께 적용해야 한다.

6.3.2.4 사용한계상태

여기에 명시된 사항 외에는 6.3.1.4 규정을 적용해야 한다.

식 (6.3.1.4.2-2)의 f_l 항은 0으로 놓아야 한다. 식 (6.3.1.4.2-3)은 적용할 수 없다.

6.3.2.2.1(2) 규정을 만족하는 웨브를 갖는 정모멘트부 단면을 제외하고 모든 단면들은 식 (6.3.1.4.2-4)를 만족해야 한다.

6.3.2.5 피로 및 파괴한계상태

여기에 명시된 사항 외에는 6.3.1.5의 규정을 적용해야 한다.

전단연결재의 피로인 경우 6.3.2.10의 해당규정을 적용해야 한다. 6.3.1.10.3에 규정된 전단연결재 피로규정은 적용할 수 없다.

6.3.1.5.3에 규정된 전단 요구조건을 검토할 때 6.3.2.9의 해당 규정을 적용해야 한다.

다음 단면에 대해서는 단면 비틀림으로 인한 종방향 뒤틀림력과 횡방향 휨응력을 고려해야 한다.

- 단일 박스단면을 갖는 직선교 또는 곡선교
- 6.3.2.2.3의 요구조건을 만족하지 않는 다중 박스단면 직선교
- 다중 박스단면 곡선교
- 6.3.2.1.1 규정을 적용했을 때 플랜지 전체가 유효하지 않는 단일 또는 다중 박스단면

박스단면의 모든 상세에서 모재의 피로강도를 검토할 때, 종방향 뒤틀림으로 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.

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 경

우에는 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.

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.

6.3.2.6 강도한계상태

6.3.2.6.1 일반사항

이 절의 조항은 강도한계상태하중조합에 대해 적용해야 한다.

6.3.2.6.2 휨

(1) 일반사항

고려 중인 단면에서 인장플랜지에 구멍이 있는 경우 인장플랜지는 6.3.1.1.8의 요구조건을 만족해야 한다.

(2) 정모멘트 구간

곡선 강거더교 단면은 비조밀단면으로 고려해야 하며 6.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

아래의 요구조건을 모두 만족하는 직선교 단면은 조밀단면으로 설계해야 한다.

- 플랜지와 웨브의 최소항복강도가 455MPa를 초과하지 않으며,
- 웨브는 6.3.2.2.1(2)의 요구조건을 만족하며,
- 단면은 6.3.2.2.3의 요구조건을 만족하는 교량의 일부이며,
- 6.3.2.1.1에 따라 플랜지 전체가 유효하며,
- 웨브가 다음 세장비 한계를 만족하는 경우 :

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.2.6.2-1)$$

여기서, D_{cp} : 부록 B6.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

조밀단면은 6.3.2.7.1의 요구조건을 만족해야 한다. 그 밖의 경우, 비조밀단면으로 고려해야 하며 6.3.2.7.2의 요구조건을 만족해야 한다.

조밀 및 비조밀단면은 6.3.1.7.3에 규정된 연성요구조건을 만족해야 한다.

(3) 부모멘트 구간

6.3.2.8의 규정을 적용해야 한다. 부록 A6의 규정은 적용할 수 없다. 연속교의 내측 지점단면에서 계수하중에 의한 부모멘트를 재분배하여 설계할 수 없다.

6.3.2.6.3 전단

6.3.2.9의 규정을 적용해야 한다.

6.3.2.6.4 전단연결재

6.3.1.10.4의 규정을 적용해야 한다. 필요 시 6.3.2.10의 규정을 함께 적용해야 한다.

6.3.2.7 휨강도-정모멘트부

6.3.2.7.1 조밀단면

(1) 일반사항

강도한계상태에서 단면은 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f M_n \quad (6.3.2.7.1-1)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

M_n : 6.3.2.7.1(2)에 규정된 단면의 공칭휨강도 (N·mm)

M_u : 계수하중에 의한 단면의 주축에 대한 휨모멘트 (N·mm)

(2) 공칭휨강도

단면의 공칭휨강도는 6.3.1.7.1(2)의 규정으로 구해야 하며, 연속교의 경우 항상 식 (6.3.1.7.1-7)의 한계 이내 값이어야 한다.

6.3.2.7.2 비조밀단면

(1) 일반사항

압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (6.3.2.7.2-1)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지 횡방향 휨이나 종방향 뒹을 고려하지 않은 플랜지 종방향 응력 (MPa)

F_{nc} : 6.3.2.7.2(2)에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

인장플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt} \quad (6.3.2.7.2-2)$$

여기서, F_{nt} : 6.3.2.7.2(2)에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

강도한계상태에서 6.3.1.1.1(1)④의 규정으로 산정한 콘크리트 바닥판의 최대 종방향 압축 응력은 $0.6f'_c$ 을 초과해서는 안 된다.

(2) 공칭휨강도

U형단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.3.2.7.2-3)$$

여기서, R_b : 6.3.1.1.10(2)에 규정된 웨브응력감소계수

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

폐단면 박스의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta \quad (6.3.2.7.2-4)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yc}} \right)^2} \quad (6.3.2.7.2-5)$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0 t_{fc}} \quad (6.3.2.7.2-6)$$

여기서, A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm²)

T : 계수하중에 의한 내부 비틀림모멘트 (N·mm)

폐단면과 U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta \quad (6.3.2.7.2-7)$$

여기서,

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yt}} \right)^2} \quad (6.3.2.7.2-8)$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0t_{ft}} \quad (6.3.2.7.2-9)$$

6.3.2.8 휨강도-부모멘트부

6.3.2.8.1 일반사항

(1) 압축플랜지

압축플랜지는 강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (6.3.2.8.1-1)$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

f_{bu} : 플랜지의 횡방향 휨이나 종방향 뒹을 고려하지 않은 플랜지 종방향
응력 (MPa)

F_{nc} : 6.3.2.8.2에 규정된 압축플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

(2) 연속적으로 횡지진된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음의 규정을 만족해야 한다.

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt} \quad (6.3.2.8.1-2)$$

여기서, F_{nt} : 6.3.2.8.3에 규정된 인장플랜지의 공칭휨강도 (MPa)

6.3.2.8.2 압축플랜지의 휨강도

(1) 일반사항

종방향보강재로 보강되지 않은 압축플랜지의 공칭휨강도는 6.3.2.8.2(2)의 규정으로 구해야 한다. 종방향보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도는 6.3.2.8.2(3)의 규정으로 구해야 한다.

(2) 비보강 플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_{nc} = F_{cb} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}} \right)^2} \quad (6.3.2.8.2-1)$$

여기서, F_{cb} 는 플랜지의 공칭압축좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

① $\lambda_f \leq \lambda_p$ 인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \Delta \quad (6.3.2.8.2-2)$$

② $\lambda_p < \lambda_f \leq \lambda_r$ 인 경우

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \left[\Delta - \left(\Delta - \frac{\Delta - 0.3}{R_h} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (6.3.2.8.2-3)$$

③ $\lambda_f > \lambda_r$ 인 경우

$$F_{cb} = \frac{0.9 E R_b k}{\lambda_f^2} \quad (6.3.2.8.2-4)$$

F_{cv} 는 전단만 작용할 때 플랜지의 공칭전단좌굴강도로 다음과 같이 구한다.

④ $\lambda_f \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k_s}{F_{yc}}}$ 인 경우

$$F_{cv} = 0.58 F_{yc} \quad (6.3.2.8.2-5)$$

$$\textcircled{5} \quad 1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} < \lambda_f \leq 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} \text{ 인 경우}$$

$$F_{cv} = \frac{0.65\sqrt{F_{yc}Ek_s}}{\lambda_f} \quad (6.3.2.8.2-6)$$

$$\textcircled{6} \quad \lambda_f > 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} \text{ 인 경우}$$

$$F_{cv} = \frac{0.9Ek_s}{\lambda_f^2} \quad (6.3.2.8.2-7)$$

여기서,

λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \quad (6.3.2.8.2-8)$$

$$\lambda_p = 0.57\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}\Delta}} \quad (6.3.2.8.2-9)$$

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}} \quad (6.3.2.8.2-10)$$

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2} \quad (6.3.2.8.2-11)$$

f_v = 계수하중에 의한 플랜지의 순수비틀림 전단응력 (MPa)

$$= \frac{T}{2A_0t_{fc}} \quad (6.3.2.8.2-12)$$

F_{yr} = 잔류응력이 고려된 압축플랜지의 항복강도 또는 웨브의 최소항복강도 중 작은 값 (MPa)

$$= (\Delta - 0.3)F_{yc} \leq F_{yw} \quad (6.3.2.8.2-13)$$

$$k = \text{균일분포 압축응력에 대한 판의 좌굴계수} \\ = 4.0$$

$$k_s = \text{전단응력에 대한 판의 좌굴계수} \\ = 5.34$$

여기서, ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수

b_{fc} : 웨브 사이의 압축플랜지 폭 (mm)

A_0 : 박스거더 단면의 폐합단면적 (mm²)

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 6.3.2.8.2(2)에 규정된 종방향보강재가 없는 압축플랜지의 공칭휨강도 산정식으로 구해야 하며 이를 적용할 때 다음을 따라야 한다.

① b_{fc} 는 w 로 대체한다.

② 등분포 수직응력에 대한 판 좌굴계수 k 는 아래와 같이 구한다.

③ $n=1$ 인 경우

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.3.2.8.2-14)$$

④ $n=2$ 인 경우

$$k = \left(\frac{0.894I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.3.2.8.2-15)$$

단, $1.0 \leq k \leq 4.0$

⑤ 전단응력에 대한 판 좌굴계수 k_s 는 아래와 같이 구한다.

$$k_s = \frac{5.34 + 2.84 \left(\frac{I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}}}{(n+1)^2} \leq 5.34 \quad (6.3.2.8.2-16)$$

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 6.3.2.11.2 규정을 만족해야 한다.

6.3.2.8.3 인장플랜지 휨강도

U형단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구해야 한다.

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (6.3.2.8.3-1)$$

여기서, R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 응력감소계수

폐단면 박스의 인장플랜지 공칭휨강도는 식 (6.3.2.7.2-7)로부터 구해야 한다.

6.3.2.9 전단강도

한 쪽 웨브의 설계전단강도를 결정할 때 여기에 명시된 사항 이외에는 6.3.1.9의 규정을 적용해야 한다. 경사진 웨브의 경우에는 6.3.1.9의 웨브 높이 D 는 경사를 따라 측정한 높이를 사용해야 한다. 경사진 웨브의 경우 각 웨브는 계수하중에 의한 전단력 V_{ui} 에 대하여 설계되

어야 한다.

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos\theta} \quad (6.3.2.9-1)$$

여기서, V_u : 경사진 웹 1개에 작용하는 계수하중에 의한 전단력 (N)

θ : 연직축에 대한 웹의 경사각 (°)

모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 6.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 6.3.2.1.1의 규정에 따라 플랜지 전체폭이 유효하지 않는 다중 박스단면교인 경우, V_u 는 휨전단과 순수비틀림전단의 합으로 구해야 한다.

식 (6.3.1.9.3-1)을 검토할 때, 박스플랜지의 b_{fc} 또는 b_{ft} 는 웹 사이의 유효플랜지폭의 1/2로 한다. 이 때, 유효플랜지폭은 6.3.2.1.1의 규정으로 구하며 그 값은 $18t_f$ 를 초과하지 않아야 한다. 여기서, t_f 는 박스플랜지의 두께이다.

웹 보강재는 6.3.2.11.1의 요구조건을 만족해야 한다.

6.3.2.10 전단연결재

여기에 명시된 사항 이외에는 6.3.1.10의 규정에 따라 전단연결재를 설계해야 한다.

부모멘트 구간에도 전단연결재를 설치해야 한다.

모든 단일 박스단면, 곡선교 단면, 그리고 6.3.2.2.3의 요구조건을 만족시키지 않거나 또는 6.3.2.1.1의 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 웹에 대하여 계산되어야 한다. 산정된 전단연결재 피치는 다른 쪽 상부플랜지에도 동일하게 적용해야 한다. 식 (6.3.1.10.1-4)로 주어진 곡률에 의한 피로전단력 발생범위 F_{fat1} 는 직선 또는 곡선 경간 전체 또는 경간 일부분에 있는 박스단면의 설계시에 무시할 수 있다.

강도한계상태를 만족하도록 전단연결재의 개수를 검토하는 경우, 강박스단면의 단면적과 콘크리트 바닥판의 유효단면적은 식 (6.3.1.10.4-4), 식 (6.3.1.10.4-5), 식 (6.3.1.10.4-9) 및 식 (6.3.1.10.4-10)으로 P 를 결정할 때 적용되어야 한다.

합성박스플랜지의 전단연결재는 플랜지의 폭에 걸쳐 균등하게 분포되어야 한다. 합성박스 플랜지에서 전단연결재 사이의 횡방향 최대간격 s_t 는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{s_t}{t_f} \sqrt{\frac{F_{yf}}{kE}} \leq R_1 \quad (6.3.2.10-1)$$

여기서, k : 6.3.2.8.2에 규정된 균일분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수

R_1 : 식 (6.3.2.8.2-8)로 산정된 박스플랜지의 한계세장비

피로한계상태에서 합성박스플랜지의 경우, 식 (6.3.1.10.1-1)의 V_{sr} 은 식 (6.3.1.10.1-3)에 주어진 종방향 피로전단력 발생범위와 콘크리트 바닥판의 비틀림 피로전단력 발생범위의 벡터 합으로 구해야 한다. 강도한계상태를 만족하는 전단연결재의 개수는 6.3.1.10.4의 규정에 따라 결정해야 한다. 또한, 전단연결재 1개 당 콘크리트 바닥판의 계수하중에 따른 종방향 및 비틀림 전단력의 벡터 합은 식 (6.3.1.10.4-1)로부터 구한 Q_r 을 초과해서는 안 된다.

6.3.2.11 보강재

6.3.2.11.1 웹 보강재

웹의 중간수직보강재는 6.3.1.11.1의 규정에 따라 설계해야 한다.

웹의 수평보강재는 6.3.1.11.3의 규정에 따라 설계해야 한다.

여기에 명시된 사항 이외에 대해서 지압보강재는 6.3.1.11.2의 규정에 따라 설계해야 한다. 지압보강재는 경사진 웹보다는 반드시 다이어프램에 부착되어야 한다. 다이어프램에 부착된 지압보강재의 경우 6.3.1.11.2(4)②의 규정은 웹보다는 다이어프램에 적용되어야 한다. 신축이음부 베이징에 위치한 지압보강재와 다이어프램 설계 시에는 온도변화로 인한 편심을 고려해야 한다.

6.3.2.11.2 압축플랜지 종방향보강재

박스플랜지에 설치된 압축플랜지 종방향보강재는 플랜지폭을 가로질러 등간격으로 배치해야 한다. 보강재의 최소항복강도는 부착된 박스플랜지의 최소항복강도보다 작아서는 안 된다.

플랜지 종방향보강재의 돌출폭 b_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.2.11.2-1)$$

여기서, t_s : 종방향보강재 돌출요소의 두께 (mm)

플랜지와 평행한 축에 대해 보강재하단에서의 보강재 1개의 단면2차모멘트 I_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$I_l \geq \psi w t_{fc}^3 \quad (6.3.2.11.2-2)$$

여기서, $\psi = 0.125k^3$ ($n=1$ 인 경우)

$= 1.120k^3$ ($n=2$ 인 경우)

k : 등분포 수직응력에 대한 판의 좌굴계수

$= 1.0 \leq k \leq 4.0$

n : 등간격인 플랜지 종방향보강재의 수

w : 종방향보강재 사이의 플랜지폭과 웨브에서 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값 (mm)

6.3.3 기타 휨부재

6.3.3.1 일반사항

6.3.3.1.1 범위

이 항의 규정은 다음의 경우에 적용한다.

- 힘을 받는 비합성 H형 부재
- 비합성 박스형 부재
- 비합성 원형강관

- ㄷ형강, L형강, T형강 및 봉
- 매입형 압연형강
- 합성강관

6.3.3.1.2 강도한계상태

(1) 휨

설계휨강도 M_r 은 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.3.3.1.2-1)$$

여기서, M_n : 6.3.3.2.2 및 6.3.3.2.3에 규정된 비합성 및 합성부재에 대한 공칭휨강도 (N·mm)

ϕ_f : 강도한계상태에서 휨에 대한 강도저항계수

(2) 축방향력과 휨모멘트의 조합

7.1.1에 규정된 축방향 압축력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식 또는 7.1.2에 규정된 축방향 인장력과 휨모멘트의 조합에 관한 상관관계식을 적용한다.

(3) 전단력

설계전단강도 V_r 은 다음과 같다.

$$V_r = \phi_v V_n \quad (6.3.3.1.2-2)$$

여기서, V_n : 비합성부재 및 합성부재의 웹에 대한 6.3.1.9.2 및 6.3.3.3에 규정된 공칭전단강도 (N)

ϕ_v : 강도한계상태에서 전단에 대한 강도저항계수

6.3.3.2 공칭휨강도

6.3.3.2.1 일반사항

횡방향비틀림좌굴에 관한 규정을 합성부재, 비합성 박스형 부재, 웨브와 평행한 축에 대해 힘을 받는 H형 부재 및 원형강관에는 적용할 필요가 없다.

6.3.3.2.2 비합성부재

(1) H형 부재

이 규정은 H형 부재와 두개의 ㄷ형강의 플랜지가 웨브판으로 연결되는 부재에 적용한다.
6.3.1.8의 규정은 웨브에 수직한 축에 대한 힘의 경우에 적용한다.

웨브와 평행한 축에 대한 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = M_p \quad (6.3.3.2.2-1)$$

여기서, M_p : 웨브와 평행한 중심축에 대한 소성휨강도 (N·mm)

(2) 박스형 부재

공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S l}{A E} \left(\frac{\sum \left(\frac{b}{t} \right)}{I_y} \right)^{0.5} \right] \quad (6.3.3.2.2-2)$$

여기서, S : 휨축에 관한 단면계수 (mm³)

A : 박스를 형성하는 판의 중심선으로 둘러싸인 면적 (mm²)

l : 비지지길이 (mm)

I_y : 휨축에 수직한 축에 대한 단면2차모멘트 (mm⁴)

b : 판 사이의 순간격 (mm)

t : 판 두께 (mm)

(3) 원형강관

비합성 원형강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\frac{D}{t} < 2\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_p \quad (6.3.3.2.2-3)$$

$$2\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 : } M_n = M_y \quad (6.3.3.2.2-4)$$

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 6.3.1.8의 규정을 적용한다.

② 기타의 경우

6.3.3.2.2(4)①에 포함되지 않은 ㄷ형강, L형강, T형강 및 강봉의 공칭휨강도는 다음 중 최소값을 취한다.

- 항복
- 횡방향 비틀림좌굴
- 요소의 국부좌굴

6.3.3.2.3 합성부재

(1) 매입형 형강

5.8.2.1.1의 규정을 만족하는 매입형 형강이 압축력을 받지 않는 경우, 공칭휨강도는 다음 값 중 작은 값으로 한다.

$$M_n = M_{ps} \quad (6.3.3.2.3-1)$$

$$M_n = M_{yc} \quad (6.3.3.2.3-2)$$

7.1.1의 규정을 고려하기 위하여 압축력과 힘을 동시에 받는 매입형 형강의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3 \text{인 경우 :}$$

$$M_n = ZF_y + \frac{(d-2c)A_r F_{yr}}{3} + \left(\frac{d}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f_{ck} b} \right) A_w F_y \quad (6.3.3.2.3-3)$$

$$0.0 < \left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) < 0.3 \text{인 경우 :}$$

M_n 은 $P_u = 0$ 일 때 식 (6.3.3.2.3.1)과 (6.3.3.2.3-2)로 계산되는 M_n 과 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$ 일 때의 식 (6.3.3.2.3-3)에 의한 M_n 사이를 선형보간으로 결정한다.

여기서, P_u : 설계축방향하중 (N)

P_n : 5.8.2에 규정된 공칭압축강도 (N)

ϕ_c : 강도한계상태에서 압축에 대한 강도저항계수

M_{ps} : 강재 단면의 소성모멘트 (N·mm)

M_{yc} : 부록 B6.2에 규정된 합성단면의 항복모멘트 (N·mm)

Z : 소성단면계수 (mm^3)

A_w : 웨브단면적 (mm^2)

f_{ck} : 콘크리트의 최소 28일 압축강도 (MPa)

A_r : 주철근 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

5.8.2의 규정을 만족하는 충전형 강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\frac{D}{t} < 2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 :}$$

$$M_n = M_{ps} \quad (6.3.3.2.3-4)$$

$$2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우 :}$$

$$M_n = M_{yc} \quad (6.3.3.2.3-5)$$

6.3.3.3 합성부재의 공칭전단강도

6.3.3.3.1 매입형 형강

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 0.58 F_{yw} D t_w + \frac{F_{yr} A_v (d - c)}{s} \quad (6.3.3.3.1-1)$$

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 (mm²)

s : 전단철근의 간격 (mm)

d : 전단평면 내의 부재높이 (mm)

c : 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께 (mm)

6.3.3.3.2 충전형 강관

(1) 직사각형 강관

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 1.16 D t_w F_y \quad (6.3.3.3.2-1)$$

여기서, D : 강관의 웨브높이 (mm)

t_w : 강관의 두께 (mm)

(2) 원형강관

원형강관의 공칭전단강도는 강관만을 고려하여 산정한다.

6.3.4 다이아프램 및 수직가새

6.3.4.1 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

사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직가새 이외에도 시공 중 필요시에는 임시로 가새를 설치한다.

수직가새나 다이아프램이 하중을 받는 경우에는 이에 저항하도록 설계해야 한다. 적어도 다이아프램이나 수직가새는 풍하중을 전달할 수 있도록 설계해야 하며, 4.1 또는 5.2에 규정된 세장비 규정을 만족해야 한다.

다이아프램과 수직가새의 연 결판은 10.1.3.1을 만족해야 한다.

교량단부 및 슬래브의 이음부에는 다이아프램을 설치하거나 슬래브의 캔틸레버 부를 지지 하도록 한다.

6.3.4.2 플레이트거더 단면

압연거더에 설치되는 다이아프램이나 수직가새의 높이는 거더 높이의 1/2 이상으로 하고, 플레이트거더에 설치되는 경우에는 가능한 한 높게 한다.

단부에 설치되는 다이아프램이나 수직가새는 모든 횡방향하중을 받침부로 전달할 수 있도록 설계한다. 다이아프램이나 수직가새가 교축방향과 수직이 아닌 경우에는 전달되는 힘의 교 축방향성분을 고려한다. 사각이 20° 이상인 사교의 중간에 설치되는 수직가새는 교축방향과 직각으로 한다. 사교의 경우 지점부의 수직가새는 받침의 가로방향 연결선과 일치하지 않아도 좋다.

단부에 설치되는 다이아프램은 바닥틀이나 바닥틀 연결부에서 전달되는 힘과 뒀에 저항할 수 있도록 설계한다. 교축방향부재와 다이아프램의 연결부설계 시 다이아프램의 단부휨모멘 트를 고려해야 한다.

6.3.4.3 박스거더 단면

단면의 회전, 변위 및 뒀에 저항할 수 있도록 각 지점부에는 박스거더 단면내부에 다이아프 램이나 수직가새를 설치하고, 박스거더로부터 받침부로 비틀림모멘트나 횡방향 하중을 전달 할 수 있도록 설계해야 한다.

인장력에 저항하거나 연결을 위해 다이아프램을 설치할 경우, 박스거더 단면의 웹과 플 랜지에 연결해야 한다. 내부출입문은 가능한 크게 설치해야 하고, 내부 출입문의 설치로 인한 다이아프램의 응력집중을 검토하여 필요 시 보강해야 한다.

6.3.2.1.1의 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.

6.3.4.4 트러스교 및 아치교

집중하중의 작용점, 가로보 연결부 및 기타 연결부에는 다이아프램을 설치한다. 교량의 뒀을 방지하기 위하여 중간에 다이아프램을 설치하는 것이 좋다.

트러스교 단부의 지지부 편에 연결된 연 결판은 다이아프램으로 연결한다. 지지부의 웹브는 다이아프램으로 연결한다.

덮개판이나 웹브판의 단부가 주부재의 교차점으로부터 1200mm 이상 떨어져 있을 경우에는 주부재를 연결하는 연결판 사이에 다이아프램을 설치한다.

6.3.5 수평가새

6.3.5.1 일반사항

모든 시공단계나 사용단계에서 수평가새의 필요성을 반드시 검토하고, 필요 시 플랜지면 근처에 수평가새를 설치한다. 수평가새의 필요성을 검토할 때 다음 사항을 고려한다.

- (1) 횡방향 풍하중의 반침부로의 전달
- (2) 횡방향 지진하중의 전달
- (3) 제작, 가설 및 바닥틀의 설치 시에 발생하는 변형방지

시공 후 필요치 않은 임시수평가새는 철거해도 좋다.

영구 수평가새의 설계 시에는 적어도 4.1 및 5.2를 만족해야 한다.

수평가새의 연결판은 10.1.3.2를 만족해야 한다.

수평가새의 내진설계 시에는 지진하중을 고려해야 한다.

6.3.5.2 플레이트거더 단면

필요할 경우 외측 주형 사이에 수평가새를 설치한다. 충분한 강성을 갖고 있는 바닥틀에 연결된 플랜지에는 수평가새를 설치하지 않아도 좋다.

연속교 거더의 부모멘트 구간에는 가설 중 부재의 안정성을 위한 수평가새의 필요여부를 검토해야 한다.

6.3.5.3 박스거더 단면

제작, 가설 및 콘크리트의 타설 도중에 발생하는 단면의 변형을 방지하기 위하여 각 박스거더 단면의 플랜지 사이에 상부 수평가새의 필요성을 검토해야 한다.

바닥 콘크리트가 굳기 이전에 발생하는 전단흐름에 저항할 수 있도록 상부 수평가새를 설치하고, 이 때 박스거더의 휨으로 인해 발생하는 하중을 고려해야 한다.

가새가 웹과 연결되어 있는 경우, 가새의 실제 위치를 고려하여 전단흐름을 계산하기 위해 단면적을 감소시켜야 하고, 가새로부터 상부플랜지로 하중이 전달될 수 있도록 적절한 수단을 강구해야 한다.

6.3.5.4 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.

제7장 조합력과 비틀림부재

제7장 조합력과 비틀림부재

이 장에서는 축력과 1축 또는 2축 휨의 조합상태에 비틀림응력이 작용하거나 작용하지 않는 부재 혹은 비틀림응력만을 받는 부재에 적용한다.

7.1 휨과 축력이 작용하는 1축 및 2축 대칭단면 부재

7.1.1 압축력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

2축 대칭단면 부재와 I_{yc}/I_y 의 값이 0.1 이상 0.9 이하로서 기하축(x 축 또는/과 y 축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 및 2축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 압축력의 상관관계는 식 (7.1.1-1)과 식(7.1.1-2)에 의해 제한된다. 여기서, I_{yc} 는 압축력을 받는 플랜지의 y 축에 대한 단면2차모멘트를 나타낸다. 이 조항의 규정 대신 7.2의 규정을 적용해도 무방하다.

(1) $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$ 인 경우

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (7.1.1-1)$$

(2) $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$ 인 경우

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (7.1.1-2)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요압축강도(N)

P_r : 제5장에 따라 정한 설계압축강도($= \phi_c P_n$)(N)

- M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도(N·mm)
- M_r : 제6장에 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($=0.90$)

7.1.2 인장력과 휨을 받는 1축 및 2축 대칭단면 부재

기하축(x 축 또는/과 y 축)으로만 휨이 발생하도록 구속된 1축 대칭단면 부재에 있어서 휨과 인장력의 상관관계는 식 (7.1.1-1) 및 식 (7.1.1-2)으로 제한한다.

- P_u : 하중조합으로 구한 소요인장강도 (N)
- P_r : 4.3.2에 따라 정한 설계인장강도($= \phi_t P_n$) (N)
- M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도(N·mm)
- M_r : 제6장에 따라 정한 설계휨강도($= \phi_b M_n$)(N·mm)
- ϕ_t : 인장에 대한 강도저항계수 (4.3 참조)
- ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수($=0.90$)

2축대칭 단면을 가진 부재에서 축방향의 인장력과 휨이 동시에 작용할 때, 제6장의 C_b 값은 $\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}}$ 를 곱하여 증가시킬 수 있다. 여기서 $P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$ 이다. 식 (7.1.1-1) 및 식 (7.1.1-2)를 대신해서 인장과 휨과의 상관관계에 대한 좀 더 정밀한 해석결과를 사용해도 무방하다.

7.1.3 1축 휨과 압축력을 받는 2축 압연형강 조밀단면 부재

주축에 대한 모멘트와 함께 휨과 압축을 받고 $(KL)_z \leq (KL)_y$ 인 2축 대칭 압연형강 조밀단면 부재는 7.1.1의 조합법 대신에 서로 독립적인 두 한계상태인 면내 불안정 한계상태와 면외 좌굴(또는 횡비틀림좌굴) 한계상태에 대하여 개별적으로 고려해도 무방하다.

$M_{uy}/M_{ry} \geq 0.05$ 인 부재는 7.1.1의 규정을 따라야 한다.

- (1) 면내 불안정 한계상태에 대해서는 식 (7.1.1-1)을 사용한다. P_r , M_{ux} , M_{rx} 의 값은 휨이 발생한 면내에서 산정한다.
- (2) 면외좌굴과 횡비틀림좌굴의 한계상태에 대해서는 다음의 식을 사용한다.

$$\frac{P_u}{P_{ry}} \times \left(1.5 - 0.5 \frac{P_u}{P_{ry}} \right) + \left(\frac{M_{ux}}{C_b M_{rx}} \right) \leq 1.0 \quad (7.1.3-1)$$

여기서, P_{ry} : 면외 휨을 고려한 설계압축강도 (N)

C_b : 6.2.1.1.1에 정의된 횡비틀림좌굴 보정계수

M_{rx} : 6.2.1.1.1에 따라 $C_b = 1$ 을 이용하여 산정된 강축 휨에 대한 설계횡비틀림좌굴강도 (N·mm)

7.2 휨과 축력을 받는 비대칭 단면 부재 및 기타 부재

이 절에서는 7.1에서 다루지 않는 형강에 대한 휨과 축응력의 상관관계를 규정한다. 7.1의 규정 대신에 임의의 형강에 대해 이 절의 다음 규정을 사용할 수 있다.

$$\left| \frac{f_{ua}}{F_{ra}} + \frac{f_{ubw}}{F_{rbw}} + \frac{f_{ubz}}{F_{rbz}} \right| \leq 1.0 \quad (7.2-1)$$

여기서, f_{ua} : 부재 단면의 특정 위치에서 하중조합으로 구한 소요축방향응력(MPa)

F_{ra} : 설계축방향응력($= \phi_c F_{cr}$), 압축에 대해서는 제5장에 따라 산정되고 인장에 대해서는 제4장에 따라 산정된다.(MPa)

f_{ubw} , f_{ubz} : 부재 단면의 특정위치에서 하중조합으로 구한 소요휨응력 (MPa)

F_{rbw}, F_{rbz} : 제6장에 따라 결정된 설계휨응력($= \frac{\phi_b M_n}{S}$)(MPa) 특정 위치

의 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(4.3 참조)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

식 (7.2-1)은 단면의 가장 불리한 부분에서의 휨응력의 부호를 고려하여 주축에 대해 적용한다. 휨응력 항은 부호에 따라 축력 항에 적절히 가감되어야 한다. 압축력이 작용하는 경우는 제3장의 규정에 따라 2차효과를 고려해야 한다. 식 (7.2-1) 대신에 좀 더 엄밀한 해석에 바탕을 둔 휨-인장 상관관계를 사용해도 무방하다.

7.3 비틀림 또는 비틀림, 휨, 전단력 또는/과 축력 등을 동시에 받는 부재

7.3.1 원형과 각형강관의 비틀림강도

비틀림항복과 비틀림좌굴의 한계상태를 고려한 원형과 직사각형 강관의 설계비틀림강도 $\phi_T T_n$ 은 다음과 같이 산정한다.

$$\phi_T = 0.90$$

$$T_n = F_{cr} C \quad (7.3.1-1)$$

여기서, C 는 강관의 비틀림상수이며, 임계좌굴응력 F_{cr} 은 다음과 같이 산정한다.

(1) 원형강관에 대한 F_{cr}

식 (7.3.1-2)과 식 (7.3.1-3)중에 큰 값을 사용한다.

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}} \quad (7.3.1-2)$$

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad (7.3.1-3)$$

여기서, L : 부재의 길이 (mm)

D : 외경 (mm)

(2) 각형강관에 대한 F_{cr}

$$\textcircled{1} h/t \leq 2.45 \sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = 0.6F_y \quad (7.3.1-4)$$

$$\textcircled{2} 2.45 \sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07 \sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y (2.45 \sqrt{E/F_y})}{\left(\frac{h}{t}\right)} \quad (7.3.1-5)$$

$$\textcircled{3} 3.07 \sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$$

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (7.3.1-6)$$

여기서, h : 5.1.1.2에 정의된 내측 모서리 반경을 감한 플랜지 사이의 순간격 (mm)

t : 설계벽두께

비틀림전단상수 C 는 다음과 같이 안전측으로 취할 수 있다.

$$\text{원형강관} : C = \frac{\pi(D-t)^2t}{2}$$

$$\text{각형강관} : C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$$

7.3.2 비틀림, 전단, 휨, 축력을 동시에 받는 강관

소요비틀림강도 T_u 가 설계비틀림강도 T_r 의 20% 이하이면 강관에 대한 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 7.1의 규정에 따라 산정되고 비틀림 효과는 무시한다. T_u 가 T_r 의 20%를 초과하면 비틀림, 전단, 휨 또는/과 축력의 상관관계는 다음의 식에 따라 제한한다.

$$\left(\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_u}{M_r} \right) + \left(\frac{V_u}{V_r} + \frac{T_u}{T_r} \right)^2 \leq 1.0 \quad (7.3.2-1)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구한 소요축강도 (N)

P_r : 제4장 또는 제5장에 따라 산정된 설계인장강도 또는 설계압축강도
($= \phi P_n$)(N)

M_u : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N·mm)

M_r : 제6장에 따라 산정된 설계휨강도($= \phi_b M_n$) (N·mm)

V_u : 하중조합으로 구한 소요전단강도 (N)

V_r : 6.2.1.2에 따라 산정된 설계전단강도($= \phi_v V_n$) (N)

T_u : 하중조합으로 구한 소요비틀림강도 (N·mm)

T_r : 7.3.1에 따라 산정된 설계비틀림강도 (N·mm)

7.3.3 비틀림과 조합응력을 받는 비강관 부재

비강관 부재들의 설계비틀림강도는 다음과 같이 수직응력항복 한계상태, 전단응력항복 한계상태, 좌굴 한계상태에 따라 구해진 값들 중 가장 작은 값을 택한다.

$$\phi_T = 0.90$$

(1) 수직응력항복 한계상태

$$F_n = F_y \quad (7.3.3-1)$$

(2) 전단응력항복 한계상태

$$F_n = 0.6F_y \quad (7.3.3-2)$$

(3) 좌굴 한계상태

$$F_n = F_{cr} \quad (7.3.3-3)$$

여기서, F_{cr} : 해석에 의해 결정된 단면의 좌굴응력 (MPa)

탄성영역에 이웃한 부분에는 약간의 제한된 국부항복을 허용한다.

7.4 구멍이 있는 플랜지의 인장파단

축력과 주축힘이 조합된 하중상태 하에서 인장을 받는 플랜지의 볼트 구멍 위치에서 플랜지의 인장파단강도는 식 (7.4-1)에 의해 제한된다. 축력과 휨에 의해 인장을 받는 각각의 플랜지는 개별적으로 검토되어야 한다.

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} \leq 1.0 \quad (7.4-1)$$

여기서, P_u : 하중조합으로 구해진 소요인장강도 (N)

P_t : 4.3.2에 따라 산정된 인장파단의 한계상태에 대한 설계인장강도
($= \phi_t P_n$) (N)

M_{ux} : 하중조합으로 구한 소요휨강도 (N·mm)

M_{rx} : 6.2.1.1.13에 따라 정하는 설계휨강도($= \phi_b M_n$) 또는 고려되어지지
않은 볼트 구멍으로 산정된 소성모멘트 M_p (N·mm)

ϕ_t : 4.3.2에서 규정된 인장파단에 대한 강도저항계수(=0.75)

ϕ_b : 휨에 대한 강도저항계수(=0.90)

제8장 기타 부재

제8장 기타 부재

8.1 기둥과 보의 가새

8.1.1 일반사항

모든 가새는 부재에 대해 직각으로 설치되는 것으로 가정하며, 가새가 경사진 경우나, 대각 가새인 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.

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.

가새의 강도와 강성을 산정하기 위하여 구조물의 초기변형이나 부재의 초기변형을 포함한 2차해석을 수행한다면, 그 결과를 이 절의 규정 대신에 사용할 수 있다.

8.1.2 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.

8.1.2.1 상대구속 가새

8.1.2.1.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.004 P_u \quad (8.1.2.1.1-1)$$

8.1.2.1.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2P_u}{L_b} \right) \quad (8.1.2.1.2-1)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L_b : 가새 간 길이(비지지길이) (mm)

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

8.1.2.2 절점구속 가새

8.1.2.2.1 소요강도

$$P_{bu} = 0.01 P_u \quad (8.1.2.2.1-1)$$

8.1.2.2.2 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{8 P_u}{L_b} \right) \quad (8.1.2.2.2-1)$$

여기서, $\phi = 0.75$

P_{bu} : 소요압축강도 (N)

L_b 의 값이 L_q (여기서, L_q 는 K 값이 1인 기둥의 소요강도에 요구되는 최대 비지지길이) 보다 작은 경우에는 식 (8.1.2.2.2-1)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

8.1.3 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 힘을 받는 보에서 변곡점을 가새 지점으로 볼 수 없다.

8.1.3.1 횡좌굴 가새

횡좌굴 가새는 압축플랜지 부근에 부착시켜야 한다. 다만, 캔틸레버 보에서 단부에 위치한 가새는 상부(인장)플랜지 부근에 접합해야 한다. 또한, 복곡률 힘을 받는 보에서 변곡점 부근에 횡지지가새를 설치하는 경우 이 가새는 양쪽 플랜지 모두에 접합해야 한다.

8.1.3.1.1 상대구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.008 M_u C_d / h_o \quad (8.1.3.1.1-1)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{4M_u C_d}{L_b h_o} \right) \quad (8.1.3.1.1-2)$$

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)

8.1.3.1.2 절점구속 가새

(1) 소요강도

$$P_{bu} = 0.02 M_u C_d / h_o \quad (8.1.3.1.2-1)$$

(2) 소요강성

$$\beta_{bu} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_u C_d}{L_b h_o} \right) \quad (8.1.3.1.2-2)$$

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 (8.1.3.1.2-2)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

8.1.3.2 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.

8.1.3.2.1 상대구속 가새

(1) 소요모멘트

$$M_{bu} = \frac{0.024 M_u L}{n C_b L_b} \quad (8.1.3.2.1-1)$$

(2) 크로스프레임 또는 다이아프램가새의 소요강성도

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{\text{sec}}}\right)} \quad (8.1.3.2.1-2)$$

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2.4 L M_u^2}{n E I_y C_b^2} \right) \quad (8.1.3.2.1-3)$$

$$\beta_{\text{sec}} = \frac{3.3 E}{h_o} \left(\frac{1.5 h_o t_w^3}{12} + \frac{t_s b_s^3}{12} \right) \quad (8.1.3.2.1-4)$$

여기서, $\phi = 0.75$

L : 부재길이 (mm)

n : 경간 내에서 가새 지점의 수

I_y : 약축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

C_b : 제6장의 모멘트 분포에 따른 보정계수

t_w : 보 웨브 두께 (mm)

t_s : 웨브 보강재의 두께 (mm)

b_s : 웨브 보강재의 폭 (mm)

(양면 보강인 경우, 양쪽 폭의 합을 사용)

β_T : 웨브 뒀을 배제한 가새의 강성 ($\text{N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$)

β_{sec} : 웨브의 뒀강성 ($\text{N}\cdot\text{mm}/\text{rad}$)

(웨브의 중간보강재가 있는 경우 이의 효과를 포함)

M_u : 소요휨강도 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)

만약, $\beta_{\text{sec}} < \beta_T$ 이면, 식 (8.1.3.2.1-2)는 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 (8.1.3.2.1-1)의 L_b 대신에 L_q 를 적용해도 된다.

8.1.3.2.2 연속 비틀림좌굴 가새

연속 비틀림좌굴 가새의 경우, 식 (8.1.3.2.1-1), 식 (8.1.3.2.1-2) 및 식 (8.1.3.2.1-3)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.

$$\beta_{\text{sec}} = \frac{3.3Et_w^3}{12h_o} \quad (8.1.3.2.2.-1)$$

8.2 편

8.2.1 위치

편심을 최소화할 수 있도록 편 위치를 결정한다.

8.2.2 강도

8.2.2.1 휨과 전단의 조합

휨과 전단을 동시에 받을 경우에는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{6.0M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2 V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \leq 0.95 \quad (8.2.2.1-1)$$

여기서, D : 편 직경 (mm)

M_u : 설계하중에 의한 휨모멘트 (N · mm)

V_u : 설계하중에 의한 전단력 (N)

F_y : 편 항복강도 (MPa)

ϕ_f : 휨에 대한 강도저항계수로서 $\phi_f = 1.0$

ϕ_v : 전단에 대한 강도저항계수로서 $\phi_v = 1.0$

M_u 와 V_u 는 동일한 단면에서 구한 값을 사용한다.

8.2.2.2 지압

핀의 지압강도는 다음과 같다.

$$(R_{pB})_r = \phi_b (R_{pB})_n \quad (8.2.2.2-1)$$

$$(R_{pB})_n = 1.5tDF_y \quad (8.2.2.2-2)$$

여기서, t : 판의 두께(mm)

D : 핀의 직경(mm)

ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수로서 $\phi_b = 1.0$

8.2.3 아이바 핀의 최소치수

핀의 직경 D 는 다음의 값보다 커야 한다.

$$D \geq \left(\frac{3}{4} + \frac{F_y}{2760} \right) b \quad (8.2.3-1)$$

여기서, F_y : 핀의 최소항복강도 (MPa)

b : 아이바 몸체의 폭 (mm)

8.2.4 핀과 너트

핀은 나사부가 연결부재 내에 있지 않도록 충분한 길이를 가져야 한다.

8.3 말뚝

8.3.1 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.

8.3.2 구조적인 저항

강도한계상태의 저항계수 ϕ 는 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_c 는 말뚝의 압축 성능에만 적용한다. 저항계수 ϕ_c 값 0.70~0.80 그리고 ϕ_f 값 1.0은 압축과 휨을 조합한 상관관계식에서 말뚝의 압축과 휨에 대해 각각 적용한다.

8.3.3 압축저항

8.3.3.1 축압축

압축하중을 받는 말뚝의 경우 저항계수 ϕ_c 는 0.9를 사용하고 압축강도는 5.3에 규정한 값으로 한다.

8.3.3.2 축압축과 휨의 조합

축하중과 휨을 받는 말뚝은 한계상태 관련조항에 규정된 저항계수 ϕ_c 와 ϕ_f 를 사용하는 7.1.1에 따라 설계해야 한다.

8.3.3.3 좌굴

수중 또는 대기 중으로 연장된 말뚝의 안정문제는 제5장 압축재 조항에 규정된 바와 같이 검토해야 한다. 수중 또는 대기 중으로 연장한 말뚝은 지표면으로부터 적당한 높이에서 고정

된 것으로 간주한다. 안정문제는 제5장 압축재에 관한 규정에 따라 횡방향 비지지길이와 고정점까지의 매입깊이를 합한 말뚝의 등가길이를 적용하여 검토한다. 고정점까지의 깊이는 수직 말뚝에 대하여는 $P-\Delta$ 해석을 적용하여 구하고, 경사말뚝에 대하여는 아래와 같이 구한다.

(1) 점성토

$$1.4 \left| \frac{E_p I_p}{E_s} \right|^{0.25} \quad (\text{mm}) \quad (8.3.3.3-1)$$

(2) 사질토

$$1.8 \left| \frac{E_p I_p}{n_h} \right|^{0.25} \quad (\text{mm}) \quad (8.3.3.3-2)$$

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 8.3.3.3-1 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

8.3.4 최대 허용항타응력

두부 항타 강말뚝의 최대 허용항타응력은 파동방정식 해석이나 파일 항타 시 두부의 하중 및 가속도를 측정하여 구한다.

최대 허용항타력은 다음을 초과해서는 안 된다.

- 압축 : $0.9F_y A_g$
- 인장 : $0.9F_y A_n$

8.4 파형강판 구조물

이 절은 구조용 파형강판을 이용한 구조물의 해석 및 설계관련 일반적인 요구사항을 규정한다.

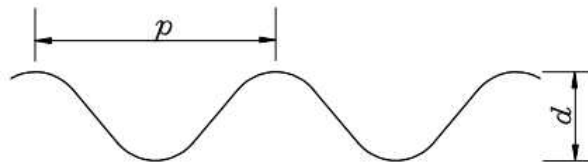
8.4.1 일반사항

8.4.1.1 파형강판 규격 및 재료

일반형 및 대골형 파형강판의 규격은 표 8.4.1.1-1에 따르며, 재료는 KS D 3503 및 KS D 3506을 따른다.

표 8.4.1.1-1 파형강판의 규격

종 류	골의 피치 (p)	골의 깊이 (d)
일반형	150~200 mm	50~55 mm
대골형	380~500 mm	140~250 mm



8.4.1.2 최소두께

구조용 파형강판의 최소두께는 3.0mm로 한다.

8.4.1.3 연결재

일반형과 대골형 파형강판 연결에는 지압면이 구면인 볼트와 너트를 사용한다.

8.4.1.4 구조적 뒤채움 재료

구조용 파형강판을 지중구조물에 사용하는 경우에는 주변의 일정한 영역을 구조적 뒤채움 재료로 다짐 시공해야 한다. 구조적 뒤채움 재료는 통일분류법에 의하여 표 8.4.1.4-1과 같이 분류되는 재료를 사용한다.

표 8.4.1.4-1 파형강판 지중구조물의 구조적 뒤채움 재료

분 류	구조적 뒤채움 재료 I	구조적 뒤채움 재료 II
통일분류 기호	GW, GP, SW, SP	GC, SC, SM

상대다짐도에 따른 흙의 할선탄성계수는 표 8.4.1.4-2에 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 최대진조밀도를 기준으로 한다.

표 8.4.1.4-2 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

8.4.1.5 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.

8.4.1.6 저항계수

아치형과 박스형 파형강판 구조물에 대한 저항계수는 표 8.4.1.6-1에 따른다.

표 8.4.1.6-1 저항계수

구조물의 종류	저항계수		
아치형	압축강도		$\phi_t = 0.80$
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지	시공 중	$\phi_{hc} = 0.90$
		완공 후	$\phi_h = 0.85$
	이음부강도		$\phi_j = 0.70$
박스형	압축강도		$\phi_t = 0.90$
	휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지		$\phi_h = 0.90$
	휨모멘트		$\phi_h = 0.90$
	이음부강도		$\phi_j = 0.70$

8.4.1.7 하중

고정하중, 활하중, 지진의 영향을 고려한다. 파형강판 구조물에 대한 하중조합 및 하중계수는 최대하중조합효과가 계산되도록 선정하며 하중조합 및 하중계수는 표 8.4.1.7-1에 따른다.

표 8.4.1.7-1 하중조합 및 하중계수(α)

하중조합	고정하중(α_D)	활하중(α_L)	지진하중(α_E)
조합 I	1.25	1.70	—
조합 II	1.25	—	1.00
조합 III	1.00	1.00	—
조합 IV	1.35	—	—

조합 I 은 파형강판 구조물설계 시 일반 하중조합 조건이며, 조합 II는 지진하중 고려 시 적용한다. 조합 III은 파형강판 구조물의 시공성 검토 시 적용하며, 조합 IV는 고정하중만 작용하

는 경우 적용한다.

8.4.1.8 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 H 는 그림 8.4.1.8-1과 같이 산정하는데 최소토피고가 확보되지 않는 경우에는 콘크리트 등으로 적절한 보강이 필요하다.

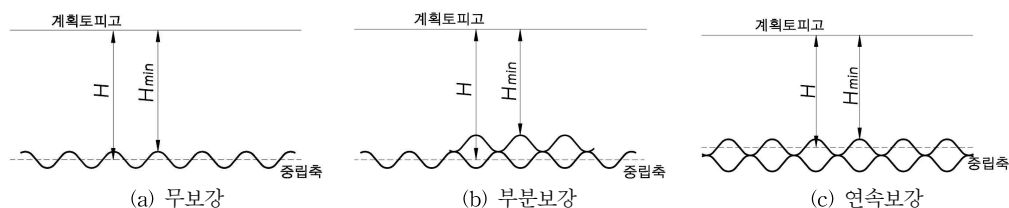


그림 8.4.1.8-1 아치형과 박스형구조물의 최소토피고와 설계토피고

8.4.1.9 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 충전된 경우는 콘크리트 단면을 제외한 강재 원단면과 강재 보강단면만의 휨에 대한 합성단면으로 단면계수를 산정한다. 강재와 콘크리트의 합성효과가 실험으로 입증되는 경우에는 휨에 대한 단면계수 계산에 그 효과를 포함할 수 있다.

8.4.1.10 내구성

내구성을 요하는 구조물일 경우 파형강판, 볼트, 너트 및 기타 금속 자재는 용융아연도금 등의 부식방지 처리를 한다.

8.4.1.11 정밀해석에 의한 설계

이 기준에서 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.

8.4.1.12 처짐 검토

파형강판 구조물의 허용변위는 공정단계별로 검토되어야 하며 아치형 파형강판 구조물에서 일반형의 경우에는 그림 8.4.2.1-2 에서 정의한 구조물의 높이(R)의 5% 이내, 대골형의 경우에는 2% 이내로 한다. 박스형 파형강판 구조물의 경우에는 그림 8.4.3.1-1 에서 정의한 구조물의 높이(R)의 1% 이내로 한다.

8.4.2 아치형 파형강판 구조물

8.4.2.1 적용범위

그림 8.4.2.1-1과 같은 아치형 파형강판 구조물은 구조물 높이(Rise)와 지간(Span)의 비가 0.3 이상이고, 아치단면의 최소곡률반경 R_{min} 이 상부아치의 정점부 곡률반경 R_c 의 0.2배 이상이고, 종방향 이음부에서 인접하는 두 파형강판의 곡률반경 간의 비가 8 이하인 구조물설계에 적용한다. 그림 8.4.2.1-2는 다양한 아치형 파형강판 구조물의 단면형상과 지간 D_h 및 높이 D_v 의 정의를 보여준다.

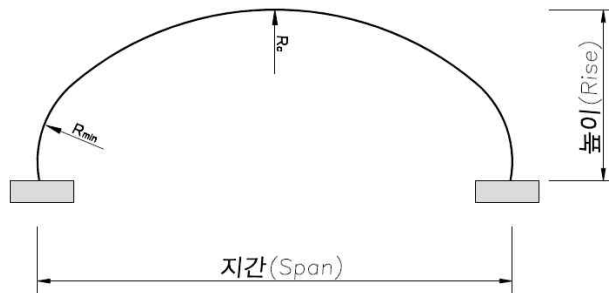
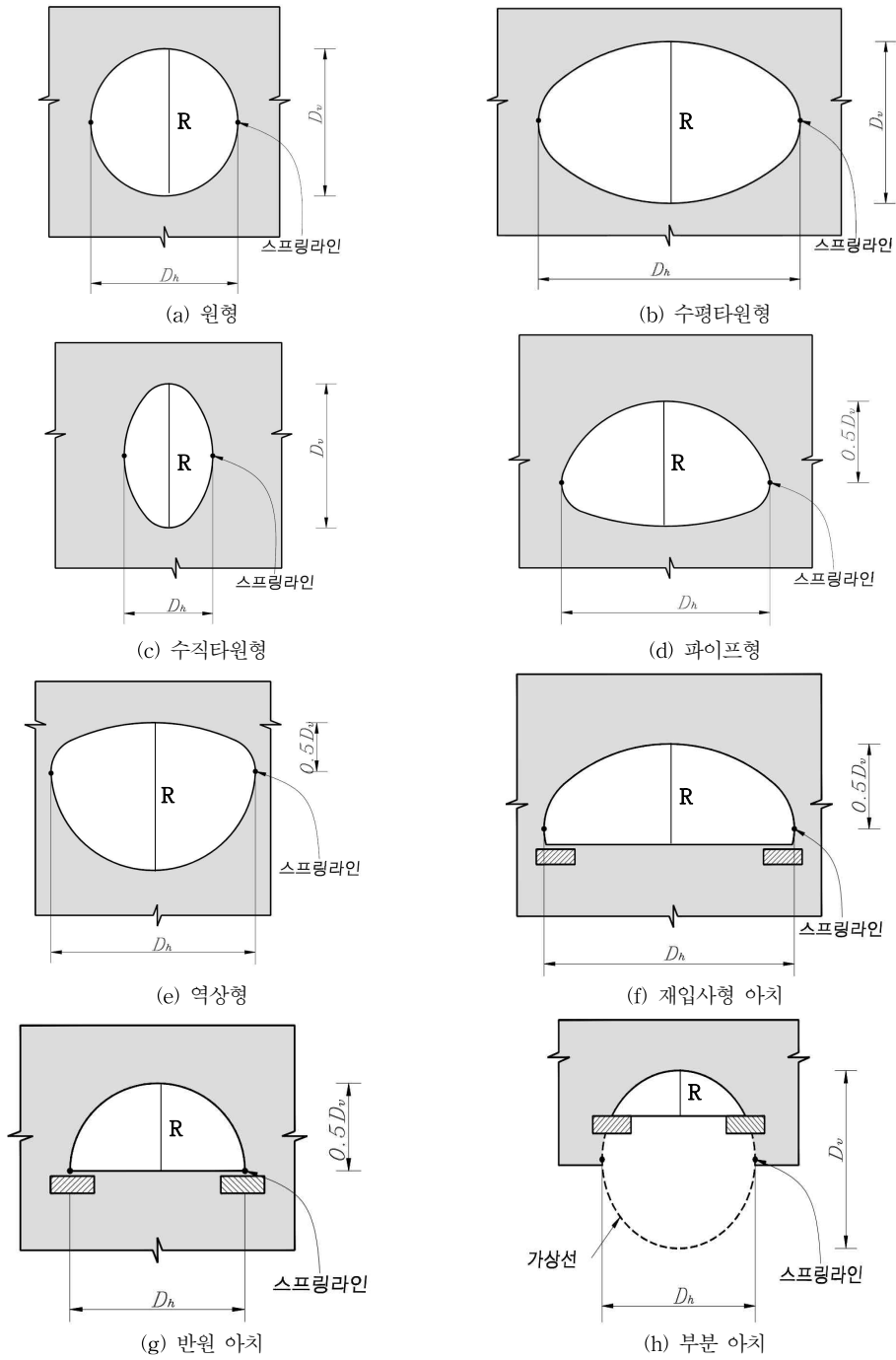


그림 8.4.2.1-1 아치형 파형강판 구조물 단면

그림 8.4.2.1-2 아치형 파형강관 구조물 단면형상 및 R , D_h , D_v

8.4.2.2 최소토피고

최소토피고 H_{\min} 는 아치형 파형강판 지중구조물의 단면 정점부에서 뒤채움 흙의 최소높이로서, 다음 3가지 값 중 가장 큰 값으로 결정한다.

$$0.6 \text{ (m)}, \frac{D_h}{6} \left(\frac{D_h}{D_v} \right)^{0.5} \text{ (m)}, 0.4 \left(\frac{D_h}{D_v} \right)^2 \text{ (m)} \quad (8.4.2.2-1)$$

여기서, D_h : 구조물 스프링라인 사이 거리 (m)

D_v : 구조물 단면 정점부에서 스프링라인까지 연직거리의 2배 (m)

대골형 파형강판의 최소토피고는 식 (8.4.2.2-1)으로 산정한 값과 1.5m 중 작은 값으로 한다.

8.4.2.3 설계압축력

아치형 파형강판 구조물의 설계압축력 T_f (kN/m)는 다음과 같이 산정한다.

$$T_f = \alpha_D T_D + \max \{ \alpha_L T_L (1 + i), \alpha_E T_E \} \quad (8.4.2.3-1)$$

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

8.4.2.3.1 고정하중에 의한 압축력

상부 토피하중에 의한 압축력 T_D 는 다음과 같이 산정한다.

$$T_D = 0.5(1.0 - 0.1 C_s) A_f W \quad (\text{kN/m}) \quad (8.4.2.3.1-1)$$

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 8.4.2.3.1-1),

H/D_h 값이 0.2보다 작은 경우는 외삽하여 사용할 수 있다.

W : 상부아치 위 뒤채움 흙과 포장의 자중 (kN/m)

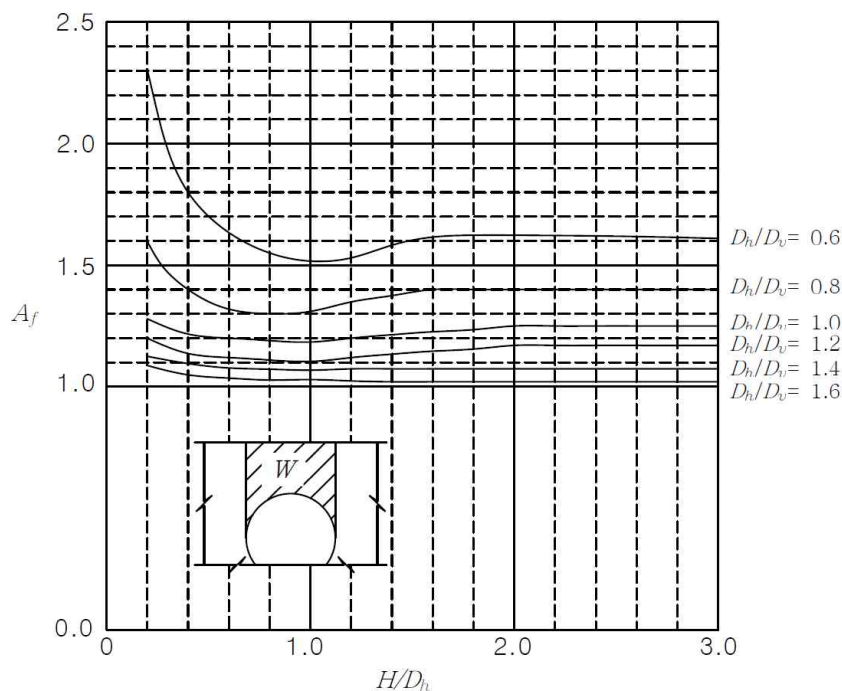


그림 8.4.2.3.1-1 단면형상과 토피고에 따른 무차원 아칭계수(A_f)와 흙의 자중(W)

8.4.2.3.2 활하중에 의한 압축력

활하중에 의한 압축력은 차량진행 직각방향 하중분포, 차량진행방향 하중분포, 그리고 윤하중의 작용거리에 따른 영향을 엄밀히 고려하여 식 (8.4.2.3.2-1)으로 산정한다. 지간에 비해 토피가 낮은 구조물에서는 차량진행방향 하중분포 폭을 구조물의 전 지간으로 가정할 경우, 압축력을 과대평가할 수 있으므로 설계지간 D_h 와 차량진행방향 하중분포 폭 l_t 중 작은 값을 적용한다.

$$\begin{aligned} T_L &= 0.5 D_h f_L m_f \\ &= 0.5 l_t f_L m_f \text{ (kN/m)} \end{aligned} \quad (8.4.2.3.2-1)$$

여기서, f_L : 등가활하중 (kN/m^2) $\left(f_L = \frac{n \times P_{DB}}{l_t \times l_l} \right)$

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

8.4.2.3.3 지진하중에 의한 압축력

지진하중에 의한 압축력 T_E 는 다음과 같이 산정한다.

$$T_E = T_D A_V \text{ (kN/m)} \quad (8.4.2.3.3-1)$$

여기서, T_D : 고정하중에 의한 압축력 (kN/m)

A_V : 수직가속도계수 $\left(A_V = \frac{2}{3} A_H\right)$

A_H : 수평가속도계수

8.4.2.3.4 충격계수

도로의 지중구조물인 경우에는 활하중에 따른 충격계수를 적용하며, 충격계수 i 는 토피고 H 에 따라 다음과 같이 산정한다. 최소 충격계수 i_{\min} 는 0.1을 적용한다.

$$i = 0.4(1 - 0.5 \times H) \geq 0.1 \quad (8.4.2.3.4-1)$$

여기서, H : 설계토피고 (m)

8.4.2.4 압축좌굴

파형강판 구조물의 압축좌굴 안정성 검토는 다음 식을 따른다.

$$f_c = \frac{T_f}{A} \leq f_b \quad (8.4.2.4-1)$$

여기서, f_c : 설계압축응력 (MPa)

T_f : 설계압축력 (kN/m)

A : 파형강판의 단면적 (mm²/mm)

f_b : 설계좌굴강도 (MPa)

본 절에서 아치구조물의 정점부의 곡률중심과 정점부를 연결하는 직선에서 각도 $\pm\theta_0$ ($\theta_0 = 1.6 + 0.2\log[EI/(E_m R^3)]$)만큼 이격되고 정점부 곡률중심을 지나는 두 직선 사이의 아치부분을 상부라 하고 그 이외의 부분을 하부라 한다.

아치단면의 곡률반경 R 과 등가곡률반경 R_e 에 따라 설계좌굴강도 f_b 는 다음과 같이 산정

한다.

① $R \leq R_e$ 인 경우

$$f_b = \phi_t F_m \left[F_y - \frac{F_y^2}{12 E \rho} \left(\frac{K R}{r} \right)^2 \right] \quad (8.4.2.4-2)$$

② $R > R_e$ 인 경우

$$f_b = \frac{3 \phi_t \rho F_m E}{(K R / r)^2} \quad (8.4.2.4-3)$$

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 $\left(\rho = \left[1000 \frac{(H + H')}{R_e} \right]^{0.5} \leq 1.0 \right)$

K : 인접한 흙에 대한 구조물의 상대강성계수 $\left(K = \lambda \left[\frac{E I}{E_m R^3} \right]^{0.25} \right)$

λ : 구조물 높이와 D_h 의 비가 0.4 이하인 단일곡률 부분아치의 경우를

제외한 상부는 $\lambda = 1.22 \left[1.0 + 1.6 \{ E I / (E_m R^3) \}^{0.25} \right]$ 이고, 그 외는

$\lambda = 1.22$ 적용

E_m : 뒤채움 흙의 탄성계수(MPa)

$$\begin{aligned} \text{상부 강판에서는 } & \left(E_m = E_s \left[1 - \left\{ \frac{R_c}{R_c + 1000 (H + H')} \right\}^2 \right] \right) \\ \text{측면 및 하부 강판에서는 } & E_m = E_s \end{aligned}$$

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)

8.4.2.5 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지

8.4.2.5.1 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.

8.4.2.5.2 시공 중 검토

시공 중 휨모멘트와 압축력에 의한 소성힌지 검토는 다음 식을 따른다.

$$\left(\frac{P}{P_{pf}} \right)^2 + \left| \frac{M}{M_{pf}} \right| \leq 1 \quad (8.4.2.5.2-1)$$

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 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) ($M = M_1 + M_B + M_C$)

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)

$$(M_1 = K_{m1} R_B \gamma D_h^3)$$

M_B : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)

$$(M_B = -K_{m2} R_B \gamma D_h^2 H_c)$$

M_C : 시공 중 활하중에 의한 휨모멘트 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)

$$(M_C = K_{m3} R_L D_h A_c / k_4)$$

H_c : 시공 중 안정성 검토대상 토피고 (m)

단, 시공 중 검토대상 토피고 H_c 가 최소토피고보다 작은 경우 작용 압축력 P 는 0으로 가정한다.

K_{m1} , K_{m2} , K_{m3} : 고정하중 시공단계 및 활하중 재하 시 휨강성비에 따른 무차원계수

$$K_{m1} = 0.0046 - 0.0010 \cdot \log_{10}(N_F) \quad (N_F \leq 5,000)$$

$$K_{m1} = 0.0009 \quad (N_F > 5,000)$$

$$K_{m2} = 0.018 - 0.004 \cdot \log_{10}(N_F) \quad (N_F \leq 5,000)$$

$$K_{m2} = 0.0032 \quad (N_F > 5,000)$$

$$K_{m3} = 0.120 - 0.018 \log_{10}(N_F) \quad (N_F \leq 100,000)$$

$$K_{m3} = 0.030 \quad (N_F > 100,000)$$

N_F : 구조물과 흙의 휨강성비 ($N_F = E_s (1000 D_h)^3 / (E I)$)

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

$$R_B = 0.67 + 0.87[(D_v/2D_h) - 0.2] \quad (0.2 \leq D_v/2D_h \leq 0.35)$$

$$R_B = 0.80 + 1.33[(D_v/2D_h) - 0.35] \quad (0.35 < D_v/2D_h \leq 0.50)$$

$$R_B = D_v/D_h \quad (0.50 < D_v/2D_h)$$

R_L : 휨강성비, 시간 및 토피고에 따른 감소계수

$$R_L = [0.265 - 0.053 \log_{10}(N_f)] / (H_c/D_h)^{0.75} \leq 1.0$$

A_c : 시공장비 축하중 (kN)

k_4 : 표 8.4.2.5.2-1에서 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 (mm³/mm)

표 8.4.2.5.2-1 등가선하중 산정을 위한 k_4 값

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

8.4.2.5.3 완공 후 검토

대골형 파형강판을 적용한 파형강판 지중구조물은 완공 후 작용하는 압축력과 휨모멘트에 대하여 안전성을 확보해야 하며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\left(\frac{T_f}{P_{pf}} \right)^2 + \left| \frac{M_f}{M_{pf}} \right| \leq 1 \quad (8.4.2.5.3-1)$$

여기서, T_f : 설계압축력 T_f 는 8.4.2.3절 식 (8.4.2.3-1)을 적용하여 구한다.

P_{pf} : 파형강판의 소성압축강도 (kN/m) ($P_{pf} = \phi_h A F_y$)

ϕ_h : 완공 후 소성인지저항계수

A : 파형강판의 단면적 (mm²/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

M_f : 완공 후 작용하는 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_f = \alpha_D \cdot |M_1 + M_D| + \alpha_L \cdot M_L (1 + i))$$

M_1 : 상부 아치 정점부까지 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_1 = K_{m1} R_B \gamma D_h^3)$$

M_D : 상부 아치 정점부 위의 고정하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_D = -K_{m2} R_B \gamma D_h^2 H_e)$$

M_L : 완공 후 활하중에 의한 휨모멘트 (kN·m/m)

$$(M_L = K_{m3} R_U D_h A_L / k_4)$$

H_e : 토피고 H 와 $D_h/2$ 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

$$(R_U = [0.265 - 0.053 \log_{10}(N_f)] / (H/D_h)^{0.75} \leq 1.0)$$

A_L : 차량축하중 (kN)

k_4 : 표 8.4.2.5.2-1에서 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 (mm³/mm)

8.4.2.6 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.

$$T_f < \phi_j \cdot S_s \quad (8.4.2.6-1)$$

여기서, T_f : 설계압축력 (kN/m)

ϕ_j : 이음부 저항계수

S_s : 이음부 공칭강도 (kN/m)

8.4.2.7 구조적 뒤채움 범위

구조적 뒤채움 범위는 연직방향으로 최소토피고까지이고, 횡방향으로 표 8.4.2.7-1에 따른다.

표 8.4.2.7-1 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 보다 취약한 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

8.4.3 박스형 파형강판 구조물

8.4.3.1 적용범위

본 절에 제시된 박스형 파형강판 구조물의 일반적 형상은 그림 8.4.3.1-1과 같으며 본 절에 제시된 설계법은 높이, 지간 및 토피고의 범위가 표 8.4.3.1-1을 만족하는 경우에 적용할 수 있다. 표의 범위를 벗어나는 경우에는 흙과 구조물의 상호작용을 고려하는 엄밀한 구조해석이 필요하다.

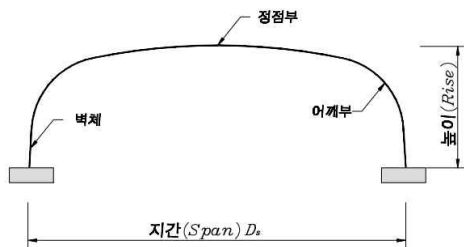


그림 8.4.3.1-1 박스형 파형강판 구조물 단면

표 8.4.3.1-1 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

8.4.3.2 최소토피고

박스형 파형강판 구조물의 최소토피고는 0.3m 이상을 유지해야 한다.

8.4.3.3 설계휨모멘트

박스형 파형강판 구조물의 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf} 는 다음과 같이 산정한다.

$$M_{cf} = \alpha_D M_{cD} + \max \{ \alpha_L M_{cL} (1 + i) , \alpha_E M_{cE} \} \quad (8.4.3.3-1)$$

$$M_{hf} = \alpha_D M_{hD} + \max \{ \alpha_L M_{hL} (1 + i) , \alpha_E M_{hE} \} \quad (8.4.3.3-2)$$

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

8.4.3.3.1 고정하중에 의한 휨모멘트

고정하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cD} = \kappa M_D \quad (8.4.3.3.1-1)$$

$$M_{hD} = (1 - \kappa) M_D \quad (8.4.3.3.1-2)$$

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)

8.4.3.3.2 활하중에 의한 휨모멘트

활하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cL} = \kappa M_L \quad (8.4.3.3.2-1)$$

$$M_{hL} = (1 - \kappa) k_R M_L \quad (8.4.3.3.2-2)$$

- 여기서, κ : 정점부 휨모멘트 분배계수 ($0.70 - 0.0328 D_s$)
 k_R : 어깨부 휨모멘트 감소계수 ($0.425 H + 0.48 \leq 1.0$)
 M_L : 트럭하중에 의한 휨모멘트 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) ($C_1 k_3 D_s A_L / k_4$)
 C_1 : 차량 축 개수와 지간에 따른 감소계수
 1.0 ; 차량축이 하나일 경우
 $0.5 + \frac{D_s}{15.24} \leq 1.0$; 차량축이 하나 이상일 경우
 k_3 : 활하중 재하 시 지간 및 토피에 따른 계수
 $\frac{0.08}{\left[\frac{H}{D_s}\right]^{0.2}}$; $D_s \leq 6m$ 인 경우
 $\frac{[0.08 - 0.002(3.28D_s - 20)]}{\left[\frac{H}{D_s}\right]^{0.2}}$; $6m < D_s \leq 8m$ 인 경우
 A_L : 차량축하중 (kN)
 차량 축 하나의 하중 ; $D_s < 3.6m$ 인 경우
 인접한 두 축의 합 하중 ; $D_s \geq 3.6m$ 인 경우
 k_4 : 표 8.4.2.5.2-1에서 제시된 등가선하중 환산계수 (m)

8.4.3.3.3 지진하중에 의한 휨모멘트

지진하중에 의한 정점부 및 어깨부 휨모멘트는 다음 식을 따른다.

$$M_{cE} = \kappa M_E \quad (8.4.3.3.3-1)$$

$$M_{hE} = (1 - \kappa) M_E \quad (8.4.3.3.3-2)$$

여기서, M_E : 지진하중에 의한 휨모멘트($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) ($M_D A_V$)

$$A_V : \text{수직가속도계수} \left(A_V = \frac{2}{3} A_H \right)$$

A_H : 수평가속도계수

8.4.3.4 휨강도 검토

한계상태에서 정점부 설계휨모멘트 M_{cf} 및 어깨부 설계휨모멘트 M_{hf} 는 소성설계모멘트 M_{pf} 를 초과하지 못한다.

$$M_{pf} = \phi_h Z F_y \quad (8.4.3.4-1)$$

여기서, ϕ_h : 소성힌지 저항계수

Z : 파형강판의 소성단면계수 (mm^3/mm)

F_y : 파형강판의 항복강도 (MPa)

8.4.3.5 이음부 강도

휨에 대해서만 설계하는 경우에 이음부 강도, $\phi_j \cdot S_m$ 는 M_{pf} 이상이어야 한다. 압축력과 휨을 동시에 고려할 경우에 이음부 강도 $\phi_j \cdot S_s$ 는 T_f 이상이어야 한다. 압축 및 휨에 의한 이음부 공칭강도 S_s 및 S_m 은 국내·외 기준에 등재된 값의 사용을 원칙으로 한다.

이음부는 설계하중에 의한 이음부의 휨모멘트와 $0.75M_{pf}$ 중 큰 값을 사용하여 설계한다.

8.4.3.6 구조적 뒤채움 범위

최소토포고 H_{\min} 는 0.3m 이고, 박스형 파형강판 구조물의 횡방향 구조적 뒤채움 최소범위는 그림 8.4.3.6-1과 같다.

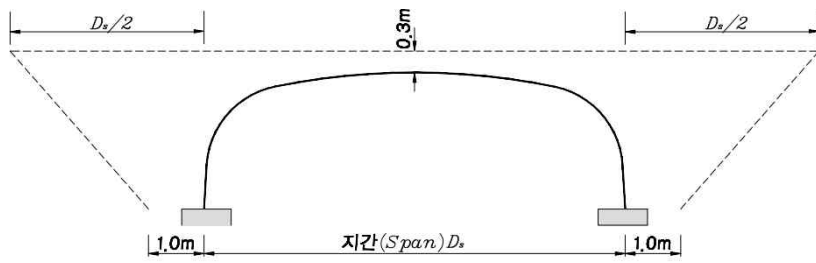


그림 8.4.3.6-1 박스형 과형강판 구조물 최소 구조적 뒤채움 범위

제9장 연 결

제9장 연 결

9.1 공통사항

9.1.1 일반사항

9.1.1.1 설계일반

- (1) 접합부의 설계강도 ϕR_n 은 이 절과 제1장에 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 가
정과 일치해야 한다.
- (4) 축력을 받는 부재의 축이 한 점에서 만나지 않을 경우에는 편심의 영향을 고려해야
한다.
- (5) 건축 구조물 접합부는 “건축강구조 표준접합상세지침”에 따르고 그렇지 않을 경우 구
조상의 안전에 이상이 없도록 해야 한다.

9.1.1.2 단순접합

- (1) 단순접합부는 무시할 정도로 작은 모멘트를 전달한다. 단순접합부는 구조해석 시에 회
전이 구속되지 않은 것으로 가정한다.
- (2) 설계도서에서 별도 지정이 없는 한 작은 보, 큰 보 또는 트러스 부재의 단순접합은 회전
에 대해 유연하게 설계해야 하며, 접합부에서 전달하는 축력 및 전단력에 대해서만 설계
하는 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 위
한 접합부의 자체 제한적 비탄성 변형은 허용된다.

9.1.1.3 모멘트접합

- (1) 모멘트접합부는 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.

9.1.1.4 편심접합

편심력이 작용하는 접합부에서는 편심의 영향을 고려해야 한다. 책임구조기술자가 확인한 경우에 소성회전중심법을 적용하여 접합부의 해석 및 설계를 할 수 있다.

9.1.1.5 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 (i) 또는 (ii)의 조건 중 하나에 따라 설계 되어야 한다. 두 가지 조건 중 엄격하지 않은 조건의 적용도 허용된다.
 - (i) 소요압축강도의 50%에 해당하는 축방향 인장력
 - (ii) 소요압축강도의 2%에 해당하는 횡방향 하중으로 인한 휨모멘트와 전단력. 횡방향 하중은, 부재에 작용하는 다른 하중을 제외하고, 이음부에 작용시켜야 한다. 부재는 편 연결된 것으로 가정하여 이음부의 전단과 휨모멘트를 정한다.

9.1.1.6 접합부의 최소강도

접합부의 설계강도는 45 kN 이상이어야 한다. 다만, 연결재, 새그로드 또는 띠장은 제외한다.

9.1.1.7 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 Γ 형강, 쌍 Γ 형강 부재 또는 이와 유사한 부재의 단부접합에서는 9.1.1.7(1)을 적용하지 않는다.

9.1.1.8 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.

9.1.1.9 볼트와 용접접합의 제한

다음의 접합부에 대해서는 용접 또는 마찰접합을 사용해야 한다.

- (1) 높이가 38m 이상인 다층 구조물의 기둥이음부
- (2) 높이가 38m 이상인 구조물의 기둥-보 연결부와 기둥가새가 연결된 모든 보의 접합부
- (3) 용량 50kN 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

9.1.1.10 이음부 설계세칙

- (1) 응력을 전달하는 필릿용접의 최소유효길이는 공칭용접치수의 10배 이상 또한 30mm 이상을 원칙으로 한다.
- (2) 응력을 전달하는 겹침이음은 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 하고, 겹침길이는 얇은

쪽 판 두께의 5배 이상 또한 20mm 이상으로 한다.

- (3) 고장력볼트의 공칭구멍직경은 표 9.1.1.10-1에 따른다.
- (4) 고장력볼트의 구멍중심간의 거리는 공칭직경의 2.5배를 최소거리로 하고 3배를 표준거리로 한다.
- (5) 고장력볼트의 구멍중심에서 피접합재의 연단까지의 최소거리는 연단부 가공방법을 고려하여 표 9.1.1.10-2에 따른다.
- (6) 고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판 두께의 12배 이하 또한 150mm 이하로 한다.

표 9.1.1.10-1 고장력볼트의 공칭구멍직경 (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 9.1.1.10-2 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	1.75d	1.25d

9.1.2 용접

9.1.2.1 그루브용접

9.1.2.1.1 완전용입 그루브용접

- (1) 모재의 규정 항복강도와 인장강도 이상이 되도록 용접된 완전용입 그루브용접의 공칭 강도는 접합되는 모재 중 공칭강도가 작은 쪽 값으로 한다.
- (2) 인장강도 600MPa 이상의 강종에 대해 언더매칭 용접을 한 경우에는 용접금속의 인장 강도를 기준으로 공칭강도를 정한다.

9.1.2.1.2 부분용입 그루브용접

- (1) 부분용입 그루브용접의 유효목두께는 $2\sqrt{t}$ (mm) 이상으로 한다. 여기서, t 는 접합부의 얇은 쪽 판의 두께이다.
- (2) 부분용입 그루브용접의 용접방법 및 그루브 형상에 따른 유효목두께는 표 9.1.2.1-1에 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 9.1.2.4-1에 따른다.

표 9.1.2.1-1 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		

9.1.2.2 필릿용접

9.1.2.2.1 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.

9.1.2.2.2 제한사항

- (1) 필릿용접의 최소치수는 표 9.1.2.2-1에 따른다.

표 9.1.2.2-1 필릿용접의 최소치수 (mm)

접합부의 얇은 쪽 소재 두께 t	필릿용접의 최소치수
$t < 6$	3
$6 \leq t < 13$	5
$13 \leq t < 20$	6
$20 \leq t$	8

- (2) 겹침이음의 필릿용접 최대치수 s 는 연단이 용접되는 판의 두께 t 에 대해서,
 - ① $t < 6\text{mm}$ 일 때, $s = t$
 - ② $t \geq 6\text{mm}$ 일 때, $s = t - 2\text{mm}$
- (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 4.2.3에 따른다.
- (5) 부재 단부에 용접된 필릿용접의 길이가 용접치수의 100배 이내인 경우에는 실제 용접된 길이를 유효길이로 사용할 수 있다. 용접길이가 용접치수의 100배를 초과하고, 300

배 이하인 경우에는 실제 용접된 길이에 다음의 감소계수, β 를 곱한 값을 필릿용접의 유효길이로 한다.

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{z}\right) \leq 1.0 \quad (9.1.2.2.2-1)$$

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 세그먼트 길이는 용접치수의 4배 이상이며 최소 40mm이어야 한다.
- (7) 겹침이음의 경우 최소 겹침길이는 연결부의 얇은 쪽 판 두께의 5배 또는 25mm로 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.

9.1.2.3 플러그 및 슬롯용접

9.1.2.3.1 유효면적

플러그 및 슬롯용접의 유효전단면적은 접합면에서의 구멍 또는 슬롯의 공칭단면적으로 한다.

9.1.2.3.2 제한사항

- (1) 플러그 및 슬롯용접은 겹침이음부에서의 전단력 전달, 겹침이음한 요소들 사이의 벌어진 틈 또는 좌굴을 방지, 조립단면의 요소들 사이의 접합 등을 위해 사용할 수 있다.
- (2) 플러그용접을 위한 구멍의 직경은 구멍이 있는 판의 두께에 8mm를 더한 값 이상, 용접 두께의 2.25배 또는 최소 직경에 3mm를 더한 값 이하로 한다.
- (3) 플러그용접의 최소 중심간격은 공칭구멍직경의 4배로 한다.

- (4) 슬롯용접의 슬롯길이는 용접두께의 10배 이하로 한다. 슬롯의 폭은 슬롯이 있는 판의 두께에 8mm를 더한 값 이상, 용접두께의 2.25배 이하로 한다. 슬롯의 끝부분은 반원형, 또는 귀통이를 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 슬롯길이의 2배로 한다.
- (7) 플러그 및 슬롯용접의 두께는 판 두께 16mm 이하의 경우 판 두께와 동일하게 하고, 16mm를 초과하는 경우에는 판 두께의 1/2이상으로 하되 최소 16mm로 한다.

9.1.2.3.3 공칭강도

플러그 및 슬롯용접의 공칭강도는 표 9.1.2.4-1에 따른다.

9.1.2.4 설계강도

- (1) 용접의 단위길이 당 설계강도, ϕR_n 은 식 (9.1.2.4-1)과 같이 구하며, 식 (9.1.2.4-2)에 따른 용접 단위길이 당 소요강도, P_u 이상이어야 한다.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_w \quad (9.1.2.4-1)$$

단, ϕ 와 F_{nw} 의 값은 표 9.1.2.4-1에 따른다.

- (2) 필릿용접의 단위길이 당 소요강도, P_u 는 용접의 단위길이 당 작용하는 모든 방향의 힘의 합력이며, 다음 식과 같이 계산할 수 있다.

$$P_u = \sqrt{P_{\perp}^2 + V_{\perp}^2 + V_{\parallel}^2} \quad (9.1.2.4-2)$$

여기서, P_{\perp} = 필릿용접의 유효면에 작용하는 수직력

V_{\perp} = 필릿용접의 유효면에서 용접축에 직각방향으로 작용하는 전단력

V_{\parallel} = 필릿용접의 유효면에서 용접축에 평행으로 작용하는 전단력

표 9.1.2.4-1 용접모재의 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
필릿용접	전단	$0.6F_u^{1), 2)}$	0.75
플러그, 슬롯용접	용접축에 평행한 인장, 압축	별도 검토하지 않음	
	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(HSB600)은 $0.56F_u$, 800MPa의 강종(HSA800, HSB800)은 $0.45F_u$ 를 적용하며, 인장강도가 이들 사이인 강종의 경우에는 보간법을 적용한다.

- (3) 책임구조기술자가 별도로 용접재의 강도 등급을 선택하여 용접부를 설계하는 경우에는 9.1.2.4(1) 대신에 용접재와 모재의 강도를 고려하여 용접부의 강도를 결정할 수 있다.
- (4) 강구조공사표준시방서에 따른 품질관리 구분 '나'의 구조물 중 용접검사 비파괴시험을 제외한 경우, 필릿용접부에 대해서는 식 (9.1.2.4-1)에 의해 계산한 값의 50%를 용접의 단위길이 당 설계강도값으로 취한다.

9.1.2.5 용접의 병용

접합부에서 2가지 이상의 용접유형 (그루브용접, 필릿용접, 플러그용접, 슬롯용접)을 병용할 경우, 용접군의 축에 대하여 각각 구분하여 계산해야 한다.

9.1.3 볼트

9.1.3.1 고장력볼트

- (1) 모든 고장력볼트는 너트회전법, 직접인장측정법, 토크관리법, T/S볼트 등을 사용하여 표 9.1.3.6-1에 주어진 설계볼트장력 이상으로 조여야 한다.
- (2) 마찰접합에서 하중이 접합부의 단부를 향할 때는 적절한 설계지압강도를 갖도록 9.1.3.5에 따라 검토해야 한다.
- (3) 다음의 경우에는 밀착조임을 사용할 수 있다. 여기서, 밀착조임이란 임팩트렌치로 수회 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

9.1.3.2 일반볼트

- (1) 일반볼트는 영구적인 구조물에 구조용으로는 사용할 수 없으며, 가체결용으로만 허용한다.
- (2) 일반볼트의 인장과 전단강도는 표 9.1.3.3-1에 따른다.
- (3) 일반볼트의 접합에서 인장과 전단의 조합의 경우에는 9.1.3.4에 따른다.
- (4) 일반볼트 구멍의 지압강도는 9.1.3.5에 따른다.

9.1.3.3 볼트의 인장 및 전단강도

- (1) 밀착조임 볼트, 장력도입 볼트, 또는 나사 강봉의 설계인장강도 또는 설계전단강도 ϕR_n ($\phi = 0.75$)은 인장과 전단의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = F_n A_b \quad (9.1.3.3-1)$$

여기서, F_n : 표 9.1.3.3-1에 따른 공칭인장강도 F_{nt} , 또는 공칭전단강도

$$F_{nv} \text{ (MPa)}$$

A_b : 볼트, 또는 나사 강봉의 나사가 없는 부분의 공칭단면적 (mm^2)

(2) 소요인장강도는 접합부의 변형에 의한 지레작용을 고려한 인장력으로 한다.

표 9.1.3.3-1 볼트의 공칭강도 (MPa)

강도		고장력볼트			일반볼트
		F8T	F10T	F13T	SS400 SM400
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 800mm 이하인 경우에 대한 것임. 이를 초과하는 경우에는 주어진 값의 85%를 적용함.

주 3) 인장강도의 0.4배

주 4) 인장강도의 0.5배

9.1.3.4 지압접합에서 인장과 전단의 조합

(1) 지압접합이 인장과 전단의 조합력을 받을 경우 볼트의 설계강도는 다음의 인장과 전단 파괴의 한계상태에 따라서 산정한다 ($\phi = 0.75$).

$$R_n = F_{nt}' A_b \quad (9.1.3.4-1)$$

여기서, F_{nt}' : 전단응력의 효과를 고려한 공칭 인장강도 (MPa)

$$F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (9.1.3.4-2)$$

F_{nt} : 표 9.1.3.3-1에 의한 공칭인장강도 (MPa)

F_{nv} : 표 9.1.3.3-1에 의한 공칭전단강도 (MPa)

f_v : 소요전단응력 (MPa)

- (2) 볼트의 설계전단응력이 단위면적 당 전단소요응력 f_v 이상이 되도록 설계한다.
- (3) 전단 또는 인장에 의한 소요응력 f 가 설계응력의 20% 이하이면 조합응력의 효과를 무시할 수 있다.

9.1.3.5 볼트구멍의 지압강도

- (1) 지압강도 한계상태에 대한 볼트구멍에서 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.75$)은 다음과 같이 산정한다.
 - ① 표준구멍, 과대구멍, 단슬롯의 모든 방향에 대한 지압력 또는 장슬롯이 지압력방향에 평행일 경우
 - 가) 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 있는 경우

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (9.1.3.5-1)$$

- 나) 사용하중상태에서 볼트구멍의 변형을 설계에 고려할 필요가 없는 경우

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (9.1.3.5-2)$$

- ② 장슬롯에 구멍의 방향에 직각방향으로 지압력을 받을 경우

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dt F_u \quad (9.1.3.5-3)$$

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.

9.1.3.6 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.

$$R_n = \mu h_f T_o N_s \quad (9.1.3.6-1)$$

- ① 표준구멍 또는 하중방향에 수직인 단슬롯에 대하여, $\phi = 1.00$
- ② 과대구멍 또는 하중방향에 평행한 단슬롯에 대하여, $\phi = 0.85$
- ③ 장슬롯구멍에 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 9.1.3.6-1의 고장력볼트의 설계볼트장력 (kN)

N_s : 전단면의 수

표 9.1.3.6-1 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
F13T	M16	203.7	136
	M20	318.2	213
	M22	394.4	264
	M24	458.3	307

주1) KS B 1010, 표 3에 규정된 볼트의 최소 인장하중

주2) 설계볼트장력은 KS B 1010에 규정된 볼트의 최소 인장하중에 0.67을 곱한 값

9.1.3.7 마찰접합에서 인장과 전단의 조합

마찰접합이 인장하중을 받아 장력이 감소할 경우 9.1.3.6에서 산정된 설계미끄럼강도에 다음계수를 사용하여 감소한 후 산정한다.

$$k_s = 1 - \frac{T_u}{T_o N_b} \quad (9.1.3.7-1)$$

여기서, N_b : 인장력을 받는 볼트의 수

T_o : 표 9.1.3.6-1에 따른 설계볼트장력 (kN)

T_u : 소요인장력 (kN)

9.1.3.8 편접합

(1) 휨모멘트를 받는 핀의 설계강도 ϕM_n 은 다음과 같이 산정한다 ($\phi = 0.90$).

$$M_n = 1.00 F_y Z \quad (9.1.3.8-1)$$

여기서, F_y : 핀의 항복강도 (MPa)

Z : 핀의 소성단면계수 (mm^3)

(2) 휨모멘트를 받는 핀의 설계전단강도 ϕV_n 은 다음과 같이 산정한다 ($\phi = 0.9$).

$$V_n = 0.6 F_y A_p \quad (9.1.3.8-2)$$

여기서, A_p : 핀의 단면적 (mm^2)

9.1.4 접합부재의 설계강도

9.1.4.1 설계인장강도

접합부재의 설계인장강도 ϕR_n 은 인장항복과 인장파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

(1) 접합부재의 인장항복에 대하여($\phi = 0.90$)

$$R_n = F_y A_g \quad (9.1.4.1-1)$$

(2) 접합부재의 인장파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = F_u A_e \quad (9.1.4.1-2)$$

여기서, A_e : 유효단면적 (mm^2)

볼트접합부의 경우에는 $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$

9.1.4.2 설계전단강도

접합부재의 설계전단강도 ϕR_n 은 전단항복과 전단파단의 한계상태에 따라 다음 중 작은 값으로 산정한다.

- (1) 접합부재의 전단항복에 대하여($\phi = 1.00$)

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \quad (9.1.4.2-1)$$

여기서, A_{gv} : 전단력을 받는 총단면적 (mm^2)

- (2) 접합부재의 전단파단에 대하여($\phi = 0.75$)

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} \quad (9.1.4.2-2)$$

여기서, A_{nv} : 유효전단단면적 (mm^2)

9.1.4.3 블록전단강도

전단 파괴선을 따라 발생하는 전단파단과 직각으로 발생하는 인장파단의 블록전단파단 한계상태에 대한 설계강도는 다음과 같이 산정한 공칭강도에 $\phi = 0.75$ 을 적용하여 구한다.

$$R_n = [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \quad (9.1.4.3-1)$$

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

9.1.4.4 설계압축강도

접합부재의 압축강도는 다음과 같이 산정한다.

- (1) $KL/r \leq 25$ 인 경우($\phi = 0.90$)

$$P_n = F_y A_g \quad (9.1.4.4-1)$$

(2) $KL/r > 25$ 인 경우, 제5장의 압축부재를 적용한다.

9.1.5 끼움재

- (1) 용접구조에서 두께 6mm 이상의 끼움재는 이음판의 연단 밖으로 돌출해야 하며 끼움재의 표면에 작용하는 하중을 이음판에 전달하는데 충분하도록 용접해야 한다.
- (2) 두께가 6mm 이하인 끼움재의 단부는 이음판의 단부와 일치되게 용접해야 한다. 이음 두께에 끼움재 두께를 더한 크기의 하중을 전달할 수 있도록 용접해야 한다.
- (3) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6mm 이하이면 전단강도는 감소하지 않는다고 가정한다.
- (4) 볼트접합에서 끼움재의 두께가 6mm 초과하고 19mm 이하일 때 감소계수 $[1 - 0.0154(t - 6)]$ 를 곱한다. 여기서 t 는 끼움재의 전체두께이다.

9.1.6 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.

9.1.7 지압강도

설계지압강도 ϕR_n 은 국부압축항복의 한계상태를 가정하여 다음과 같이 산정한다($\phi = 0.75$).
공칭지압강도 R_n 은 지압형태에 따라 다음과 같이 산정한다.

9.1.7.1 공장가공면, 핀의 구멍, 지압보강재 등의 지압

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (9.1.7.1-1)$$

여기서, F_y : 항복강도 (MPa)

A_{pb} : 투영된 지압면적 (mm^2)

9.1.7.2 확장롤러 및 확장록커

(1) $d \leq 635\text{mm}$ 인 경우

$$R_n = 1.2(F_y - 90) l d / 20 \quad (9.1.7.2-1)$$

(2) $d > 635\text{mm}$ 인 경우

$$R_n = 30.2(F_y - 90) l \sqrt{d} / 20 \quad (9.1.7.2-2)$$

여기서, d : 직경 (mm)

l : 지압길이 (mm)

9.1.8 주각부 및 콘크리트의 지압

주각부는 기둥의 하중과 모멘트를 기초에 전달할 수 있도록 설계되어야 한다. 콘크리트의 설계지압강도 $\phi_c P_p$ ($\phi_c = 0.65$)는 콘크리트압괴의 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한 다.

(1) 콘크리트 종단면이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \quad (9.1.8-1)$$

(2) 콘크리트 단면의 일부분이 지압을 받는 경우

$$P_p = 0.85 f_{ck} A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 1.7 f_{ck} A_1 \quad (9.1.8-2)$$

여기서, A_1 : 베이스플레이트의 면적 (mm^2)

A_2 : 베이스플레이트와 닦은꼴의 콘크리트 지지부분의 최대면적 (mm^2)

9.1.9 앵커볼트

- (1) 앵커볼트는 주각부의 베이스플레이트를 통해 전달되는 인장 및 전단하중에 대해 저항할 수 있도록 설계해야 한다.
- (2) 앵커볼트의 콘크리트 내 정착관련 규정은 “콘크리트구조기준(2012)” 부록 II를 참고한다.
- (3) 앵커볼트의 설계는 9.1.3.3에 따른다.

9.1.10 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 9.1.10.1, 9.1.10.2, 9.1.10.3 및 9.1.10.4에 의해 각각 설계한다.
- (2) 양측의 플랜지로부터 집중하중을 받는 경우에는 웨브 국부항복, 웨브 압축좌굴에 대하여 9.1.10.2, 9.1.10.5에 의해 각각 설계한다.
- (3) 큰 전단력을 받는 웨브 패널존은 9.1.10.6에 의해 설계한다.
- (4) 소요강도가 한계상태의 설계강도를 초과하는 경우에는 소요강도와 설계강도의 차이만큼 보강재 또는 2중플레이트를 설치해야 한다.
- (5) 추가되는 보강재와 2중플레이트에 대하여는 9.1.10.7 및 9.1.10.8에 의해 각각 설계한다.

9.1.10.1 플랜지 국부휨강도

플랜지에 수직으로 용접된 판에 작용된 인장력에 의해 국부휨을 받는 플랜지의 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.90$)은 다음과 같이 산정한다.

$$R_n = 6.25t_f^2 F_{yf} \quad (9.1.10.1-1)$$

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_f 는 플랜지 부재의 폭), 식 (9.1.10.1-1)의 검토는 필요하지 않다. 다만, 부재 단부로부터 집중하중에 저항하는 거리가 $10t_f$ 보다 작은 경우 R_n 의 50%를 저장한다.

9.1.10.2 웨브 국부항복강도

단일 집중하중과 2중 집중하중의 인장·압축 두 요소에 모두 적용된다. 집중하중이 작용하는 지점에서 웨브 필릿선단부의 설계강도 ϕR_n ($\phi = 1.00$)은 다음에 의해 산정한다.

웨브 국부공칭강도 R_n 은 다음에 의해서 산정한다.

(1) 인장 또는 압축 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 d 를 초과할 경우

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \quad (9.1.10.2-1)$$

(2) 상기의 집중하중의 작용점에서 재단까지의 거리가 부재깊이 d 이하일 경우

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \quad (9.1.10.2-2)$$

여기서, k : 플랜지의 바깥쪽 면으로부터 웨브 필릿선단까지의 거리 (mm)

F_{yw} : 웨브의 항복응력 (MPa)

N : 집중하중이 작용하는 폭 (다만 k 보다 작지 않을 것) (mm)

t_w : 웨브두께 (mm)

d : 부재의 전체깊이 (mm)

필요한 경우 수직보강재 또는 2중플레이트 한 쌍을 설치한다.

9.1.10.3 웨브 크리플링강도

이 조항은 압축 단일 집중하중과 2중 집중하중의 압축요소에 적용된다. 웨브 국부크리플링에 대한 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.75$)은 다음에 의해 산정한다.

웨브 크리플링 공칭강도 R_n 은 다음에 의해서 산정한다.

(1) 집중하중이 재단에서 $d/2$ 이상 떨어진 지점에 작용할 때

$$R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (9.1.10.3-1)$$

(2) 집중하중이 재단에서 $d/2$ 미만 떨어진 지점에 작용할 때

① $N/d \leq 0.2$ 인 경우

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (9.1.10.3-2)$$

② $N/d > 0.2$ 인 경우

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (9.1.10.3-3)$$

여기서, t_f : 플랜지 두께(mm)

강도가 부족할 경우, 1개의 수직보강재 또는 한 쌍의 수직보강재 또는 최소한 웨브깊이의 절반을 덮는 2중플레이트를 설치한다.

9.1.10.4 웨브 횡좌굴강도

집중 압축하중을 받는 휨부재의 하중작용점에서의 압축플랜지와 인장플랜지의 상대적 횡

방향이동이 구속되어 있지 않은 경우에 적용된다. 웨브의 횡좌굴에 대한 설계강도 ϕR_n ($\phi=0.85$)은 다음에 의해 산정한다.

웨브 횡좌굴 공칭강도 R_n 은 다음에 의해 산정한다.

(1) 압축플랜지가 회전에 대해서 구속될 때,

① $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 2.3$ 일 때,

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad (9.1.10.4-1)$$

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,

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad (9.1.10.4-2)$$

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 (9.1.10.4-1), 식 (9.1.10.4-2)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)

9.1.10.5 웨브 압축좌굴강도

양쪽 플랜지에 집중 압축력이 작용할 때 무보강 웨브의 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.90$)은 다음에 의해 산정한다.

$$R_n = \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \quad (9.1.10.5-1)$$

부재 단부로부터 한 쌍의 집중하중에 저항하는 거리가 $d/2$ 보다 작을 경우, R_n 의 50%를 저감한다. 필요한 경우에 단일 수직보강재와 한 쌍의 수직보강재 또는 웨브의 전체깊이를 덮는 2중플레이트를 설치한다.

9.1.10.6 웨브 패널존 전단강도

전단력과 압축력을 받는 패널존의 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.90$)은 다음에 의해 산정한다.

웨브 패널존 공칭강도 R_n 은 다음에 의해 산정한다.

(1) 골조 안정성에 대한 패널존 변형의 효과가 해석에서 고려되지 않을 때 :

① $P_r \leq 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \quad (9.1.10.6-1)$$

② $P_r > 0.4P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c} \right) \quad (9.1.10.6-2)$$

(2) 골조 안정성에 대한 소성 패널존 변형을 포함하는 것이 해석에서 고려될 때 :

① $P_r \leq 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (9.1.10.6-3)$$

② $P_r > 0.75P_c$ 일 때,

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c} \right) \quad (9.1.10.6-4)$$

식 (9.1.10.6-1), 식 (9.1.10.6-2), 식 (9.1.10.6-3), 식 (9.1.10.6-4)은 다음의 정의를 따른다.

A : 기둥 횡단면적(mm²)

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 : $F_y A$, 기둥의 축방향 항복강도(N)

t_{cf} : 기둥 플랜지의 두께(mm)

t_w : 기둥 웨브의 두께(mm)

필요한 경우 2중플레이트 또는 한 쌍의 대각보강재를 강접합경계 내에 설치해야 한다.

9.1.10.7 집중하중에 대한 추가 보강재 요구사항

- (1) 인장 집중하중에 저항하기 위해 요구되는 부재는 제4장에 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 5.6.2와 9.1.4.4에 의해 설계한다. 보강재를 플랜지에 용접하는 경우, 소요강도와 설계강도의 차이만큼 용접설계한다. 보강재를 웨브에 용접하는 경우, 보강재의 단부에 작용한 압축력의 차이만큼을 웨브에 전

달할 수 있도록 설계한다.

- (3) 압축력에 저항하는 전체깊이에 걸친 수직보강재는 5.6.2와 9.1.4.4에 따라 축방향 압축력을 받는 부재로 설계한다. 부재의 성능은 유효좌굴길이를 $0.75h$ 로 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 집합 플레이트 폭의 1/3보다 작아서는 안된다.
 - ② 집중하중을 받는 보강재 설계 시, 보강재의 두께는 t_f 의 1/2 그리고 b_f 의 1/15 이상으로 한다.
 - ③ 수직보강재의 길이는 9.1.10.5에서 요구하는 사항을 제외하고 부재깊이의 최소 1/2이상으로 한다.

9.1.10.8 집중하중에 대한 추가 2중플레이트 요구사항

2중플레이트는 압축강도에 대해서 제5장의 요구사항을, 인장강도에 대해서 제4장의 요구사항을 따른다. 전단강도(9.1.10.6 참고)에 대해서는 제6장을 따른다.

9.2 거더이음

9.2.1 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 9.1.3.7의 규정에 따른 마찰접합으로 설계해야 한다. 강구조물의 가설과 바닥판의 콘크리트 타설 도중에 이음부에서 미끄러짐이 발생하지 않도록 설계

해야 한다.

- ⑤ 이음점에서 강도한계상태에 대한 플랜지의 설계휨강도는 6.3.1.6의 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 최소값으로 설계전단력, V_{uw} 는 다음과 같다.

$$V_{uw} = 1.5 V_u \quad (V_u < 0.5\phi_v V_n \text{ 인 경우}) \quad (9.2.1-1)$$

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2} \quad (V_u \geq 0.5\phi_v V_n \text{ 인 경우}) \quad (9.2.1-2)$$

여기서, V_u : 이음점에서 설계하중에 의한 전단력

V_n : 6.3.1.9.2 또는 6.3.1.9.3에 규정된 웨브의 공칭전단강도

- ④ 강도한계상태에서의 설계전단력은 9.1.4.3에 규정된 웨브 이음판의 설계강도와 9.1.4.2에 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 최소값으로 설계전단력은 1.5절에 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.

$$F_{cf} = \frac{\left(\frac{f_{cf}}{R_h} + \alpha \phi_f F_{yf} \right)}{2} \geq 0.75 \alpha \phi_f F_{yf} \quad (9.2.1-3)$$

여기서, f_{cf} : 이음점에서 설계하중에 의한 제어 플랜지 두께 중심에서의 최대 휨 응력

R_h : 6.3.1.4.3에 규정된 응력감소계수

플랜지의 설계응력이 웨브의 항복강도를 초과하지 않는 서로 다른 종류의 강재로 구성된 단면의 경우 응력감소계수는 1.0을 사용한다.

α : 1.0 (단, F_n 이 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.

$$A_e = \left(\frac{\phi_u F_u}{\phi_y F_y} \right) A_n \leq A_g \quad (9.2.1-4)$$

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_e 중 작은 값을 곱하여 구한 최소강도값 이상의 강도를 갖도록 설계해야 한다. 여기서, F_{ncf} 는 다음과 같다.

$$F_{ncf} = R_{cf} \left| \frac{f_{ncf}}{R_h} \right| \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yt} \quad (9.2.1-5)$$

여기서, R_{cf} : 제어 플랜지의 f_{cf} 에 대한 F_{cf} 의 비의 절대값

f_{ncf} : f_{nf} 와 동일한 이음점에서의 비제어 플랜지 두께 중앙점의 설계휨응력, 인장응력은 (+), 압축응력은 (-)

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 플랜지 응력감소계수

강도한계상태에서 인장력을 받는 이음판의 설계단면력은 9.1.4.1에 규정된 설계인장강도를 초과하지 않도록 해야 한다. 압축력을 받는 이음판의 설계단면력은 다음의 설계압축강도, R_r 을 초과하지 않도록 해야 한다.

$$R_r = \phi_c F_y A_s \quad (9.2.1-6)$$

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 볼트 이음부의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 플랜지의 설계단면력은 사용하중조합에 의한 설계응력, F_s 에 이음 양측의 플랜지 전 단면적 중 작은 값을 곱하여 구한 값 이상이어야 한다. 여기서, F_s 는 다음과 같다.

$$F_s = \frac{f_s}{R_h} \quad (9.2.1-7)$$

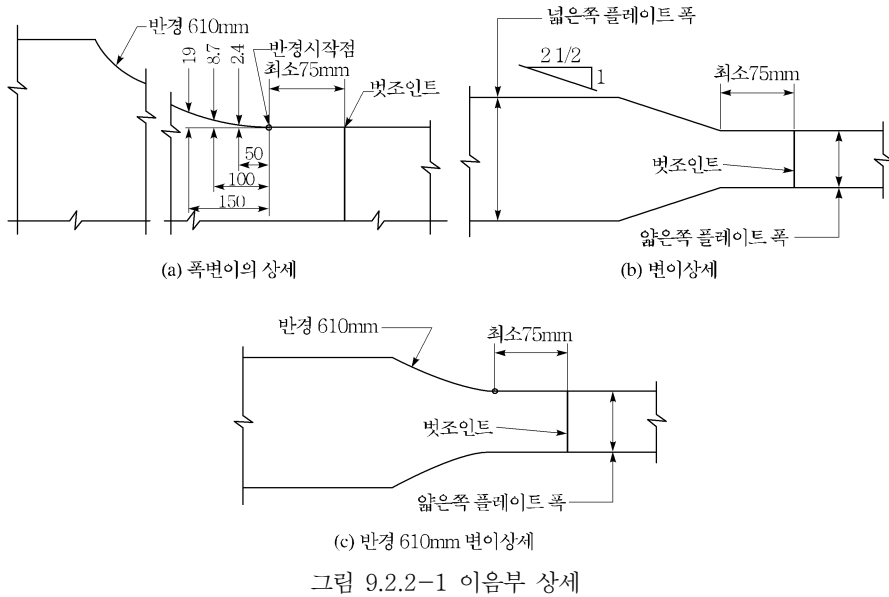
여기서, f_s : 사용하중조합에 의한 이음점에서 작은 쪽 단면의 검토대상 플랜지 두께에서의 휨응력

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 플랜지 응력감소계수

끼움재가 필요한 경우에는 9.1.5의 규정을 적용해야 한다.

9.2.2 용접이음

용접이음의 설계나 세부사항은 명시된 사항 또는 “AWS D1.1”과 “도로교표준시방서”와 “AWS D1.5”의 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 9.2.2-1에서와 같은 대칭인 변화부를 가져야 한다. 계약서에는 서로 다른 두께의 그루브용접이음부의 오프셋 표면 기울기가 1/2.5 이하가 되도록 규정해야 한다.



9.3 강관구조접합

이 절은 균일두께의 강관 접합부설계에 적용한다. 강관구조 볼트접합의 부가적인 요구사항은 9.1절을 참조한다.

9.3.1 강관구조의 집중하중

9.3.1.1 적용한계

본 절의 규정은 다음과 같은 제한 범위내의 접합부에만 적용할 수 있다.

9.3.1.1.1 강도 : 강관에 대하여 $F_y \leq 360 \text{ MPa}$

9.3.1.1.2 연성 : 강관에 대하여 $F_y / F_u \leq 0.8$

9.3.1.2 축직각방향 집중하중

9.3.1.2.1 원형강관

집중하중이 강관축에 직각으로 분포할 때, 국부항복 한계상태에 관한 설계강도 ϕR_n ($\phi = 0.90$)은 다음과 같이 산정한다.

$$\phi R_n = F_y t^2 [5.5 / (1 - 0.81 B_p / D)] Q_f \quad (9.3.1.2.1-1)$$

여기서, Q_f 는 식 (9.3.2.1-1)에 따른다.

추가적인 제한 요건은 다음과 같다.

$$(1) 0.2 < B_p / D \leq 1.0$$

$$(2) \text{T형 접합에 대하여 } D/t \leq 50, \text{ X형 접합에 대하여 } D/t \leq 40$$

9.3.1.2.2 각형강관

집중하중이 강관축에 직각으로 분포할 때, 설계강도 ϕR_n 은 비균일 하중분포로 인한 국부항복, 전단항복(뚫림), 측벽강도의 한계상태에 따라 구한 값 중에서 최소값으로 한다.

추가적인 제한요건은 다음과 같다.

$$(1) 0.25 < B_p / B \leq 1.0$$

$$(2) \text{하중을 받는 관벽의 두께에 대해 } B/t \leq 35$$

① 하중이 전달된 관내의 비균일 하중분포에 의한 관재의 국부항복 한계상태($\phi = 0.95$)

$$R_n = [10 F_y t / (B/t)] B_p \leq F_{yp} t_p B_p \quad (9.3.1.2.2-1)$$

② 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$R_n = 0.6 F_y t [2 t_p + 2 B_{ep}] \quad (9.3.1.2.2-2)$$

여기서, $B_{ep} = 10 B_p / (B/t) \leq B_p$

$B_p > (B - 2t)$ 인 경우와 $B_p < 0.85 B$ 인 경우 한계상태는 검토할 필요가

없다.

- ③ 인장력을 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 최소값으로 한다.

주강관과 지강관의 폭이 동일($\beta = 1.0$)하지 않다면 이러한 한계상태는 검토할 필요가 없다.

가) 측벽 국부항복의 한계상태($\phi = 1.0$)

$$R_n = 2F_y t [5k + N] \quad (9.3.1.2.2-3)$$

여기서, k : 강관모서리의 외부반경, 명확하지 않을 경우에 $1.5t$ 로 한다.

나) T형 접합에서 측벽의 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.75$)

$$R_n = 1.6t^2 [1 + 3N/(H - 3t)] (EF_y)^{0.5} Q_f \quad (9.3.1.2.2-4)$$

여기서, Q_f 는 식 (9.3.2.2-1)에 따른다.

다) X형 접합에서 측벽의 국부좌굴의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$R_n = [48t^3/(H - 3t)] (EF_y)^{0.5} Q_f \quad (9.3.1.2.2-5)$$

여기서, Q_f 는 식 (9.3.2.2-1)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_e 를 다음과 같이 제한하여 충족시킬 수 있다.

$$L_e = 2[10/(B/t)] [(F_y t)/(F_{yp} t_p)] B_p \leq 2B_p \quad (9.3.1.2.2-6)$$

여기서, L_e : 직교하는 판 양측의 용접에 대한 총 용접유효길이(mm)

식 (9.3.1.2.2-6) 대신 다른 합리적인 방법에 의하여 구할 수 있다.

9.3.1.3 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_n 은 주강관 소성화 한계상태에 대하여 다음과 같이 산정한다.

9.3.1.3.1 원형강관

추가적인 제한요건 : T형 접합에 대하여 $D/t \leq 50$, X형 접합에 대하여 $D/t \leq 40$ ($\phi = 0.90$)

$$R_n = 5.5 F_y t^2 (1 + 0.25 N/D) Q_f \quad (9.3.1.3.1-1)$$

여기서, Q_f 는 식 (9.3.2.1-1)에 따른다.

9.3.1.3.2 각형강관

추가적인 제한요건 : 하중을 받는 판 벽에 관한 $B/t \leq 40$ ($\phi = 1.00$)

$$R_n = [F_y t^2 / (1 - t_p/B)] [2N/B + 4(1 - t_p/B)^{0.5} Q_f] \quad (9.3.1.3.2-1)$$

여기서, $Q_f = (1 - U^2)^{0.5}$, U 는 식 (9.3.2.2-3)에 따른다.

9.3.1.4 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.

$$F_{yp}t_p \leq F_u t \quad (9.3.1.4-1)$$

9.3.1.5 각형강관의 단부 마구리판에 작용하는 축방향 집중하중

강관의 단부가 마구리판으로 막힌 면에 부재축방향의 집중하중이 작용할 때, 설계강도 ϕR_n 은 전단됨을 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.

9.3.1.5.1 1개의 벽체에 대한 국부항복 한계상태

$$R_n = F_y t [5t_p + N] \leq B F_y t \quad (9.3.1.5.1-1)$$

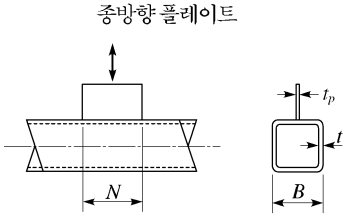
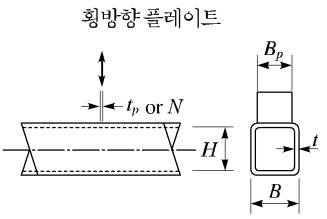
$$\phi = 1.00$$

9.3.1.5.2 한 개의 벽체에 대한 국부 크리플링 한계상태

$$R_n = 0.8t^2 \left[1 + (6N/B)(t/t_p)^{1.5} \right] [EF_y t_p / t]^{0.5} \quad (9.3.1.5.2-1)$$

$$\phi = 0.75$$

표 9.3.1.5.2-1 각형강관과 강관접합부의 공칭강도

접합형태	접합부의 공칭강도
<p>종방향 플레이트</p> 	$\beta \leq 0.85$ 기본 : 주강관의 소성화
	$R_n = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2N}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right)$
<p>횡방향 플레이트</p> 	$\beta \approx 1.0$ 기본 : 강관의 측벽강도
	<p>인장과 압축 : $R_n = 2F_y t [5k + N]$</p> <p>T형 접합의 압축 : $R_n = 1.6t^2 \left[1 + \frac{3N}{H-3t} \right] \sqrt{EF_y} Q_f$</p> <p>X형 접합의 압축 : $R_n = \frac{48t^3}{H-3t} \sqrt{EF_y} Q_f$</p>
	$0.85 \leq \beta \leq 1 - 2t/B$ 기본 : 뚫림전단 파괴
	$R_n = 0.6F_y t [2t_p + 2B_{ep}]$
	<p>모든 β 기본 : 비균일 하중분포</p>
	$R_n = \frac{10}{B/t} F_y t B_p \leq F_{yp} t_p B_p$
수식과 사용범위	

$$\frac{B}{t} \leq 35 : \text{횡방향 판의 경우}$$

$$\leq 40 : \text{종방향 판의 경우}$$

$$0.25 < \frac{B_p}{B} \leq 1.0 : \text{횡방향 판의 경우}$$

$$B_{ep} : \frac{10B_p}{B/t} \leq B_p$$

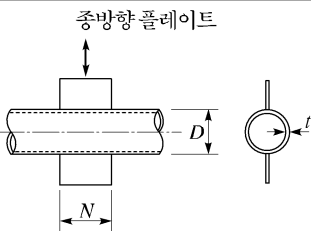
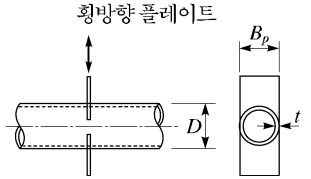
$$k : \text{강관의 모서리 외부반경} \geq 1.5t$$

$$Q_f : 1.0 \text{ (주관이 인장을 받는 횡방향 판 접합)}$$

$$Q_f : 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0 \text{ (주관이 압축을 받는 횡방향 판 접합)}$$

$$Q_f : \sqrt{1 - U^2} \text{ (종방향 판의 경우)}$$

표 9.3.1.5.2-2 강관과 강관접합부의 공칭강도

접합형태	접합부의 공칭강도		
	축력	면내 휨	면외 휨
	<p>주관의 소성화</p> $R_n = 5.5 F_y t^2 \left(1 + 0.25 \frac{N}{D} \right) Q_f$	$M_n = 0.8 N R_n$	—
	$R_n = F_y t^2 \left[\frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_p}{D}} \right] Q_f$	—	$M_n = 0.5 B_p R_n$

합수 및 타당성 범위

$\frac{D}{t} \leq 50$: T형 접합인 경우, $\frac{D}{t} \leq 40$: X형 접합인 경우

$0.2 < \frac{B_p}{D} \leq 1.0$ (횡방향 판의 경우)

Q_f : 1.0 (인장을 받는 주관)

Q_f : $1.0 - 0.3 U(1 + U) \leq 1.0$ (압축을 받는 주관)

9.3.2 강관 간의 트리스접합

강관구조의 트리스접합은 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 접

합을 X형 접합으로 분류한다.

- (4) 접합부가 2개 이상의 주강관과 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.

9.3.2.1 원형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력 상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f 를 통하여 구한다.

- (1) 주강관이 인장인 경우

$$Q_f = 1.0$$

- (2) 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1 + U) \quad (9.3.2.1-1)$$

여기서, $U = |P_u/A_g F_c + M_u/SF_c|$; 유효성비 (9.3.2.1-2)

P_u : 주강관의 소요압축강도(N); K-이음에서 P_u 은 더 작은 압축응력을 갖는 이음 부분에서 결정한다.(작은 U 값)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N·mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^2)

$$F_c = F_y \text{ (MPa)}$$

9.3.2.1.1 적용한계

접합 형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때만 이 규정을 적용할 수 있다.

- (1) 접합부 편심 : K형 접합에 대하여, $-0.55D \leq e \leq 0.25D$, 여기서 D 는 바깥지름, e 는 지강관에서 떨어진 거리로서 양의 수를 나타낸다.
- (2) 지강관 각도 : $\theta \geq 30^\circ$
- (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, $0.2 < D_b/D \leq 1.0$ 이고, 간격 K형 접합은 $0.4 \leq D_b/D \leq 1.0$

(7) 간격 K접합인 경우 : g 는 지강관 벽두께 총합 이상

(8) 겹침 K접합인 경우 : $25\% \leq O_v \leq 100\%$

여기서, $O_v = (q/p) \times 100\%$; p 는 주강관에 대한 겹치는 지강관의 투영길이; q 는 (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 $F_y \leq 360 \text{ MPa}$

(11) 연성 : $F_y/F_u \leq 0.8$

9.3.2.1.2 T, Y, X형 접합의 압축력을 받는 지강관

T- 및 Y-형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n 은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 얻어진 값 중에서 작은 값으로 한다.

(1) T- 및 Y-형 접합에 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 [3.1 + 15.6 \beta^2] \gamma^{0.2} Q_f \quad (9.3.2.1.2-1)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = 0.6F_y t \pi D_b [(1 + \sin\theta)/2 \sin^2\theta] \quad (9.3.2.1.2-2)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 일 때, 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) X형 이음에서 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 [5.7/(1 - 0.81\beta)] Q_f \quad (9.3.2.1.2-3)$$

9.3.2.1.3 K형 접합의 압축력을 받는 지강관

K형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n 은 간격접합과 겹침접합에 관한 주강관 소성화의 한계상태와 간격접합에 관한 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 얻어진 값 중에서 작은 값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

압축 지강관의 경우 :

$$P_n \sin\theta = F_y t^2 [2.0 + 11.33 D_b/D] Q_g Q_f \quad (9.3.2.1.3-1)$$

여기서, D_b 는 단지 압축 지강관에 대하여만 관련된다.

$$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{e^{\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right)} + 1} \right] \quad (9.3.2.1.3-2)$$

간격접합에서 g (용접치수를 무시한 주강관 상단부를 따라 측정된)는 양수이다. 겹침접합에서 g 는 음수이고 q 와 같다.

인장 지강관의 경우 :

$$P_n \sin \theta = (P_n \sin \theta)_{\text{압축지관}} \quad (9.3.2.1.3-3)$$

(2) 간격 K형 접합에서 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = 0.6 F_y t \pi D_b [(1 + \sin \theta) / 2 \sin^2 \theta] \quad (9.3.2.1.3-4)$$

9.3.2.2 각형강관

주강관 하중과 국부지강관 이음하중에 의한 응력 상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f 에 반영한다.

주강관이 인장인 경우 :

$$Q_f = 1$$

T, Y, X형 접합에서 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.3 - 0.4 U / \beta \leq 1 \quad (9.3.2.2-1)$$

간격 K형 접합에서 주강관이 압축인 경우

$$Q_f = 1.3 - 0.4 U / \beta_{eff} \leq 1 \quad (9.3.2.2-2)$$

$$\text{여기서, } U = |P_u / A_g F_c + M_u / S F_c| \quad ; \text{ 유효성비} \quad (9.3.2.2-3)$$

P_u : 주강관의 소요축강도(N); 간격 K형 접합에서 P_u 는 더 큰 압축응력

을 갖는 접합부분에서 결정한다.(더 큰 U 값)

M_u : 주강관의 소요휨강도 (N·mm)

A_g : 주강관의 총단면적 (mm^2)

F_c : 설계응력 (MPa)

S : 주강관의 탄성단면계수 (mm^3)

$F_c = F_y$ (MPa)

9.3.2.2.1 적용한계

접합형상이 다음 한계 내에 있을 때에만 이 규정을 적용할 수 있다.

- (1) 접합부 편심 : K형 접합에 대하여, $-0.55H \leq e \leq 0.25H$. 여기서, H 는 주강관의 높이, e 는 지강관에서 떨어진 거리로 양의 수이다.
- (2) 지강관 각도 : $\theta \geq 30^\circ$
- (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 : $0.5 \leq \text{높이와 폭의 비} \leq 2.0$
- (8) 겹침접합 : $25\% \leq O_v \leq 100\%$
여기서, $O_v = (q/p) \times 100\%$. p 는 주강관에 대한 겹쳐지는 지강관의 투영길이; 주강관의 접촉면에서 측정한 겹친길이이다. 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 $F_y \leq 360 \text{ MPa}$
- (12) 연성 : $F_y/F_u \leq 0.8$

(13) 다른 제한들은 특별규정을 적용한다.

9.3.2.2.2 T, Y, X형 접합의 압축력을 받는 지강관

T, Y, X형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n 은 주강관 소성화, 전단항복(뚫림), 측벽강도, 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태들에 따라 얻어진 값들 중 최소값으로 한다. 또한 9.3.2.2.1의 적용범위 β 는 0.25 이하로 할 수 없다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 [2\eta / (1 - \beta) + 4 / (1 - \beta)^{0.5}] Q_f \quad (9.3.2.2.2-1)$$

$\beta > 0.85$ 일 때, 이 제한은 검토할 필요가 없다.

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B [2\eta + 2\beta_{eop}] \quad (9.3.2.2.2-2)$$

식 (9.3.2.2.2-2)에서 유효외부뚫림변수 $\beta_{eop} = 5\beta/\gamma$ 는 β 를 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 국부항복 응력과 측벽 국부크리플링강도 중에서 작은 값으로 한다. 90°보다 작은 지강관을 갖는 X형 접합에 대하여는, 주강관 측벽의 전단파괴에 관하여 6.2.1.2.5에 추가적으로 검토해야 한다.

주강관과 지강관이 같은 폭($\beta = 1.0$)이 아니라면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

① 국부항복의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$P_n \sin \theta = 2 F_y t [5k + N] \quad (9.3.2.2.2-3)$$

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($\phi = 0.75$)

$$P_n \sin\theta = 1.6t^2 [1 + 3N/(H - 3t)] (EF_y)^{0.5} Q_f \quad (9.3.2.2.2-4)$$

③ X형 접합에서 측벽 국부크리플링의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin\theta = [48t^3/(H - 3t)] (EF_y)^{0.5} Q_f \quad (9.3.2.2.2-5)$$

(4) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = F_{yb} t_b [2H_b + 2b_{coi} - 4t_b] \quad (9.3.2.2.2-6)$$

$$\text{여기서, } b_{coi} = [10/(B/t)] [F_y t / (F_{yb} t_b)] B_b \leq B_b \quad (9.3.2.2.2-7)$$

$\beta < 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

9.3.2.2.3 간격 K형 접합에서 압축력을 받는 지강관

간격 K형 접합의 경우, 지강관의 설계강도 ϕP_n 은 주강관벽 소성화, 전단항복(뚫림), 전단항복, 비균일 하중분포로 인한 전단항복과 국부항복의 한계상태들에 따라 구한 최소값으로 한다. 9.3.2.2.1의 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($\phi = 0.90$)

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 [9.8 \beta_{eff} \gamma^{0.5}] Q_f \quad (9.3.2.2.3-1)$$

② 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B [2\eta + \beta + \beta_{cop}] \quad (9.3.2.2.3-2)$$

식 (9.3.2.2.3-2)에서 유효외부뚫림변수 $\beta_{cop} = 5\beta/\gamma$ 는 β 를 초과해서는 안 된다. 이 한계상태는 $B_b < (B - 2t)$ 또는 지강관이 정사각형이 아닌 경우에만 검토할 필요가 있다.

③ 간격에서 주강관의 전단항복의 한계상태에 관하여, 설계강도는 제5장에 따라 검토한다.

이 한계상태는 주강관이 정사각형이 아닌 경우에만 검토할 필요가 있다.

④ 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$P_n = F_y t_b [2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b] \quad (9.3.2.2.3-3)$$

$$\text{여기서, } b_{eoi} = [10/(B/t)] [F_y t/(F_y t_b)] B_b \leq B_b \quad (9.3.2.2.3-4)$$

이 한계상태는 지강관이 정사각형이 아니거나 $B/t < 15$ 인 경우에만 검토할 필요가 있다.

9.3.2.2.4 겹침 K형 접합에서 압축력을 받는 지강관

겹침 K형 접합에서 지강관의 설계강도 ϕP_n 은 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태로부터 결정한다($\phi = 0.95$).

겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $25\% \leq O_v < 50\%$ 인 경우

$$P_n = F_y t_{bi} [(O_v/50)(2H_{bi} - 4t_{bi}) + b_{eoi} + b_{eov}] \quad (9.3.2.2.4-1)$$

겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $50\% \leq O_v < 80\%$ 인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} [2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{eoi} + b_{eov}] \quad (9.3.2.2.4-2)$$

겹치는 지강관에 대하여, 그리고 겹치는 지강관의 측정된 겹침이 $80\% \leq O_v < 100\%$ 인 경우

$$P_n = F_{ybi} t_{bi} [2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{eov}] \quad (9.3.2.2.4-3)$$

여기서, b_{eoi} : 주강관에 용접된 지강관 면의 유효폭

$$= [10/(B/t)] [(F_y t)/(F_{ybi} t_{bi})] B_{bi} \leq B_{bi} \quad (9.3.2.2.4-4)$$

b_{eov} : 겹친 브레이스에 용접된 지강관 면의 유효폭

$$= [10/(B_{bj}/t_{bj})] [(F_{ybj} t_{bj})/(F_{ybi} t_{bi})] B_{bi} \leq B_{bi} \quad (9.3.2.2.4-5)$$

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_n 은 식 (9.3.2.2.4-1), 식 (9.3.2.2.4-2) 및 식 (9.3.2.2.4-3)에 의한 겹치는 지강관의 강도 P_n 에 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)

9.3.2.2.5 지강관의 용접

강관 이음부에서 강관 벽의 상대적 유연성의 차이로 인하여, 용접선을 따라 하중전달의 비균일성은 용접부에 비례하여 고려해야 한다. 각형강관에 홈용접과 필릿용접의 총 유효용접길이 L_e 는 다음과 같이 제한한다.

(1) T, Y, X형 접합에서

$\theta \leq 50^\circ$ 인 경우 :

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (9.3.2.2.5-1)$$

$\theta \geq 60^\circ$ 인 경우 :

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} \quad (9.3.2.2.5-2)$$

50° 와 60° 사이의 θ 값에 대한 L_e 를 구하기 위하여 직선보간법을 사용한다.

(2) 각 지강관 주위의 간격 K형 접합에서

$\theta \leq 50^\circ$ 인 경우 :

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (9.3.2.2.5-3)$$

$\theta \geq 60^\circ$ 인 경우 :

$$L_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (9.3.2.2.5-4)$$

50°와 60° 사이의 θ 값에 대한 L_e 를 구하기 위하여 직선보간법을 사용한다.

식 (9.3.2.2.5-1)~식 (9.3.2.2.5-4)까지의 위의 규정 대신에 다른 합리적인 방법도 허용한다.

9.3.3 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.

9.3.3.1 원형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f 를 통하여 반영된다.

주강관이 인장인 경우 :

$$Q_f = 1.0$$

주강관이 압축인 경우 :

$$Q_f = 1.0 - 0.3U(1 + U) \quad (9.3.3.1-1)$$

$$\text{여기서, } U = |P_u/A_g F_c + M_u/SF_c| \quad ; \text{ 유효성비} \quad (9.3.3.1-2)$$

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)

9.3.3.1.1 적용한계

이음 형상이 다음의 적용한계 내에 있을 때에만 이 규정을 적용할 수 있다.

- (1) 지강관 각도 : $\theta \geq 30^\circ$
- (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 $F_y \leq 360 \text{ MPa}$
- (7) 연성 : $F_y/F_u \leq 0.8$

9.3.3.1.2 T, Y, X형 접합에서 지강관의 면내휨모멘트

설계강도 ϕM_n 은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 구해진 값 중에서 최소값으로 한다.

- (1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$M_n \sin \theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \quad (9.3.3.1.2-1)$$

- (2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 [(1 + 3 \sin \theta) / 4 \sin^2 \theta] \quad (9.3.3.1.2-2)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

9.3.3.1.3 T, Y, X형 접합에서 지강관의 면외 휨모멘트

설계강도 ϕM_n 은 주강관의 소성화, 전단항복(뚫림)의 한계상태에 따라 구해진 값 중에서 최소값으로 한다.

(1) 주강관 소성화의 한계상태($\phi = 0.90$)

$$M_n \sin \theta = F_y t^2 D_b [3.0 / (1 - 0.81\beta)] Q_f \quad (9.3.3.1.3-1)$$

(2) 전단항복(뚫림)의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = 0.6 F_y t D_b^2 [(3 + \sin \theta) / 4 \sin^2 \theta] \quad (9.3.3.1.3-2)$$

$\beta > (1 - 1/\gamma)$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

9.3.3.1.4 T, Y, X형 접합에서 지강관의 휨모멘트와 압축력의 조합

지강관의 압축력, 면내 휨모멘트, 면외 휨모멘트 또는 이러한 하중효과들의 조합력을 받는 접합부는 다음을 만족해야 한다.

$$(P_u / \phi P_n) + (M_{u-ip} / \phi M_{n-ip})^2 + (M_{u-op} / \phi M_{n-op}) \leq 1.0 \quad (9.3.3.1.4-1)$$

여기서, P_u : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요축강도 (N)

ϕP_n : 9.3.2.2.2으로부터 구한 설계강도

M_{u-ip} : 지강관의 소요 면내 휨강도 (N·mm)

ϕM_{n-ip} : 9.3.3.2.2으로부터 구한 설계휨강도

M_{u-op} : 지강관의 소요 면외 휨강도 (N·mm)

ϕM_{n-op} : 9.3.3.2.3으로부터 구한 설계휨강도

9.3.3.2 각형강관

주강관 하중과 국부 지강관 이음하중에 의한 응력상호작용은 주강관 응력상관계수 Q_f 를 반영한다.

주강관이 인장인 경우 :

$$Q_f = 1.0$$

주강관이 압축인 경우 :

$$Q_f = (1.3 - 0.4U/\beta) \leq 1 \quad (9.3.3.2-1)$$

$$\text{여기서, } U = |P_r/A_g F_c + M_r/SF_c| \quad ; \text{ 유효성비} \quad (9.3.3.2-2)$$

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^3)

$F_c = F_y$ (MPa)

9.3.3.2.1 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 : $0.5 \leq \text{높이와 폭의 비} \leq 2.0$
- (7) 강도 : 주강관과 지강관에 대하여 $F_y \leq 360 \text{ MPa}$
- (8) 연성 : $F_y/F_u \leq 0.8$

(9) 다른 제한들은 특별규정을 적용한다.

9.3.3.2.2 T, X형 접합에서 지강관의 면내 휨모멘트

설계강도 ϕM_n 은 주강관 소성화, 측벽 국부항복, 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계 상태들에 따라 구한 최소값이다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y t^2 H_b [(1/2\eta) + 2/(1-\beta)^{0.5} + \eta/(1-\beta)] Q_f \quad (9.3.3.2.2-1)$$

$\beta > 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(2) 측벽 국부좌굴의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (9.3.3.2.2-2)$$

여기서, F_y^* : T형 접합에 대하여 F_y

F_y^* : X형 접합에 대하여 $0.8 F_y$

$\beta < 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = F_{yb} [Z_b - (1 - b_{eoi}/B_b) B_b H_b t_b] \quad (9.3.3.2.2-3)$$

$$\text{여기서, } b_{eoi} = [10/(B/t)] [F_y t / (F_{yb} t_b)] B_b \leq B_b \quad (9.3.3.2.2-4)$$

Z_b : 휨축에 대한 지강관의 소성단면계수 (mm^2)

$\beta < 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

9.3.3.2.3 T, X형 접합에서 지강관의 면외 휨모멘트

설계강도 ϕM_n 은 주강관벽 소성화, 측벽 국부항복, 비균일 하중분포로 인한 국부항복, 주강관의 뒎파단의 한계상태들에 따라 구한 최소값으로 한다.

(1) 주강관벽 소성화의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y t^2 \left[0.5 H_b (1 + \beta) / (1 - \beta) + [2 B B_b (1 + \beta) / (1 - \beta)]^{0.5} \right] Q_f \quad (9.3.3.2.3-1)$$

$\beta > 0.85$ 이상이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(2) 측벽 국부항복의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = F_y^* t (B - t) (H_b + 5t) \quad (9.3.3.2.3-2)$$

여기서, F_y^* : T형 접합에 대하여 F_y

F_y^* : X형 접합에 대하여 $0.8 F_y$

$\beta < 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(3) 비균일 하중분포로 인한 국부항복의 한계상태($\phi = 0.95$)

$$M_n = F_{yb} \left[Z_b - 0.5 (1 - b_{coi} / B_b)^2 B_b^2 t_b \right] \quad (9.3.3.2.3-3)$$

$$\text{여기서, } b_{coi} = [10 / (B / t)] [F_y t / (F_{yb} t_b)] B_b \leq B_b \quad (9.3.3.2.3-4)$$

Z_b : 휨축에 대한 지강관의 소성단면계수 (mm^2)

$\beta < 0.85$ 이면 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

(4) 주강관 뒎틀림의 한계상태($\phi = 1.00$)

$$M_n = 2 F_y t \left[H_b t + [B H t (B + H)]^{0.5} \right] \quad (9.3.3.2.3-5)$$

주강관 뒤틀림이 다른 조치에 의하여 방지되어 있다면 X형 접합 또는 T형 접합에서 이 한계상태는 검토할 필요가 없다.

9.3.3.2.4 T, X형 접합에서 지강관의 휨모멘트와 압축력의 조합

지강관의 압축력, 면내 휨모멘트, 면외 휨모멘트 또는 이러한 하중효과들의 조합력을 받는 접합부는 다음을 만족해야 한다.

$$(P_u/\phi P_n) + (M_{u-ip}/\phi M_{n-ip})^2 + (M_{u-op}/\phi M_{n-op}) \leq 1.0 \quad (9.3.3.2.4-1)$$

여기서, P_u : 하중조합을 사용하는 지강관의 소요축강도 (N)

ϕP_n : 9.3.2.2.2으로부터 구한 설계강도

M_{u-ip} : 지강관의 소요 면내 휨강도 (N·mm)

ϕM_{n-ip} : 9.3.3.2.2으로부터 구한 면내 설계휨강도

M_{u-op} : 지강관의 소요 면외 휨강도 (N·mm)

ϕM_{n-op} : 9.3.3.2 참조

제10장 피로 및 파단

제10장 피로 및 파단

10.1 피로

10.1.1 일반사항

피로는 하중유발피로와 변형유발피로로 분류된다.

10.1.2 하중 유발 피로

10.1.2.1 적용

강구조물 구조상세에 대한 피로설계 시 고려해야 할 응력은 활하중에 의해 발생된 응력범위이다.

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 피로문제를 고려한다.

10.1.2.2 설계기준

하중유발피로를 고려하는 경우, 각 구조상세는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (10.1.2.2-1)$$

여기서, γ : 하중조합 규정에 명시된 하중계수

(Δf) : 하중효과, 즉 피로설계하중 통과 시 발생하는 활하중 응력범위 (MPa)

$(\Delta F)_n$: 10.1.2.5에 규정된 공칭피로강도 (MPa)

10.1.2.3 상세범주

부재와 이음부의 상세는 표 10.1.2.3-1에 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 10.1.2.5-2에 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 10.1.2.3-1의 강바닥판 상세범주 요구조건을 만족하도록 설계한다.

표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주

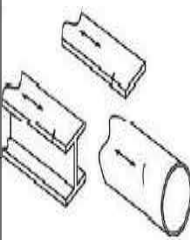

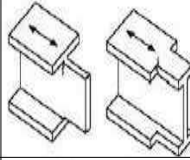
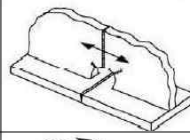
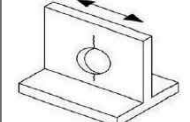
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 1 - 용접의 영향을 받지 않는 부재					
1.1 압연면 또는 부착물이 없는 깨끗한 표면을 갖는 모재부(가스절단부의 경우 0.025mm 이하의 조도를 가지며, 다른 부재와의 연결을 위한 가공된 모서리가 없어야 함)	A	165.0	82.5	모든 용접부 및 연결부에서 떨어진 곳	
1.2 무도장 내후성 강재(가스절단부의 경우 0.025mm 이하의 조도를 가지며, 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 기하학적 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 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

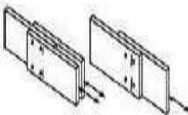
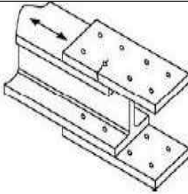
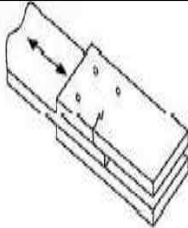
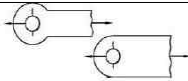
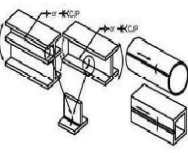
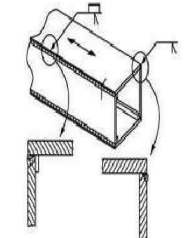
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 2 - 볼트 연결부					
2.1 고장력볼트를 적용한 마찰이음부 전단면 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	110.0	55.0	볼트구멍 주변	
2.2 마찰이음 요구조건에 맞춰 고장력볼트로 체결되었으나 지압이음으로 설계된 순단면 적용 모재부(볼트구멍을 드릴로 뚫거나, 펀칭 후 리밍하여 가공한 경우)	B	110.0	55.0	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 용접 연결부					
3.1 종방향으로 연속된 완전용입 그루브용접 또는 응력 작용 방향과 평행한 연속된 필릿용접에 의해 연결된 부작물이 없는 형강 또는 조립 부재의 모재부와 용접금속부	B	110.0	55.0	용접표면 또는 용접 내부의 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 용접 내부의 불연속부(받침봉을 붙이기 위한 용접부 포함)	

표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

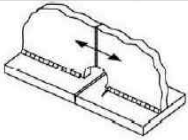
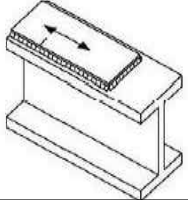
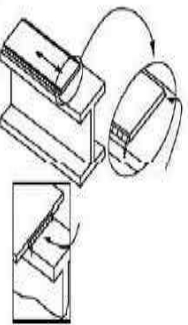
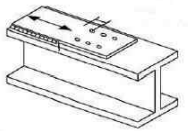
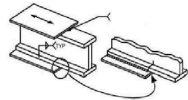
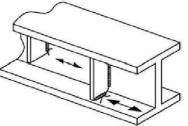
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 3 - 조립부재의 용접 연결부					
3.3 용접작업구의 종방향 용접 끝나는 부분의 용접금속 및 모재부(플랜지의 맞대기 이음부는 포함하지 않음)	D	48.3	24.2	웹 또는 플랜지의 용접이 끝나는 부분	
3.4 응력 작용 방향과 평행한 필릿 용접에 의해 연결된 덮개판의 용접금속 및 모재부	B	110.0	55.0	용접단부에서 어느 정도 떨어진 용접표면 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 $\leq 20\text{mm}$	E	31.0	15.5		
- 플랜지 두께 $\geq 20\text{mm}$	E'	17.9	9.0		
3.6 플랜지와 접합된 끝부분은 마찰이음 고장력볼트로 접합되고, 나머지 부분은 용접연결된 덮개판의 용접단부의 모재부	B	110.0	55.0	종방향 용접이 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 플랜지모서리	
유형 4 - 보강재 용접 연결부					
4.1 수직보강재와 플랜지 및 수직보강재와 웹의 필릿용접 지단부의 모재부(주: 지압보강재와 연결판 등의 유사 용접부 포함)	C'	82.7	41.4	필릿용접 지단부의 기하학적 불연속부	

표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

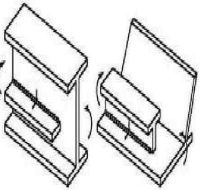
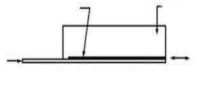
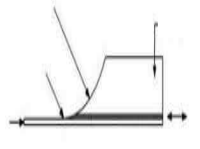
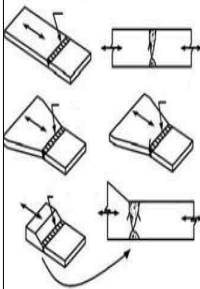
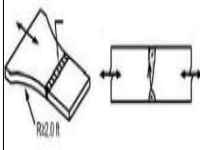
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 4 - 보강재 용접 연결부					
4.2 응력 작용 방향과 평행하게 연속적으로 웨브 또는 플랜지에 필릿 용접된 수평보강재 용접부의 용접 금속 및 모재부	B	110.0	55.0	용접단부로부터 일정거리 떨어진 부분의 용접 표면 및 내부의 불연속부	
4.3 웨브 또는 플랜지에 부착된 수평보강재 용접단부의 모재부. •변화부 반경을 두지 않는 필릿용접 보강재의 경우 - 보강재두께 < 25mm - 보강재두께 ≥ 25mm •변화부 반경을 갖고 용접 끝부분을 매끈하게 연마한 경우 - $R \geq 600\text{mm}$ - $600\text{mm} > R \geq 150\text{mm}$ - $150\text{mm} > R \geq 50\text{mm}$ - $50\text{mm} > R$	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 작용 방향으로 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 600mm 이상인 경우	B	110.0	55.0	용융부 주변의 불연속부 또는 용접내부의 불연속부	

표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 5 - 응력 작용 방향에 수직한 방향으로 용접된 접합부					
5.3 완전용입그루브용접된 T형 또는 모서리 접합부 주변 또는 용접된 부분의 용접금속 및 모재부 또는 두께변화가 없거나 1:2.5 이하의 두께변화가 있는 경우로 용접덜살이 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 작용 방향에 수직한 판의 양면에 부분용입 그루브용접 접합된 상세의 용접금속 및 모재부 (식 10.1.2.5-4에 의해 조정된 C 상세 적용)	C	69.0	34.5	모재에 접한 용접지단의 기하학적 불연속부 또는 인장을 받는 용접루트	
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, 측면 연결판) 위치에서 종방향으로 응력을 받는 부재의 모재부 R≥600mm 600mm>R≥150mm 150mm>R≥50mm 50mm>R	B C D E	110 69.0 48.3 31.0	55.0 34.5 24.2 15.5	종 방향으로 응력을 받는 부재모서리 또는 용접단이 매끈하게 연마되지 않은 경우 용접지단부와 변화부 반경과의 접촉점 근처	
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		

표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

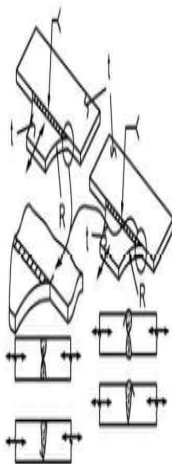
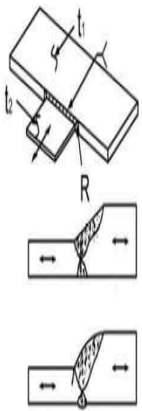
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 6 - 횡방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
<p>6.2 종방향으로 응력을 받는 동일한 두께의 부재에 주응력과 평행한 방향으로 완전용입 그루브용접으로 부착되고 변화부 반경 R을 포함하는 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면연결판)의 모재에서 용접 건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끈하게 연마된 경우:</p> <p>용접덧살이 제거되었을 때:</p> <p>$R \geq 600\text{mm}$ $600\text{mm} > R \geq 150\text{mm}$ $150\text{mm} > R \geq 50\text{mm}$ $50\text{mm} > R$</p> <p>용접덧살이 제거되지 않았을 때:</p> <p>$R \geq 600\text{mm}$ $600\text{mm} > R \geq 150\text{mm}$ $150\text{mm} > R \geq 50\text{mm}$ $50\text{mm} > R$</p> <p>(주의: 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)</p>	<p>B C D E C C D E</p>	<p>110.0 69.0 48.3 31.0 69.0 69.0 48.3 31.0</p>	<p>55.0 34.5 24.2 15.5 34.5 34.5 24.2 15.5</p>	<p>변화부 반경의 접촉점 근처나 용접 내부 또는 종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방향으로 응력을 받는 부착물의 용해 경계</p> <p>종방향으로 응력을 받는 부재나 횡방향으로 응력을 받는 부착물의 모서리를 따라 생긴 용접지단부</p>	
<p>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 용접 건전도가 비파괴시험으로 입증되고 용접단이 매끈하게 연마된 경우:</p> <p>용접덧살이 제거되었을 때:</p> <p>$R \geq 50\text{mm}$ $R < 50\text{mm}$</p> <p>용접덧살이 제거되지 않았을 때:</p> <p>(주의: 조건 6.1 또한 검토해야 한다.)</p>	<p>D E E</p>	<p>48.3 31.0 31.0</p>	<p>24.2 15.5 15.5</p>	<p>두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지단부</p> <p>용접변화부 반경이 작은 용접단</p> <p>두께가 더 얇은 판의 모서리를 따라 생긴 용접지단부</p>	

표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

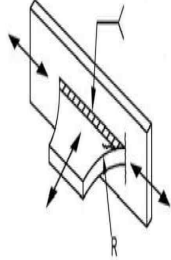
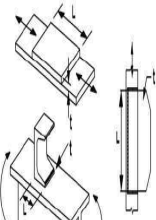
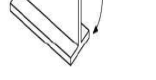
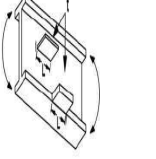
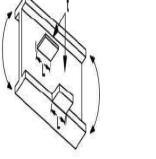
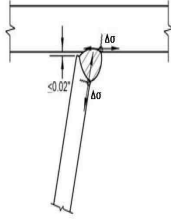
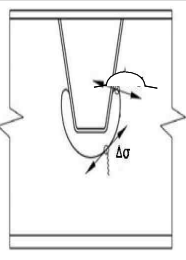
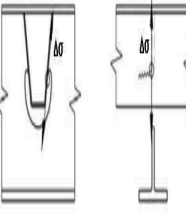
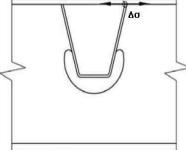
상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 6 - 횡방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
6.4 종방향으로 응력을 받는 부재 에 주응력과 평행한 방향으로 필릿 용접이나 부분용입 그루브용접으 로 부착된 횡방향으로 응력을 받는 상세(예를 들면, 측면 연결판)의 모재부 (주의: 조건 6.1 또한 검토해야 한 다.)	조건 5.4 참조				
유형 7 - 종방향으로 응력을 받는 용접 부착물					
7.1 변화부 반경을 포함하지 않는 이음부가 주응력 방향과 평행 또는 수직한 방향으로 각각 길이가 L이 고 두께가 t로 그루브용접 또는 필 릿용접으로 부착된 종방향으로 응 력을 받는 부재의 모재부 L<50mm	C	69.0	34.5	용접 지단부에서의 주부재	
50mm≤L≤12t 또는 100mm	D	48.3	24.2		
L>12t 또는 100mm					
t<25mm	E	31.0	15.5		
t≥25mm	E'	17.9	9.0		
유형 8 - 기타					
8.1 리브와 바닥판간 용접 - 용접 이전에 용접루트 간격이 0.5mm이 하인 단일면 80%(최소 70%이상) 용입 용접부	C	69.0	34.5	그림 참조	

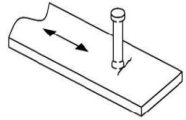
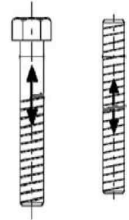
표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값($(\Delta F)_{TH}$) (MPa)	무한수명 피로한계 값($(\Delta F)_{CL}$) (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	

표 10.1.2.3-1 하중유발피로에 대한 상세범주(계속)

상세설명	범주	일정 진폭 피로한계 값((ΔF) _{TH}) (MPa)	무한수명 피로한계 값((ΔF) _{CL}) (MPa)	균열발생 가능위치	그림(예)
유형 8 - 기타					
8.7 횡리브 또는 가로보 절곡부 - 끝단이 강구조표준시방서에 따라 “매끈하게” 가스절단된 모재 (벌크헤드플레이트 절곡부)	B	110.0	55.0	그림 참조	
8.8 절곡부에서의 리브판 - 횡리브 또는 가로보와 필릿, 부분용접 또는 완전용접용접된 지점의 리브판 (벌크헤드플레이트와 횡리브 또는 가로보와 필릿, 부분용접 또는 완 전용접용접된 지점의 벌크헤드플 레이트)	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 용접용접부에서 응력이 면내성분에 의해 지배되는 경우에는 식 (3.5)가 고려되어야 한다. 이러한 경우, Δf 는 두께의 중심에서 계산되어야 한다.

유형 9 - 기타					
9.1 필릿이나 자동 스테드 용접에 의해 부착된 스테드형태의 전단연 결재 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		

10.1.2.4 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 25mm 이상 되도록 설계한다.

10.1.2.5 피로강도

일정진폭응력에 대한 각 상세별 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \quad N \leq N_{TH} \quad (10.1.2.5-1)$$

다양한 진폭응력에 대한 각 상세별 공칭피로강도는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{N_{TH}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} (\Delta F)_{TH}, \quad N \leq N_{TH} \quad (10.1.2.5-2)$$

$$= \left(\frac{N_{TH}}{N} \right)^{\frac{1}{5}} (\Delta F)_{TH}, \quad N_{TH} \leq N \leq N_{CL} \quad (10.1.2.5-3)$$

여기서, N : 대상 구조상세가 설계수명 동안 받을 것으로 예상되는 활하중에 의한 응력범위 반복횟수

$(\Delta F)_{TH}$: 표 10.1.2.5-1에 주어진 일정진폭 피로한계값 (MPa)

$(\Delta F)_{CL}$: 표 10.1.2.5-2에 주어진 무한수명 공칭피로강도 (MPa)

N_{TH} : 일정진폭 피로한계값 $(\Delta F)_{TH}$ 에 해당하는 응력범위 반복횟수
(표 10.1.2.5-1)

N_{CL} : 무한수명 응력범위(cut-off limit)에 해당하는 응력범위 반복횟수
(표 10.1.2.5-2)

그림 10.1.2.5-1은 범주 A에서 E'까지의 공칭피로강도를 나타낸 그래프이다.

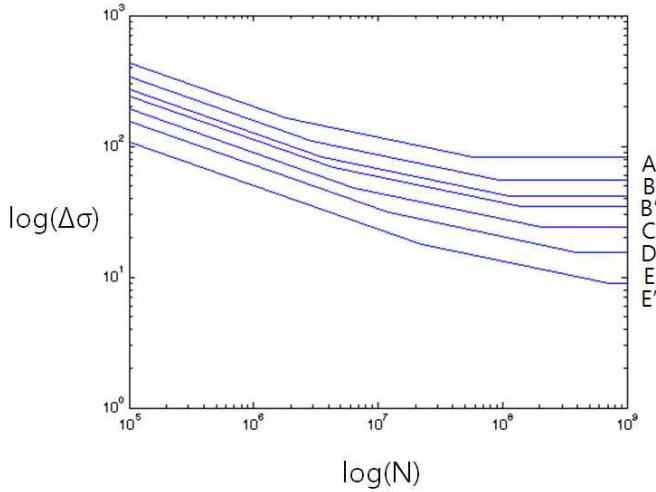


그림 10.1.2.5-1 피로강도곡선

N 이 N_{CL} 을 초과하거나 트럭 교통량을 명확히 규정할 수 없는 경우는 표 10.1.2.5-2에 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.

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left(\frac{1.12 - \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 1.24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq (\Delta F)_n^c \quad (10.1.2.5-4)$$

여기서, $(\Delta F)_n^c$: 상세범주 C에 대한 공칭피로강도 (MPa)

$2a$: 하중 전달판의 두께방향으로의 용접루트 사이 간격 (mm)

(필릿용접의 경우 $(2a/t_p)$ 는 1.0 임)

t_p : 하중을 받는 판의 두께(mm)

w : 하중 전달판 두께방향의 필릿용접의 각장 (mm)

표 10.1.2.5-1 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
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 10.1.2.5-2 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

10.1.3 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.

웹의 좌굴과 면외 변형을 제어하기 위해 6.3.1.5.3의 규정을 만족해야 한다.

10.1.3.1 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.

특별한 조건이 주어지지 않는 한, 용접 및 볼트연결은 직선교의 경우 90,000N의 횡하중에 저항하도록 설계되어야 한다.

10.1.3.2 수평연결판

플랜지에 수평연결판을 붙이는 것이 곤란할 경우에는, 보강된 웹에 부착되는 수평연결판은 플랜지에서 플랜지폭의 1/2 이상 떨어져야 한다. 비보강 웹에 부착된 수평연결판은 플랜지에서 150mm 이상 및 플랜지 폭의 1/2 이상 떨어져야 한다.

수평연결판으로 연결된 수평 브레이싱 부재의 끝은 웹 및 수직보강재로부터 최소 100mm의 거리를 유지해야만 한다.

보강재가 사용된 웹의 수평연결판은 보강재가 웹과 같은 면에 있는 경우든 없는 경우든 모두, 보강재의 중심선에 맞추어 설치되어야 한다. 수평연결판과 보강재가 웹의 같은 면에 위치한 경우에는 수평연결판을 보강재에 부착해야 한다. 이 경우에 수직보강재는 압축플랜지로부터 인장플랜지까지 연속되어 있어야 하며, 양쪽 플랜지 모두에 부착되어야 한다.

10.1.3.3 강바닥판

강바닥판에 대한 구조상세는 강바닥판 조항의 규정을 만족해야 한다.

10.2 인성요구조건

- (1) 국내의 지역별 온도구역은 표 10.2-1에 따르며, 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 사용강재는 표 10.2-2에 따라서 샤르피흡수에너지로 나타내는 저온인성규격을 만족해야 한다.
- (2) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 최대 허용판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도 구역에 따라 표 10.2-2에 규정한 값으로 한다.
- (3) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시해야 한다.

표 10.2-1 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구 분	최저 공용온도(T) ²⁾	대 상 지 역 ¹⁾
온도구역 I	$-15^{\circ}\text{C} \leq T$	부산, 울산, 광주 전체지역
		전라남도 전체지역
		경상남도 전체지역
		경상북도 전체지역(온도구역II 지역 제외)
		제주도 전체지역
온도구역 II	$-25^{\circ}\text{C} \leq T < -15^{\circ}\text{C}$	서울, 인천, 대구, 대전 전체지역
		경기도 동부를 제외한 지역
		충청남도 전체지역
		전라북도 전체지역
		경상북도 내륙지역
		강원도 해안지역
온도구역 III	$-35^{\circ}\text{C} \leq T < -25^{\circ}\text{C}$	경기도 동부지역(동두천, 이천, 양평 등)
		강원도 내륙지역
		충청북도 전체지역

주1) 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30년 내 최저기온에 따라 온도구역을 구분한다.

주2) 최저 공용온도(T)라 함은 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(100년 재현주기 최저 기온과 유사)을 말한다.

표 10.2-2 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역 별 최대 허용판두께

온도구역 강종				온도구역 I (-15℃) ¹⁾	온도구역 II (-25℃) ¹⁾	온도구역 III (-35℃) ¹⁾
구 분	기 호	충격시험 ³⁾		최대허용판 두께 ²⁾ (mm)		
		시험온도	샤르피 흡수에너지			
용 접 구조용 압 연 강 재	SM400	0℃	27J이상	40	40	40
	SM400C	0℃	47J이상	100	100	95
	SM490B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM490C	0℃	47J이상	95	80	70
	SM490-TMC	0℃	47J이상	95	80	70
	SM490YB	0℃	27J이상	40	40	40
	SM520B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM520C	0℃	47J이상	85	70	60
	SM520C-TMC	0℃	47J이상	85	70	60
	SM570	-5℃	47J이상	70	60	50
	SM520-TMC	-5℃	47J이상	70	60	50
용 접 구조용 내후성 열 간 압 연 강 재	SMA400B	0℃	27J이상	40	40	40
	SMA400C	0℃	47J이상	100	100	95
	SMA490B	0℃	27J이상	40	40	40
	SMA490C	0℃	47J이상	95	80	70
	SMA570	-5℃	47J이상	70	60	50
교 량 구조용 압 연 강 재	HSB500	-5℃	47J이상	85	70	60
	HSB500L	-20℃	47J이상	100	95	80
	HSB500W	-5℃	47J이상	85	70	60
	HSB600	-5℃	47J이상	70	60	50
	HSB600L	-20℃	47J이상	95	80	65
	HSB600W	-5℃	47J이상	70	60	50
	HSB800	-20℃	47J이상	55	45	40
	HSB800L	-40℃	47J이상	80	70	60

주1) 선형보간법에 따라 최대 허용판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도.

주2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)을 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 77.5mm(≒78mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 $-15℃ \leq T < -35℃$ 일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.

주3) KS B 0810 “금속 재료 충격 시험 방법”에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지흡수능력으로 표현하는 값임.

제11장 물고임 및 내화설계

제11장 물고임 및 내화설계

11.1 물고임에 대한 개략설계

지붕구조는 물고임에 대한 적절한 강도와 강성을 확보해야 하며 지붕구조는 물고임에 대해 안정을 확보하기 위해 아래의 두 조건을 모두 만족해야 한다.

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \quad (11.1-1)$$

$$I_d \leq 3940S^4 \quad (11.1-2)$$

여기서, $C_p = \frac{504L_s I_p^4}{I_p}$, $C_s = \frac{504S I_s^4}{I_s}$

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_s 를 15% 저감해야 한다. 그리고 강재 데크가 주부재에 의해 직접 지지되는 경우 보조부재로 간주한다.

11.2 물고임에 대한 개선된 설계

- (1) 11.1에 의한 것 보다 더 정확한 지붕구조의 강성을 평가하는 경우 다음의 계수들을 이용할 수 있다.

① 주부재의 응력지표

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0} \right)_p \quad (11.2-1)$$

② 보조부재의 응력지표

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_0}{f_0} \right)_s \quad (11.2-2)$$

여기서, f_0 : 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.

- ① 주부재에 대해 계산된 응력지표 U_p 에 해당하는 값을 그림 11.2-1에서 찾는다.
- ② 보조부재에 대해 계산된 C_s 값까지 수평으로 이동한 후 가로좌표축 눈금을 읽는다.
- ③ 그 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 11.2-2를 사용하여 위와 비슷한 과정을 검토해야 한다.

(3) 등간격의 벽체보로 구성된 지붕구조의 강성은 다음과 같이 평가할 수 있다.

- ① 보조부재들은 무한강성의 주부재에 의해 지지되는 것으로 간주한다.
- ② 계산된 응력지표 U_s 를 그림 11.2-2에서 찾고 U_s 를 나타내는 수평선과 $C_p = 0$ 에 해당하는 곡선의 교차점으로부터 보조부재의 유연도상수 상한치 C_s 를 결정한다.

(4) 기둥에 지지된 보 사이에 설치된 메탈데크로 이루어진 지붕구조의 경우에는 지붕데크의 1m 폭 ($S = 1.0$)에 해당하는 유연도상수 C_s 를 계산하고 그림 11.2-1 또는 그림

11.2-2를 이용하여 강성을 평가한다.

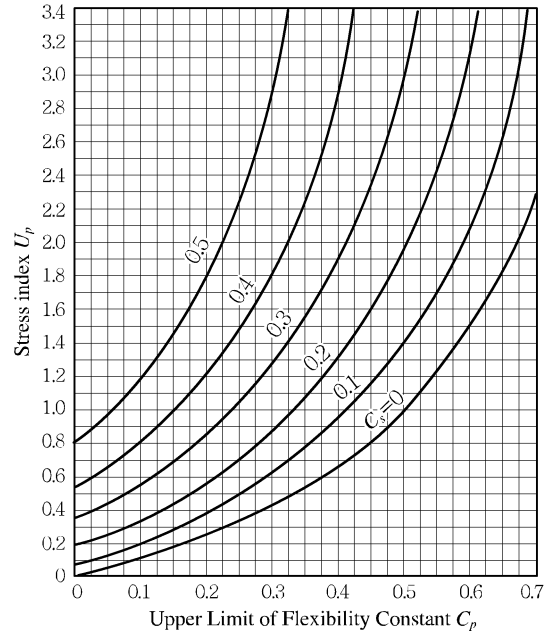


그림 11.2-1 주부재의 한계연성도계수

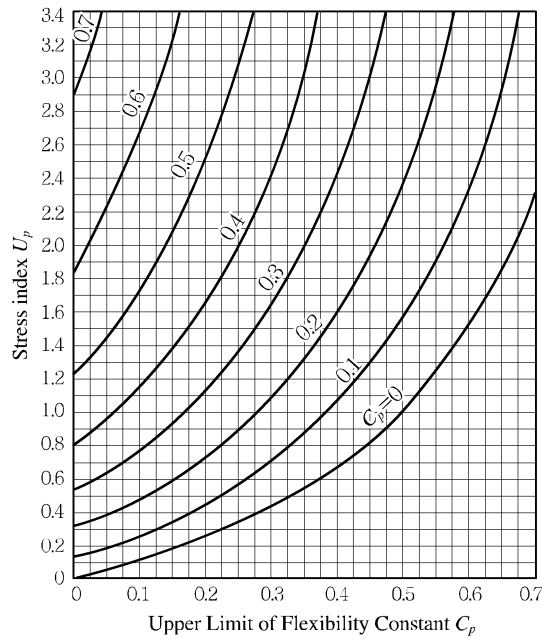


그림 11.2-2 보조부재의 한계연성도계수

11.3 내화설계

이 절은 화재에 대하여 강구조 건축물의 기둥, 보, 벽, 바닥, 지붕 등 주요 구조부의 내화설계를 수행하기 위한 지침을 제공한다. 설계자는 온도에 따른 구조재료의 열적 및 기계적 특성변동을 고려하여 화재 시 주요 구조부의 안전성을 평가하여 내화설계를 수행할 수 있다.

11.3.1 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.

11.3.2 적용범위

건축법시행령 제56조(건축물의 내화구조)에 의한 용도 및 규모에 사용되는 강구조 건축물의 주요 구조부에 적용한다.

11.3.2.1 사양적 내화설계

강구조건축물의 주요 구조부는 “건축물의 피난·방화구조 등의 기준에 관한 규칙(국토교통부령 제80호) 제3조 내화구조”에서 정하는 내화구조를 사용하여야 한다. 내화구조는 동 규칙 제3조 1호 내지 7호에 해당하는 것이거나 또는 동 규칙 제3조 8호 또는 제27조 및 “국토교통부 고시 제 2012-625호”에 의거 품질시험으로 내화구조의 성능기준을 확보한 것으로 인정된 구조이다. 또한 동 규칙 제3조 8호 단서조항에 해당하는 경우 품질시험을 생략할 수 있다.

11.3.2.2 성능적 내화설계

합리적이고 공학적인 해석방법으로 평가된 구조적 적합시간이 “건설교통부 고시 제 2012-625호”에서 정하는 내화구조의 성능기준과 동등하거나 그 이상인 경우에 해당 강구조 건축물은 요구내화성능을 확보한 것으로 간주한다. 구조해석에 의한 강구조 건축물의 구조적 적합시간은 11.3.3.3에 따라 결정할 수 있다.

11.3.3 내화성능 평가

11.3.3.1 품질시험에 의한 내화성능 평가

“국토교통부 고시 제2012-625호”에 따른 품질시험은 KS F 2257-1,4,5,6,7 「건축구조 부재의 내화시험 방법」에 의한 품질시험 방법에 따라 평가해야 한다.

11.3.3.2 품질시험 면제

“건축물의 피난·방화구조 등의 기준에 관한 규칙(국토교통부령 제80호) 제3조 「내화구조」 제8호 단서조항에 의거 「산업표준화법」에 따른 한국산업규격으로 내화성능이 인정된 구조로 된 것은 품질시험을 생략할 수 있다.

11.3.3.3 구조해석에 의한 내화성능 평가

11.3.3.3.1 일반사항

강구조 건축물 및 주요 구조부의 해석방법에 의한 내화성능 평가는 설계자가 설계화재, 구조물의 열전달, 강재의 온도특성을 고려하여 주요 구조부의 단속 및 연속적 붕괴를 평가해야 한다.

11.3.3.3.2 설계하중 및 강도

- (1) 화재 시 강구조 건축물의 설계하중은 고정하중, 활하중, 적설하중 등을 우선적으로 고려해야 하며, 그 이외의 경우에는 해당 건축물의 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 건축물의 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, 고온선팅창계수 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 주요 구조부의 붕괴가 발생하는 것으로 간주하며, 화재시작으로부터 주요 구조부의 단속 및 연속적 붕괴가 발생하는 동안의 시간을 구조적 적합시간으로 결정한다. 구조적 적합시간은 개별 주요 구조부, 부분골조, 전체구조시스템 등에 대한 구조해석을 통하여 결정할 수 있다.

제12장 건축물 내진설계

제12장 건축물 내진설계

12.1 일반사항

12.1.1 적용범위

- (1) 이 장은 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 장의 규정을 적용한다.
- (3) 이 장은 내진설계범주에 관계없이 응답수정계수 R 이 3을 초과하는 경우에 적용함을 원칙으로 한다. 응답수정계수 R 이 3이하인 경우에는 관련 건축설계기준에서 특별히 요구하지 않는 한 이 장의 규정을 적용하지 않는다.
- (4) 이 장의 규정은 제1장부터 제11장까지의 규정과 함께 적용하도록 한다. 지진력 저항시스템의 모든 부재 및 접합부는 제1장부터 제11장까지의 요건을 충족해야 한다. 이 장에서 언급되지 않은 하중조합, 시스템의 제한사항 및 일반 설계요구사항은 “건축구조기준”을 따른다.
- (5) 합성 지진하중 저항시스템의 철근콘크리트 요소의 설계에는 “콘크리트구조기준”의 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.

12.1.2 내진설계 일반요건

- (1) 강구조 및 합성구조 건축물의 내진설계범주와 내진등급에 따른 요구강도와 내진규정, 높이 및 비정형에 따른 구조제한은 “건축구조기준”의 규정을 따른다. 설계층간변위 역

시 건축구조기준의 규정을 따른다.

- (2) 강구조 건축물의 내진성능 검증, 품질확보 계획 및 용접규정은 강구조 내진성능 접합부 인증위원회의 지침에 따른다.

12.1.3 하중, 하중조합 및 공칭강도

이 장의 요구에 따른 증폭지진하중은 지진하중 E 에 의한 횡력에 “건축구조기준”의 초과강도계수를 곱하여 산정한다.

합성구조를 포함한 모든 시스템, 부재 및 접합부의 공칭강도는 이 장에서 특별히 변경하지 않는 한 제1장부터 제11장까지에서 제시된 값을 적용한다.

12.1.4 재료

12.1.4.1 재료규격

- (1) 지진력 저항시스템에 속하는 구조용 강재는 제2장의 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 SHN 강 또는 TMC강을 사용해야 한다. 단 국가공인기관에 의한 실험결과나 다른 합리적 기준에 의해 강재의 적합성을 입증할 수 있는 경우에는 표 2.1.1-1에 등록된 구조용 압연강재를 사용할 수 있다. 앞에 언급하지 않은 지진력 저항시스템에 대해서는 표 2.1.1-1에 등록된 구조용 압연강재를 사용할 수 있다.
- (3) 좌굴방지 가새에 사용되는 여타의 강재 및 강재에 속하지 않는 재료는 12.2.9의 요건을 만족할 경우 사용할 수 있다.

12.1.4.2 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_y 는 연결부재의 항복강도이고 R_y 는 예상항복강도 대 항복강도의 비이다.
- (2) 요소의 설계강도 ϕR_n 는 소요강도 이상이 되어야 한다. 소요강도가 동일부재에서 산정되고, 파단 및 항복한계상태에 대한 공칭강도 R_n 을 계산할 때에는 공칭값인 F_u 와 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_t 값은 표 12.1.4.2-1과 같다. 만약 규정된 강재등급에 대한 요구 조건에 따라서 비슷한 재질 및 크기의 표본에 대해 수행된 실험으로 결정된 값이라면 다른 R_y 및 R_t 값을 사용할 수 있다.

표 12.1.4.2-1 강재의 종류별 R_y 및 R_t 값

적 용		R_y	R_t
구조용 압연형강 및 냉간가공재	KS D 3503 SS400	1.3	1.2
	KS D 3530 SSC400		
	KS D 3558 SWH400		
	KS D 3566 STK400		
	KS D 3568 SPSR400		
	KS D 3632 STKN400, STKN490		
	KS D 3515 SM400, SM490, SM520	1.2	1.2
	KS D 3864 SPAR295, SPAP235, SPAP325		
	KS D 4108 SCW 490-CF		
	KS D 3861 SN400, SN490	1.1	1.1
	KS D 3866 SHN400, SHN490		
플레이트	KS D 3503 SS400	1.3	1.2
	KS D 3515 SM490, SM490TMC, SM520, SM520TMC, SM570, SM570TMC	1.2	1.2
	KS D 3529 SMA400, SMA490, SMA570		
	KS D 3861 SN400, SN490	1.1	1.1
	KS D 5994 HSA800		

12.1.4.3 후판 단면의 샤르피V노치(CVN)인성 요건

지진력 저항시스템에 사용되는 두께 40mm 이상의 플랜지를 갖는 압연형강이나, 다음의 용도로 사용되는 두께 40mm 이상의 강재는 0℃에서 최소 27J의 CVN인성을 보유해야 한다.

- (1) 플레이트를 이용한 조립부재.
- (2) 지진하중 하에서 비탄성 변형이 예상되는 접합 플레이트; 비탄성거동이 예상되는 접합 플레이트의 예로서는, 가새의 면외좌굴을 허용하여 힌지로서 기능하도록 의도한 거сет 플레이트, 모멘트접합부의 볼트 플랜지 플레이트, 볼트 모멘트접합부의 엔드플레이트, 그리고 핀으로 설계된 기둥주각부의 베이스플레이트 등을 들 수 있다.

(3) 좌굴방지 가새의 강재 코아

12.1.4.4 합성 지진하중 저항시스템

12.1.4.4.1 구조용 강재

- (1) 합성 지진하중 저항시스템에 사용되는 구조용 강재의 부재 및 접합부는 제2장의 요구사항을 만족해야 한다.
- (2) 12.3.3, 12.3.4, 12.3.7, 12.3.9, 12.3.11 그리고 12.3.12의 합성 지진하중 저항시스템에 사용되는 구조용 강재는 12.1.4.1, 12.1.4.2, 12.1.4.3과 12.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

12.1.4.4.2 콘크리트와 철근

- (1) 합성 지진하중 저항시스템의 합성요소에 사용되는 콘크리트와 철근은 “콘크리트구조기준”의 요구사항을 만족해야 한다.
- (2) 12.3.6, 12.3.8 그리고 12.3.10의 합성 보통 내진시스템에 사용되는 콘크리트와 철근은 5.8.1.2와 “콘크리트구조기준”의 요구사항을 만족해야 한다.

12.1.5 설계도서

12.1.5.1 강구조 설계도서

12.1.5.1.1 구조설계 도면

구조설계 도면 및 시방서에는 수행해야 하는 작업을 표기해야 하고, 제1장부터 제11장까지에서 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

12.1.5.1.2 제작도면

제작도면에는 제1장부터 제11장까지에서 요구하는 항목과 함께 다음의 사항 가운데 관련 되는 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

12.1.5.1.3 설치도면

설치도면에는 제1장부터 제11장까지에서 요구하는 항목과 함께 다음의 사항 가운데 관련 되는 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

12.1.5.2 합성구조 설계도서

- (1) 합성 구조물의 구조설계도, 시방서, 공장제작도 및 설치도는 12.1.5.1의 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 다이어프램의 역할을 하는 경우 다이어프램과 주된 횡하중 저항시스템 사이의 접합상세

12.2 강구조의 내진설계

12.2.1 부재

12.2.1.1 적용범위

지진력 저항시스템의 부재는 제1장부터 제11장까지의 규정과 이 절의 규정을 따른다. 지진력 저항시스템에 속하지 않는 기둥은 12.2.1.4.2를 참조한다.

12.2.1.2 국부좌굴에 대한 단면의 분류

12.2.1.2.1 조밀단면

이 장에 의해 조밀단면이 요구될 때, 지진력 저항시스템의 부재는 웨브와 연속적으로 접합된 플랜지로 이루어져야 하며, 압축 및 휨요소의 판폭두께비 λ_p 는 표 5.1.1.3-1의 한계값을 초과해서는 안 된다.

12.2.1.2.2 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 12.2.1.2.2-1 참조).

표 12.2.1.2.2-1 압축 및 휨요소에 대한 관폭두께비 상한 값

요소 설명		관폭 두께비	관폭두께비 상한값
			λ_{ps} (내진조밀)
자유 돌출 관	힘을 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	$0.30\sqrt{E/F_y}$
양 연 지 지 관	달리 지정되지 않는 한 특수 모멘트골조 보의(힘에 의한 압축을 받는) 웨브	h/t_w	$2.45\sqrt{E/F_y}$
	힘에 의한 압축 또는 휨과 압축의 조합력을 받는 웨브 ^{[a], [c], [f], [g], [h]}	h/t_w	$C_a \leq 0.125^{[i]}$ $3.14\sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54C_a)$
	$C_a > 0.125^{[i]}$ $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	축력에 의한 압축, 축력과 휨에 의한 압축, 또는 휨에 의한 압축을 받는 원형강관 ^[c]	D/t	$0.044 E/F_y$
	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] 12.2.3의 특수 모멘트골조, 12.2.10의 특수강판 전단벽의 보에 요구됨.

^[b] 식 (C12.1.1.5-1)의 비가 2.0이하인 경우 12.2.3의 특수 모멘트골조 기둥에 요구됨. 식 (12.2.3.6-1)의 비가 2.0보다 큰 경우, 표 5.1.1.3-1의 λ_r 의 사용을 허용함.

^[c] 12.2.6의 특수중심 가새골조의 기둥 및 가새와 12.2.7의 보통중심 가새골조의 가새에 요구됨.

^[d] 12.2.8의 편심 가새골조 기둥은 표 5.1.1.3-1의 λ_r 를 사용하는 것을 허용함.

^[e] 12.2.8의 편심 가새골조의 링크에 대한 요구조건; 단, 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하인 플랜지의 경우 표 5.1.1.3-1의 λ_p 를 사용하는 것을 허용함.

^[f] 12.2.9의 좌굴방지 가새골조의 보와 기둥에 대한 요구조건.

^[g] 12.2.10의 특수강판 전단벽 기둥에 대한 요구조건.

표 12.2.1.2.2-1 압축 및 휨요소에 대한 판폭두께비 상한 값 (계속)

[h] 12.2.8의 편심 가새골조의 기둥; 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하인 편심 가새골조의 웨브에 대해서는, 아래의 λ_p 를 사용하는 것을 허용함.

$$C_a \leq 0.125, \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75 C_a)$$

$$C_a > 0.125, \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

[i] $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$

여기서, P_u : 소요압축강도 (N)

P_y : 압축항복강도 (N)

$$\phi_b = 0.90$$

12.2.1.3 기둥의 강도

중폭지진하중을 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 중폭지진하중을 포함한 “건축구조기준(0306.2.1)”의 하중조합에 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)

12.2.1.4 기둥의 이음

12.2.1.4.1 일반사항

(1) 지진력 저항시스템의 기둥이음부의 소요강도는 12.2.1.3, C12.1.1.8, C12.1.2.8, C12.1.3.8, C12.1.4.4, C12.1.7.4.3의 규정을 고려해야 하고 기둥의 소요강도와 같도록 한다.

(2) 또한 중폭지진하중이 포함된 “건축구조기준”의 하중조합을 적용했을 때 인장응력을 받

는 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_y 는 기둥부재의 예상 항복응력이고 A_f 는 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 C형강을 기둥 웨브 양쪽에 사용한다.
- (5) 강구조 건축물의 경우 필릿용접 또는 부분용입 그루브용접으로 된 기둥이음부의 중심선은 보-기둥 접합부로부터 1.2m 혹은 그 이상 이격시켜야 한다. 보-기둥 접합부 사이의 기둥의 순높이가 2.4m 보다 작을 때, 기둥이음은 순높이의 중간에 위치해야 한다.

12.2.1.4.2 지진력 저항시스템이 아닌 기둥

지진력 저항시스템의 부재에 속하지 않는 기둥이음은 다음 사항을 만족해야 한다:

- (1) 이음은 보-기둥 접합부로부터 1.2m 이상 이격시켜야 한다. 보-기둥 접합부 사이의 기둥의 순높이가 2.4m보다 작을 때, 기둥이음은 순높이의 중간에 위치해야 한다.
- (2) 기둥의 양 직각축 모두에 대한 기둥이음의 소요전단강도는 M_{pc}/H 가 되어야 한다. 여기서 M_{pc} 는 해당되는 방향의 기둥단면들 중 작은 공칭소성휨강도이며, H 는 층고이다.

12.2.1.5 기둥주각부

- (1) 기둥주각부의 소요강도는 12.2.1.5.1, 12.2.1.5.2 및 12.2.1.5.3에 따라 계산한다.
- (2) 앵커볼트의 설계강도는 9.1.9를 따라 산정한다.
- (3) 기둥주각부 하부 콘크리트의 설계강도는 “콘크리트구조기준”을 따라 산정한다.

12.2.1.5.1 소요압축강도

기둥주각부의 소요압축강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 수직성분의

합으로 산정한다.

12.2.1.5.2 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 $2R_y F_y Z_x / H$. 여기서, H 는 층고로서 바닥골조의 중심선 사이의 거리 또는 각층 바닥 상부간 거리로 취할 수 있다 (mm).
 - ② 증폭지진하중을 포함하여 “건축구조기준”의 하중조합을 사용하여 계산한 전단력

12.2.1.5.3 소요휨강도

기둥주각부의 소요휨강도는 기둥주각부에 접합된 모든 강재요소 소요강도의 합으로 하되 다음과 같이 산정한다.

- (1) 대각가새의 경우, 소요휨강도는 지진력 저항시스템의 가새접합부의 소요강도 이상이어야 한다.
- (2) 기둥의 경우, 소요휨강도는 아래의 2가지 가운데 작은 값 이상이 되어야 한다.
 - ① 기둥의 $1.1R_y F_y Z$.
 - ② 증폭지진하중을 포함하여 “건축구조기준”의 하중조합을 사용하여 계산된 전단력.

12.2.1.6 H형강 말뚝

12.2.1.6.1 H형강 말뚝의 설계

H형강 말뚝의 설계는 조합응력을 받는 부재의 설계와 관련된 제7장을 따른다. H형강 말뚝은 12.2.1.2.2의 요구조건에 부합해야 한다.

12.2.1.6.2 경사 H형강 말뚝

경사말뚝 및 수직말뚝을 하나의 균말뚝(무리말뚝)으로서 사용할 경우, 수직말뚝은 고정하중과 활하중에 의한 조합효과에 대해 지지할 수 있도록 설계하며, 경사말뚝에 하중을 분담해

서는 안 된다.

12.2.1.6.3 H형강 말뚝의 인장력

각 말뚝의 인장력은 말뚝 매립부의 전단키, 보강근 혹은 스티드처럼 기계적인 방법에 의해서 말뚝캡에 전달해야 한다. 말뚝캡의 바로 아래에, 적어도 말뚝단면 높이 정도가 되는 길이부분에는 부착 및 용접을 금한다.

12.2.2 연결부

12.2.2.1 적용범위

- (1) 지진력 저항시스템에 속한 연결부의 설계는 제9장을 따르고 아울러 이 절의 추가사항을 따르도록 한다.
- (2) 지진력 저항시스템을 구성하는 부재의 접합부설계는 접합부나 부재의 연성한계상태가 지배한계상태가 되도록 해야 한다.

12.2.2.2 볼트연결부

- (1) 모든 볼트는 고장력볼트를 사용해야 하고, 마찰면의 조건은 미끄럼 한계상태에 대한 9.1.3.6의 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 검증 지침에 따르는 경우, 다른 형식의 구멍도 사용할 수 있다.)
- (3) 표준구멍을 사용한 볼트이음부의 설계전단강도는 제9장에 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. 용접

에 의해 지지되는 응력과 직각방향의 응력을 볼트가 지지하는 경우(용접 플랜지는 모멘트를 전달하고 볼트 웹은 전단력을 전달하는 모멘트접합부 같은 경우)는 응력을 분담하는 경우에 해당하지 않는다.

12.2.2.3 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.

12.2.2.3.1 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.

12.2.2.3.2 임계용접부

- (1) 임계용접부로 지정된 곳의 용접은 용접 제조자의 보증 또는 표준시험법에 의해 -30°C 에서 28J 이상의 CVN인성 값을 지닌 용입재를 사용한다.
- (2) 이 절에서 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 보웹과 기둥의 용접
 - ④ 기둥이음부의 용접(기둥주각부를 포함)

- (5) 보통 모멘트골조의 경우 12.2.2.3.2(4)의 ①, ②, 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 웹 플레이트와 플랜지 플레이트를 연결하는 용접 그리고 완전용입 그루브용접을 사용하는 기둥이음부가 있다.

12.2.2.4 보호영역

이 장에 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.

12.2.2.5 연속판 및 보강재

- (1) 압연형강의 웹에 설치된 연속판 및 수직보강재의 모서리는 아래 설명대로 클립한다.
 - ① 웹 방향의 클립치수는 압연형강의 k 치수보다 38mm 이상 되도록 한다.
 - ② 플랜지 방향의 클립치수는 k_1 치수보다 13mm를 초과하지 않도록 한다. 플랜지 및 웹의 단부용접이 수월하게 시공될 수 있도록 클립의 상세를 만들어야 한다.
 - ③ 원형 클립을 사용하는 경우 클립의 최소반경은 13mm 이상 이어야 한다.
- (2) 책임구조기술자가 승인하지 않으면, 기둥 웹과 기둥 플랜지의 교차점에 인접한 용접 단부에서의 연속판 용접에 엔드탭을 사용할 수 없다. 책임구조기술자가 엔드탭을 제거할 것을 요구하지 않으면, 이 위치의 엔드탭은 제거하지 않는다.

12.2.3 특수 모멘트골조

특수 모멘트골조는 설계용 지진동이 유발한 외력을 받을 때 상당한 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 ‘부록 C12.1.1 특수 모멘트골조’의 규정을 만족하도록 설계한다.

12.2.4 중간 모멘트골조

중간 모멘트골조는 설계용 지진동에 의한 외력을 받을 때 제한된 크기의 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 ‘부록 C12.1.2 중간 모멘트골조’의 규정을 만족하도록 설계한다.

12.2.5 보통 모멘트골조

보통 모멘트골조는 설계지진력이 구조물에 작용할 때 부재와 접합부가 최소한의 비탄성 변형을 수용할 수 있는 골조를 지칭하며 ‘부록 C12.1.3 보통 모멘트골조’의 규정을 만족하도록 설계한다.

12.2.6 특수중심 가새골조

특수중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 ‘부록 C12.1.4 특수중심 가새골조’에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다. 인장력만 지지할 수 있는 가새는 12.2.7의 보통중심 가새골조의 설계규정을 적용해야 한다.

12.2.7 보통중심 가새골조

보통중심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 골조내의 가새부재 및 접합부가 제한된 비탄성 변형능력이 요구될 것으로 기대되는 구조시스템으로서 ‘부록 C12.1.5 보통중심 가새골조’에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

12.2.8 편심 가새골조

편심 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 링크가 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야 하며 ‘부록 C12.1.6 편심 가새골조’에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

12.2.9 좌굴방지 가새골조

좌굴방지 가새골조는 설계지진력이 작용할 때 상당한 비탄성 변형능력을 발휘할 수 있어야

하며 ‘부록 C12.1.7 좌굴방지 가새골조’에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

12.2.10 특수강판 전단벽

특수강판 전단벽은 설계지진력이 작용할 때 웨브가 상당한 크기의 비탄성 변형을 수용할 수 있어야 하며 ‘부록 C12.1.8 특수강판 전단벽’에 기술된 요구사항들을 충족해야 한다.

12.3 합성구조의 내진설계

12.3.1 합성부재

12.3.1.1 범위

12.3.3에서 12.3.12까지의 지진하중 저항시스템에 사용되는 합성부재의 설계는 이 절의 요구사항과 12.1.4.4의 재료에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

12.3.1.2 합성 바닥판과 지붕슬래브

합성 슬래브 다이아프램은 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

12.3.1.2.1 하중전달

상세는 다이아프램과 경계부재, 수집재, 수평 골조시스템의 부재 사이의 힘을 전달하도록 설계해야 한다.

12.3.1.2.2 공칭전단강도

합성 다이아프램과 콘크리트로 채워진 데크플레이트 다이아프램의 공칭전단강도는 “콘크리트구조기준”(19장은 제외)의 내용에 근거하여 데크플레이트의 리브 상단 위에 있는 철근 콘크리트의 공칭전단강도로 구한다. 그 대안으로 합성 다이아프램의 공칭전단강도는 콘크리트로 채워진 다이아프램의 면내 전단실험에 의해 결정해야 한다.

12.3.1.3 합성보

합성보는 제6장의 요구사항을 만족해야 한다. 합성 특수 모멘트골조의 일부분인 합성보는 C12.2.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

12.3.1.4 매입형 합성기둥

이 조항의 내용은 전체 합성기둥 단면적의 최소한 1%의 강재 단면적을 갖는 매입형 합성기둥과 5.8.2.1에서 명시된 추가적인 제한조건을 만족시키는 매입형 합성기둥에 적용한다. 이러한 기둥은 이 절에서 수정되는 부분을 제외하고 제5장의 요구사항을 만족해야 한다. 12.3.1.4.2와 12.3.1.4.3에서 중간 및 특수 지진시스템에 대해 명시된 추가적인 요구사항은 12.3.3에서 12.3.12에 걸쳐 설명된 합성 지진시스템에서 요구되는 대로 적용해야 한다.

철근콘크리트 내에 강재 단면이 매입된 합성기둥은 다음의 수정된 사항을 제외하고 “콘크리트구조기준”에서 명시된 철근콘크리트 기둥의 요구사항을 만족해야 한다.

- (1) 12.3.1.4.1(2)의 강재 단면의 전단연결재
- (2) “콘크리트구조기준”에서 제시된 기둥의 강도에 대한 매입된 강재 단면의 분담
- (3) 12.3.3에서 12.3.12에 걸쳐 합성 지진시스템에 대한 설명에서 명시된 철근콘크리트 기둥에 대한 내진 요구사항

12.3.1.4.1 보통 내진시스템 요구사항

매입형 합성기둥에 대한 다음의 요구사항은 보통 내진시스템을 포함하여 모든 합성시스템에 대하여 적용된다.

- (1) 기둥의 설계전단강도는 5.8.2.3에 따라 결정되어야 한다. 띠철근의 공칭전단강도는 “콘크리트구조기준” 7.4.4(2)에서 7.4.4(9)의 규정에 따라 산정한다. “콘크리트구조기준”의 7.4.4(5)와 7.4.4(9)에서 치수 b_w 는 콘크리트 단면폭에서 전단방향과 수직방향으로 측정한 강재 단면의 폭을 뺀 값으로 해야 한다.
- (2) 강재 단면과 철근콘크리트가 작용하중을 나누어 부담하도록 설계된 합성기둥은 5.8.2.1의 요구사항을 만족시키는 전단연결재를 설치한다.
- (3) 횡방향 띠철근의 최대간격은 5.8.2.1의 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. 횡방향 철근의 직경은 합성부재의 장변치수의 1/50 보다 작지 않도록 해야 한다. 다만, 띠철근

은 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 “콘크리트구조기준” 5.6.1 및 “콘크리트구조기준” 8.8에 제시된 세부 사항과 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 이 절과 “콘크리트구조기준” 5.6.2의 요구사항을 만족해야 한다. 설계는 “콘크리트구조기준” 21.2.6과 21.2.7 그리고 21.8에 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.

12.3.1.4.2 중간 내진시스템 요구사항

중간 내진시스템에서의 매입형 합성기둥은 12.3.1.4.1의 요구사항 외에 다음의 요구사항을 만족해야 한다.

- (1) 상부와 하부에서의 횡방향 철근의 최대 간격은 다음 중 최소값으로 한다.

- ① 단면의 최소치수의 1/2
- ② 길이방향 철근직경의 8배
- ③ 띠철근직경의 24배
- ④ 300mm

위 횡방향철근의 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 최대값
- ③ 450mm

- (2) 기둥 나머지 구간에 대한 띠철근 간격은 위에서 명시된 간격의 2배를 초과해서는 안 된다.
- (3) 용접철망은 중간 내진시스템에서 횡방향철근으로 인정하지 않는다.

12.3.1.4.3 특수 내진시스템 요구사항

특수 내진시스템에서의 매입형 합성기둥은 12.3.1.4.1과 12.3.1.4.2의 요구사항 뿐만 아니라 다음의 요구사항을 추가로 만족해야 한다.

- (1) 매입형 합성기둥에 대한 소요축방향강도와 이음부상세는 12.2.1.3과 12.2.1.4의 요구사항을 만족해야 한다.
 - (2) 길이방향의 하중저항 철근은 “콘크리트구조기준” 21.4.3의 요구사항을 만족해야 한다.
 - (3) 횡방향철근은 “콘크리트구조기준” 21.4.4에 명시된 바와 같이 후프이어야 하며 다음의 요구사항을 만족해야 한다.
- ① 띠철근의 최소면적 A_{sh} 는 다음 식을 만족해야 한다.

$$A_{sh} = 0.09h_{cc}s \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right) \left(\frac{f_{ck}}{F_{yh}} \right) \quad (12.3.1.4.3-1)$$

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 (mm²)

P_n : 제8장에 따라 계산된 합성기둥의 공칭압축강도 (N)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa)

F_{yh} : 띠철근의 항복강도 (MPa)

매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 1.0D+0.5L 하중효과보다 큰 경우 식 (12.3.1.4.3-1)은 만족하지 않아도 된다.

- ② 기둥의 길이를 따라 설치된 횡방향철근의 최대간격은 길이방향 하중저항철근직경의 6배 또는 150mm 중 작은 값으로 해야 한다.
- ③ 12.3.1.4.3(4), 12.3.1.4.3(5) 또는 12.3.1.4.3(6)에서 명시된 횡방향철근의 최대 간격은 부재단면 최소치수의 1/4 또는 100mm 중 작은 값으로 해야 한다. 이러한 횡방향철근에 대해 연결철근, 겹친후프의 다리, 그리고 다른 구속철근의 간격은 횡방향으로 350mm 보다 크게 할 수 없다.
- (4) P_n 의 0.2배보다 큰 압축력을 받는 가새골조의 매입형 합성기둥은 전체 부재길이에 걸쳐 12.3.1.4.3(3)③에 명시된 바와 같은 횡방향 철근을 배근해야 한다. 매입형 합성기둥의 강재 단면만의 공칭강도가 하중조합 1.0D + 0.5L의 하중효과보다 큰 경우 이러한

요구사항을 만족하지 않아도 된다.

- (5) 벽체나 가새골조 같은 불연속적인 강성부재로부터의 반력을 지지하는 합성기둥은 축방향 압축력이 P_n 의 0.1배를 초과하면 불연속이 발생하는 위치 하부의 전체길이에 걸쳐서 12.3.1.4.3(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 12.3.1.4.2에 명시된 구간에 걸쳐 12.3.1.4.3(3)③의 요구사항을 만족해야 한다.
 - ② 12.3.4.5의 강기둥-약보에 대한 설계요구사항을 만족해야 한다. 주각부의 상세는 비탄성 휨힌지를 유지할 수 있도록 설계해야 한다.
 - ③ 기둥의 전단강도는 “콘크리트구조기준” 21.4.5의 요구사항을 만족해야 한다.
- (7) 기둥이 독립기초 또는 온통기초위에 설치될 때, 이 조항에서 명시된 바와 같은 횡방향 철근은 독립기초 또는 온통기초 안쪽으로 최소한 300mm를 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.

12.3.1.5 충전형 합성기둥

이 조항은 5.8.2.2의 제한사항을 만족하는 기둥에 적용한다. 이러한 기둥은 이 조항에서 규정되는 사항을 제외하고 제5장의 요구사항을 만족하도록 설계해야 한다.

- (1) 합성기둥의 공칭전단강도는 유효전단면적에 근거하여 계산된 강재 단면만의 공칭전단 강도로 산정한다. 콘크리트와 강재 사이에 적절한 하중전달 메커니즘을 고려하여 설계한 경우 콘크리트의 전단내력을 강재 단면의 전단강도에 합산하여 계산할 수 있다.
- (2) 12.3.4, 12.3.7, 그리고 12.3.9에서 설명된 특별 내진시스템에 있어서 충전형 합성기둥에 대한 설계하중과 기둥이음은 12.3.1.5(1)의 요구사항에 추가하여 12.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.
- (3) 합성특수 모멘트골조에 사용된 충전형 합성기둥은 12.3.1.5(1)과 12.3.1.5(2)의 요구사항과 함께 다음의 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.

- ① 기둥의 최소전단강도는 “콘크리트구조기준” 21.4.5의 요구사항을 만족해야 한다.
- ② C12.1.1.4의 강기둥약보의 설계요구사항을 만족해야 한다. 주각부는 비탄성 휨힌지를 유지할 수 있도록 설계해야 한다.
- ③ 콘크리트충전 각형강관의 최소 벽두께는 다음과 같다.

$$t_{\min} = b \sqrt{F_y / (2E_s)} \quad (12.3.1.5-1)$$

여기서, b 는 강관면의 평평한 폭으로 표 5.1.1.3-1에 정의되어 있다.

12.3.2 합성 접합부

12.3.2.1 범위

이 조항은 지진하중이 강재와 철근콘크리트 부재 사이에서 전달되는 합성시스템 또는 강재와 콘크리트의 복합시스템을 갖는 건축물의 접합부에 대하여 적용한다. 합성 접합부는 12.2와 “콘크리트구조기준”의 요구사항을 만족하는 철근콘크리트 접합부 또는 강재 접합부에 상응하는 강도, 연성, 그리고 인성을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부 강도의 계산법은 이 절의 요구사항을 만족해야 한다.

12.3.2.2 일반 요구사항

접합부는 설계충간변위에서의 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 12.3.3에서 12.3.12까지의 요구사항을 만족해야 한다. 접합된 부재의 설계강도가 공칭치수와 공칭재료강도에 근거할 때 접합부의 설계강도의 계산은 접합된 부재의 실제강도의 증가에 따른 효과를 고려해야 한다.

12.3.2.3 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 12.3.2.3(1)에서 12.3.2.3(5)까지의 요구사항을 만족해야 한다.

- (1) 구조용 강재와 철근콘크리트 사이에 힘은 다음과 같은 방법을 통해 전달되어야 한다.

- ① 스티드 전단연결재나 적절한 장치에 의한 직접적인 지압

② 기계적인 방법

③ 전단력 전달면에 직교하는 방향으로 조이는 힘에 의한 전단마찰

④ 이러한 여러 방법들의 조합

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.

공칭지압과 전단마찰강도는 “콘크리트구조기준” 제6장과 제7장의 요구사항을 만족해야 한다. 더 높은 강도가 반복하중 실험에 의해 입증되지 않는다면 12.3.4, 12.3.7, 12.3.9, 12.3.11, 그리고 12.3.12에서 설명된 합성 내진시스템에 대하여 공칭지압과 전단마찰강도를 25% 감소해야 한다.

- (2) 합성 접합부에서 구조용 강재요소의 설계강도는 제1장부터 제11장까지의 규정 및 12.2에 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 C12.1.1.2.1과 “콘크리트구조기준” 21.5에서 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 “콘크리트구조기준” 제8장에 따라 결정된다. 그리고 12.3.4, 12.3.7, 12.3.9, 12.3.11, 그리고 12.3.12에서 설명한 시스템에 대한 정착길이는 “콘크리트구조기준” 21.5.4의 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 “콘크리트구조기준” 21.5의 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) 12.3.5, 12.3.6, 12.3.8 그리고 12.3.10에서 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.

12.3.3 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 C12.2.1 합성 부분강접 모멘트골조’에 기술된 조항을 적용한다.

12.3.4 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 C12.2.2 합성 특수 모멘트골조’에 기술된 조항을 적용한다.

12.3.5 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 C12.2.3 합성 중간 모멘트골조’에 기술된 조항을 적용한다.

12.3.6 합성 보통 모멘트골조

합성기둥 또는 철근콘크리트 기둥과 강재보 또는 합성보로 구성된 보통 모멘트골조는 설계지진력이 작용할 때 보와 기둥 그리고 접합부에 제한된 비탄성 변형이 발생한다는 가정 하에서 ‘부록 C12.2.4 합성 보통 모멘트골조’에 기술된 조항을 적용한다.

12.3.7 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 가정 하에서 ‘부록 C12.2.5 합성 특수중심 가새골조’에 기술된 조항을 적용한다.

12.3.8 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 C12.2.6 합성 보통 가새골조’에 기술된 조항을 적용한다.

12.3.9 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 C12.2.7 합성 편심 가새골조’에 기술된 조항을 적용한다.

12.3.10 합성 보통 전단벽

철근콘크리트 전단벽이 강재요소와 합성적으로 거동하는 경우에 ‘부록 C12.2.8 합성 보통 전단벽’의 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.

철근콘크리트 벽체는 “콘크리트구조기준”(부록II는 제외)의 요구사항들을 만족해야 한다.

12.3.11 합성 특수 전단벽

합성 특수 전단벽은 ‘부록 C12.2.8의 합성 보통 전단벽’에 대한 요구사항과 “콘크리트구조

기준”(부록II 포함)의 전단벽에 대한 요구사항 그리고 ‘부록 C12.2.9 합성 특수 전단벽’의 내용을 만족해야 한다.

12.3.12 합성 강판 전단벽

한쪽 또는 양쪽에 철근콘크리트가 부착된 강판과 강재 또는 합성 경계부재로 구성된 구조용 벽은 ‘부록 C12.2.10 합성 강판 전단벽’에 기술된 조항을 적용한다.

부 록

A6. 조밀 또는 비조밀 웨브를 갖는 부모멘트부 합성 및 비합성 직선 I-거더의 휨저항강도

A6.1 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 455MPa를 초과해서는 안 된다.
- 웨브는 다음의 비조밀 세장비 한계를 만족해야 한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A6.1-1})$$

- 플랜지는 다음의 단면2차모멘트비를 만족해야 한다.

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (\text{A6.1-2})$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는

B6.3.1의 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 6.3.1.8의 규정에 따라 설계해야 한다.

여기에 기술된 규정에 따라 설계된 단면은 A6.2 규정에 정의된 조밀 웨브 또는 비조밀 웨브를 가져야 한다.

A6.1.1 불연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xc} \leq \phi_f M_{nc} \quad (\text{A6.1.1-1})$$

여기서, ϕ_f : 휨에 관한 강도저항계수

f_l : 6.3.1.1.6의 규정에 따라 결정된 플랜지의 횡방향 휨응력 (MPa)

M_{nc} : A6.3의 규정에 따라 구한 압축플랜지 항복기준 공칭휨저항강도
(N·mm)

M_u : 6.3.1.1.6의 규정에 따라 구한 강축에 대한 단면의 휨모멘트 (N·mm)

M_{yc} : B6.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc} 로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A6.1.2 불연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xt} \leq \phi_f M_{nt} \quad (\text{A6.1.2-1})$$

여기서, M_{nt} : A6.4의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 공칭휨저항강도
(N·mm)

M_{yt} : B6.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt} 로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm^3)

A6.1.3 연속적으로 횡지지된 압축플랜지

강도한계상태에서 다음을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.1.3-1})$$

여기서, M_{yc} : B6.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_{pc} : A6.2.1 또는 A6.2.2에 규정된 압축플랜지의 웨브 소성계수

A6.1.4 연속적으로 횡지지된 인장플랜지

강도한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$M_u \leq \phi_f R_{pt} M_{yt} \quad (\text{A6.1.4-1})$$

여기서, M_{yt} : B6.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_{pt} : A6.2.1 또는 A6.2.2에 규정된 인장플랜지의 웨브 소성계수

A6.2 웨브 소성계수

A6.2.1 조밀 웨브를 갖는 단면

다음 조건을 만족하는 단면은 조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw(D_{cp})} \quad (\text{A6.2.1-1})$$

여기서,

$\lambda_{pw(D_{cp})} = 2D_{cp}/t_w$ 에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \frac{\sqrt{E/F_{yc}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) \quad (\text{A6.2.1-2})$$

$$\begin{aligned}\lambda_{rw} &= \text{비조밀 웨브의 세장비 한계} \\ &= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}\end{aligned}\quad (\text{A6.2.1-3})$$

여기서, D_c : 탄성범위 내에서 웨브의 압축 측 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는

B6.3.1의 규정으로 구한다.

D_{cp} : B6.3.2에 규정된 소성모멘트 적용 시 압축을 받는 웨브의 높이 (mm)

M_y : B6.2에 규정된 M_{yc} 와 M_{yt} 중 작은 값의 항복모멘트 (N·mm)

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

웨브 소성계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{A6.2.1-4})$$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{A6.2.1-5})$$

여기서, M_p : B6.1에 규정된 소성모멘트 (N·mm)

M_{yc} : B6.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

M_{yt} : B6.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_{pc} : 압축플랜지에 대한 웨브 소성계수

R_{pt} : 인장플랜지에 대한 웨브 소성계수

A6.2.2 비조밀 웨브를 갖는 단면

식 (A6.2.1-1)의 조건을 만족하지는 않지만 웨브 세장비가 아래의 조건을 만족하면 비조밀 웨브 단면으로 간주한다.

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \quad (\text{A6.2.2-1})$$

여기서,

λ_w = 탄성모멘트를 기준으로 한 웨브 세장비

$$= \frac{2D_c}{t_w} \quad (\text{A6.2.2-2})$$

λ_{rw} = 비조밀 웨브의 세장비 한계

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A6.2.2-3})$$

D_c : 탄성범위 내에서 압축을 받는 웨브의 높이 (mm). 합성단면의 경우 D_c 는 B6.3.1의 규정으로 구한다.

웨브 소성계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yc}} \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{A6.2.2-4})$$

$$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yt}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yt}} \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{A6.2.2-5})$$

여기서,

$\lambda_{pw(D_c)}$ = $2D_c/t_w$ 에 상응하는 조밀 웨브의 세장비 한계

$$= \lambda_{pw(D_c)} \left(\frac{D_c}{D_{cp}} \right) \leq \lambda_{rw} \quad (\text{A6.2.2-6})$$

A6.3 압축플랜지 항복기준 휨저항강도

A6.3.1 일반사항

A6.3.2로 구한 국부좌굴강도와 A6.3.3으로 구한 횡비틀림좌굴강도로부터 결정된 압축플랜지 항복기준 공칭 휨저항강도 M_{nc} 는 식 (A6.1.1-1)을 만족해야 한다.

A6.3.2 국부좌굴강도

압축플랜지의 국부좌굴에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

- $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.3.2-1})$$

- 그 밖의 경우

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.3.2-2})$$

여기서,

λ_f = 압축플랜지의 세장비

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (\text{A6.3.2-3})$$

λ_{pf} = 조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A6.3.2-4})$$

λ_{rf} = 비조밀 플랜지에 대한 세장비 한계

$$= 0.95 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_{yr}}} \quad (\text{A6.3.2-5})$$

k_c : 플랜지 국부좌굴계수

- 조립단면인 경우

$$= \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \quad (\text{A6.3.2-6})$$

$$0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

- 압연형강인 경우

$$= 0.76$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭
 항복 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 안된다.
 (MPa)

M_{yc} : B6.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

M_{yt} : B6.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A6.2.1 또는 A6.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웹 소성계수

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)

A6.3.3 횡비틀림좌굴강도

비지지길이에 따른 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

- $L_b \leq L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.3.3-1})$$

- $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.3.3-2})$$

- $L_b > L_r$ 인 경우

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.3.3-3})$$

여기서,

L_b : 비지지길이 (mm)

L_p = 균등휨상태에서 공칭휨강도 $R_{pc} M_{yc}$ 를 보장하는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A6.3.3-4})$$

L_r = 균등휨상태에서 압축플랜지의 잔류응력영향을 포함하여 어느 쪽의 플랜지든 먼저 항복이 시작되는 비지지길이의 한계 (mm)

$$= 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}} \quad (\text{A6.3.3-5})$$

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

$$C_b = 1.0 \quad (\text{A6.3.3-6})$$

- 그 밖의 경우:

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (\text{A6.3.3-7})$$

F_{cr} = 탄성형비틀림좌굴응력 (MPa)

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b/r_t)^2} \quad (\text{A6.3.3-8})$$

J = 순수비틀림상수 (mm^4)

$$= \frac{Dt_w^3}{3} + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{fc}}{b_{fc}}\right) + \frac{b_{ft} t_{ft}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{ft}}{b_{ft}}\right) \quad (\text{A6.3.3-9})$$

r_t = 횡비틀림좌굴에 대한 유효회전반경 (mm)

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} \quad (\text{A6.3.3-10})$$

여기서, F_{yr} : 잔류응력은 고려하되 횡방향 휨응력은 고려하지 않은 단면 내 공칭
항복 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_c
는 B6.3.1의 규정으로 구한다.

h : 상·하부 플랜지 중심선 사이의 높이 (mm)

M_{mid} : 비지지길이 구간 중앙점에서의 강축에 대한 휨모멘트로, 휨모멘트 포
락선으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압
축이 전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘
트로 한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는
경우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다 ($\text{N}\cdot\text{mm}$).

M_o : M_2 에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, 휨모멘트 포락선
으로부터 이 점에서 플랜지에 최대 압축응력을 발생시키거나, 압축이
전혀 발생하지 않는 경우에는 최소 인장응력을 발생시키는 모멘트로
한다. 이 모멘트는 계수하중에 의한 것으로 플랜지가 압축을 받는 경
우가 양의 값이며 인장을 받는 경우는 음의 값이다 ($\text{N}\cdot\text{mm}$).

M_1 : M_2 에 대응하는 반대편 브레이싱 지점의 휨모멘트로, M_2 와 M_o 또는
 M_{mid} 를 선형 보간하여 구한 모멘트 중 C_b 값을 작게 발생시키는 것으
로 다음과 같이 구한다 ($\text{N}\cdot\text{mm}$).

• 브레이싱점 간의 전 구간에서 모멘트의 변화가 오목한 형태라면:

$$M_1 = M_o \quad (\text{A6.3.3-11})$$

• 그 밖의 경우:

$$M_1 = 2M_{mid} - M_2 \geq M_0 \quad (A6.3.3-12)$$

M_2 : 브레이싱 양단지점에서 플랜지에 압축응력을 발생시키는 강축에 대한 휨모멘트의 최대값. 계수하중에 의한 모멘트 포락선으로부터 결정하며 양의 값을 갖는다. 브레이싱 양 지점에서 모멘트가 0이거나 플랜지에 인장응력을 발생시키는 경우에는 0으로 한다 (N·mm).

M_{yc} : B6.2의 규정으로 구한 압축플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

M_{yt} : B6.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_h : 6.3.1.1.10(1)에 규정된 하이브리드 단면의 플랜지 응력감소계수

R_{pc} : A6.2.1 또는 A6.2.2의 규정으로 구한 압축플랜지에 대한 웨브 소성계수

S_{xc} : M_{yc}/F_{yc} 로 구하는 압축플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

S_{xt} : M_{yt}/F_{yt} 로 구하는 인장플랜지의 강축에 대한 탄성단면계수 (mm³)

부재 비지지길이에 걸쳐 비합성 일축대칭단면이 역곡률 힘을 받는 경우, 상부플랜지가 연속적으로 횡지지되지 않았으면 양측 플랜지 모두에 대해 횡비틀림좌굴강도를 검토해야 한다.

부재 비지지길이에 걸쳐 단면이 불균일한 경우, 비지지길이 내에서 균일부재로 간주하고 식 (A6.3.3-1), 식 (A6.3.3-2), 또는 식 (A6.3.3-3)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_b 는 이 경우에는 1.0이며, L_b 는 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.

A6.4 인장플랜지 항복기준 휨저항강도

인장플랜지의 항복에 관한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \quad (\text{A6.4-1})$$

여기서, M_{yt} : B6.2의 규정으로 구한 인장플랜지 항복기준 항복모멘트 (N·mm)

R_{pc} : A6.2.1 또는 A6.2.2의 규정으로 구한 인장플랜지에 대한 웨브소성계수

B6. 휨부재의 특성계산

B6.1 소성모멘트

소성모멘트 M_p 는 소성단면력의 소성중립축에 대한 일차모멘트로 구한다. 단면의 강재 부분의 소성력은 플랜지, 웨브 및 철근의 항복응력을 사용하여 계산한다. 단면의 압축부 콘크리트의 소성단면력은 콘크리트 응력의 크기가 $0.85f'_c$ 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_p 를 계산한다. 실제로 자주 발생하는 소성중립축의 다양한 위치에 대한 계산식은 표 B6.1-1에 주어져 있다.

종방향 철근에 작용하는 힘은 무시할 수도 있으며 이 경우에는 표 B6.1-1에 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 B6.1-2에 주어져 있다.

비합성단면의 소성모멘트는 합성단면에 대한 표 B6.1-1 및 표 B6.1-2의 식에서 콘크리트 바닥판과 종방향 보강철근에 관한 항을 제거하고 계산해야 한다.

M_p 계산식에서 d 는 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 B6.1-1 및 표 B6.1-2에 주어진 순서에 따라 검토해야 한다.

표 B6.1-1 정모멘트단면에 대한 \bar{Y} 와 M_p

경우	소성중립축	조건	\bar{Y} 와 M_p
I	웹	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] +$ $[P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	상부플랜지	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] +$ $[P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$
III	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 아래부분)	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	콘크리트 바닥판 (P_{rb} 위, P_{rt} 아래부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) +$ $[P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_{rt}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	콘크리트 바닥판 (P_{rt} 위부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) +$ $[P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

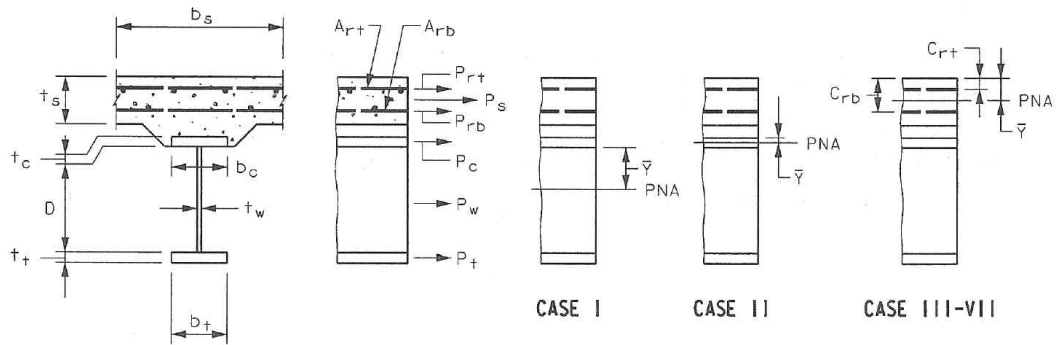
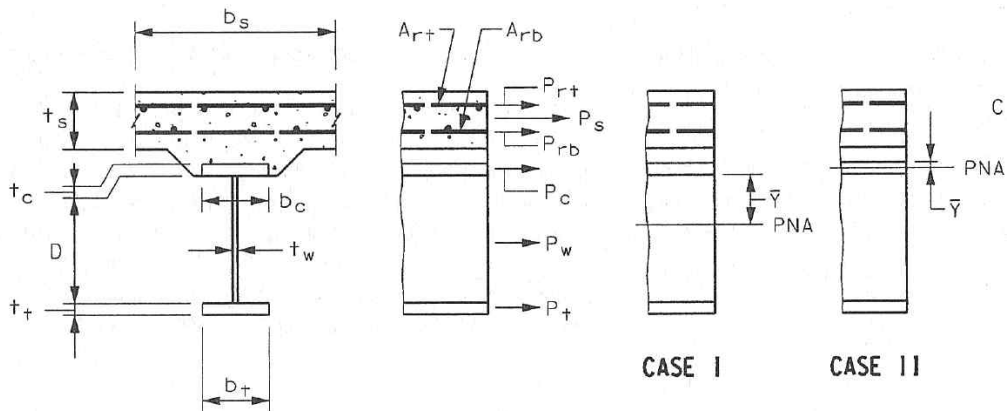


표 B6.1-2 부모멘트 단면에 대한 \bar{Y} 와 M_p

경우	소성중립축	조건	\bar{Y} 와 M_p
I	웹	$P_c + P_w \geq P_t + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + P_c d_c]$
II	상부플랜지	$P_c + P_w + P_t \geq P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_t}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_c - P_{rt} - P_{rb}}{P_t} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_t}{2t_t} \left[\bar{Y}^2 + (t_t - \bar{Y})^2 \right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_w d_w + P_c d_c]$



여기서, $P_{rt} = F_{yrt} A_{rt}$

$$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s$$

$$P_{rb} = F_{yrb} A_{rb}$$

$$P_c = F_{yc} b_c t_c$$

$$P_w = F_{yw} D t_w$$

$$P_t = F_{yt} b_t t_t$$

B6.2 항복모멘트

B6.2.1 비합성단면

비합성단면의 항복모멘트 M_y 는 강도한계상태에서 압축플랜지가 먼저 항복을 일으키는 모멘트이거나 인장플랜지에서 먼저 항복이 일어나는 모멘트 중 작은 값이다. 이와 같은 계산 시 모든 형태의 단면에서 플랜지 횡방향 휨과 하이브리드 단면의 웨브항복은 무시해야 한다.

B6.2.2 정모멘트부 합성단면

정모멘트부 합성단면의 항복모멘트 M_y 는 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 웨브 항복은 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.

$$F_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (\text{B6.2.2-1})$$

2) 다음을 계산한다.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (\text{B6.2.2-2})$$

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 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)

M_y 는 압축플랜지 항복모멘트 M_{yc} 또는 인장플랜지 항복모멘트 M_{yt} 가운데 작은 값이다.

B6.2.3 부모멘트부 합성단면

부모멘트부 합성단면의 경우 B6.2.2의 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.

B6.2.4 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.

B6.3 압축을 받는 웨브의 높이

B6.3.1 탄성범위(D_c)

정모멘트부 합성단면의 경우, 탄성범위에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_c 는 고정하중, 활하중 및 충격하중에 의한 강재 단면, 장기 합성단면과 단기 합성단면에 작용하는 하중에 의해 발

생하는 응력의 대수적 합이 압축인 웨브의 높이다. 응력 다이어그램으로부터 정모멘트부 단면의 D_c 를 구하는 대신 아래 식을 적용할 수 있다.

$$D_c = \left(\frac{-f_c}{|f_c| + f_t} \right) d - t_{fc} \geq 0 \quad (\text{B6.3.1-1})$$

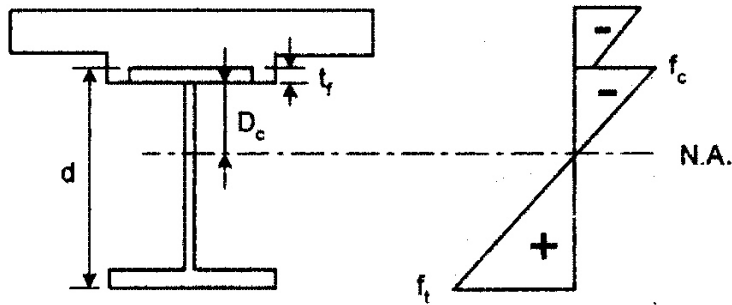


그림 B6.3.1-1 정모멘트 단면의 D_c 계산

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_c 는 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_c 는 강재와 종방향 철근만으로 구성된 단면으로 계산한다. 사용한계상태에 의한 부모멘트부 합성단면의 휨응력을 계산할 때 콘크리트 바닥판이 유효한 것으로 간주하는 경우에는 식 (B6.3.1-1)로 D_c 를 산정한다.

B6.3.2 소성모멘트 상태(D_{cp})

정모멘트부 합성단면의 경우, 소성중립축이 웨브 내에 있는 표 B6.1-1의 해당 경우에 대하여 소성모멘트에서 압축을 받는 웨브의 높이 D_{cp} 는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left(\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_cA_s - F_{yrs}A_{rs}}{F_{yw}A_w} + 1 \right) \quad (\text{B6.3.2-1})$$

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 B6.1-2의 해당 경우에 대하여 D_{cp} 는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_wF_{yw}} [F_{yt}A_t + F_{yw}A_w + F_{yrs}A_{rs} - F_{yc}A_c] \quad (\text{B6.3.2-2})$$

다른 모든 부모멘트부 합성단면의 D_{cp} 는 D 와 같다.

비합성단면의 경우 다음을 만족하면,

$$F_{yw}A_w \geq |F_{yc}A_c - F_{yt}A_t| \quad (\text{B6.3.2-3})$$

D_{cp} 는 다음과 같이 구한다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}} [F_{yt} A_t + F_{yw} A_w - F_{yc} A_c] \quad (\text{B6.3.2-4})$$

다른 모든 비합성단면에서 D_{cp} 는 D 와 같다.

B6.4 $C_B > 1.0$ 인 경우의 횡비틀림좌굴식

B6.4.1 6.3.1.8.2(3)의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 압축플랜지의 횡비틀림좌굴강도는 다음과 같이 구한다.

- $L_b \leq L_p$ 인 경우

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B6.4.1-1})$$

- $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$- L_b \leq L_p + \frac{\left(1 - \frac{1}{C_b}\right)}{\left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)} (L_r - L_p) \text{ 이면}$$

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B6.4.1-2})$$

- 그 밖의 경우

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B6.4.1-3})$$

- $L_b > L_r$ 인 경우

$$- L_b \leq \pi r_t \sqrt{\frac{C_b E}{R_h F_{yc}}} \text{ 이면}$$

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B6.4.1-4})$$

－ 그 밖의 경우

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (\text{B6.4.1-5})$$

위의 식의 모든 기호는 6.3.1.8.2(3) 규정의 정의를 따른다.

B6.4.2 A6.3.3의 규정

비지지길이 내에서 단면이 균일한 경우 횡비틀림좌굴에 근거한 휨저항강도는 다음과 같이 구한다.

• $L_b \leq L_p$ 인 경우

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B6.4.2-1})$$

• $L_p < L_b \leq L_r$ 인 경우

$$- L_b \leq L_p + \frac{\left(1 - \frac{1}{C_b}\right)}{\left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}}\right)} (L_r - L_p) \text{ 인 경우}$$

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B6.4.2-2})$$

－ 그 밖의 경우

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B6.4.2-3})$$

• $L_b > L_r$ 인 경우

$$- L_b \leq 1.95r_t \frac{C_b S_{xc} E}{R_{pc} M_{yc}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{R_{pc} M_{yc}}{C_b S_{xc} E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}} \text{ 이면}$$

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B6.4.2-4})$$

– 그 밖의 경우

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{B6.4.2-5})$$

위의 식의 모든 기호는 A6.3.3 규정의 정의를 따른다.

B6.5 지압보강재가 없는 웨브에 작용하는 집중하중

B6.5.1 일반사항

하중이 바닥판을 통하여 전달되지 않고 집중하중을 직접 받는 지점부 등에 있는 지압보강재가 없는 웨브는 B6.5.2 및 B6.5.3의 규정에 따라 웨브 국부항복과 웨브 크리플링 한계상태에 대하여 검토해야 한다.

B6.5.2 웨브 국부항복

압축 또는 인장 집중하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \leq \phi_b R_n \quad (\text{B6.5.2-1})$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

- 내측 지점 반력과 부재 단부로부터 d 보다 먼 거리 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \quad (\text{B6.5.2-2})$$

- 그 밖의 경우

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \quad (\text{B6.5.2-3})$$

여기서, ϕ_b : 지압에 대한 강도저항계수

d : 강재 단면의 높이 (mm)

k : 집중하중 또는 지압 반력에 저항하는 플랜지의 외측 면으로부터 웨브의 필릿용접 끝단까지의 거리 (mm)

N : 베어링의 길이 (mm). 단부 베어링에서는 k 이상이어야 한다.

R_u : 계수집중하중 또는 베어링 반력 (N)

B6.5.3 웨브 크리플링

집중압축하중을 받는 웨브는 다음을 만족해야 한다.

$$R_u \leq \phi_w R_n \quad (\text{B6.5.3-1})$$

여기서, R_n : 집중하중에 대한 공칭저항강도 (N)

- 내측 지점반력과 부재단부로부터 $d/2$ 이상 떨어진 위치에서 집중하중을 받는 경우

$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{B6.5.3-2})$$

- 그 밖의 경우

– $N/d \leq 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{B6.5.3-3})$$

– $N/d > 0.2$ 이면

$$R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{B6.5.3-4})$$

여기서, ϕ_w : 웨브 크리플링에 대한 강도저항계수

t_f : 집중하중 또는 베어링 반력에 저항하는 플랜지의 두께 (mm)

C12. 건축물 내진설계

C12.1 강구조의 내진설계

C12.1.1 특수 모멘트골조

C12.1.1.1 보-기둥 접합부

C12.1.1.1.1 요구사항

지진하중 저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 세 가지 조건을 만족해야 한다:

- (1) 접합부는 최소 0.04rad 의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.
- (2) 기둥외주면에서 접합부의 계측휨강도는 0.04rad 의 층간변위에서 적어도 보 M_p 의 80% 이상을 유지해야 한다.
- (3) 접합부의 소요전단강도는 다음의 지진하중효과 E 에 의해 산정한다.

$$E = 2[1.1R_y M_p] / L_h \quad (\text{C12.1.1.1.1-1})$$

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.

C12.1.1.1.2 성능입증

C12.1.1.1.1에서 요구하는 지진하중 저항시스템의 보-기둥 접합부의 성능요건은 강구조 내진성능 접합부 인증지침을 따른다.

C12.1.1.1.3 용접

강구조 내진성능 접합부 인증 지침에 따라 예외로 인정하거나 별도로 결정된 경우를 제외하고는 보플랜지, 전단플레이트 그리고 보웹브와 기둥 사이의 완전용입용접부는 12.2.2.3.2에서 기술한 임계용접부로 고려한다.

C12.1.1.1.4 보호영역

- (1) 비탄성 변형이 발생하는 보의 양단 부분은 보호영역으로서 이 영역은 12.2.2.4의 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.

C12.1.1.2 보-기둥 접합부 패널존(보웹브와 기둥 웹브가 평행한 경우)

C12.1.1.2.1 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 9.1.10.6의 규정에 의하여 산정한다.

C12.1.1.2.2 패널존의 두께

기둥 웹브와 패널존 보강판 각각은 다음의 기준을 만족해야 한다:

$$t > (d_z + w_z)/90 \quad (\text{C12.1.1.2.2-1})$$

여기서, t : 기둥 웹브 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 (C12.1.1.2.2-1)을 만족하면 된다.

C12.1.1.2.3 패널존 보강판

기둥 웨브의 두께가 식 (C12.1.1.2.2-1)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 (C12.1.1.2.2-1)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 150mm 연장해야 한다.

C12.1.1.3 보와 기둥의 구조제한

아래의 사항과 더불어 12.2.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.1.3.1 판폭두께비 제한

실험에 의해 별도로 입증되지 않는 한, 보와 기둥부재들은 12.2.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.1.3.2 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.

C12.1.1.4 연속판

연속판은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 연속판과 일관성을 유지하도록 한다.

C12.1.1.5 기둥-보의 모멘트비

보-기둥 접합부에서는 다음의 관계식을 만족해야 한다.

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0 \quad (C12.1.1.5-1)$$

여기서, ΣM_{pc}^* : 보와 기둥의 중심선의 교점에서의 접합부 상하 기둥의 모멘트들의 합. 접합부 상하 기둥의 공칭휨강도를 기둥의 축력을 감안하여 감소시킨 후, 보중심선으로 외사하여 합산하며(현치가 있을 경우에는 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 소성힌지 부에서의 예상 보 휨강도를 기둥중심선으로 외사하여 합산하며 다음과 같이 계산할 수 있다: $\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv})$. 대안으로서는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 자료를

기준으로 산정할 수 있다. 만약 보단면 감소부를 갖는 접합부라면,
 ΣM_{pb}^* 의 계산에 있어서 Z_b 를 Z_{RBS} 로 대체하여 구한다.

- 여기서, A_g : 기둥의 총단면적 (mm^2)
 F_{yc} : 기둥의 항복강도 (MPa)
 M_{uv} : 소성힌지 위치에서 기둥 중심선까지의 전단중폭에 의한 누가모멘트 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)
 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) 중폭지진하중을 제외한 나머지 모든 하중조합에 대해 $P_{uc} < 0.3P_c$ 를 만족하고 다음의

2가지 가운데 하나를 만족하는 기둥

- ① 단층건물의 기둥이나 다층건물의 최 상층부 기둥
- ② 다음의 기둥

가) 해당 층에서 규정적용이 면제되는 기둥들의 설계전단강도의 합이 그 층의 모든 모멘트골조기둥의 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

C12.1.1.6 보-기둥 접합부의 횡지지

C12.1.1.6.1 횡지지된 접합부

보웹브와 기둥 웹브가 동일 평면상에 있고 기둥의 패널존 외부가 탄성상태를 유지한다

면, 보-기둥 접합부의 기둥 플랜지는 보의 상부플랜지 위치에서만 횡지지를 요구한다. 식 (C12.1.1.5-1)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. 기둥 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.

C12.1.1.6.2 횡지지되지 않은 접합부

횡지지되지 않은 보-기둥 접합부를 갖는 내진골조의 기둥은, 인접한 횡지지간의 거리를 기둥의 좌굴길이로 사용하여, 제7장에 의해 설계를 하며 다음의 사항을 반영한다:

- (1) 기둥의 소요강도는 “건축구조기준”의 적절한 하중조합을 사용하되, 지진하중 E 는 다음 두 가지 중 작은 값을 택한다:
 - ① 증폭지진하중
 - ② 보의 설계휨강도 또는 패널존의 설계전단강도를 기반으로 계산된 골조설계강도의 125%
- (2) 기둥의 세장비 L/r 은 60을 넘지 않도록 한다.
- (3) 내진골조에 직각인 방향의 기둥의 소요휨강도는 C12.1.1.6.1(2)의 보플랜지 횡지지막이 유발한 모멘트와 이로 인한 기둥 플랜지 변형에 의한 2차 효과를 고려하여 산정한다.

C12.1.1.7 보의 횡지지

- (1) 보의 상하플랜지는 모두 $L_b = 0.086 r_y E / F_y$ 이하로 횡지지해야 한다. 횡지지재는 제8장의 식 (8.1.3.1.2-1)과 식 (8.1.3.1.2-2)를 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.

C12.1.1.8 기둥의 이음

- (1) 기둥의 이음은 12.2.1.4.1의 규정을 따라야 한다.
- (2) 그루브용접을 사용할 경우는 12.2.2.3.2에 부합되게 완전용입용접으로 해야 한다. 용접 탭은 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 공칭소성 휨강도의 합이다.
- (4) 적절한 응력집중계수 또는 파괴역학의 응력집중계수를 고려하여 산정된 기둥이음부의 소요강도는 비탄성해석에서 얻어진 이음부 소요강도를 초과할 필요가 없다.

C12.1.2 중간 모멘트골조

C12.1.2.1 보-기둥 접합부

C12.1.2.1.1 요구사항

지진하중 저항시스템에 속한 보-기둥 접합부는 다음의 조건을 제외하고는 C12.1.1.1.1의 요구조건을 만족해야 한다:

- (1) 접합부는 최소 0.02rad 의 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다.
- (2) 접합부의 소요전단강도는 C12.1.1.1.1에 따라 산정하되, 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u 보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 중폭지진하중을 사용한 "건축구조기준"의 적절한 하중조합을 이용하여 산정된 전단력을 초과할 필요는 없다.
- (3) 기둥 외주면의 접합부의 휨강도는 0.02rad의 층간변위각에서 적어도 보의 공칭소성모멘트의 80% 이상이어야 한다.

C12.1.2.1.2 접합부 성능 입증

C12.1.2.1.1에서 요구하는 지진하중 저항시스템의 보-기둥 접합부의 성능요건은 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

C12.1.2.1.3 용접

강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따라 예외로 인정하거나 별도로 결정된 경우를 제외하고는 보플랜지, 전단플레이트 그리고 보웹브와 기둥 사이의 완전용입용접부는 12.2.2.3.2에서 기술한 입계용접부로 고려한다.

C12.1.2.1.4 보호영역

- (1) 비탄성 변형이 발생하는 보의 양단부분은 보호영역으로서 이 영역은 12.2.2.4의 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.

C12.1.2.2 보-기둥 접합부 패널존 (보웹브와 기둥 웹브가 평행한 경우)

제9장에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C12.1.2.3 보 및 기둥의 구조제한

아래의 사항과 더불어 12.2.1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.2.3.1 판폭두께비 제한

실험에 의해 별도로 입증되지 않는 한, 보와 기둥부재들은 12.2.1.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.2.3.2 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.

C12.1.2.4 연속판

연속판의 두께는 편측접합부에서는 접합된 보플랜지 두께의 1/2이상, 양측 접합부에서는 접합된 보플랜지 두께 이상으로 하거나, 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른 접합부의 연속판과 일관성을 유지하도록 한다.

C12.1.2.5 기둥-보의 모멘트비

제1장부터 제11장까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C12.1.2.6 보-기둥 접합부의 횡지지

제1장부터 제11장까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C12.1.2.7 보의 횡지지

- (1) 보의 상하플랜지 모두 횡지지를 해야 한다. 횡지지만격은 $L_b = 0.17r_y E / F_y$ 를 넘지 않도록 한다. 횡지지가새는 제8장의 식 (8.1.3.1.2-1)과 식 (8.1.3.1.2-2)를 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.

C12.1.2.8 기둥의 이음

기둥의 이음은 12.2.1.4.1의 규정을 따라야 한다. 그루브용접을 사용할 경우는 12.2.2.3.2의 기준에 부합되게 완전용입용접으로 해야 한다.

C12.1.3 보통 모멘트골조

이절에서 제시한 C12.1.3.1.1, C12.1.3.1.3과 C12.1.3.4의 요구사항을 만족하지 않더라도 C12.1.1.1.2와 C12.1.1.4 또는 C12.1.2.1.2와 C12.1.2.4의 요구사항을 만족하는 접합부는 보통 모멘트골조에 사용할 수 있다. 중간 모멘트골조의 요구사항을 충족하더라도 보의 높이가 750mm를 초과하는 경우에는 보통 모멘트골조로 분류한다.

C12.1.3.1 보-기둥 접합부

보-기둥 접합부는 용접이나 고장력볼트를 사용해야 하며, 다음 규정에 따라 완전강접 또는 부분강접으로 설계할 수 있다.

C12.1.3.1.1 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. 용접 접근공의 표면거칠기는 $13\mu\text{m}$ 를 초과하지 않도록 하며, 노치와 가우지가 없어야 한다. 책임구조기술자의 지시에 따라 노치와 가우지를 보수하도록 한다. 엔드플레이트 볼트 모멘트접합부에서 엔드 플레이트에 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_u 는 다음의 지진하중효과 E 를 이용하여 산정한다.

$$E = 2[1.1R_yM_p]/L_h \quad (\text{C12.1.3.1.1-1})$$

정밀한 해석에 의하여 입증된 경우에는 V_u 보다 작은 값을 적용할 수 있다. 소요전단강도는 증폭지진하중을 사용한 “건축구조기준”의 적절한 하중조합을 이용하여 산정된 전단력을 초과할 필요는 없다.

C12.1.3.1.2 부분강접 모멘트접합부의 요구사항

다음의 요구사항을 만족하는 경우에는 부분강접 모멘트접합부를 사용할 수 있다.

- (1) 부분강접 접합부는 C12.1.3.1.1에서 규정된 소요강도에 대하여 설계해야 한다.
- (2) 접합부의 공칭휨강도 M_n 은 연결되는 보의 M_p 의 50% 이상이어야 한다. 단, 1층 구조

물의 경우, 접합부의 공칭휨강도 M_n 은 연결되는 기둥의 M_p 의 50% 이상이어야 한다.

- (3) 부분강접 모멘트접합부의 강성과 강도는 전체 골조의 안정성에 미치는 영향을 포함하여 설계에 반영하도록 한다.
- (4) 부분강접 모멘트접합부에 대한 V_u 는 하중조합에 의한 전단력과 접합부가 저항할 수 있는 최대 단부모멘트로부터 산출된 전단력을 합산하여 산정한다.

C12.1.3.1.3 용접

보플랜지, 전단플레이트, 그리고 보웨브와 기둥사이의 완전용입용접부는 12.2.2.3.2에서 기술한 임계용접부로서 고려한다.

C12.1.3.2 보-기둥 접합부의 패널존 (보웨브와 기둥 웨브가 나란한 경우)

제9장에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C12.1.3.3 보와 기둥의 구조제한

12.2.1.1 이외의 추가로 요구되는 사항은 없다.

C12.1.3.4 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.

$$t_{cf} < 0.54 \sqrt{b_f t_{bf} F_{yb} / F_{yc}} \quad (\text{C12.1.3.4-1})$$

또는,

$$t_{cf} < b_f / 6 \quad (\text{C12.1.3.4-2})$$

- (2) 연속판이 필요한 경우 두께는 다음에 따라 산정한다.

- ① 일방향 접합부(편측 접합부)에서 연속 판두께는 보플랜지 두께의 1/2이상으로 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 부분 용입용접 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.

C12.1.3.5 기둥-보의 모멘트비

별도의 요구사항은 없다.

C12.1.3.6 보-기둥 접합부에서의 횡지지가새

제1장부터 제11장까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C12.1.3.7 보의 횡지지가새

제1장부터 제11장까지에 언급된 사항 외에는 부가적인 요구사항은 없다.

C12.1.3.8 기둥의 이음부

기둥의 이음부는 12.2.1.4.1의 요구사항에 따른다.

C12.1.4 특수중심 가새골조

C12.1.4.1 가새부재

C12.1.4.1.1 세장비

가새부재의 세장비는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y} \quad (\text{C12.1.4.1.1-1})$$

$4\sqrt{E/F_y} < Kl/r \leq 200$ 인 가새부재는 기둥의 설계강도가 가새부재의 공칭강도에 R_y 를 곱하여 산정한 기둥으로 전달되는 최대하중 이상인 경우에만 허용한다. 기둥의 강도는 비선형 해석 또는 시스템으로부터 전달되는 최대요구강도를 초과할 필요는 없다.

C12.1.4.1.2 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.

C12.1.4.1.3 횡하중 분배

동일 가새열에서 각 가새부재의 압축 설계강도가 증폭지진하중을 포함하는 “건축구조기준”의 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 가새열이라함은 단일 가새열 또는 가새열에 직각방향으로 건물폭의 10% 이하의 오프셋을 갖는 평행한 가새열을 말한다.

C12.1.4.1.4 판폭두께비 제한

기둥 및 가새부재는 12.2.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.4.1.5 조립가새 부재

- (1) 단속긴결재 사이의 가새세장비 l/r 은 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/r 은 조립가새 부재의 지배세장비의 0.75배 이하로 할 수 있다.

C12.1.4.2 가새접합부의 소요강도

C12.1.4.2.1 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.

C12.1.4.2.2 소요휨강도

가새접합부의 소요휨강도는 임계좌굴축에 대한 가새부재의 $1.1R_y M_p$ 로 산정한다.

다만 C12.1.4.2.1의 요구사항을 만족하고 가새부재의 좌굴이후 비탄성회전을 수용할 수 있는 가새부재 접합부는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

C12.1.4.2.3 소요압축강도

가새접합부는 가새부재의 좌굴한계상태를 기초로 $1.1R_y P_n$ 의 식으로 산정된 값 이상의 소요압축강도를 보유하도록 설계한다. 여기서, P_n 은 가새부재의 공칭압축강도이다.

C12.1.4.3 가새배치에 따른 특별요구사항

C12.1.4.3.1 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 “건축구조기준”의 하중조합에 따라 산정한다. 지진하중을 포함하는 하중조합의 경우 보에 작용하는 지진하중효과 E 는 다음과 같이 산정한다.

- ① 인장력을 받는 모든 가새의 인장력은 $R_y F_y A_g$ 로 산정한다.

② 인장가새와 인접한 압축가새의 압축력은 $0.3P_n$ 으로 산정한다.

(2) 보의 기둥사이에서 연속이어야 하며 보의 상하플랜지는 비지지길이 $L_b \leq L_{pd}$ 가 되도록 횡지지해야 한다.

① 웨브면 내에 재하되며 인장측 플랜지 보다 작지 않은 압축측 플랜지를 갖는 1축대칭, 2축대칭 H형강의 경우

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (\text{C12.1.4.3.1-1})$$

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

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (\text{C12.1.4.3.1-2})$$

원형 혹은 정방형 단면의 부재 및 약축에 대해 힘을 받는 보의 경우 L_b 에 대한 제한이 없다.

(3) 보의 횡지지재는 제8장의 식 (8.1.3.1.2-1)과 식 (8.1.3.1.2-2)를 만족해야 한다. 여기서, $M_r = M_u = R_y Z F_y$ 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.

C12.1.4.3.2 K형 가새골조

K형 가새골조는 특수중심 가새골조의 범주에 포함할 수 없다.

C12.1.4.4 기둥이음

- (1) 특수중심 가새골조의 기둥이음은 12.2.1.4의 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.

C12.1.4.5 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 12.2.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.5 보통중심 가새골조

C12.1.5.1 가새부재

- (1) 보통중심 가새골조의 가새부재는 12.2.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.
다만 콘크리트 충전 강관 가새는 이 규정을 만족하지 않아도 된다.
- (2) K, V 및 역V형 가새골조의 가새부재의 세장비는 $Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$ 를 만족해야 한다.

C12.1.5.2 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 “건축구조 기준”의 하중조합에 의해 산정한다. 지진하중을 포함하는 하중조합의 경우 부재에 작용하는 지진하중 E 는 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 (C12.1.4.3.1-1) 또는 식 (C12.1.4.3.1-2)에 따라 비지지길이가 $L_b \leq L_{pd}$ 가 되도록 횡지지해야 한다.

- (3) 보의 횡지지재는 제8장의 식 (8.1.3.1.2-1)과 식 (8.1.3.1.2-2)를 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.

C12.1.5.3 가새접합부

가새접합부의 소요강도는 다음과 같이 산정한다.

- (1) 볼트의 마찰한계상태에 대한 가새접합부 소요강도는 증폭지진하중을 적용하지 않은 “건축구조기준”의 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

C12.1.5.4 지진격리 시스템 상부에 위치한 보통중심 가새골조

지진격리 구조물의 격리시스템의 상부에 위치한 보통중심 가새골조는 C12.1.5.3과 이 절의 요구사항을 만족해야 하며 C12.1.5.1 및 C12.1.5.2의 요구사항은 따르지 않아도 된다.

C12.1.5.4.1 가새부재

가새부재는 12.2.1.2의 요구사항을 만족해야 하고 세장비는 $Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$ 를 만족해야 한다.

C12.1.5.4.2 K형 가새골조

K형 가새골조는 지진격리 시스템 상부의 보통중심 가새골조로 사용할 수 없다.

C12.1.5.4.3 V 및 역V형 가새골조

지진격리 시스템 상부의 V 및 역V형 보통중심 가새골조 내의 보는 기둥과 기둥사이에서 연

속이어야 한다.

C12.1.6 편심 가새골조

C12.1.6.1 링크

C12.1.6.1.1 일반사항

- (1) 링크는 12.2.1.2.2의 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.

C12.1.6.1.2 전단강도

- (1) 링크의 설계전단강도 $\phi_v V_n$ 는 전단항복 한계상태를 기초로 산정한다. V_n 은 공칭전단 강도로 V_p 또는 $2M_p/e$ 중 작은 값을 사용하며 $\phi_v = 0.90$ 이다.

여기서, $M_p = F_y Z$ (N·mm)

$$V_p = 0.6 F_y A_w \text{ (N)}$$

e : 링크길이 (mm)

$$A_w = (d - 2t_f)t_w \text{ (mm}^2\text{)}$$

- (2) 링크의 설계강도에 영향을 주는 압축력의 존재는 다음과 같은 조건에서는 고려하지 않아도 된다.

$$P_u \leq 0.15 P_y \quad (\text{C12.1.6.1.2-1})$$

여기서, P_u : 하중조합에 의해 산정한 소요압축강도 (N)

$$P_y : \text{공칭압축항복강도}(P_y = F_y A_g) \text{ (N)}$$

- (3) 링크의 설계강도에 영향을 주는 축력이 다음과 같은 조건에서는 아래의 추가의 요구사항 ①, ②를 만족해야 한다.

$$P_u > 0.15P_y \quad (\text{C12.1.6.1.2-2})$$

- ① 링크의 설계전단강도는 $\phi_v V_{pa}$ 와 $2\phi_v M_{pa}/e$ 중 작은 값을 사용하며 $\phi_v = 0.90$ 이다.

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2} \quad (\text{C12.1.6.1.2-3})$$

$$M_{pa} = 1.18M_p [1 - (P_u/P_y)] \quad (\text{C12.1.6.1.2-4})$$

- ② 링크길이는 다음 값을 초과할 수 없다.

$$\rho'(A_w/A_g) \geq 0.3 \text{ 일 때, } [1.15 - 0.5\rho'(A_w/A_g)]1.6M_p/V_p \quad (\text{C12.1.6.1.2-5})$$

$$\rho'(A_w/A_g) < 0.3 \text{ 일 때, } 1.6M_p/V_p \quad (\text{C12.1.6.1.2-6})$$

여기서, $A_w = (d - 2t_f)t_w$

$$\rho' = P_u/V_u$$

V_u : 소요전단강도 (N)

C12.1.6.1.3 링크회전각

링크회전각은 총 층변위가 설계층변위 Δ 에 도달하였을 때, 링크와 링크외부의 보가 이루는 비탄성 회전각으로 정의되며 다음 값을 초과할 수 없다.

(1) 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 이하일 때, 0.08rad

(2) 링크길이가 $2.6M_p/V_p$ 이상일 때, 0.02rad

- (3) 링크길이가 $1.6M_p/V_p$ 와 $2.6M_p/V_p$ 사이인 경우는 직선 보간하여 산정한다.

C12.1.6.2 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 10mm 이상이어야 한다(여기서, b_f 는 링크플랜지의 폭 그리고 t_w 는 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 0.08rad인 경우, $(30t_w - d/5)$ 이하
 링크회전각 0.02rad인 경우, $(52t_w - d/5)$ 이하
 $0.02\text{rad} < \text{링크회전각} < 0.08\text{rad}$ 인 경우, 직선보간하여 산정
 - ② $2.6M_p/V_p < \text{링크길이} \leq 5.0M_p/V_p$ 인 경우, 링크의 양단부에서 $1.5b_f$ 만큼 떨어진 지점에 중간웨브 보강재를 설치해야 한다.
 - ③ $1.6M_p/V_p < \text{링크길이} \leq 2.6M_p/V_p$ 인 경우, 상기 ① 및 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 635mm 미만인 링크에는 중간웨브 보강재를 링크웨브의 한 면에만 설치할 수 있다. 한 면에만 설치한 중간웨브 보강재의 두께는 t_w 또는 10mm 이상이어야 하고 폭은 $(b_f/2) - t_w$ 이상이어야 한다. 높이가 635mm 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.

C12.1.6.3 링크-기둥 접합부

- (1) 링크-기둥 접합부는 C12.1.6.1.3의 최대 링크회전각을 지지할 수 있어야 한다.
- (2) 최대 링크회전각에서 기둥 플랜지면 접합부의 강도는 C12.1.6.1.2의 공칭전단강도 이상이어야 한다.

- (3) 링크-기둥 접합부는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따라 C12.1.6.3(1) 및 C12.1.6.3 (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 링크길이 $1.6M_p/V_p$ 를 초과하지 않는 경우, 보강단면과 접합부의 설계강도가 C12.1.6.5의 링크의 변형률경화를 근거로 산정한 소요강도보다 크다면 보강접합부의 반복하중 실험인증을 생략할 수 있다. 이 경우 C12.1.6.2의 웹 전체높이의 보강재를 링크-보강부 접점에 설치해야 한다.

C12.1.6.4 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_0 는 플랜지 중심 사이의 거리이다. 단, $M_r = M_{u,exp} = R_yZF_y$.
- (3) 횡지지재의 소요강성은 제8장의 식 (8.1.3.1.2-2)를 만족해야 한다. 여기서, $C_b = 1.0$ 이고 L_b 는 링크길이이다.

C12.1.6.5 가새 및 링크 외부보

C12.1.6.5.1 가새

- (1) 가새의 휨과 압축의 조합력에 대한 소요강도는 “건축구조기준”의 하중조합에 의해 산정한다.
- (2) 지진효과를 포함한 하중조합에서, E 를 Q_1 으로 대체한다. Q_1 은 링크의 예상공칭전단강도 R_yV_n 를 최소 1.25배하여 산정된 압축력과 모멘트를 의미한다(여기서, V_n 은 C12.1.6.1.2에 따른 공칭전단강도).
- (3) 가새의 설계강도는 제7장의 규정에 따라 산정한다.
- (4) 가새부재는 12.2.1.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.6.5.2 링크외부보

- (1) 링크외부보의 휨과 압축의 조합력에 대한 소요강도는 “건축구조기준”의 하중조합에

의해 산정한다.

- (2) 지진효과를 포함한 하중조합에서, E 를 Q_1 으로 대체한다. Q_1 은 링크의 예상공칭전단 강도 $R_y V_n$ 을 최소 1.1배하여 산정된 압축력과 모멘트를 의미한다(여기서, V_n 은 C12.1.6.1.2의 규정에 따른 공칭전단강도이다).
- (3) 링크 외부보의 설계강도는 제6장의 값에 R_y 를 곱하여 산정한다.
- (4) 가새와 보가 접합되는 링크의 단부에서 보와 가새의 중심선은 링크의 단부 또는 내부에서 교차해야 한다.

C12.1.6.5.3 가새접합부

- (1) 가새 양단접합부의 소요강도는 C12.1.6.5.1에 산정한 가새의 소요강도 이상이어야 하며 가새의 접합부는 C12.1.4.2.3의 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.

C12.1.6.6 보-기둥 접합부

편심 가새골조에서 링크 반대편 접합부를 모멘트저항 접합부시스템으로 설계하는 경우, 보-기둥 접합부는 C12.1.3.1과 C12.1.3.4의 보통 모멘트골조 접합부 요구사항을 만족해야 하며, 비모멘트저항 접합부시스템으로 설계하는 경우는 핀접합을 사용할 수 있다.

C12.1.6.7 기둥의 소요강도

편심 가새골조의 기둥의 소요강도는 12.2.1.3의 요구사항뿐만 아니라 아래의 조건을 만족해야 한다.

- (1) 편심 가새골조의 기둥의 소요강도는 “건축구조기준”의 하중조합에 의해 산정한다. 단 이 경우, 지진하중 E 는 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_n 은 C12.1.6.1.2에 따라 산정한다.
- (2) 편심 가새골조의 기둥부재는 12.2.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.6.8 보호영역

- (1) 편심 가새골조 내의 링크는 보호영역이므로 12.2.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.
- (2) 링크에 보강재를 접합할 경우 C12.1.6.2의 요구사항에 따라 용접을 사용할 수 있다.

C12.1.6.9 임계용접부

링크플랜지와 링크웨브를 기둥으로 접합하는 완전용입용접은 임계용접부이므로 12.2.2.3.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.7 좌굴방지 가새골조

C12.1.7.1 가새부재

좌굴방지 가새골조의 가새부재는 강재 코아와 강재 코아의 좌굴을 구속하는 좌굴방지 시스템으로 구성된다.

C12.1.7.1.1 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 50mm 이상의 강판은 12.1.4.3의 최소 노치인성 요구사항을 만족해야 한다.
- (4) 강재 코아에는 이음부를 둘 수 없다.

C12.1.7.1.2 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 설계충간변위의 2.0배에 해당하는 변위에 대해서 강재 코아의 국부 및 전체좌굴을 방지할 수 있어야 한다.
- (4) 좌굴방지 시스템은 설계충간변위의 2.0배에 해당하는 변위 내에서는 좌굴하지 않아야 한다.

C12.1.7.1.3 성능입증 및 조정가새 강도

가새부재의 성능입증 및 조정가새 강도는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에 따른다.

C12.1.7.2 가새접합부

C12.1.7.2.1 소요강도

가새접합부의 인장 및 압축소요강도는(기둥-보 접합부가 좌굴방지 골조의 일부일 경우에도 포함) 조정가새 압축강도의 1.1배로 산정한다.

C12.1.7.2.2 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 거셋플레이트를 설계하되, 횡력에 저항할 수 있도록 거셋플레이트를 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.

C12.1.7.3 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 “건축구조기준”의 하중조합에 따라 산정

한다. 지진하중을 포함한 하중조합의 경우, 보에 작용하는 수평 및 수직 지진하중효과 E 는 인장 및 압축 조정가새 강도로 산정한다.

- (2) 보는 기둥들 사이에서 연속이어야 하며 보의 상하플랜지는 횡지지해야 한다. 횡지지재는 제8장의 식 (8.1.3.1.2-1)과 식 (8.1.3.1.2-2)를 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 C12.1.7.3(1)에서 정의한 하중에 의한 보의 수직 처짐효과를 포함하여 증가된 값으로 산정한다.
- (5) K형 가새골조는 좌굴방지 가새골조의 범주에 포함할 수 없다.

C12.1.7.4 보 및 기둥

좌굴방지 가새골조의 보 및 기둥은 다음 조건을 만족해야 한다.

C12.1.7.4.1 판폭두께비

보 및 기둥의 판폭두께비는 12.2.1.2.2의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.7.4.2 소요강도

- (1) 좌굴방지 가새골조의 보 및 기둥의 소요강도는 “건축구조기준”의 하중조합에 의해 산정한다. 지진하중을 포함한 하중조합의 경우, 보에 작용하는 수평 및 수직지진하중 E 는 인장 및 압축 조정가새 강도로 산정한다.
- (2) 보 및 기둥의 소요강도는 시스템으로부터 전달된 최대하중을 초과할 필요는 없다.

C12.1.7.4.3 이음

- (1) 좌굴방지 가새골조의 기둥이음은 12.2.1.4의 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.

C12.1.7.5 보호영역

좌굴방지 가새골조의 보호영역은 가새부재의 강재 코아와 보와 기둥의 접합요소를 포함해야 하고 12.2.2.4의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.1.8 특수강판 전단벽

특수강판 전단벽은 웨브와 인접한 수평경계요소와 수직경계요소는 웨브가 완전히 항복하여 변형경화상태에 도달하여도 수평경계요소의 양단부에 소성힌지가 생기는 것 외에는 본질적으로 탄성상태를 유지하도록 설계해야 한다.

C12.1.8.1 웨브

C12.1.8.1.1 전단강도

패널의 설계전단강도 ϕV_n ($\phi = 0.90$)은 전단항복 한계상태에 의거하여 다음과 같이 산정한다.

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (\text{C12.1.8.1.1-1})$$

여기서, t_w : 웨브의 두께 (mm)

L_{cf} : 수직경계요소 플랜지 사이의 순거리 (mm)

α 는 웨브 항복선이 수직축에 대해 이루는 각도(rad)로 다음 식으로 산정한다.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad (\text{C12.1.8.1.1-2})$$

여기서, h : 수평경계요소의 중심간 거리 (mm)

A_b : 수평경계요소의 단면적 (mm²)

A_c : 수직경계요소의 단면적 (mm^2)

I_c : 웨브 판에 수직인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 (mm^4)

L : 수직경계요소의 중심간 거리 (mm)

C12.1.8.1.2 패널 변장비

패널의 길이 대 높이비(L/h)는 $0.8 < L/h \leq 2.5$ 의 범위에 있어야 한다.

C12.1.8.1.3 웨브의 개구부

웨브의 개구부는, 실험과 해석에 의해 검증되지 않은 경우에는 패널의 전체높이와 전체폭에 걸쳐서 수평경계요소와 수직경계요소에 의해 모든 면에서 둘러싸여 있어야 한다.

C12.1.8.2 경계요소와 웨브의 접합

수평 및 수직경계요소와 웨브접합부 소요강도는 웨브 항복각(식 (C12.1.8.1.1-2) 참조)을 기준으로 산정된 웨브의 예상 인장항복강도와 같도록 한다.

C12.1.8.3 수평경계요소와 수직경계요소

C12.1.8.3.1 소요강도

- (1) 12.2.1.3의 규정과 더불어 수직경계요소의 소요강도는 웨브 항복각 α 에 대해 산정된 웨브의 예상 인장항복강도를 기준으로 산정한다.
- (2) 수평경계요소의 소요강도는 웨브항복각 α 에 대해 계산된 웨브의 예상 인장항복강도를 기준으로 한다. 웨브는 중력하중을 지지하지 않는다는 가정 하에서 “건축구조기준”의 하중조합에 의해 결정된 소요강도 가운데 큰 값으로 한다.
- (3) 수평경계요소와 수직경계요소의 교차부에서의 보-기둥 모멘트비는 C12.1.1.5의 규정을 만족해야 한다. 단, 이 경우 웨브의 존재는 무시한다.

C12.1.8.3.2 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부

- (1) 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부는 C12.1.3.1의 규정을 만족해야 한다.
- (2) 수평경계요소와 수직경계요소의 접합부의 소요전단강도 V_u 는 C12.1.3.1의 규정에 따

라 산정한다. 단, 소요전단강도는 수평경계요소 양단부의 모멘트가 $1.1R_yM_p$ 도달 시에 유발되는 전단력과, 항복각 α 로 웨브항복 시의 예상 인장항복강도에 의해 산정된 전단력의 합 이상이어야 한다.

C12.1.8.3.3 판폭두께비 제한

수평 및 수직경계요소는 12.2.1.2.2의 규정을 만족해야 한다.

C12.1.8.3.4 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 $F_yb_f t_f$ 의 2% 이상이어야 한다. 모든 횡지지재의 소요강성은 제8장의 식 (8.1.3.1.2-2)에 따라 산정한다. 여기서, M_r 은 R_yZF_y 그리고 C_b 는 1.0을 택한다.

C12.1.8.3.5 수직경계요소의 이음

수직경계요소의 이음은 12.2.1.4의 규정을 만족해야 한다.

C12.1.8.3.6 패널존

최상부 및 최하부 수평경계요소에 인접한 수직경계요소의 패널존은 C12.1.1.2의 규정을 만족해야 한다.

C12.1.8.3.7 수직 경계부재의 강성

웨브의 면에 직각인 축에 대한 수직경계요소의 단면2차모멘트 I_c 는 $0.00307t_w h^4/L$ 이상 되어야 한다.

C12.2 합성구조의 내진설계

C12.2.1 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.

C12.2.1.1 기둥

강재기둥은 12.1.4와 12.2.1 그리고 이 절에 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.1.2 합성보

합성보는 노출형이며 완전합성이어야 하고 제6장의 요구사항을 만족해야 한다. 해석을 위한 보의 강성은 합성단면의 유효단면2차모멘트를 사용하여 결정해야 한다.

C12.2.1.3 합성 부분강접 모멘트골조 모멘트접합부

보-기둥 부분강접 모멘트접합부의 소요강도는 접합부의 연성도와 2차모멘트의 영향을 고려하여 결정해야 한다. 이외에도 합성접합부는 최소한 M_p 의 50%에 해당되는 공칭강도를 가져야 한다. 여기서, M_p 는 합성거동을 무시한 강재보의 공칭소성휨강도이다. 접합부는 12.3.2의 요구사항을 만족해야 하며 강구조 내진성능 접합부 인증 지침에서 명시된 반복 하중실험에 의해 전체 층간변위각 0.04rad을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

C12.2.2 합성 특수 모멘트골조

C12.2.2.1 기둥

합성기둥은 12.3.1.4와 12.3.1.5의 특수 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 “콘크리트구조기준” 21장(21.8은 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.2.2 보

합성 특수 모멘트골조의 구성요소인 합성보는 다음과 같은 요구사항을 만족해야 한다.

- (1) 콘크리트의 압축축 연단으로부터 소성중립축까지의 거리는 다음과 같은 값을 초과할 수 없다.

$$Y_{PNA} = \frac{Y_{con} + d_b}{1 + \left(\frac{1700F_y}{E} \right)} \quad (C12.2.2.2-1)$$

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 C12.1.1.3의 요구사항들을 만족해야 한다. 후프는 “콘크리트구조기준” 21.5.2의 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.

C12.2.2.3 합성 특수 모멘트골조 모멘트접합부

보-기둥 모멘트 접합부의 소요강도는 보의 예상되는 휨강도 $R_y M_n$ 과 관련된 휨과 전단으로부터 결정한다. 접합부의 공칭강도는 12.3.2의 요구사항을 만족해야 한다. 이외에도 접합부는 0.04rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있어야 한다. 접합부의 위치에서 보플랜지가 연속되지 않는 경우 접합부는 강구조 내진성능 접합부 인증지침에서 명시된 반복 하중실험을 통해 최소한 0.04rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다. 강재보가 철근콘크리트 기둥을 통해 관통함으로써 보플랜지의 용접접합이 필요하지 않으며 접합부가 다른 조기과단

의 위험이 없는 경우 비탄성 회전능력은 실험 또는 다른 구체적인 자료로 증명해야 한다.

C12.2.2.4 기둥-보 모멘트비

철근콘크리트 기둥의 설계는 “콘크리트구조기준” 21.4.2의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥의 기둥-보 모멘트비는 다음과 같은 수정사항 외에는 C12.1.1.5의 요구사항을 만족해야 한다.

- (1) 합성기둥의 설계휨강도는 소요축방향강도 P_{rc} 를 고려하여 제5장의 요구사항을 만족해야 한다.
- (2) C12.1.1.5의 예외조항(1)의 하중제한은 $P_{rc} \leq 0.1 P_c$ 로 한다.
- (3) C12.1.1.5의 최소 휨강도 요구사항을 적용하지 않는 합성기둥은 횡방향 철근이 12.3.1.4.3(3)의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.3 합성 중간 모멘트골조

C12.2.3.1 기둥

합성기둥은 12.3.1.4와 12.3.1.5의 중간 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 “콘크리트구조기준” 21.10의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.3.2 보

강재보와 합성보는 제6장의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.3.3 합성 중간 모멘트골조 모멘트접합부

접합부의 공칭강도는 12.3.2의 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 12.3.2의 요구사항들을 만족해야 하며 반복 하중실험을 통해 최소 0.03rad의 총 층간변위각을 발휘할 수 있음을 입증해야 한다.

C12.2.4 합성 보통 모멘트골조

C12.2.4.1 기둥

합성기둥은 12.3.1.4와 12.3.1.5의 보통모멘트시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 “콘크리트구조기준” (21장은 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.4.2 보

강재보와 합성보는 제6장의 요구사항들을 만족해야 한다.

C12.2.4.3 모멘트접합부

접합부는 “건축구조기준”의 하중조합에 대해 설계해야 한다. 또한 접합부의 설계강도는 12.2.2와 C12.1.3.1의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.5 합성 특수중심 가새골조

C12.2.5.1 기둥

강재기둥은 12.1.4와 12.2.1의 요구사항을 만족해야 한다. 합성기둥은 특수 내진시스템에 관한 12.3.1.4 또는 12.3.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥은 “콘크리트구조기준” 21.7.5의 구조용 트러스 부재에 관한 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.5.2 보

강재보는 특수중심 가새골조에 관한 C12.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 합성보는 제8장의 요구사항 및 C12.1.4의 특수중심 가새골조에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.5.3 가새

강재가새는 C12.1.4에 명시된 특수중심 가새골조에 관한 요구사항을 만족해야 한다. 합성가새는 C12.2.5.1에 명시된 합성기둥에 관한 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.5.4 접합부

가새접합부는 C12.1.4와 12.3.2에 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.6 합성 보통 가새골조

C12.2.6.1 기둥

매입형 합성기둥은 보통 내진시스템에 관한 12.3.1.4의 요구사항을 만족해야 한다. 충전형 합성기둥은 보통 내진시스템에 관한 12.3.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트 기둥의 경우는 “콘크리트구조기준” (21장은 제외)의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.6.2 보

강재보와 합성보는 제6장의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.6.3 가새

강재가새는 제1장부터 제8장까지의 요구사항을 만족해야 한다. 합성가새는 12.3.1.4.1, 12.3.1.5 그리고 C12.2.6.1의 합성기둥에 대한 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.6.4 접합부

접합부는 “건축구조기준”에 따라 하중조합에 대하여 설계하며 접합부의 설계강도는 12.3.2에서 명시된 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.7 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 C12.2.7.2와 C12.2.7.3에서 설명하는 대로 강재 부재를 사용해야 한다. 합성편심 가새골조는 이 절에서 규정되는 사항을 제외하고 C12.1.6의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.7.1 기둥

철근콘크리트 기둥은 구조 트러스 요소에 관한 “콘크리트구조기준” 21.7.5의 요구사항을

만족해야 한다. 합성기둥은 특수 내진시스템에 대한 12.3.1.4 또는 12.3.1.5의 요구사항을 만족해야 한다. 또한, 링크가 철근콘크리트 기둥이나 매입형 합성기둥에 인접해 있을 때 “콘크리트구조기준” 21.4.4(또는 합성기둥에 관한 12.3.1.4.3(6)①)의 요구사항을 만족하는 횡방향 철근을 링크접합부의 상하부에 배치해야 한다. 모든 기둥은 C12.1.6.7의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.7.2 링크

링크는 매입되지 않은 구조용 강재를 사용하며 편심 가새골조의 링크에 관한 C12.1.6의 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.

C12.2.7.3 가새

구조용 강재가새는 편심 가새골조에 관한 C12.1.6의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.7.4 접합부

접합부는 편심 가새골조에 관한 C12.1.6의 요구사항과 함께 12.3.2의 내용 또한 만족해야 한다.

C12.2.8 합성 보통 전단벽

C12.2.8.1 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 철근콘크리트 벽체가 전단력을 지지하고, 구조물의 전체 연직하중과 전도력은 전단벽과 경계부재가 함께 지지한다는 가정 하에 산정한다. 철근콘크리트 벽체는 “콘크리트구조기준”의 요구사항을 만족해야 한다.
- (2) 철근콘크리트에 매입된 강재부재들이 철근콘크리트 벽체의 경계부재로 작용하는 경우, 해석은 탄성재료성질에 근거한 콘크리트 환산단면을 사용해야 한다. 철근콘크리트 벽

체는 “콘크리트구조기준”의 요구사항을 만족해야 한다. 철근콘크리트에 매입된 강제 경계부재가 제5장에서 명시된 합성기둥에 해당하는 경우 12.3.1.4.1의 보통 내진시스템의 요구사항을 만족하도록 설계해야 한다. 그렇지 않은 경우에는 “콘크리트구조기준” 17.4와 본 기준 제5장의 요구사항을 만족하는 합성기둥으로 설계해야 한다.

- (3) 구조용 강재와 철근콘크리트 사이의 수직 전단력을 전달할 수 있도록 스티드 전단연결재 또는 용접앵커를 설치해야 한다. 스티드 전단연결재는 제5장 또는 제6장의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.8.2 강재연결보

인접한 두 철근콘크리트 벽체 사이에 사용되는 강재연결보는 제6장의 요구사항과 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다.

- (1) 연결보의 공칭휨강도와 공칭전단강도에 해당하는 최대 휨모멘트와 전단력의 조합에 대해 저항할 수 있도록 철근콘크리트 벽체 내의 연결보의 문힘길이를 충분히 확보해야 한다. 문힘길이는 벽체 경계부재의 구속철근의 첫 열에서부터 시작하는 것으로 산정한다. 연결보와 벽체 사이에서 전달되는 하중에 대한 집합강도는 12.3.2의 요구사항을 만족해야 한다.
- (2) 연결보의 공칭전단강도와 동일한 공칭축방향강도를 갖는 벽체 내의 수직 보강철근은 강재의 문힘길이가 시작점으로부터 문힘길이의 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.

C12.2.8.3 매입형 합성연결보

매입형 합성단면 연결보는 C12.2.8.2의 요구사항과 다음과 같은 수정된 요구사항을 만족해야 한다.

- (1) 매입형 합성연결보의 최대 휨내력과 전단내력의 조합에 대해 저항할 수 있도록 철근콘크리트 벽체 내의 연결보의 문힘길이를 충분히 확보해야 한다.
- (2) 매입형 합성연결보의 공칭전단내력을 사용하여 C12.2.8.2(1)의 요구사항을 만족해야 한다.
- (3) 전단벽과 연결보의 소요강도를 계산할 때 매입형 합성연결보의 강성을 사용한다.

C12.2.9 합성 특수 전단벽

C12.2.9.1 경계부재

- (1) 매입되지 않은 강재기둥은 C12.2.8.1(1)의 요구사항과 12.1.4와 12.2.1의 요구사항을 만족해야 한다.
- (2) 매입된 강재 경계부재를 갖는 벽체는 C12.2.8.1(2)의 요구사항과 이 조항의 요구사항을 만족해야 한다. 이 벽체는 “콘크리트구조기준”의 요구사항을 만족해야 한다. 제5장의 합성기둥에 해당하는 철근콘크리트에 매입된 강재 경계부재는 12.3.1.4의 특수 내진시스템에 대한 요구사항을 만족해야 한다. 그렇지 않은 경우, 이와 같은 부재들은 “콘크리트구조기준” 17.4의 요구사항과 “콘크리트구조기준” 21.6.6의 특수 철근콘크리트 구조벽의 경계부재에 대한 요구사항을 만족하는 합성압축부재로 설계해야 한다. 합성 경계부재의 구속을 위한 횡방향 철근은 벽체안으로 2h의 길이만큼 연장해야 한다. 여기서, h는 벽체 면내방향으로 경계부재의 전체높이를 나타낸다.
- (3) 스티드 전단연결재는 C12.2.8.1(2)에 명시된 대로 배치해야 한다. 콘크리트에 매입되지 않은 강재 단면과의 접합에 사용되는 용접앵커의 공칭강도는 항복강도를 25% 감소하여 사용한다.

C12.2.9.2 합성 특수 전단벽 강재연결보

- (1) 강재연결보는 C12.2.8.2의 요구사항 이외에 C12.1.6.1과 C12.1.6.2의 요구사항을 만족해야 한다. 설계지진 하에 예상되는 비탄성 변형의 합리적인 해석에 의해 보다 작은 값이 입증되지 않는 경우에는 C12.1.6.2에서 규정한 0.08rad의 연결보 회전성능을 만족시켜야 한다. 철근콘크리트 벽의 표면위치에서 연결보의 웹 양쪽에 표면지압판을 설치해야 한다. 이러한 보강재는 C12.1.6.2의 상세요구사항을 만족해야 한다.
- (2) C12.2.8.2(2)에 명시된 벽체 내의 수직 보강철근은 “콘크리트구조기준” 21.6.6의 요구사항을 만족하는 횡방향 철근으로 구속해야 한다.

C12.2.9.3 매입형 합성연결보

연결보의 역할을 하는 매입형 합성단면은 C12.2.9.2의 요구사항을 만족해야 한다. 단, C12.1.6.2의 요구사항은 만족할 필요가 없다.

C12.2.10 합성 강판 전단벽

C12.2.10.1 벽 부재

C12.2.10.1(1)의 요구사항을 따르는 보강된 강판을 갖는 합성 강판 전단벽의 전단항복 한계상태에 근거한 설계강도 ϕV_{ns} ($\phi = 0.9$)는

$$V_{ns} = 0.6 A_{sp} F_y \quad (C12.2.10.1-1)$$

여기서, V_{ns} : 강판의 공칭전단강도 (mm)

A_{sp} : 보강된 강판의 수평단면적 (mm²)

F_y : 강판의 항복강도 (MPa)

합성 강판 전단벽의 강판이 C12.2.10.1(1)의 요구사항을 만족하는 경우 합성 강판 전단벽의 설계전단강도는 철근콘크리트의 강도를 무시한 강판만의 강도로 구해야 하며, 6.2.1.2.2와 6.2.1.2.3의 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 200mm 이상이어야 한다. 국부좌굴과 콘크리트와 강판의 분리를 막기 위해 스티드 전단연결재나 다른 기계적 연결재를 설치해야 한다. 콘크리트 내부의 수평 및 수직방향 철근은 “콘크리트구조기준” 11.3의 상세요구사항을 만족시켜야 한다. 양방향의 철근비는 0.0025보다 작지 않아야 하고, 철근의 최대간격은 450mm를 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 12.2.2에 명시된 추가적인 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.10.2 경계부재

강재 및 합성 경계부재는 설계층간변위에서 벽의 강판 및 철근콘크리트 부분의 전단내력에 저항할 수 있도록 설계해야 한다. 합성 및 철근콘크리트 경계부재는 C12.2.9.1의 요구사항을 만족시키도록 설계해야 한다. 강재 경계부재는 C12.1.8의 요구사항을 만족해야 한다.

C12.2.10.3 개구부

개구부 주위에는 해석에 의해 요구되는 대로 경계부재를 설치해야 한다.