

제 8-2 편 교량 상부 구조물



목 차

1. 적 용	87
2. 일반사항	88
2.1 설계 일반사항	88
2.2 설계도에 기재하여야 할 사항	88
2.3 하 중	89
2.3.1 설계 하중	89
2.3.2 활하중의 재하방법	89
2.3.3 기타 하중	89
2.4 설계하중 조합 및 설계강도	91
2.5 사용재료	91
2.5.1 강 재	91
2.5.2 콘크리트	93
2.5.3 설계계산에 사용하는 물리상수	94
3. 강 교	96
3.1 설계 일반사항	96
3.1.1 사용 강재	96
3.1.2 설계 계산	101
3.1.3 거더의 종 · 횡단골조	103
3.1.4 거더의 단면구성	104
3.1.5 거더 단부	104
3.1.6 연 결	105
3.1.7 곡선교	106
3.2 바닥판	111
3.2.1 적 용	111
3.2.2 바닥판의 두께 및 지간	112
3.2.3 재 료	115
3.2.4 설계 휨모멘트	115
3.2.5 철근의 배근	116
3.2.6 바닥판의 현치	117
3.2.7 거더 단부의 바닥판	118
3.2.8 인장력을 받는 바닥판의 배근	119

3.2.9 등방 배근 바닥판	120
3.2.10 프리캐스트 바닥판	122
3.3 바닥틀	123
3.3.1 바닥틀 시간	123
3.3.2 바닥틀의 윤하중	124
3.3.3 연속 세로보의 휨모멘트 및 전단력	124
3.3.4 바닥틀의 연결	124
3.3.5 수직 가새(브레이싱)	124
3.3.6 바닥틀 보	124
3.3.7 브라킷	126
3.4 플레이트 거더	126
3.4.1 플레이트 거더의 평면골조	126
3.4.2 거더단면	128
3.4.3 거더의 단면변화	130
3.4.4 거더의 연결	131
3.4.5 보강재	131
3.4.6 수직 가새(브레이싱)	134
3.4.7 수평 가새(브레이싱)	136
3.4.8 전단연결재	139
3.4.9 구조세목	139
3.5 박스거더	141
3.5.1 기본구조	141
3.5.2 계산이론	142
3.5.3 박스거더단면	142
3.5.4 종방향 보강재 및 횡방향 보강재	144
3.5.5 다이아프램	145
3.5.6 분배가로보 및 중간 수직 가새(브레이싱)	156
3.5.7 구조세목	156
3.5.8 받침의 배치	158
3.6 트러스	158
3.6.1 적용범위	158
3.6.2 기본구조	159
3.6.3 세로보	161
3.6.4 바닥판거더의 단면변화 및 현재의 연결	162
3.6.5 주트러스에 대한 주하중의 재하방법	163
3.6.6 바닥판의 돌출길이의 변화에 대한 주하중용력의 취급	163
3.6.7 부재단면의 결정	164

3.6.8 바닥판을 직접 지지하는 상현재	167
3.6.9 2차용력	167
3.6.10 수직 가새(브레이싱)	168
3.6.11 수평 가새(브레이싱)	169
3.6.12 브레이크 트러스(brake truss)	171
3.6.13 고정지점의 회전영향	172
3.6.14 거세트 판의 상세	172
3.7 소수거더교	173
3.7.1 정 의	173
3.7.2 적용범위	174
3.7.3 바닥판	175
3.7.4 주거더 배치	176
3.7.5 거더 높이	177
3.7.6 플랜지	177
3.7.7 복부판	178
3.7.8 보강재	179
3.7.9 현장연결부	180
3.7.10 전단연결재	181
3.7.11 가로보	182
3.7.12 기타	186
3.8 강교도장	186
3.8.1 표면처리	186
3.8.2 적용기준	187
3.8.3 도장계열 및 강교도장 종류	188
3.9 무도장 내후성 강교	191
3.9.1 적용범위	191
3.9.2 강재의 선정	191
3.9.3 볼트	193
3.9.4 용접재료	194
3.9.5 설계에 관한 일반사항	194
3.9.6 부식두께	195
3.9.7 신축이음부	196
3.9.8 설계적용	197

4. 프리스트레스트 콘크리트교	198
4.1 적 용	198
4.2 재 료	198
4.2.1 콘크리트 종류와 사용구분	198
4.2.2 PS강재	199
4.2.3 정착장치 및 접속장치	201
4.2.4 쉬 스	202
4.2.5 그라우트	202
4.3 설계일반사항	203
4.3.1 설계 순서	203
4.3.2 단면형상 선정	204
4.3.3 PS강재 종류 선정	205
4.3.4 PS긴장공법	206
4.4 설계 계산에 관한 일반사항	206
4.4.1 하중 종류	206
4.4.2 부정정력 계산	207
4.4.3 용력계산을 필요로 하는 부재의 상태	210
4.4.4 PS강재의 용력계산	211
4.4.5 휨모멘트와 축방향력을 받는 부재	215
4.4.6 부재용력의 계산위치	217
4.4.7 전단력이 작용하는 부재의 용력계산	217
4.4.8 사인장철근 산정	219
4.4.9 비틀림모멘트가 작용하는 부재의 용력계산	220
4.4.10 외부 긴장재(external tendon)의 구조	221
4.5 처 짐	228
4.6 구조세목	230
4.6.1 철근의 배치	230
4.6.2 PS강재의 배치	230
4.6.3 정착부의 설계	233
4.6.4 프리캐스트 블럭 조합에 대한 설계	235
4.6.5 연속거더교 중간지점부의 휨모멘트 및 PS강재의 배치	238
4.6.6 지진시 발생하는 고정받침 부근의 용력 검토	239
4.6.7 지진 시 단부 가로보의 설계	243
4.6.8 인장철근의 산정	244

4.7	PSC 슬래브교	245
4.7.1	직 판	245
4.7.2	경사(skew)슬래브교	247
4.7.3	속빈슬래브교	250
4.8	PSC π 형라멘교	252
4.8.1	일반사항	252
4.8.2	단면력 산정	253
4.8.3	구조세목	253
4.9	T형거더교	254
4.9.1	T형거더교의 구분	254
4.9.2	단면력의 계산	254
4.9.3	바닥판의 휨모멘트	255
4.9.4	바닥판의 구조세목	256
4.9.5	거더의 구조세목	258
4.9.6	가로보의 구조세목	259
4.10	박스거더교	261
4.10.1	단면력의 산정	261
4.10.2	횡방향 설계	263
4.10.3	바닥판의 설계	264
4.10.4	하부플랜지 및 복부의 설계	264
4.10.5	거더의 구조세목	265
4.10.6	캔틸레버공법의 기둥머리부 연결구조 검토	265
4.11	합성거더교	266
4.11.1	합성거더교의 일반	266
4.11.2	합성거더 단면의 구성	266
4.11.3	단면력 산정	267
4.11.4	크리프 및 건조수축차에 의한 응력의 계산	267
4.11.5	PSC거더의 구조세목	268
4.11.6	가로보의 설계	272
4.11.7	보와 바닥판의 접합	273
4.11.8	바닥판의 설계	273
4.12	연속합성거더교	273
4.12.1	연속합성거더교 일반	273
4.12.2	거더 연결부의 구조	274
4.12.3	바닥판의 설계	274
4.12.4	응력 검토	274

4.13 연결거더교	276
4.13.1 연결거더교 일반	276
4.13.2 설계단면의 단면력	278
4.13.3 연결부의 단면산정상의 가정	279
4.13.4 연결철근의 겹이음길이 및 매입철근의 부착길이	280
4.13.5 받침	280
4.13.6 구조	282
4.14 더블-T 빔	286
4.14.1 개요	286
4.14.2 형상	286
4.14.3 개선 거푸집 및 설계 적용	287
5. 철근콘크리트교	288
5.1 적용범위	288
5.2 설계순서	288
5.3 설계용력	289
5.4 설계 계산에 관한 일반사항	289
5.4.1 휨모멘트 및 축방향력을 받는 부재	289
5.4.2 전단력을 받는 부재	291
5.4.3 비틀림 모멘트를 받는 부재	293
5.5 슬래브교	294
5.5.1 종류와 적용	294
5.5.2 일반사항	295
5.5.3 단면력 계산	296
5.5.4 연속슬래브 지점의 구조해석	298
5.5.5 캔틸레버부를 갖는 슬래브교	300
5.5.6 속빈슬래브교의 전단력	303
5.5.7 경사(skew)슬래브교	304
5.5.8 구조세목	306
5.6 라멘교	307
5.6.1 구조해석	307
5.6.2 축선	308
5.6.3 단면력의 산정	309
5.6.4 우각부의 배근	312

5.7 T형거더교	312
5.7.1 거더의 설계힘모멘트	312
5.7.2 주 형	313
5.7.3 가로보	314
5.7.4 복부철근의 계산에 사용되는 비틀림모멘트 및 전단력	314
5.7.5 구조세목	315
5.8 다경간 연속고가교	316
5.8.1 적 용	316
5.8.2 다경간 연속고가교의 적용조건	317
5.8.3 구조해석	318
5.8.4 온도변화, 건조수축 및 크리프	321
5.8.5 상부슬래브 콘크리트의 시공이음	322
5.8.6 기타 검토	322
6. 케이블교	328
6.1 총 칙	328
6.1.1 적용 범위	328
6.1.2 관련 기준	329
6.1.3 항로에 대한 다리밑 공간	329
6.1.4 교량의 등급	330
6.2 하 중	330
6.2.1 하중의 종류	330
6.2.2 고정하중	331
6.2.3 주거더, 현수교의 보강거더 · 주탑 · 주케이블 · 행어, 사장교의 주거더 · 주탑 · 케이블을 설계하는 경우의 활하중	332
6.2.4 충격	340
6.2.5 풍하중	342
6.2.6 온도변화의 영향	342
6.2.7 지진의 영향	343
6.2.8 지점이동의 영향	343
6.2.9 가설 시 하중	343
6.2.10 제작 및 가설오차의 영향	343
6.2.11 선박충돌	344
6.2.12 케이블 교체	344
6.2.13 케이블 파단	345

6.3 설계방법 및 허용응력	346
6.3.1 설계방법	346
6.3.2 하중조합 및 허용응력 증가계수	346
6.3.3 구조용 강재의 허용응력	348
6.3.4 콘크리트의 허용응력 및 설계기준강도	349
6.3.5 케이블과 행어 등의 허용응력	349
6.3.6 케이블의 허용피로응력범위	350
6.4 설계일반	350
6.4.1 설계계산	350
6.4.2 설계계산에 사용하는 물리상수	351
6.4.3 처짐의 허용값	351
6.4.4 받침에 작용하는 부의 반력	352
6.5 구조세목	353
6.5.1 현수교용 케이블의 구조세목	353
6.5.2 사장교용 케이블의 구조세목	354
6.6 내풍설계	355
6.6.1 내풍설계 일반	355
6.6.2 풍속 및 난류특성	356
6.6.3 정적 풍하중	360
6.6.4 동적 풍하중	361
6.6.5 실험 및 해석	364
6.6.6 사용성 기준	365
6.6.7 케이블의 내풍설계	366
6.7 내진설계	371
6.7.1 일반사항	371
6.7.2 용어의 정리	371
6.7.3 기호	372
6.7.4 내진설계의 기본 방침	373
6.7.5 설계 및 해석 일반	377
6.7.6 다중모드스펙트럼해석법	382
6.7.7 시간이력해석법	384
6.7.8 기능수행수준단계 설계에 대한 규정	385
6.7.9 기능복구수준 성능 검토에 대한 규정	386
6.8 케이블 강교량 부재일반	388
6.8.1 압축응력을 받는 판 및 보강판	388
6.8.2 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재	389

6.8.3 바닥판의 유효폭	390
6.8.4 유효좌굴길이	391
6.9 케이블 콘크리트 교량의 공용한계상태 제한 값	394
6.9.1 일반사항	394
6.9.2 용력도의 제한 값	395
6.9.3 균열에 대한 제한 값	396
6.9.4 변위 · 변형에 대한 제한 값	396
6.9.5 진동에 대한 제한 값	397
7. 복합구조	398
7.1 적용	398
7.2 일반사항	399
7.2.1 일반	399
7.2.2 종류	399
7.3 파형강판 Web PSC Box교	401
7.3.1 개요	401
7.3.2 단면형상	401
7.3.3 설계 일반	402
7.3.4 설계 흐름	403
7.3.5 콘크리트와 파형강판의 접합	404
7.3.6 파형강판의 접합	405
7.4 복합트러스교	407
7.4.1 개요	407
7.4.2 단면 형상	407
7.4.3 설계 일반	408
7.4.4 설계 흐름	408
7.5 혼합구조	410
7.5.1 개 요	410
7.5.2 설계 일반	410
7.5.3 설계 흐름	412
7.5.4 접합부 구조	412
7.6 강결구조	415
7.6.1 적용	415
7.6.2 설계의 기본	415
7.6.3 강결부의 구조	416
7.6.4 강결부의 단면력 전달기구	418

7.6.5 구조해석	421
7.6.6 강결부 설계	422
7.6.7 접합재 설계	426
7.6.8 강2거더판형의 강결부의 상판	435
7.6.9 구조세목	436



1. 적 용

이 편은 교량상부구조물의 설계에 필요한 제 조건 및 설계방법의 표준을 제시한 것이다.

이 편은 교량상부구조물의 규모 및 형식이 결정된 후, 설계단계에 있어서의 기본사항과 도로교 설계기준에 기술되어 있지 않은 구체적 사항이나 도로교 설계기준의 해석 시 의문사항을 위하여 추가·보충한 것이다. 적용범위는 “도로교 설계기준 제1장 총칙”에 기술한바와 같이 지간 200m 이하 교량을 대상으로 한 것이므로 장대교량 혹은 특수한 형식의 교량에 대해서는 별도로 고려하여야 하지만, 이 요령이 본래 의도하는 바를 정확히 판단한 후에 이 요령을 준용할 수도 있다.

이 요령에 나타나 있지 않는 사항에 대해서는 아래의 시방서 및 기준 등에 따르기로 한다.

- 도로교설계기준, 국토해양부
- 도로교설계기준 해설, 대한토목학회
- 콘크리트구조설계기준, 국토해양부
- 콘크리트구조설계기준 해설, 한국콘크리트학회
- 강도로교 상세부 설계지침, 국토해양부
- 교량설계기준, 한국도로공사, 2001
- 도로의 구조·시설 기준에 관한 규칙, 해설, 지침, 국토해양부
- 기타 국토해양부에서 제정된 관련시방서



2. 일반사항

2.1 설계 일반사항

- (1) 교량안전율의 대상이라고 생각되는 구성요소는 원칙적으로 설계계산에 포함시킨다.
- (2) 설계계산의 대상은 아니지만 응력 상 주의하여야 할 부분은 그 구조물의 중요도에 따라 검토여부를 결정하며 그 구조물을 합리적으로 설계하여야 한다.
- (3) 구조계산서에는 적용 설계기준, 시방서, 문헌, 설계조건을 반드시 명시함과 동시에 원식, 가정조건, 계산과정을 순서대로 기재하여야 한다.
- (4) 설계성과는 교량대장 및 교량설계조서로서 일람표에 정리한다.

(3),(4)에 대하여

설계성과를 점검하는 경우에는 계산서가 요령 있게 정리되어 있는지의 여부가 중요한 요소가 된다. 따라서 계산식 등을 단순히 나열하지 말고 명확히 하며, 계산결과도 가능한 한 보기 쉽게 정리하는 것이 필요하다. 교량대장에 대해서는 「제 8-1편 교량계획」 '7.1 교량대장', 교량설계조서에 대해서는 「제8-1편 교량계획」, '7.2 교량 설계조서'를 참조한다.

2.2 설계도에 기재하여야 할 사항

설계도에는 다음 사항을 기재하여야 한다.

- | | |
|---------------------|--------------------------|
| (1) 구조물 부재의 형상 및 치수 | (2) 구조물의 명칭, 형식 및 도면의 축척 |
| (3) 설계에 사용한 주하중 | (4) 설계 년 월 일 |
| (5) 재료표 | (6) 재료의 품질, 강도 |
| (7) 노선명 및 가교위치 | (8) 교량명 |
| (9) 책임기술자 | (10) 주된 설계조건 |
| (11) 시공 상 기타 필요한 사항 | |

(11)에 대하여

시공 상 필요한 사항은 아래와 같다.

(콘크리트 교)

(가) PS강재의 긴장 방향

(나) 프리스트레스, 크리프, 건조수축 및 온도변화에 따른 보의 신축량

(다) 구조물을 분리 시공하는 경우는 그 경계와 시공순서

(라) 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 압축응력 등

(강교)

(가) 사고의 경우 바닥판 콘크리트 타설과 가로보의 조립순서

(나) 2축 응력부재

2.3 하 중

2.3.1 설계 하중

교량의 설계하중은 ‘도로교설계기준 제1장 총칙 1.3 교량의 등급’에 의하여 설계활하중 등급을 정하고, 그 적용은 같은 설계기준 ‘제2장 설계일반사항 2.1 하중’에 따른다.

2.3.2 활하중의 재하방법

- (1) 활하중은 연석, 방호울타리(중앙분리대 포함) 간에 재하할 수 있다. 이때 방호울타리 또는 중앙분리대는 고정시설물에 한정한다.
- (2) 곡선교와 같이 차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 교량에서는 활하중을 3.0m마다 연속시켜 재하하도록 한다.

2.3.3 기타 하중

- (1) 교량에 쓰이는 방호책의 설계하중은 철근콘크리트 벽식 방호책의 중량을 고려하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 교량에 방음벽을 설치하는 경우에는 설치 방음벽에 따른 고정하중을 설계 시 반영하여야 한다. 또, 이때 방음벽에 작용하는 풍하중도 반영하여야 한다.

- (3) 낙하물 방지책을 설치하는 경우에는 실제 적용한 낙하물 방지책의 고정하중을 적용하는 것이 원칙이나 <표 2.1>에 나타난 값으로 하여도 좋다.
- (4) 합성보에 있어서, 바닥판 콘크리트용 거푸집의 고정하중은 $1.0 \times 10^{-3} \text{MPa}$, 박스거더에 매설하여 사용하는 바닥판 거푸집의 고정하중은 $0.5 \times 10^{-3} \text{MPa}$ 로 하여도 좋다.
- (5) 고속도로의 교량(램프 포함)은 원칙적으로 설하중은 고려하지 않는다.
- (6) 가설 시 하중은 가설단계별 가설방법과 가설중의 구조를 고려하여 자중, 가설장비, 기자재, 바람, 지진의 영향 등 모든 재하조건 등을 고려하여 결정한다.

<표 2.1> 낙하물 방지책의 고정하중

노면에서의 높이	고 정 하 중
3,8m	2,1 kN/m
3,0m	1,6 kN/m
2,0m	0,2 kN/m

- (1) 여기서 말하는 철근콘크리트 벽식방호책은 '6.7.3 철근콘크리트 벽식방호책'에 규정된 방호책이다. 따라서 이것보다 중량이 큰 방호책을 설치하는 경우에는 그 중량을 계산에 넣어야 한다. 방호책 하중은 책임기술자의 판단에 따른다.
- (2) 여기에 나타난 고정하중은 높이 3m인 표준방음벽의 고정하중이다. 따라서 이것보다 높이가 높은 방음벽 혹은 특수한 형식의 방음벽으로 중량이 큰 것을 설치할 경우에는 그 중량을 계산에 넣어야 한다. 방음벽 하중은 책임기술자의 판단에 따른다.
- (3) '6.8 낙하물 방지책'에서 규정한 낙하물 방지책의 일반적인 중량을 나타낸 것이다.
- (4) 철근콘크리트 바닥판의 시공에 따르는 일반적인 거푸집 중량을 나타낸 것이다.
- (5) 고속도로에 있어서는, 강설시 항상 제설하지만, 교면 상에 600mm의 일정두께로 쌓인 눈을 일시적으로 길어깨 측에 쌓아 올린 제설상태를 가정하여, 바닥판 및 거더의 단면력을 상시의 그것과 비교한 결과 큰 영향을 미치지 않은 것이 확인되어 이 조항처럼 규정한 것이다. 그러나 적설량이 많고 10년 빈도 확률 최대 적설 깊이가 2.0m 이상의 지역에 있어서는, 그 제설상황 혹은 설질에 따라 설하중을 고려하기로 한다.

- (6) 이 조항은 캔틸레버 가설을 행하는 경우처럼, 불안정한 사태가 비교적 장기에 걸쳐서 지속적으로 계속되는 경우에 적용되는 것이며, 시공이 극히 일시적 상태에 대해서는 적용하지 않는다.

2.4 설계하중 조합 및 설계강도

교량의 설계하중 및 증가계수는 허용응력 설계법으로 설계하는 경우에 ‘도로교 설계기준 제 2장 설계일반사항 2.2.2 허용응력 설계법’에 따르도록 하고, 강도설계법에 의하여 설계하는 경우에는 같은 설계기준의 2.2.3 강도설계법’에 따르도록 한다.

허용응력 설계법의 경우에는 강교, 콘크리트교 및 하부구조에 대하여 각각 다른 하중조합 및 증가계수를 채택하고 있으며, 강도설계법에서는 강교나 강제 교각 등의 강구조물 설계하는 경우 하중-저항 계수 설계법(LRFD)에 의하여 설계할 수도 있으나 이 경우 적용 설계기준은 별도 방침에 따르도록 한다.

2.5 사용재료

2.5.1 강 재

강재는 〈표 2.2〉의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

〈표 2.2〉 표준으로 하는 강재

강재의 종류	규 격		강재기호
1. 구조용강재	KS D 3503	일반구조용 압연 강재	SS400
	KS D 3515	용접구조용 압연 강재	SM400, SM490, SM490-TMC, SM490Y, SM520, SM520-TMC, SM570, SM570-TMC
	KS D 3529	용접구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA400, SMA490, SMA570
	KS D 3868	교량구조용 압연강재	HSB500, HSB600
2. 강관	KS D 3566	일반구조용 탄소 강관	STK400, STK490, STK500
	KS F 4602	강관말뚝	STK400, STK490, STK500
	KS F 4605	강관시트파일	SKY400, SKY490

강재의 종류	규 격		강재기호
3. 접합용강재	KS B 1010	마찰 접합용 고장력 6각 볼트, 6각 너트, 평와셔의 세트	F8T, F10T, F13T
4. 용접재료	KS D 7004	연강용 피복 아크 용접봉	
	KS D 7006	고장력강용 피복 아크 용접	
	KS D 7024	서브머지드 아크 용접용 강선 및 용재	
5. 주단조품	KS D 3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A
	KS D 4101	탄소강 주강품	SC450
	KS D 4106	용접구조용 주강품	SCW410, SCW480
	KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	SCM _n 1A, SCM _n 2A
	KS D 3752	기계구조용 탄소 강재	SM35C, SM45C
	KS D 4301	회주철품	GC250
	KS D 4302	구상 흑연주철품	GCD400
6. 선재, 선재2차 제품	KS D 3509	피아노 선재	SWRS
	KS D 3510	경강선	
	KS D 3514	와이어 로프	
	KS D 3556	피아노선	
	KS D 3559	경강선재	HSWR
	KS D 7002	PC강선 및 PC 강연선	원형선 SWPC1, 이형선 SWPD1, 2연선 SWPC2, 7연선 SWPC7, 이형 3연선 SWPD3, 19연선 SWPC19
7. 강봉	KS D 3504	철근콘크리트용 봉강	SD300, SD350, SD400
	KS D 3505	PC강봉	A종 2호 SBPR 785 / 1030 B종 1호 SBPR 930 / 1080 B종 2호 SBPR 930 / 1180

이를 이용하여 설계하는 강교, PSC교, 철근콘크리트교와 하부구조에 사용하는 강재 등에 대한 규격을 나타낸 것이다.

2.5.2 콘크리트

콘크리트는 원칙적으로 <표 2.3>의 설계기준강도 이상의 것을 사용하는 것으로 한다.

<표 2.3> 콘크리트의 설계기준강도 및 적용 구조물

종 류	기준강도 (MPa)	골재 최대치수(mm)	적 용 구 조 물
PSC	$f_{ck} = 40$	19	PSC 구조물, PREFLEX 아래 플랜지
1 종	$f_{ck} = 27$	25	바닥판, 라멘교(바닥판, 측벽, 기초, 날개벽) PREFLEX (복부, 가로보) 배수공(현장제작 철근콘크리트관) 하부구조(교각)
2 종	$f_{ck} = 24$	25	터널 라이닝 콘크리트 및 입출구 시설
		40	하부구조 (교대, 우물통, 후텡) 날개벽, 철근콘크리트 옹벽, 연석, 암거
2종수중	$f_{ck} = 24$	40	수중 콘크리트
3 종	$f_{ck} = 21$	25	배수공 (배수공 설계기준 참조)
		40	매스 콘크리트 부대공 (부대시설 기초) 중력식옹벽(철근이 없거나 아주 적은 구조물) 배수공 (배수공 설계기준 참조)
5 종	$f_{ck} = 15$	50	레벨링 콘크리트, 속채움 콘크리트
포장공	$f_{ck} = 4.5$	32	콘크리트 포장
		40	포장용 LEAN 콘크리트
중 앙 분리대공	$f_{ck} = 24$	19	중앙분리대(일반구간), 방호벽(하천교량 및 옹벽공)
		40	중앙분리대(교량구간), 방호벽(육교용)

주) 현장 여건 및 사용 장비에 따라 골재치수는 변경될 수 있다.

콘크리트의 내구성은 물 · 결합재비(W/C)에 관계된다. 따라서 물 · 결합재비를 내구성에서 필요한 값 이하로 하기 때문에 이것에 직접적으로 관계하는 콘크리트의 설계기준 강도를 최저치로 규정한 것이다.

2.5.3 설계계산에 사용하는 물리상수

설계계산에 사용하는 물리상수의 값은 다음과 같다.

(1) 강 재

설계계산에 사용하는 강재의 물리상수의 값은 다음 <표 2.4>의 값을 사용하면 된다.

<표 2.4> 설계계산에 사용하는 강재의 물리상수

종 류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수	210,000 MPa
철근의 탄성 계수	200,000 MPa
PS강선, PS강연선, PS강봉의 탄성계수	200,000 MPa
주철의 탄성계수	100,000 MPa
강의 전단탄성계수	81,000 MPa
강과 주강의 포아송 비	0.30
주철의 포아송 비	0.25

프리스트레스의 감소량을 산출하는 경우의 PS강재 릴랙세이션율은 <표 2.5>의 값을 표준으로 한다. 다만, PS강재가 고온을 받는 경우의 PS강재의 겔보기 릴랙세이션율은 <표 2.5>의 값에 2%를 가산하는 것을 원칙으로 한다.

<표 2.5> PS강재의 릴랙세이션율(%)

PS강재의 종류	겔보기 릴랙세이션율
PS강선, PS강연선	5
PS강봉	3

이것에 따르기 힘든 경우에는 PS강재 인장응력에 따라서 측정된 릴랙세이션율에서 콘크리트의 크리프, 건조수축 등의 영향을 고려하여 별도로 PS강재의 릴랙세이션율을 정하는 것으로 한다.

(2) 콘크리트

(가) 콘크리트의 탄성계수는 다음 규정에 따르는 것으로 한다.

- ① 콘크리트의 압축강도가 30MPa 이하인 경우 철근콘크리트 부재의 응력을 계산할 때의 콘크리트의 종탄성계수는 콘크리트 단위 질량 W_c 가 1,450~2,500kg/m³ 사이에 있는 경우 식(2.1)에 의하여 계산한다.

$$E_c = 0.043 \cdot W_c^{1.5} \cdot \sqrt{f_{ck}} (MPa) \quad (2.1)$$

보통골재를 사용한 콘크리트 ($W_c=2,300\text{kg/m}^3$)에 대해서는 다음 식(2.2)로 계산하여도 좋다.

$$E_c = 4,700 \sqrt{f_{ck}} (MPa) \quad (2.2)$$

- ② 콘크리트의 압축강도가 30MPa를 초과하는 경우 콘크리트 단위 질량 W_c 가 1,450~2,500 kg/m^3 인 콘크리트의 탄성계수는 식(2.3)에 의하여 계산한다.

$$E_c = 0.03 \cdot W_c^{1.5} \cdot \sqrt{f_{ck}} + 7,700 (MPa) \quad (2.3)$$

다만 보통골재를 사용한 콘크리트($W_c=2,300\text{kg/m}^3$)는 $E_c = 3,300 \sqrt{f_{ck}} + 7,700 (MPa)$ 를 사용할 수 있다.

(나) 콘크리트의 전단탄성계수는 식(2.4)에 의하여 계산하는 것으로 한다.

$$G_c = E_c / 2(1 + \nu) \quad (2.4)$$

여기서,

G_c : 콘크리트의 전단탄성계수(MPa)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

ν : 포아송 비

(다) 콘크리트의 크리프계수와 건조수축률은 ‘도로교 설계기준 제2장 일반사항 2.1.7 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향’의 규정에 의하기로 한다.



3. 강 교

3.1 설계 일반사항

3.1.1 사용 강재

(1) 일반

강판은 KS D 3503(일반구조용 압연 강재) KS D 3515 (용접구조용 압연 강재), KS D 3529 (용접구조용 내후성 열간 압연 강재) 및 KS D 3868 (교량구조용 압연강재)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

접합용 강재에 대해서는 KS B 1010(마찰 접합용 고장력 6각볼트, 6각너트, 평와셔의 세트)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

용접재료에 대해서는 KS D 7004(연강용 피복 아크 용접봉), KS D 7006(고장력강용 피복아크 용접봉) 및 KS D 7024(서브머지드 아크 용접용 강선 및 용재)의 규격에 적합한 것을 표준으로 한다.

강재는 판의 두께에 따라서 <표 3.1>, <표 3.2>를 기준으로 하여 선정하는 것을 원칙으로 한다. 기온이 현저하게 낮은 지방에서는 강재 선정에 특별한 배려를 기울여야 한다.

(2) 강재 선정의 기본 방침

강교에 사용하는 강재는 <표 3.1>과 아래의 원칙에 따라 가능한 한 적합한 것을 사용한다.

- ① 강재의 두께는 8mm 이상으로 하여야 한다. 강재의 최소두께는 '도로교설계기준 3.4.1.3 강재의 최소두께'에 따른다.

(3) 판두께에 의한 강재의 선정

판두께에 의한 강재의 선정은 통상의 지역에 있어서는 <표 3.1(a)>, 기온이 현저하게 저하되는 지방에서는 <표 3.1(b)>를 고려하여 강종 선정에 특별한 배려를 기울여야 한다.

〈표 3.1(a)〉 판두께에 따른 강재종류 선정기준

강 종		판두께 (mm)								
		6	8	16	25	32	40	50	100	
일반 구조 용강	SS400									
용접 구조용 압연 강재	SM400A									
	SM400B									
	SM400C									
	SM490A									
	SM490B									
	SM490C									
	SM490C-TMC									
	SM490YA									
	SM490YB									
	SM520B									
	SM520C									
	SM520C-TMC									
	SM570									
	SM570-TMC									
용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA400A									
	SMA400B									
	SMA400C									
	SMA490A									
	SMA490B									
교량 구조용 압연 강재	SMA490C									
	SMA570									
	HSB500									
	HSB500L									
	HSB500W									
	HSB600									
	HSB600L									
	HSB600W									

- (주) 1. 판 두께가 8mm 미만의 강재에 대해서는 '도로교설계기준 3.6.2.7 강바닥판 구조세목'에 따른다.
 2. TMC 강과 교량 구조용 압연강재(HSB)를 제외한 판 두께 40mm를 초과하는 강재에 대해서는 허용 응력 감소를 고려하여야 한다.
 3. 판 두께 25mm로부터 32mm 사이의 SM490YB는 진정 강괴로 제조되어야 한다.

〈표 3.1(b)〉 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역별 최대 허용 판두께

강 종		온 도 구 역		온도구역 I (-15℃) ¹⁾	온도구역 II (-25℃) ¹⁾	온도구역 III (-35℃) ¹⁾
		충격시험 ³⁾		최대 허용 판두께 ²⁾ (mm)		
구분	기호	시험 온도	샤르피 흡수에너지			
용접 구조 용 압연강재	SM400B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM400C	0℃	47J이상	100	100	95
	SM490B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM490C	0℃	47J이상	95	80	70
	SM490C-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
	SM570-TMC	-5℃	47J이상	70	60	50
용접 구조 용내후성 열간 압연 강재	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
교량 구조 용 압연강재	HSB500	-5℃	47J이상	85	70	60
	HSB500L	-20℃	47J이상	100	95	80
	HSB600	-5℃	47J이상	70	60	50
	HSB600L	-20℃	47J이상	95	80	65

주 : 1) 선형 보간법에 따라 최대 허용 판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도.

2) 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)을 알고 있는 경우, 주 1)의 기준 공용온도에 따른 선형 보간법을 적용하여 최대 허용 판두께를 산정해도 좋다. 예를 들어 SM520C의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 -20℃라면 구역 I의 -15℃와 구역 II의 -25℃를 기준으로 하여 최대 허용 판두께는 77.5mm(≒78mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 -35℃≤T≤-15℃일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.

3) KS B 0810 “금속 재료 충격 시험 방법”에 따라 측정하며 강재의 인성을 충격에 대한 에너지 흡수능력으로 표현하는 값임.

(4) 2축응력을 받는 강재

2축응력이 지배적인 부재에 쓰이는 강판은 크로스롤(2방향롤)재를 쓴다.

(5) 형강의 선정

2차부재의 설계에 있어서는, 조립부재의 사용 보다 형강류를 사용하는 것이 좋다.

(6) 부재의 연결용 재료

부재의 현장이음은 고장력볼트를 사용하는 것이 좋으며, 볼트등급은 시장성과 안전성을 고려하여 F8T · F10T · F13T 또는 S10T · S13T를 사용하는 것이 바람직하다. 세부 내용은 도로교설계기준 3.5.3에 준한다.

(1) KS규격의 구조용 압연 강재를 사용하는 것을 원칙으로 하였고 적용두께에 따라 강재의 종류를 규정하였으며, 구조물의 종류 · 규모 · 중요도 · 사용조건 · 세부구조 사항 등을 고려하여 강재의 적용구분 A, B, C를 적절히 판단한다.

(2) 고강도의 재료를 사용해서 교량을 경량화 하면 경제적으로는 유리하게 되지만 반면, 활하중에 의한 변형이 크게 되고, 진동이 크며, 또 바닥판에 대해서도 악영향을 미치는 경우가 있다. 이러한 문제를 피하기 위하여, 기본적으로는 저강도의 강재를 사용하는 방향으로 설계 한다. 부분적으로는 강재의 강도를 크게 하는 편이 유리하게 되는 경우도 있다.

(3) 이 조문에서 취급하는 강판은 주요부재에 사용되는 것이고, 신축이음, 소울 플레이트(sole plate) 등에는 이 조의 규정을 적용하지 않는다.

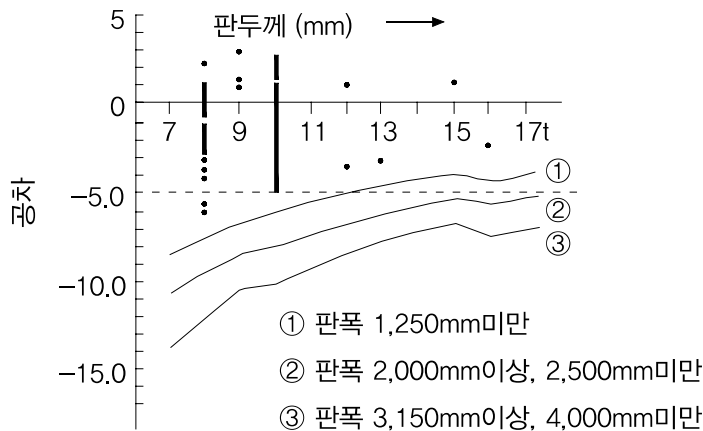
근년, 500MPa 이상의 강도를 갖는 고장력강의 사용이 증가하고, 또 그 종류도 SM490, SM490Y, SM520, SM570 등 여러 종류가 있으므로, 설계 시 그 선정에 신중한 배려가 요망된다.

구조물이 가설되는 위치가 한랭지이고 기온의 최저치가 -25°C 이하가 되는 경우는, 저온취성에 주의 하여서 강재를 선정하여야만 한다. 이를 위해서는 그 지방에 있어서 최저기온에 대하여, $28\text{N} \cdot \text{m}$ 이상의 인성을 확보한 강재를 사용하는 것이 바람직하지만 KS규격에서 보증되고 있는 충격치는 0°C 또는 -5°C 인 경우의 값인 점에 유의하여야 한다.

따라서 <표 3.2>에 있어서 통상의 KS규격 강재라 하더라도, 저온 시 소요 충격치를 확보할 수 있는 강재 및 판두께를 선정하기로 했다. 단 수평 가새(브레이싱), 신축이음 등의 2차부재에 대해서는 취성 파괴가 생겼다 해도 중대한 사고로 연결될 우려가 없으므로, C재를 적용할 필요는 없다.

또 주요부재에 있어서도 압축응력을 받는 부재는 저온취성 파괴의 가능성은 없지만, 응력상태에 따라서 강재선정을 바꾸는 것은 번잡하고 잘못 선정될 우려도 있으므로, 주요 부재에 대해서는 모두 C재를 사용하는 것이 좋다.

‘도로교 표준시방서(2005), 제2장 강교 2-2 강재’에 강재의 판 두께 공차에 관한 규정이 있다. 이것은 종래 KS규격의 공차에 준하여 온 도로교에 있어서, 연속거더의 복부, 강바닥판 등에 있어서 현저히 안전성을 잃을 우려가 있으므로 (-)의 공차를 5%까지로 한 것이다. 공차는 전체 폭을 유지시키는 것이 아니고 <그림 3.1>에 나타나듯이 공차 폭 전체가 (+)측에 가미한 형이 된다. 이것이 이 요령의 특징 사항이다. 교량용 강재의 발주 시 이 취지를 충분히 살릴 필요가 있다.



<그림 3.1> 강재의 판두께 공차

주요부재는 주구조와 바닥틀을 말하며, 2차부재는 주요부재 이외의 2차적인 기능을 가진 부재를 말하는데 강종의 선정시 응력수준과 부재기능을 중요도에 따라 다음과 같이 구분 적용한다.

<표 3.2> 응력수준과 부재의 중요도에 따른 강종의 선정

구 분	대 상
주요부재 (주부재)	플랜지, 복부판, 종방향 보강재, 수평보강재, 주부재 연결판, 지점부 다이아프램, sole plate, 교량받침장치가 설치되는 가로보 및 보강재, 지점부 수직보강재, 유지보수 jack-up 수직보강재 등 응력수준이 높은 부재
2차 부재 (부부재)	횡방향 보강재, 수직보강재, 스트링거, 가로보, 지점부 이외 다이아프램, 부부재 연결판, 가로보 및 스트링거의 보강재, 주부재와 가로보 연결부, 브라켓, plate girder교의 가새(브레이싱) 등 2차적 기능을 가진 보강 부재

- (4) 통상의 강재는 롤 방향과 롤 직각 방향에 대하여 충격치, 신축률 등의 성질에 이방성을 나타낸다. 이 때문에 통상의 부재에서는 인장 혹은 압축응력의 방향과 롤 방향을 일치 시키도록 판 절취계획을 하는 것이 일반적이다. 그러나 2축응력을 받는 부재처럼, 2 방향에서 응력이 작용하는 경우에는, 이것이 곤란하므로 크로스롤재를 사용하고, 가능한 한 이방성이 적은 강재를 쓴다. 단, 이 경우 크로스롤의 압연비는 1:1로 하는 것이 좋다.

또 이 조항은 거더조립의 가로보처럼 2축응력이 지배적인 부재에 적용하고, 브라킷 설치부처럼 2종류의 하중상태를 조합시켰을 때에 처음으로 큰 2축응력 상태가 되는 부재에는 적용하지 않는다.

또, 설계도면 내에 반드시 2축응력 부재인 것을 명기하여야 한다.

- (5) 강교의 2차부재 혹은 1차부재에 있어서도 수직 가새(브레이싱)와 외측 스트링거 등에 대해서는, 효율성, 비용절감 등의 목적에서 조립부재 보다 형강류를 사용하는 것이 바람직하다.

- (6) 강교의 현장이음은 고장력볼트 마찰접합에 의하는 것을 원칙으로 한다.

3.1.2 설계 계산

(1) 계산이론

계산이론은 임의형 격자이론(변형법, 환원법 등)에 따르는 것을 원칙으로 한다.

(2) 계산모델

구조계에 적합한 구조모델을 선정하여야 한다. 특히 사교의 경우는, 단부 수직 가새(브레이싱) 및 지점 위의 수직 가새(브레이싱)를 포함한 계산모델로 해석하여야 한다.

(3) 하중분배

하중은 일반적으로 모두 하중분배를 하기로 한다.

(4) 가정강도(假定剛度)

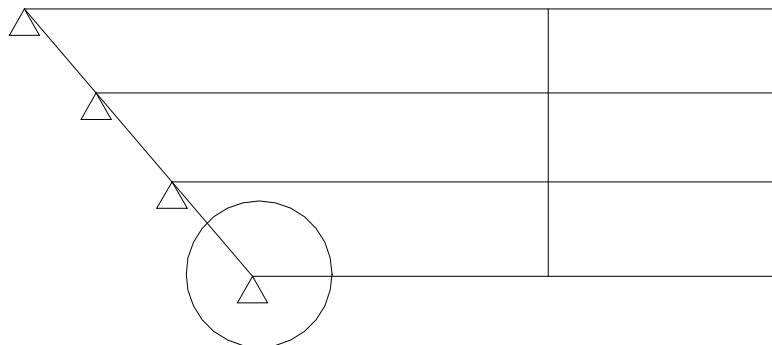
계산에 쓰이는 거더 및 분배 수직 가새(브레이싱)의 가정강도와 실무재의 강도 차이는 5%이하로 하는 것이 좋다.

(5) 가정고정하중

가정고정하중과 실고정하중과의 차이는 5% 이하로 한다.

- (1) 최근 컴퓨터의 사용으로 대부분의 경우 임의형 격자이론에 의하여 계산되고 있는 실정을 고려한 것이다. 단, 규모가 적은 단순한 교량의 경우 그리고 검토계산을 하는 경우 등에는 Guyon-Massonet 이론에 따라도 좋다.
- (2) 통상 직교인 경우는 단부 수직 가새(브레이싱) 및 지점 수직 가새(브레이싱)의 유무는 주거더의 단면력 등의 계산에 영향을 주지 않지만, 사교의 경우는 거더의 휨모멘트가 이들 수직 가새(브레이싱)에 어느 정도 전달되므로, 계산모델에 포함시켜야 한다. 또 거더와의 연결부(〈그림 3.2〉의 ○부분)의 구조도 단면력에 큰 영향을 미치므로, 이들의 세부 구조에 대해서도 정확한 계산모델로 하여야 한다.
- (3) 일반적으로 하중을 모두 하중분배 시키지만, 가설공법에 따라서는 하중분배를 하면 불합리한 경우도 있으므로 주의를 요한다.
- (4) 가정강도와 실강도의 차이가 큰 경우에는 거더의 처짐 계산결과가 부정확하게 되고, 또 각 거더간 또는 거더와 분배 수직 가새(브레이싱)의 상대강비가 실제와 다른 경우에는 하중분배가 다르게 된다. 따라서 가정강도와 실강도와의 차이가 작게 되도록 적절한 가정단면을 설정하여야 한다.

거더의 경우에는 각 격점 간에서의 강도변화의 영향이 비교적 적으므로, 격점 간의 거더 전체로서의 평균강도가 실강도와 일치하도록 주의하여야 한다.



〈그림 3.2〉 사교의 계산모델

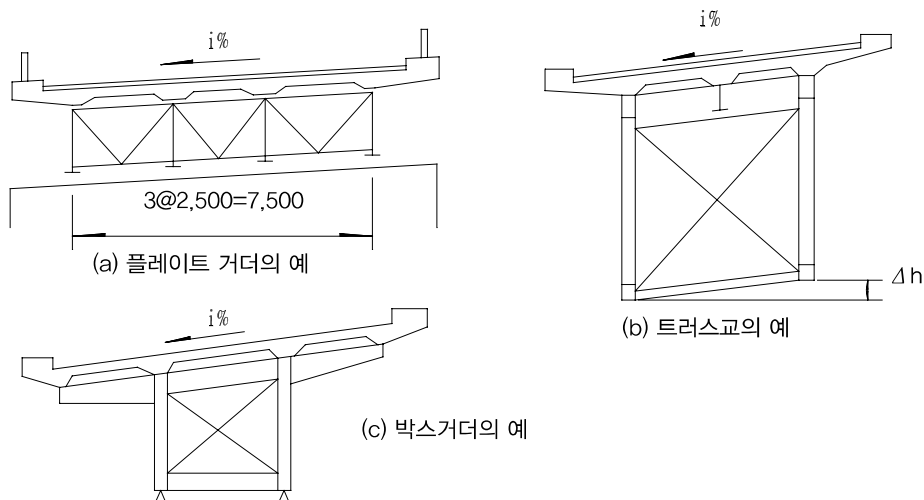
3.1.3 거더의 종 · 횡단골조

- (1) 교량구간에 종단경사(곡선 포함)가 있는 경우에는, 상판 현차량이 가능한 한 균등하게 되도록 거더의 종단경사를 정한다.
- (2) 횡단경사에 따라 거더(또는 주구) 좌우의 기준 높이가 현저히 다른 경우에는 각 거더 상호의 기준높이를 소정의 경사에 맞추는 것이 좋다.
- (3) 곡선구간 등에서 노면이 곡면으로 되는 경우에 대해서는 거더면은 동일 평면에 있도록 배치하는 것이 좋다.

- (1) 종단경사가 직선인 경우, 또는 종단이 곡선이라도 단순거더의 경우는 비교적 문제가 적지만, 연속거더 혹은 단순거더가 연속하여 놓이는 경우는 바닥판 현차량이 거의 균등하게 되도록 유의하여야 한다.

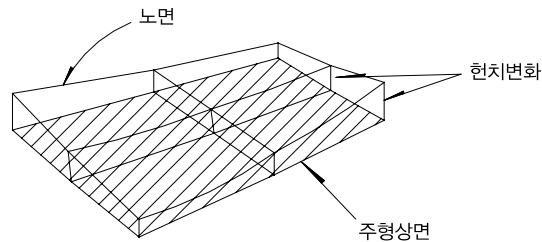
종단곡선이 오목형으로 되고 지간이 큰 트러스 등의 경우에는 노면에 따라서 역 솟음(camber)의 거더가 되는 것도 부득이 하다.

- (2) 횡단면의 골조에 대하여 일반적으로 곡선구간의 고속도로에서는 횡단경사에 맞게 편경사를 따를 때 <그림 3.3>(a), (b)처럼 배치하는 것이 보통이다. 또 일반도로에서 곡선반지름이 작은 교량에 박스거더를 쓰는 경우는 <그림 3.3>(c)처럼 하면 유리하다.



<그림 3.3> 거더의 횡단골조

- (3) 〈그림 3.4〉와 같이 노면이 복잡하게 되는 경우에도 현치량이 균등하게 분포되는 점을 고려하여 거더 상면은 설계·시공의 번잡성을 피해 동일 평면에 놓이게 한다.



〈그림 3.4〉 거더상면과 현치변화

3.1.4 거더의 단면구성

(1) 일반사항

단면은 구조물 전체의 요구사항을 잘 검토하여 설계, 제작, 수송, 가설 및 유지보수에 적합한 최적단면이 되게 한다.

(2) 형고의 선정

형고는 교량종류에 따라 가장 경제적인 높이로 되도록 검토한다.

- (1) 교량구조물을 합리적으로 설계하기 위해서는 폭원, 지간에 따라 형고, 형간격 및 강재의 선정이 적절하여야 한다. 표준지간 및 형고에 대해서는 ‘제 8-1편 3.3.4 하천’, 강재의 선정은 이 편 ‘3.1.1 사용 강재’의 내용을 참조한다.

3.1.5 거더 단부

(1) 거더 단부의 돌출량

거더 단부의 지점에서의 돌출량은 거더 및 받침구조 외에 신축장치, 배수장치, 낙교방지장치, 다웰 등의 조화를 고려하여 정한다.

(2) 거더유간량

거더유간량의 산정은 ‘신축이음장치’에 따른다.

(1) 일반적으로 단부의 돌출량은 다음과 같이 하여도 좋다.

플레이트 거더	지간 20m 미만	200mm
플레이트 거더	20~30m	250mm
플레이트 거더	30m 이상	300~400mm
트 러 스	50~80m	500mm

기타의 교량종류에 대해서는 상기의 값을 준용하여도 좋으나 거더 단부의 돌출량 결정은 특히 신축 이음장치와 종단다웰과의 이탈, 낙교방지장치와 지점상의 보강재와의 분리에 유의하여야 한다.

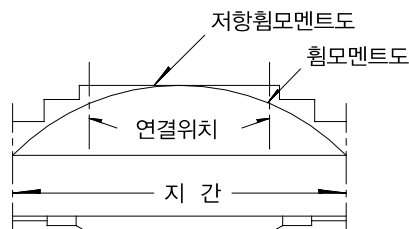
3.1.6 연 결

- (1) 부재의 현장연결은 원칙적으로 고장력볼트 마찰접합(F8T, F10T, F13T 또는 S10T, S13T)에 의한다.
- (2) 연결 위치
부재의 연결위치는 아래 사항에 유의하여서 결정하여야 한다.
- (가) 수송·가설 상 제한되는 부재길이 및 중량 범위 내에서 결정한다.
 - (나) 거더의 현장이음 위치는 수직보강재 사이에 배치하는 것을 원칙으로 한다.
 - (다) 가설 및 연결 작업에 편리한 위치를 선정한다.

(1) ‘도로교설계기준 3.5.3 고장력 볼트 이음’ 참조

- (2) 가설부재 길이에 대해서는 가설방법, 공장 내의 제작방법 등에 따라 달라지지만, 합성 보 등과 같은 경우 부재길이를 길게 하면 강성이 적어져 변형이 생기기 쉽고 내부응력이 발생하므로 충분한 조사가 필요하다.

연결위치는 기본적으로 <그림 3.5>에 표시된 위치가 바람직하며, 천공에 의한 단면보강을 하지 않아도 좋을 위치를 선정하는 것이 좋다. 수직 가새(브레이싱) 간격, 수평 가새(브레이싱)의 배치, 종간보강재 배치 등과의 중첩을 피하도록 한다.

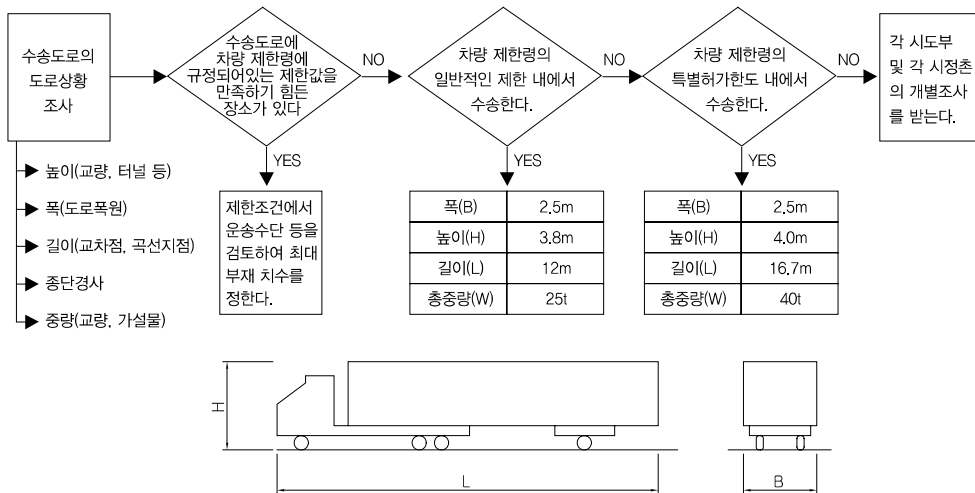


<그림 3.5> 연결 위치

부재분할 때문에 단면보강을 하여야 하는 부근에 연결하게 되는 경우에는 천공에 의한 단면 손실을 보강하기 위하여 일반적으로 설계 시 판두께를 두껍게 고려한다.

트러스교, 연속박스거더 등에서는 가설방법에 따라 부재분할을 검토하고 연결위치를 정할 필요가 있지만, 수송 가능한 범위 내에서 연결 개수가 가능한 한 적도록 한다.

공장에서 현장까지의 수송수단은 철도·선박·자동차 등을 생각할 수 있지만, 일반적으로 가설 현장의 반입로가 좋지 않은 경우가 많으므로 우선 현장조사가 필요하다. 국도 및 지방도를 이용하는 경우에는 미리 차량통행제한과 관련된 규정을 조사하여 운반 가능한 공간을 미리 확보해 놓을 필요가 있다. 지간장과 작용하중에 저항하는 최적의 주거더 크기뿐만 아니라 가설지의 지형을 고려하여 차량운반이 가능한 주거더의 크기도 함께 검토한다. 운송차량의 총 중량은 도로법 제54조 [차량운행 제한조건] 등에 따르며, <그림 3.6>은 최대부재치수검토 순서의 예를 나타낸 것이다.



<그림 3.6> 최대부재 치수검토 순서 (예)

3.1.7 곡선교

(1) 거더의 형식

곡선거더에는 I 형 및 박스거더가 있지만, 곡선반지름이 작은 경우는 박스거더를 쓰는 것이 바람직하다.

(1) 거더의 선택은 폭원의 크기에도 관계가 있으나 중심각이 $5^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 에서는 병렬 I 판형교가 유리하고 $15^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 에서는 2주 상자형교, $20^{\circ} \sim 25^{\circ}$ 에서는 단일상자형교 유리하다. 중심각이 25° 를 초과하면 설계에 상당히 무리가 있고, 중심부 5° 이하에서는 직선교에 가까운 성질을 나타

낸다. 곡선교의 거더 형식을 선정하는 방법에 대한 참고문헌으로는 小松 등의 논문 「비틀림 정수비와 비틀림 휨 강성비로부터 고찰한 곡선거더교 설계계산법의 제언(일본토목학회 논문집 제 224호, 1974)」이 있다.

(2) 곡선구간의 거더 배치

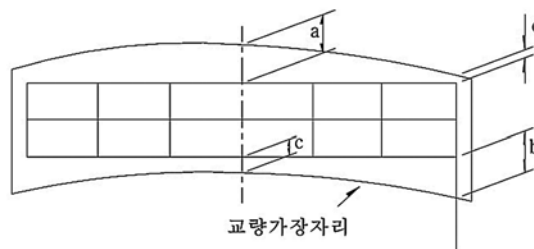
- (가) 곡선반지름이 비교적 큰 구간의 거더는 될 수 있는 한 직선거더로 검토함이 바람직하다.
- (나) 곡선부의 지간이 여러 개로 구성될 경우에 연속구조로 하는 것이 바람직하다.

평면골조는 직선거더로 하는 것이 좋지만, 곡선거더로 하고자 할 경우 바닥판 캔틸레버길이와 외측거더(브라킷 포함)의 설치를 검토한 뒤 부득이한 경우에만 곡선거더로 하는 것이 좋다. 바닥판 캔틸레버길이의 결정에 있어서는 각 거더의 강도(剛度)가 균등하게 되도록 배치하여야 할 것이다. 또, 직선거더의 경우에는 아래 수평 가새(브레이싱)를 설치하는 것을 원칙으로 한다.

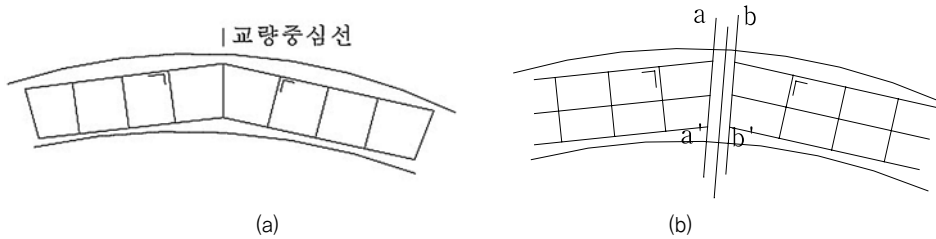
곡선구간에서 교량이 연속하는 경우도 가능한 한 직선거더로 검토하고, 교각상에서 절선이 되도록 배치하는 것이 바람직하다.(<그림 3.8>(a)) 그 경우 수직 가새(브레이싱)의 배치는 거더에 직각방향으로 한다.

곡선반지름이 비교적 작은 구간에서 단순형식이 되는 경우, <그림 3.8>(b)처럼 단부 판넬만 aa'//bb'로 하여도 좋으나 사교에서와 같이 교각 및 교대위에서 지장이 없으면 되도록 직교로서의 골조로 하는 것이 좋다.

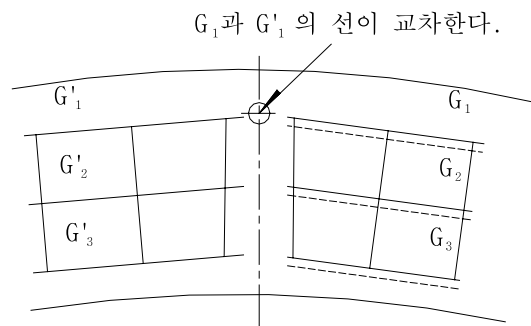
연속트러스 등에서 교각 위만을 절선으로 곡선 형태를 처리할 수 없는 경우, 지간 중앙에서 절선으로 한 예도 있지만, 이 경우는 충분히 설계단계에서 해석방법을 확인하고 진행하여야 한다. 인접 거더와의 배치는 원칙적으로 교각선에서 외측거더의 연장선이 교차하도록 하는 것이 좋다. (<그림 3.9>)



<그림 3.7>



〈그림 3.8〉



〈그림 3.9〉

클로소이드(clothoid) 구간처럼 곡률이 변하는 경우, 거더간격을 동일하게 하면, 외측 및 내측 거더의 연장선과 교량선은 한 점에서 교차되지 않으나 낙하방지장치 등의 설치를 위하여 되도록 합치게 하는 것이 좋다.

(3) 2차응력

병렬 I 형 곡선교를 격자이론으로 계산하는 경우에는 플랜지 플레이트에 통상의 휨응력 외에 휨에 의해서 생기는 2차응력을 고려하여야 한다.

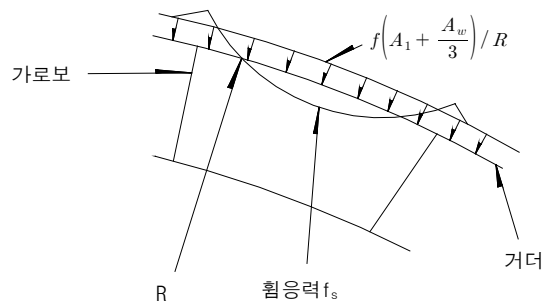
교량구조가 비틀림을 받는 경우 각 주거더가 가로보 등으로 결합되어 있으면 전 단면이 일체가 된 거동으로 되며, 주거더의 휨강성이 대부분의 비틀림 모멘트에 저항한다.

격자이론에서는 부재는 절점 사이에 놓인 직선으로 취급되므로 거더의 휨에 의하여 〈그림 3.10〉에 나타난 법선방향의 2차응력을 받고, 플랜지 플레이트 원주방향으로 압축 또는 인장력이 생기므로 단면 산정에 고려하여야 한다.

이 값은 곡선반지름에 반비례하고 가로보간의 거리(λ)의 제곱에 비례하여 커지므로 플랜지 고정점거리를 유의할 필요가 있다.

특히 합성보에 대해서는 합성 전 하중상태에서의 상부 플랜지의 조사가 중요하다. 플랜지 폭은 직선합

성보 보다 넓게 잡는 것이 좋고, 가로보 간격도 6m에 구애받지 않고 약간 좁히는 것이 경제적인 경우가 많다.
이 2차응력은 식(3.1)에 의하여 계산한다.



〈그림 3.10〉 플랜지의 만곡에 의한 부가응력

$$f_s = \pm 0.106 \frac{f}{R \cdot Z_f} \left(A_f + \frac{A_w}{3} \right) \lambda \quad (3.1)$$

여기서, f : 상·하 플랜지의 휨응력

R : 거더의 곡선반지름

A_f : 상·하 플랜지의 단면적

A_w : 중립축으로부터 상·하 플랜지까지의 복부판 단면적

Z_f : 플랜지축 중앙의 수직축에 관한 상·하 플랜지의 단면계수

λ : 플랜지의 고정점 간의 거리

박스거더는 위 식 중 Z_f 가 현저히 크게 되므로 f 는 거의 계산할 필요가 없다.

따라서 곡선반지름이 작은 교량은 상자단면이 바람직하다. 또, 격자이론은 일반적으로 각 부재의 비틀림 휨강성을 고려하지 않으므로 개개의 부재로서의 비틀림 휨에 의한 응력은 산출되지 않지만 I형 단면이 거더인 경우에는 각 거더로 저항하는 비틀림 모멘트의 양이 매우 적고, 또 발생하는 비틀림 휨 모멘트의 응력도 작으므로 일반설계에서는 무시하여도 좋다.

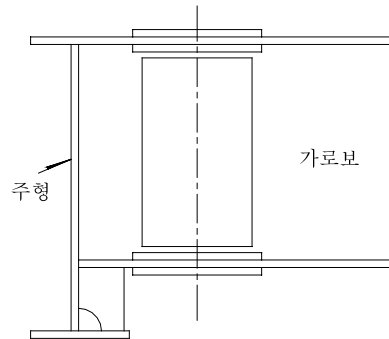
플랜지의 폭이 넓은 경우에는 반드시 무시할 수 없는 것도 있으므로 주의를 요한다.

(4) 가로보의 설계

가로보의 강도는 통상의 직선거더 보다 큰 것으로 하는 것이 바람직하고 가로보의 변형이 거더의 하중분배에 미치는 영향을 적게 하는 강성이 큰 단면설계를 하는 것이 좋다.

곡선거더의 가로보는 일반적으로 전복부(full web) 방식이 바람직하고 거더와의 연결은 휨 모멘트의 전달에 주의하여야 한다.

단면은 일반적으로 「小松 조건식」 이상의 강도를 갖는 직선거더의 가로보 해법에 따라 단면응력을 조사하는 것이 좋지만 연결방법도 충분히 검토하여 두는 것이 바람직하다.



〈그림 3.11〉

곡선교의 가로보는 비틀림 전달기구 중 가장 중요한 역할을 하기 때문에 중복단면을 사용하여 충분한 강성을 갖도록 하고, 거더의 단면을 개략적으로 계산하여 가정하고자 하는 경우에는 다음 식을 이용한다.

$$M = M_o \times \frac{\lambda}{R} \quad (3.2)$$

여기서, M : 가로보에 작용하는 휨모멘트

M_o : 가로보 설치위치에서의 거더의 휨모멘트

λ : 가로보의 간격

R : 곡률반지름

가로보의 간격은 특히 I 거더 병렬교의 경우 직선교의 경우보다 좁게 설정하여 4~5m로 하는 것이 바람직하다.

(5) 수평 가새(브레이싱)의 설계

I 형 병렬의 곡선거더교는 상부와 하부에 수평 가새(브레이싱)을 두는 것을 원칙으로 한다.

수평 가새(브레이싱)의 설계에 있어서는 통상의 횡하중 외에 거더의 휨에 의해서 생기는 상·하플랜지의 법선방향 수평력과 수평가새(브레이싱)를 설치함으로써 생기는 비틀림모멘트로 인한 전단력을 고려하고 1차부재로서 설계하여야 한다.

휨에 의한 2차응력은 식(3.3)~식(3.5)에 의하여 산출하여도 좋다.

$$P_1 = \frac{\sin \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \cdot P_0 \quad (3.3)$$

$$P_2 = \frac{\sin \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \cdot P_0 \quad (3.4)$$

$$P_0 = \frac{f(A_f + A_w/3)}{R} \frac{(\lambda_1 + \lambda_2)}{2} \quad (3.5)$$

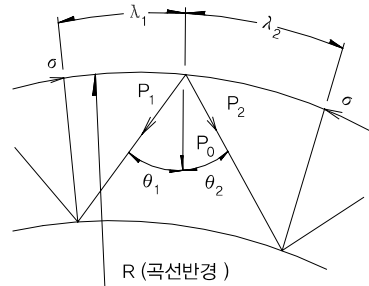
여기서,

f : 힘에 의한 플랜지의 수직응력

A_f : 상·하플랜지의 단면적

A_w : 중립축으로부터 상·하플랜지까지의 복부

판의 단면적



〈그림 3.12〉 수평 가새(브레이싱)의 부가응력

또 수평 가새(브레이싱)의 단면은 박스거더작용을 한다는 점을 고려해서 비틀림모멘트에 의한 전단력을 가산하는 것으로 한다.

(6) 부반력 및 받침배치

(가) 곡선거더는 재하상태에 따라 내측거더 지점에 부반력이 생기는 경우가 있지만, 가능한 내·외측 거더에 응력차가 생기지 않도록 주의할 필요가 있다.

(나) 받침의 배치 및 구조에 대해서는 온도 변화 및 지진이나 바람 등에 의한 수평력이 임의의 단면 또는 받침에 집중적으로 작용하지 않도록 하는 것이 좋다.

3.2 바닥판

3.2.1 적 용

- (1) 여기에 규정하는 사항은 2.5.1 및 2.5.2에 표시한 콘크리트(인공경량골재 콘크리트 제외) 및 철근을 사용한 변장비가 1:2 이상의 철근콘크리트 바닥판의 설계에 적용한다.
- (2) 철근콘크리트 바닥판인 경우에는 이하의 3.2.4·3.2.5(2),(4),(7) 및 3.2.7(1),(2)를 적용하고 그 외는, ‘도로교 설계기준 제3장 강교 및 제4장 콘크리트교’의 각 항을 적용한다.

(1) 이 규정은 강교뿐만 아니라 PSC교·RC교의 철근콘크리트 바닥판에도 적용한다.

3.2.2 바닥판의 두께 및 지간

(1) 철근콘크리트 바닥판

(1) 차도부분 바닥판의 최소 두께는 <표 3.3>의 값을 표준으로 한다.

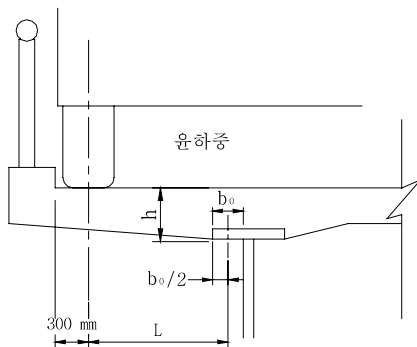
<표 3.3> 차도부분의 바닥판의 최소 두께 (mm)

판 의 구 분		바닥판 지간의 방향	
		차량 진행방향에 직각	차량 진행방향에 평행
1 등 교	단 순 판	$40L + 130$	$65L + 150$
	연 속 판	$30L + 130$	$50L + 150$
	캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25 : 280L + 180$ $L > 0.25 : 80L + 230$	$240L + 150$
2등교 및 3등교		1등교의 값과 동일	

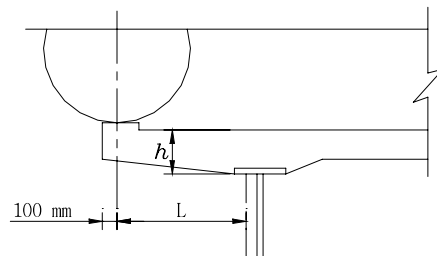
여기서,

L : '도로교 설계기준 제3장 강교 3.6.1.3 바닥판의 지간'에 나타난 하중에 대한 바닥판의 지간(m)

그러나 차도부분의 바닥판의 최소 두께는 <표 3.3>로부터 얻어지는 값과 220mm 중에서 큰 값으로 한다. 한편 캔틸레버판의 최소 두께는 그림 <3.14>에 표시한 것과 같이 재는 것으로 한다.



(a) 주철근이 차량 진행방향에 직각인 경우



(b) 주철근이 차량진행방향에 평행인 경우

L : 트럭하중에 대한 캔틸레버판의 지간(m), h : <표 3.3>의 캔틸레버판 최소 두께

<그림 3.13> 캔틸레버판의 최소 두께

(2) 보도부 바닥판의 최소 두께는 140mm로 한다.

(가) 바닥판의 파손상태를 보면 콘크리트에 발생한 균열이 파손에 큰 역할을 하는 것으로 관찰되고 있다.

철근콘크리트 바닥판의 설계에 있어서, 콘크리트는 인장력에 대하여 저항할 수 없는 것으로 생각되나 실제로 있어서는 콘크리트도 어느 정도 휨인장에 저항할 수 있다. 따라서 하중을 재하함으로써 생기는 휨인장응력을 어느 한계 내로 억제시켜 유해한 균열의 발생위험을 될 수 있는 한 적게 하는 것이 바람직하다.

이상과 같이 하여 설계하중으로 인하여 발생하는 콘크리트의 휨인장응력을 제한하여도, 실제로 콘크리트의 건조수축과 하중재하의 영향으로 콘크리트에 미세한 균열이 일어날 것으로 생각된다. 그러나 철근콘크리트 바닥판의 실태조사 결과로부터 바닥판의 최소 두께를 일단 이 정도로 제한하여 두면 균열이 일어난 뒤 상당한 빈도의 반복재하를 받더라도 안전할 것으로 생각된다.

(나) 보도부에 대해서도 바닥판의 시공성을 생각하여 최소 두께의 표준치를 정했다.

(2) 프리스트레스트 콘크리트 바닥판

(1) 차도부분의 바닥판 최소 두께는 다음의 규정에 따르도록 한다.

(가) 차도부분의 바닥판 두께는 어떠한 부분에서도 200mm 보다 작아서는 안된다.

(나) 캔틸레버판의 판선단의 두께는 (가)의 규정에 따르는 외에 <표 3.3>의 캔틸레버판의 최소 두께의 50% 이상으로 하여야 한다.

(다) 바닥판의 1방향에서만 프리스트레스를 도입하는 경우의 차도부분의 최소 두께는 (가) 및 (나)의 규정에 따르는 외에 <표 3.4>의 값으로 한다. 단, 캔틸레버판의 최소 두께는 지지점에서의 두께를 말한다.

<표 3.4> 바닥판에 1방향에서만 프리스트레스를 도입하는 경우의 차도부분의 최소 두께 (mm)

바닥판 지간의 프리 방향 스트레스를 도입하는 방향	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향에 평행
바닥판의 지간 방향에 평행	<표 3.3>의 바닥판의 지간방향이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 값의 90%	<표 3.3>의 바닥판의 지간방향이 차량 진행 방향에 평행인 경우의 값의 65%
바닥판의 지간 방향에 직각	<표 3.3>의 바닥판의 지간방향이 차 량진행 방향에 직각인 경우의 값	<표 3.3>의 바닥판의 지간방향이 차 량진행 방향에 평행인 경우의 값.

(2) 보도부분의 바닥판의 최소 두께는 140mm로 한다.

(3) 가급적 소수거터교에는 PSC 바닥판을 적용하는 것이 바람직하다.

(1)에 대하여

(가) 프리스트레스트 콘크리트바닥판은, 철근콘크리트 바닥판과 같이 시공성을 고려해서 차도부분의 바닥판 두께는 어떠한 부분에서도 200mm 이상이 되어야 한다.

(나) 프리스트레스트 콘크리트 캔틸레버판의 판선단은 PS강재의 정착장치 등을 고려해서 최소 두께를 200mm 정도 이상으로 하는 것이 바람직하다.

(다) 바닥판에 2방향으로 프리스트레스를 도입하는 경우에는 (가) 및 (나)의 규정을 만족하면 된다. 일반적으로 PS강재의 배치 등을 고려해서 바닥판의 두께를 200mm 정도 이상으로 하는 것이 바람직하다.

1방향으로만 프리스트레스를 도입하는 경우에는, 프리스트레스를 도입하지 않는 방향은 철근콘크리트 구조이므로 <표 3.3>의 규정을 적용하는 것으로 한다.

그러나 지간직각방향의 휨모멘트는 지간방향의 휨모멘트 보다 작으며, 즉 바닥판의 지간방향이 차량 진행방향에 직각인 경우는 90%정도, 차량 진행방향에 평행인 경우는 65%정도이므로 바닥판의 최소 두께도 이 비율로 얇게 하여도 좋도록 하였다.

다만 (가)에 규정하는 차도부분의 바닥판의 최소 두께 200mm는 이 경우에도 적용하는 것으로 한다.

(3) 강바닥판

- (1) 강바닥판은 일반적으로 거더의 일부로 작용하는 경우와 바닥판 및 바닥틀로서 작용하는 경우가 있다. 그러므로 이 두 작용을 동시에 받는 것으로 설계하여야 한다.
- (2) 강바닥판의 유효폭과 최소두께, 허용응력도 다른 경우와 동일하게 취급되어서는 안 된다.

(1), (2)에 대하여

‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.6.2 강바닥판’을 참조한다.

3.2.3 재 료

(1) 탄성계수

(가) 콘크리트의 탄성계수

콘크리트의 탄성계수는 콘크리트의 단위중량 W_c 의 값이 $1,450\text{kg}/\text{m}^3$ 에서 $2,500\text{kg}/\text{m}^3$ 사이일 때는 ‘2.5.3 설계 계산에 사용하는 물리상수 (2)’의 식(2.1)에 따라 계산한다.

(나) 철근의 탄성계수

철근의 탄성계수는 다음 값을 표준으로 한다.

$$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

(다) PS 강재의 탄성계수

PS 강재의 탄성계수는 다음 값을 표준으로 한다.

$$E_{ps} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

(2) 콘크리트

힘과 축방향력을 받는 부재의 강도설계는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.4.3 설계가정’을 참조하도록 하며, 전단강도에 대해서는 같은 시방서 ‘4.4.6 전단에 대한 설계’, 프리스트레스트 콘크리트의 전단강도는 같은 시방서 ‘4.6.3.8 전단 및 비틀림’을 참조하도록 한다. 또한 프리스트레스트 콘크리트의 허용응력은 같은 시방서 ‘4.6.3.3 허용응력’을 따른다.

(3) 철 근

철근의 설계강도는 ‘콘크리트 구조설계기준 제3장 3.3.4 철근의 설계강도’를 참조하도록 하며 전단에 관한 사항은 같은 시방서 ‘제7장 7.3.3 전단철근에 의한 전단강도’를 참조한다.

(4) PS강재

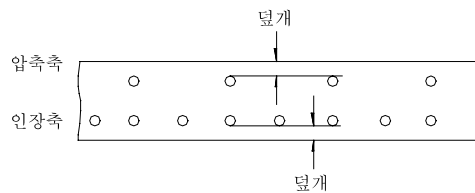
강재의 허용응력은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.3.3 허용응력’을 참조하도록 한다.

3.2.4 설계 휨모멘트

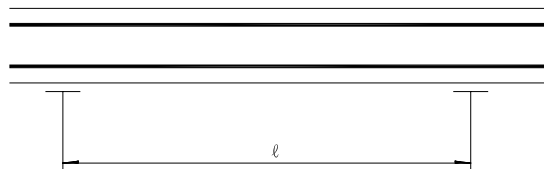
설계 휨모멘트는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.6.1.4 바닥판의 설계 휨 모멘트 및 제4장 콘크리트교 4.7.5 바닥판의 설계 휨모멘트 및 응력의 검사’에 따른다.

3.2.5 철근의 배근

- (1) 철근의 직경은 원칙적으로 13mm · 16mm · 19mm 및 22mm를 표준으로 한다.
- (2) 인장 주철근의 중심간격은 100mm이상, 바닥판 두께 이하로 하고, 배력철근의 최대 중심간격은 300mm이하로 한다.
- (3) 철근의 덮개는 ‘도로교 설계기준 4.3.3 철근의 피복두께 규정’에 따른다.
(상단철근 : 50mm, 하단 철근 : 30mm)
- (4) 바닥판 주철근은 거더의 직각방향으로 배치하는 것을 원칙으로 하나 사고 및 곡선교에서는 역학적 형상 외에 시공의 난이 등을 고려하여 주철근의 방향을 결정한다.
- (5) 1방향 연속판의 주철근은 압축측에도 인장측의 1/2 이상을 배치하는 것을 원칙으로 한다.



〈그림 3.14〉 바닥판의 배근예



〈그림 3.15〉 연속판의 주철근 배근

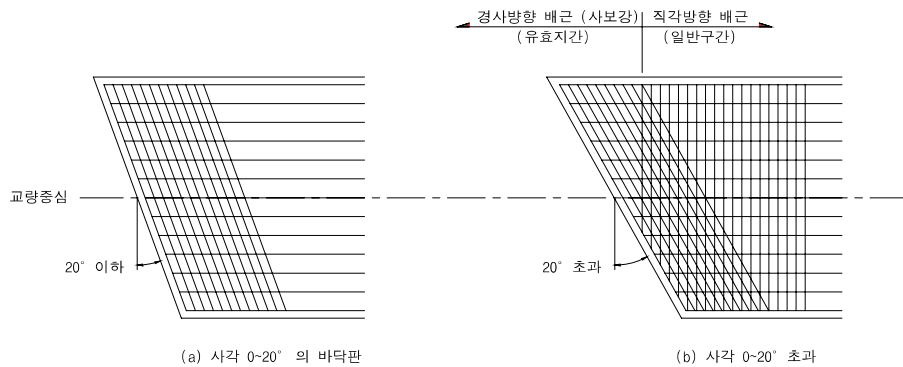
- (6) 모든 철근은 직선으로 배근하며 겹침이음만 사용할 수 있다.
- (7) 철근의 이음은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.3.18 철근의 이음’에 따른다.
- (8) 3개 이상의 강재 거더를 갖고 바닥판의 지간방향이 차량 진행방향에 직각인 교량에서는 ‘도로교설계 기준 제3장 3.6.3 경험적 설계법’ 기준에 따라 철근을 배근할 수 있다.

(4) 사각 20° 정도까지는 〈그림 3.16〉(a)와 같이 주철근을 배치하여도 좋으나 이 경우 응력 계산은 사각방향의 지간에 대하여 계산할 필요가 있다. 그러나 교량 폭에 비하여 지간이 대단히 큰 경우에는 거더에 직각으로 배치하는 것이 좋다.

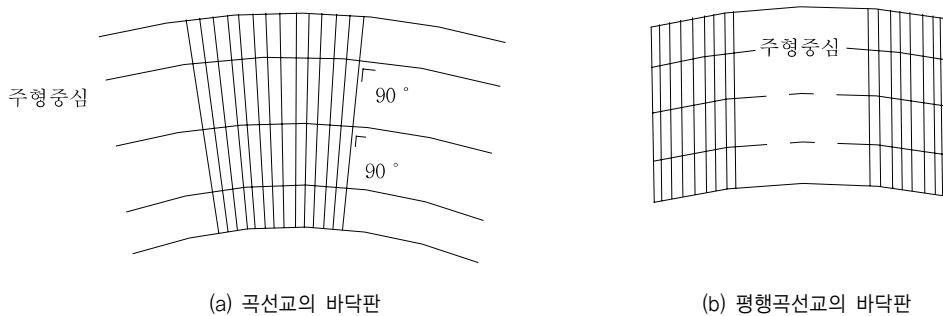
사각이 20° 초과일 경우 거더에 직각으로 주철근을 배치하여 바닥판 단부에서 사방향으로 보강철근을 〈그림 3.16〉(b)와 같이 배치한다.

곡선교에서는 <그림 3.17>(a)와 같이 거더 직각방향으로 배치하는 것을 원칙으로 하나 짧은 지간의 교량에서 교량의 바닥판 단부가 평행인 경우 <그림 3.17>(b)와 같이 바닥판 단부에 평행하게 배치하는 것이 좋다.

- (5) 철근의 정착에 대해서는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.3.10 휨철근의 정착 · 4.3.11 인장 이형철근 및 이형철선의 정착길이’를 참조한다.



<그림 3.16>



<그림 3.17>

3.2.6 바닥판의 현치

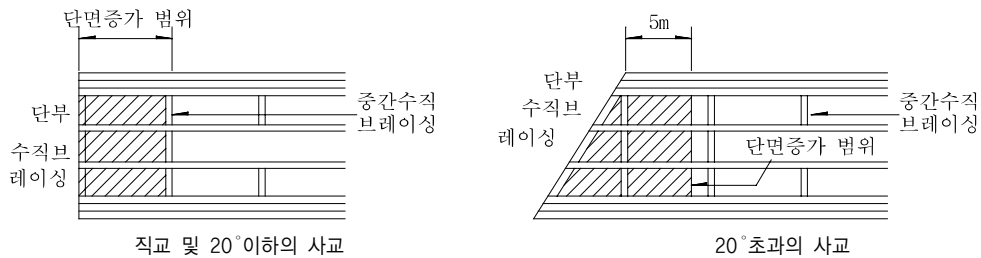
- (1) 바닥판에는 강재 주거더 위에 현치를 설치하는 것이 좋다. 이 현치의 경사는 1:3 보다 완만하게 하는 것이 좋다.
- (2) 높이 80mm 이상의 현치에는 현치 아래면을 따라 주거더의 직각방향으로 가외철근을 배치하는 것이 좋다. 이 경우 가외철근은 D13이상으로 한다.

3.2.7 거더 단부의 바닥판

(1) 강교 바닥판

(가) 거더 단부의 차도부분 바닥판은 단부 바닥판 거더(가로보) 및 단부 브라켓 등으로 지지시키는 것이 좋다. 이 경우 단부 바닥판 거더 및 단부 브라켓 등은 단독으로 차륜하중에 저항하여야 한다.

(나) 거더 단부의 캔틸레버부 이외의 중간지간 바닥판은 거더의 플랜지 높이(현치 높이 만큼)까지 단면을 증가시키고 그 연장은 단부에서 다음 수직 가새(브레이싱)의 앞까지, 사교에 있어서는 거더 단부에서 5m까지를 표준으로 한다.



〈그림 3.18〉 바닥판 단부의 단면증가 범위

(다) 단면증가 범위의 바닥판 배근간격은 변하지 않는 것으로 한다.

(라) 거더 단부의 캔틸레버부 바닥판을 단부 브라켓 등으로 지지하지 않는 경우는 거더 단부 이외의 캔틸레버부 바닥판의 필요 주철근량의 2배의 주철근을 배치하여야 한다. 또 이 부분에는 거더 단부 이외의 캔틸레버부 바닥판의 상부의 배력철근량의 2배의 배력철근을 상부에 배치한다.

(2) PSC교 · RC교의 RC 바닥판

(1)의 강교 바닥판에 준하여 설계한다. 단 거더 사이의 바닥판 단면증가는 고려하지 않아도 좋다.

(3) 바닥판의 단부

휨모멘트는(활하중 모멘트) $\times 2 +$ (고정하중 휨모멘트)로서 설계한다.

단, 거더 사이의 바닥판 단면증가는 고려하지 않아도 좋다.

3.2.8 인장력을 받는 바닥판의 배근

- (1) 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 유효로 하는 설계를 하는 경우에는 바닥판에 작용하는 전 인장력을 철근이 받도록 하여야 한다.
- (2) 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판콘크리트 단면적의 2% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다. 이 경우 교축방향 철근의 총주변장의 바닥판 콘크리트의 단면적에 대한 비, 즉 주장은 $0.0045\text{mm}/\text{mm}^2$ 이상으로 하면 좋다. 또한 바닥판 작용에 대처하기 위하여 배치된 철근을 교축방향 철근이 일부로 볼 수 있다. 철근은 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 점을 지나서 바닥판 콘크리트의 압축 측에 정착시켜야 한다.

- (1) 인장력을 받는 바닥판 콘크리트에 균열이 발생하면 응력상태가 계산과정과 전혀 다르게 되므로 전 인장력을 철근에 부담시키도록 한 것이다. 배근은 철근콘크리트 바닥판에 준하여 인장응력의 정도에 따라 합리적으로 배치하고 그 정착에 대해서도 충분히 고려하여야 한다.
- (2) 프리스트레스하지 않는 연속합성거더의 내부지점 부근에서는 부(負)의 휨모멘트에 의한 교축방향 철근의 인장변형에 수반되어 바닥판 콘크리트에 균열이 생긴다. 이 균열은 철근콘크리트 거더의 경우와 같고, 콘크리트의 인장 저항력을 무시하는 설계에 있어서는 어쩔 수 없지만 이것이 바닥판 콘크리트의 거더 작용 및 바닥판 작용에 유해한 것이어서는 안 된다.

유럽 콘크리트위원회에서는 노천의 콘크리트 구조물 허용균열폭을 일반적으로 0.2mm라 제안하고 있다. 국내외의 연구 결과에서도 0.2mm 정도의 균열폭은 콘크리트 구조물에 해가 없다고 보고된바 있다. 실험에 의하면 교축방향 철근의 주장은 $0.0035\sim 0.0050\text{mm}/\text{mm}^2$, 단면적은 바닥판 콘크리트 단면적의 1.0~1.5%로 배치하면 실제 교량에 있어서 거더 작용에 의하여 생기는 철근응력 정도에 대해서는 0.10~0.15mm의 균열이 생기고, 반복하중을 받아도 균열폭은 증가하지 않으며 잔류 균열폭도 충분히 작다고 보고되어 있다. 또한 고려하는 단면의 콘크리트가 설령 부의 휨모멘트를 받아서 이 정도의 균열이 생겼다고 하더라도 그 후 다시 정(正)의 휨모멘트를 받을 때 강재거더와의 합성작용이 이루어지는 합성거더로 작용한다는 것도 보고되어 있다.

이상의 연구결과 외에 바닥판 작용에 의한 철근응력도 고려하고 안전을 위하여 교축방향 철근의 주장을 $0.0045\text{mm}/\text{mm}^2$ 이상, 단면적을 바닥판 콘크리트 단면적의 2% 이상으로 정한 것이다. 하지만

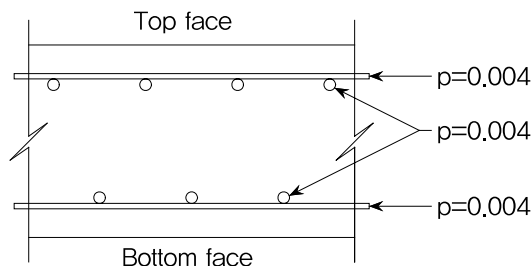
현행 도로교설계기준(2005)은 연속합성거더의 내부지점 부근에 발생하는 휨모멘트의 크기에 상관없이 콘크리트 바닥판 단면적에 대한 일정비율만큼 교축방향 철근을 배근하고 있기 때문에 실무에서는 바닥판의 두께가 증가하는 경우 철근비를 높이기 위하여 D22 또는 D25와 같이 지름이 큰 철근을 종종 사용되고 있다. 지름이 큰 철근을 사용하는 경우 오히려 균열폭이 크게 증가될 위험성이 있으며 결과적으로 교량바닥판의 내구성을 저하시키는 요인으로 작용될 수 있다. 한계상태설계법을 적용하고 있는 유럽설계규정(Eurocode 4, Part2, 2005)에서는 CEB-FIP CONCRETE MODEL CODE 1990(1991)을 토대로 연속합성거더의 내부지점 부근에 발생하는 휨모멘트의 크기에 따른 균열폭을 산정한 후, 허용 균열폭을 만족시키는 최소철근비, 철근 배근간격, 그리고 철근 지름을 설계하도록 규정하고 있다. 하중저항설계법을 적용하고 있는 AASHTO LRFD(2007)에서는 최소철근비를 콘크리트 바닥판 단면적의 1% 이상, 지름이 20mm 이하인 철근을 사용하도록 규정하고 있다. 최근 국내에서도 한계상태설계법에 대한 연구가 활발히 진행되고 있으며, 연구결과를 토대로 휨모멘트의 크기 변화를 고려하여 설계자들이 보다 합리적으로 연속합성거더 부모멘트부 교축방향 철근량을 산정할 수 있도록 위에 언급한 바(Eurocode 또는 AASHTO LRFD)와 같이 추후에 개정이 필요하다.

3.2.9 등방 배근 바닥판

(1) 등방 배근 바닥판의 개요

철근을 교량의 종방향과 횡방향으로 동일한 양만큼 일률적으로 배근한 바닥판을 말한다.

이 설계요령은 주로 주철근의 방향이 차량의 진행방향에 직각인 합성형 교량 바닥판에 적용되는데 캐나다 온타리오 주에서 연구를 시작하여 그 주의 시방서인 OHBDC(Ontario Highway Bridge Design Code)에 경험적 설계법(empirical design)에 처음 수록되었다.

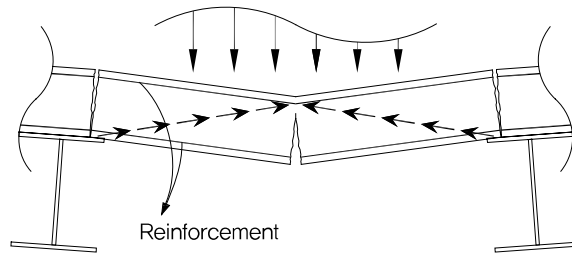


〈그림 3.19〉 등방배근바닥판의 철근배근(예)

세부항목은 ‘도로교설계기준 제3장 강교편 3.6.3 및 제4장 콘크리트편 4.7.7에 경험적 설계법’에 따른다.

(2) 등방배근 바닥판 설계원리

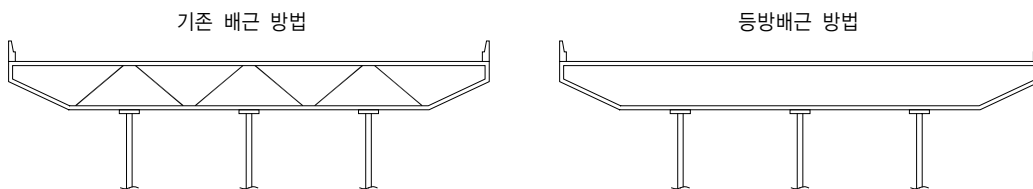
바닥판에 윤하중 작용 시 발생하는 아칭액션(arching action) 작용에 의하여 휨강도와 피로강성이 크게 증가된다는 이론이다.



〈그림 3.20〉 아칭액션의 개념도

(3) 등방배근 바닥판 철근 배근 방법

교량의 경간·두께·강도·구조형식 등에 따라 일정한 조건을 만족하면 차량진행방향과 차량진행 직각방향에 바닥판 단면의 일정 비율만큼 등방배근한다.



〈그림 3.21〉 등방배근

등방배근의 적용을 위한 전제조건은 ‘도로교설계기준 3.6.3.1 적용범위’를 따른다.

이 설계요령은 철근 절곡이 불필요하여 시공성이 양호하고 피복확보가 유리하며, 철근량의 절감으로 경제적이다.

등방 배근 최소 철근량은 아래와 같다.

경간방향 하부철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상

상부철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

지간방향에 직각방향 하부철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

상부철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

경험적 설계법을 처음 규정한 캐나다 온타리오주 설계기준(OHBDC, 1991)에 의하면 철근배근량은 모두 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상이나 도로교설계기준에서는 경간방향 하부철근량의 경우

0.4%로 약간 증가시켰다. 이는 정모멘트부 바닥판 하부에 발생할 수 있는 균열의 폭을 감소시키기 위해서이다. 이 정도의 철근을 배치하는 경우 철근배치 간격이 넓기 때문에 철근의 부식에 의한 콘크리트의 박리를 막을 수 있는 부수적인 효과를 얻을 수 있다.

3.2.10 프리캐스트 바닥판

- (1) 이 절은 철근이 배근된 프리캐스트 콘크리트 바닥판에 대하여 적용할 수 있으며 이 장의 규정 이외에 3.2.1에 있는 규정을 따르는 것으로 한다.
- (2) 프리캐스트 바닥판의 횡방향 연결부는 전단키 또는 철근(겹침이음 또는 루프철근) 등에 의하여 연결될 수 있다.
- (3) 프리캐스트 부재들은 거더 위에 설치될 때, 교축방향 포스트텐션에 의하여 서로 연결된다.
- (4) 주거더 사이의 지간 사이에 영구 거푸집의 역할을 하는 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 패널은 추가 고정하중과 활하중을 지지하기 위하여 현장타설 되는 부분과 합성으로 설계되어야 한다.

- (1) (2)와 (3)의 경우, 마모·흡입·보호덮개층을 제외한 프리스트레싱되지 않는 프리캐스트 바닥판의 최소두께는 220mm 이상이어야 하며, 횡방향 또는 종방향으로 프리스트레싱되는 프리캐스트 바닥판의 경우, 바닥판의 최소두께는 200mm 이상이어야 한다.

3.6.4.4에 규정된 현장타설 되는 콘크리트와 합성되는 프리캐스트 콘크리트 패널의 두께는 합성된 최종 바닥판 두께의 55%를 초과할 수 없으며, 90mm 보다 커야 한다.

이 절에 규정되어 있지 않은 다른 형태의 프리캐스트 바닥판을 사용하는 경우에는 정밀한 해석이나 실험 등에 의하여 사용성과 안전성을 확인하여야 한다.

- (2) 전단키만을 이용하여 연결되는 바닥판의 경우 휨모멘트에 대하여 불연속이라고 가정하여 해석하며, 이때 전단키의 형상과 횡방향 연결부에 그라우팅되는 무수축 모르타르는 연결에 적합한 구조로 설계되어야 한다.

겹침이음 철근 또는 루프철근 등에 의하여 연결되는 경우에는 휨모멘트에 대하여 연속으로 가정하여 해석한다.

- (3) 프리캐스트 바닥판의 횡방향 연결부에 도입되는 종방향 긴장력의 크기는 손실을 고려한 후의 유효긴장력만으로도 횡방향 연결부에 발생할 수 있는 균열을 억제할 수 있어야 한다.

프리캐스트 부재 사이의 횡방향 연결부와 쉬스관의 공간들은 24시간에 최소 압축강도가 35 MPa를 가지는 무수축 모르타르를 이용하여 채우며, 쉬스관의 공간을 채우지 않는 경우에는 긴장재의 부식을 억제할 수 있는 방안을 마련하여야 한다.

전단 연결부의 공간은 전단 연결재 주위의 바닥판에 설치되어야 하고, 긴장력 도입 후에 무수축 모르타르를 이용하여 채워야 한다.

- (4) 프리캐스트 패널은 자중, 시공하중 그리고 현장타설 콘크리트의 무게를 지지하는 것으로 가정하여 해석하며, 현장타설 콘크리트와 합성으로 작용하여 추가 고정하중과 활하중에 의한 모멘트를 지지하는 것으로 가정하여 해석한다.

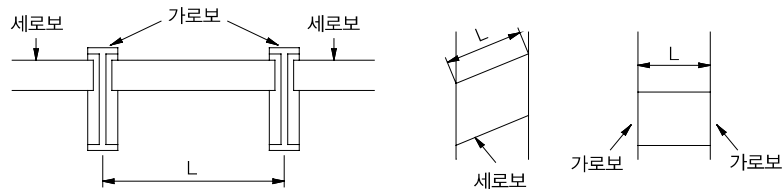
프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 패널의 두께는 자중과 시공하중 그리고 현장타설 되는 콘크리트의 고정하중에 대하여 안전성을 확보할 수 있을 정도의 강성을 지닐 수 있는 두께이어야 한다.

지지거더 부위의 부모멘트에 의하여 발생하는 바닥판의 응력을 계산할 때에는 프리스트레싱에 의한 압축력이 작용하지 않는다고 가정한다.

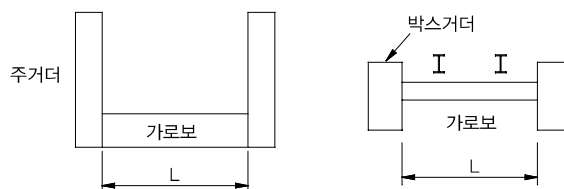
3.3 바닥틀

3.3.1 바닥틀 지간

- (1) 세로보의 지간은 세로보의 방향으로 켜 가로보의 중심간격으로 한다.
(2) 가로보의 지간은 가로보의 방향으로 켜 거더에 붙은 복부판의 중심간격으로 한다.



〈그림 3.22〉 세로보의 지간



〈그림 3.23〉 가로보의 지간

3.3.2 바닥틀의 윤하중

세로보와 가로보의 자동차 윤하중 분포는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.7.2 세로보의 자동차 윤하중 분포 및 3.7.4 가로보의 자동차 윤하중 분포’에 따른다.

3.3.3 연속 세로보의 휨모멘트 및 전단력

연속 세로보의 휨모멘트 및 전단력은 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.7.3 연속 세로보의 휨모멘트 및 전단력’에 따른다.

3.3.4 바닥틀의 연결

바닥틀의 연결은 ‘도로교 설계기준 제3장 3.7.5 바닥틀의 연결’에 따른다.

3.3.5 수직 가새(브레이싱)

세로보 사이에는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.8.8.1 수직 가새(브레이싱)’에 의하여 수직 가새(브레이싱)을 설치한다.

세로보는 판형의 일종이며, 세로보의 설계에 있어서는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.8 플레이트 거더’의 각 규정에 의하는 것이 당연한 것이지만 특히 수직 가새(브레이싱)에 대한 주의를 환기시키기 위하여 이 절을 두었다.

3.3.6 바닥틀 보

- (1) 바닥틀 보의 평면 배치
바닥틀 보는 거더에 직각이 되게 배치하는 것을 원칙으로 한다. 단 경사각이 70° 이상인 사교의 경우에는 경사각 방향으로 배치하여도 좋다.
- (2) 바닥틀 보의 설계에 쓰는 계산모델 및 바닥틀 보 단부의 거더(주구)과의 연결부분 구조는 <표 3.5>와 같다.

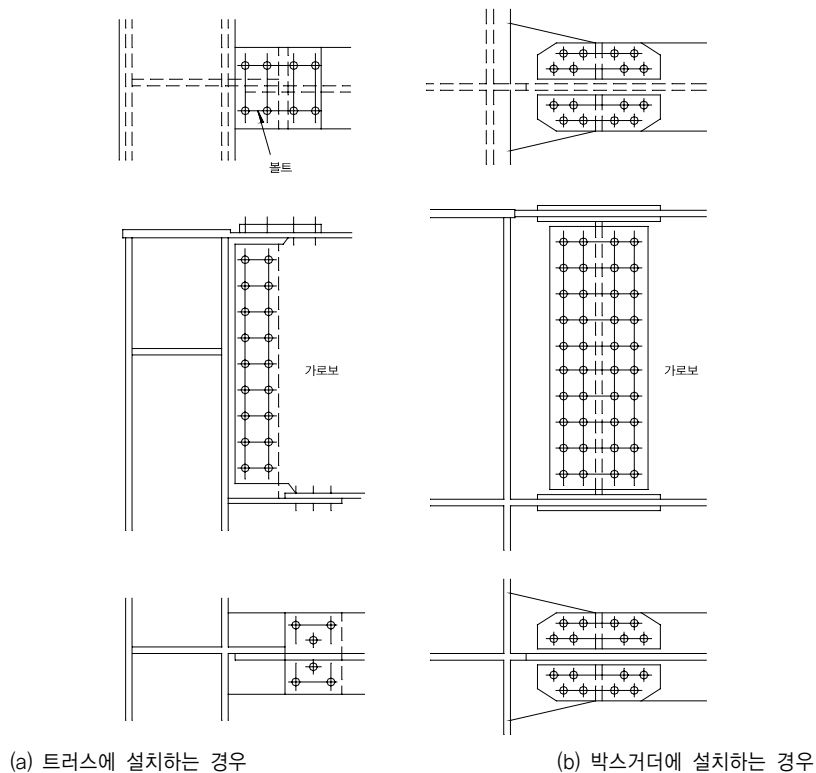
〈표 3.5〉 바닥틀 보의 설계모델 및 연결부의 구조

구 조 의 종 류	계 산 모 델	연 결 부 의 구 조
트러스의 주구에 설치하는 경우	양단 힌지의 단순보	전단력만을 전달하는 구조로 함
박스거더에 설치하는 경우	양단 고정보	힘모멘트 및 전단력을 전하는 구조로 함.

(2) 트러스와 같은 주거더의 연결부는 일반적으로 전단력에 대해서만 설계하고, 바닥틀 보는 단순보로서 설계한다. 그러나 바닥판에 의하여 주거더의 비틀림 변형이 구속되는 것과 같은 경우에는 고정단 모멘트의 영향이 무시될 수 없고, 과거에도 피로손상이 발생한 사례가 있다.

그러므로 트러스교의 주거더에 연결되는 구조에서는 고정단 모멘트의 영향을 고려, 〈그림 3.24〉(a)에 주어진 것과 같이 바닥틀보의 상·하 플랜지를 bolt에 의하여 주거더에 연결한다.

박스거더처럼 비틀림 강성이 큰 거더에 설치하는 경우에는 고정단 모멘트를 고려하여 연결부의 설계를 할 필요가 있다. (〈그림 3.24〉(b))



〈그림 3.24〉 바닥틀 보의 거더의 연결구조

3.3.7 브라킷

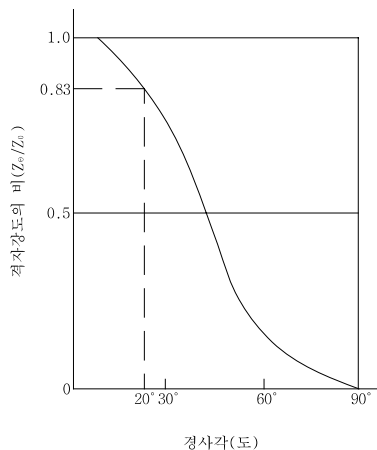
- (1) 브라킷의 평면배치
브라킷은 거더에 직각으로 배치하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 브라킷의 처짐
브라킷의 처짐은 브라킷 지간의 1/1,200 이하이어야 한다.

3.4 플레이트 거더

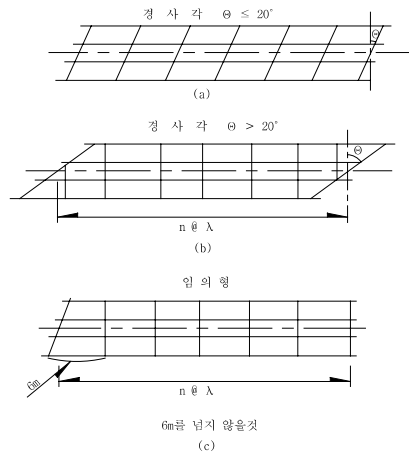
3.4.1 플레이트 거더의 평면골조

- (1) 경사각이 20° 이하인 교량에 대해서는 분배 수직 가새(브레이싱)(또는 분배가로보) 배치는 경사각방향으로 하고 경사각이 20° 초과인 교량에 대해서는 거더의 직각방향으로 배치한다.
- (2) 폭원이 일정하고 교량받침선이 사다리꼴로 되는 경우에 분배 수직 가새(브레이싱, 또는 분배가로보)는 거더의 직각방향으로 한다.
- (3) 폭원이 변화하는 경우에는 그 상황에 따라서 거더를 방사상으로 할 것인지 측 종형(브라킷을 포함함)으로 할 것인지를 검토하여야 한다.

- (1) 사교의 경우 제작에 있어서는 경사배치 쪽이 간단하지만 경사각이 작아지면, <그림 3.25>에 나타난 것처럼 격자강도가 현저히 저하하므로 경사각 20° 를 경계로 해서 <그림 3.26>과 같이 배치한다.



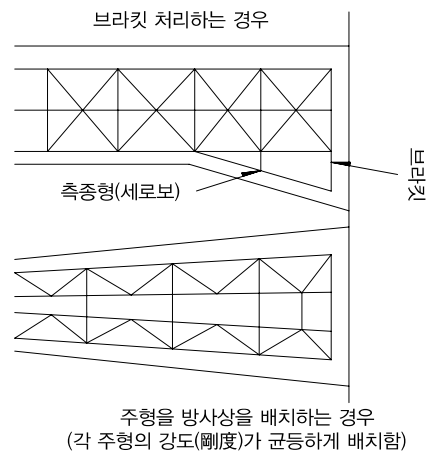
<그림 3.25> 경사각과 격자강도(剛度)



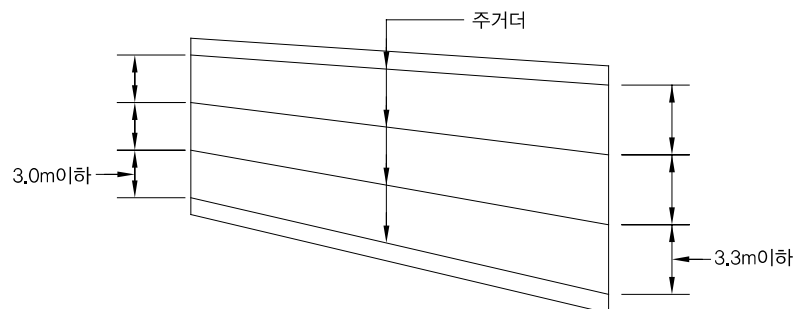
<그림 3.26> 분배 수직 가새(브레이싱)의 배치

〈그림 3.26〉(b)처럼 I 단면의 직교격자형식으로 경사각이 적은 경우에는 거더 상호에 솟음 차가 생기므로 거더와 가로보와의 연결이 매우 곤란하게 된다. 이러한 경우에는 일반적으로 공장에서 가조립할 때 거더를 소정의 치수까지 비틀어 놓은 후 수직 가새(브레이싱), 수평 가새(브레이싱)를 조립하며 거더를 자세히 확인한 후 수직 가새(브레이싱) 연결부의 구멍을 넓혀 현장의 작업을 줄이는 공법, 또는 거더와 수직 가새(브레이싱)의 연결볼트 구멍을 현장작업으로 해 놓고 바닥판 타설 후 고장력볼트로 체결하는 공법 등의 대책을 취하게 되므로, 설계에 있어서는 사전에 시공법을 충분히 고려한 뒤 설계하여야 한다.

- (3) 폭원이 변하는 경우의 일반적인 처리 방법을 〈그림 3.27〉(a)에 나타낸다. 단, I 형인 경우 비틀림 강성이 적고 브라킷을 설치하기 어려운 구조이므로 가능한 한 구조를 방사상으로 배치하는 것을 원칙으로 한다.



〈그림 3.27〉(a) 폭원이 변하는 경우

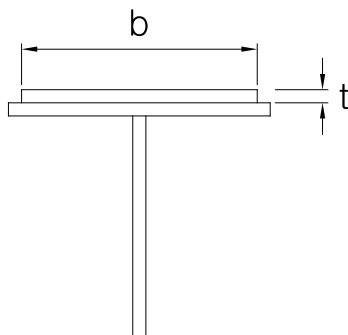


〈그림 3.27〉(b) 교폭 변화에 따른 주거더의 배치

바닥판의 내구성을 고려하여 콘크리트 바닥판의 두께가 250mm 이내인 경우에 주거터 간격은 바닥판 시간이 3m 이하가 되도록 하는 것이 바람직하다. 그러나 사다리꼴 바닥판의 경우에는 <그림 3.27>(b)와 같이 3.3m 까지, 바닥판의 두께가 400mm 이상 충분히 확보된 경우에는 6m 까지 확장하여도 좋을 뿐만 아니라 PS강선을 이용하여 프리스트레스를 도입하는 경우에는 정밀해석과 실험결과에 의하여 더 넓게 배치시킬 수 있다.

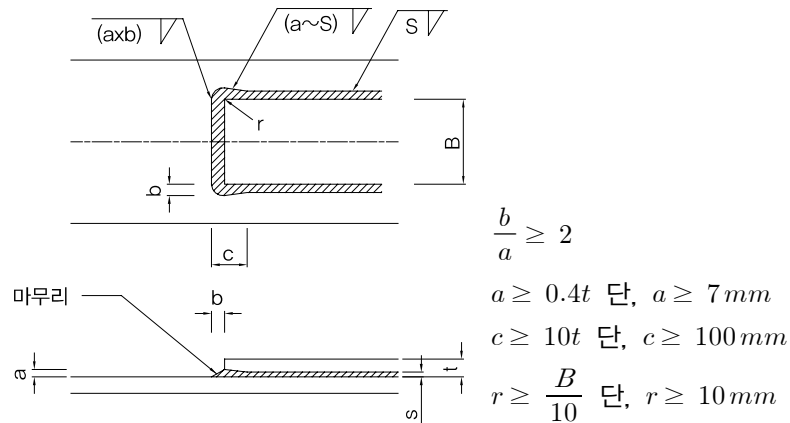
3.4.2 거더단면

- (1) 플랜지는 1장 또는 2장으로 만드는 것을 원칙으로 한다.
2장의 판을 겹쳐 플랜지를 만드는 경우 외측 플랜지판은 이 조의 규정에 따라야 한다.
- (2) 외측 플랜지판의 두께는 내측 플랜지판 두께의 1.5배 이하이어야 하고, 압축플랜지에서 는 외측 플랜지판 폭의 1/24 이상, 인장플랜지에서는 외측 플랜지판 폭의 1/32 이상으 로 하여야 한다(<그림 3.28>).
- (3) 외측 플랜지판의 길이는 거더 높이의 2배에 1,000mm를 더한 값보다 커야 한다. 외측 플랜지판의 양단에는 이론값보다 각각 300mm 이상, 또한 외측 플랜지판 폭의 1.5배 이상인 여유길이가 있어야 한다. 특히 인장측에 사용되는 외측 플랜지판의 양단은 외측 플랜지를 제외하고 계산한 플랜지의 연응력이 허용응력의 90%가 되는 곳까지 연장하여 야 한다.
- (4) 외측 플랜지판의 단부에 사용하는 필릿용접은 부등치수의 연속 필릿용접으로 하고, 응 력이 매끄럽게 전달되도록 배려하여야 한다(<그림 3.29>).
복부판 두께는 9mm를 최소로 하는 범위에서 수평보강재의 설치를 고려하여 결정한다.
- (5) 플랜지의 최대폭은 보 높이의 1/3을 표준으로 한다.
- (6) 플랜지의 최소폭은 200mm 또는 복부판 높이의 1/8 이상으로 한다.



b = 외측 플랜지판의 폭
t = 외측 플랜지판의 두께

<그림 3.28> 외측 플랜지



〈그림 3.29〉 부등치수의 연속필릿용접

(5) 복부판 두께는 9mm를 최소로 하고, 최근 인건비의 상승으로 수평보강재를 2단 이상으로 배치하는 것 보다 복부판의 두께를 증가시키든가 수직보강재의 간격을 조정하여 수평보강재를 가능한 줄이는 추세(강도로교상세부설계지침, 2006)이므로, 복부판의 두께로 수평보강재와의 상관관계를 검토하여 적절하게 결정한다.

(6) 및 (5)에 대하여

플랜지 폭을 복부판 높이에 비하여 너무 크게 하면 전단지연 (shear-lag)에 의하여 플랜지 단면의 응력분포가 균일하지 않게 될 우려가 있으므로 플랜지의 최대 폭을 설정했다.

반대로 플랜지 폭이 적고 운송, 가설 중의 거더로서의 강성 확보 혹은 볼트, 다웰 배치 등에 문제가 생길 우려가 있으므로 최소 폭에 대해서도 규정했다.

〈표 3.6〉 비합성 플레이트 거더의 복부판 최소두께

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490 SM490C-TMC	SM490Y SM520 SM520C-TMC SMA490	HSB500	SM570 SM570-TMC SMA570 HSB600
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{130}$	$\frac{b}{123}$	$\frac{b}{120}$	$\frac{b}{110}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{205}$	$\frac{b}{188}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{294}$	$\frac{b}{286}$	$\frac{b}{262}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소복부판 두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴 응력은 도로교설계기준 3.4.2.3에 의하여 검토하여야 한다.				

3.4.3 거더의 단면변화

(1) 거더의 단면변화는 <표 3.7>에 의한 것을 표준으로 한다.

<표 3.7> 거더의 단면변화 수

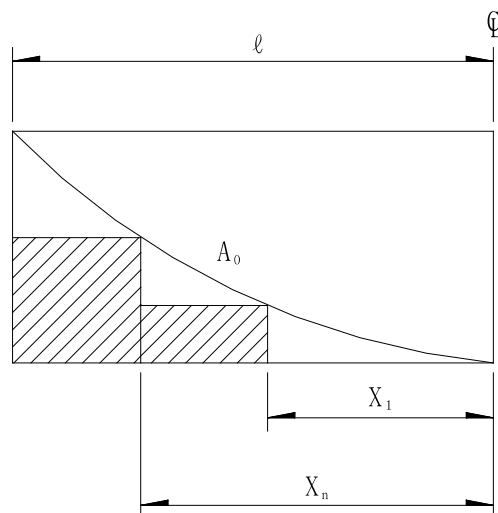
지 간 (ℓ)	변 화 수
$\ell < 25\text{m}$	2 ~ 3
$25 \leq \ell < 35$	3
$35 \leq \ell < 45$	4
$45 \leq \ell$	5

(2) 플랜지의 단면 변화는 플랜지 폭보다 판두께의 변화로 처리하는 것이 좋다.

(3) 플랜지의 맞댐 용접부의 경우 부재의 판두께 차이는 두꺼운 쪽 판두께의 1/2 이하로 한다.

(1) 단면변화 위치는 <그림 3.30>과 같이 플랜지 필요 단면적을 근사적으로 포물선으로 간주하여서 그림 중 사선부분의 면적이 최대가 되는 X_n 의 값을 정하면 된다. <표 3.8>은 이와 같은 요령으로 단면변화수가 4인 경우의 변화위치를 구한 것이다.

이 조항 중의 <표 3.7>은 본래 단순거더인 경우의 표준변화수를 나타낸 것이지만 연속거더인 경우에도 이에 준한다.



<그림 3.30> 단면변화 위치

〈표 3.8〉 단면 변화 수가 4인 경우의 변화 위치

변화위치	X_1	X_2	X_3	X_4
1	0.667ℓ			
2	0.522ℓ	0.783ℓ		
3	0.437ℓ	0.656ℓ	0.838ℓ	
4	0.380ℓ	0.571ℓ	0.729ℓ	0.870ℓ

(2), (3) 단면 변화점에서는 응력의 흐름을 원활하게 하기 위하여 판폭 · 판두께가 1/2.5보다 완만하게 단면변화(taper)를 시켜야 한다.

그러나, 극후판의 경우 플랜지 이음부의 두께차이가 20mm 이상 발생하는 경우가 종종 발생하는데 이 경우에는 그 차이를 20mm 이하로 하는 것이 일반적이다.

3.4.4 거더의 연결

- (1) 거더의 현장이음 위치는 중간수직보강재 사이에 배치하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 이음의 계산에 쓰는 힘모멘트 및 전단력은 접합선 위치인 것이 좋다.

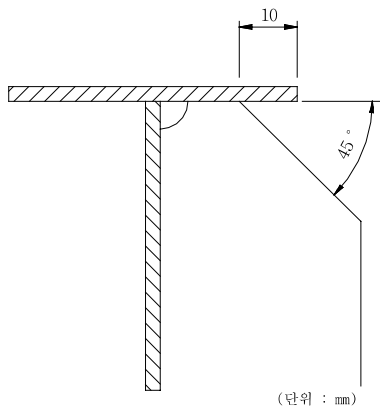
- (1) 연결부에 작용하는 단면력은 엄밀하게 접합선과 볼트와의 수평방향의 거리의 영향을 생각하여야 한다. 일반적으로 이 영향은 적으므로 무시하여도 좋지만 연속형의 중간 지점부근에서는 5% 이상이 되므로 이음위치에서의 응력에 여유가 없을 때에는 주의하여야 한다.

3.4.5 보강재

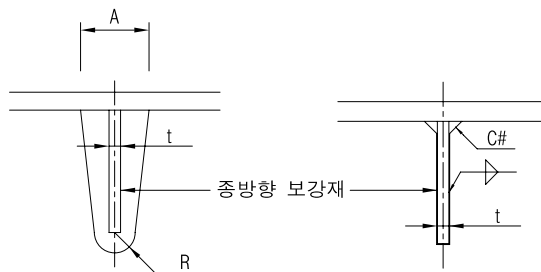
- (1) 수직보강재
 - (가) 단부 수직보강재 및 수직 가새(브레이싱) 설치부의 보강재 판두께는 9mm 이상으로 하고, 그 외는 8mm 이상으로 한다.
 - (나) 중간 보강재는 특별히 필요한 경우를 제외하고 거더의 외면에는 설치하지 않는 것이 좋다.
 - (다) 지점상의 보강재는 거더의 양면에 설치하는 것을 원칙으로 한다.
 - (라) 수직 가새(브레이싱)가 사각이 되는 경우, 그 설치부의 보강재는 경사방향으로 설치하고 거세트는 절곡하지 않는 것이 좋다.
- (2) 수평보강재
 - (가) 수평보강재를 설치할 경우 1단을 원칙으로 한다.
 - (나) 수직보강재와 수평보강재가 만나는 곳은 자동용접을 고려하여 수평보강재 끝단이 수직보강재에서 35mm 정도 떨어져 있게 한다.

그 외 설계상 주의하여야 할 요점을 정리하면 다음과 같다.

- (가) 수직보강재의 돌출다리길이는 주로 보의 높이에 따라 결정되는데, 복부판 높이의 1/30에 50mm를 가산한 것보다 크게 잡는 것이 좋다. 판두께는 돌출부의 1/13 이상일 경우 최소 두께를 쓰는 것으로 한다.
- (나) 수평 브레이싱의 설치위치에 가능한 수직보강재를 배치하고, 복부판을 보강하여 국부변형을 막는 것이 좋다. 보강재의 교차부는 <그림 3.32>과 같이 적용한다.
- (다) 수직 보강재는 플랜지 외측으로 돌출하지 않도록 한다. 부득이 돌출하는 경우 <그림 3.31>과 같이 한다. 수평보강재의 돌출다리는 용접이 쉽도록 수직보강재 보다 짧게 하지만, 판두께에 대해서는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.4.2.2 압축응력을 받는 자유 돌출판, 3.8.6.2 수평보강재의 강도, 3.8.6.4 수평보강재의 강종’에 의하는 것으로 한다. 단, 거더에 60K강을 사용하는 경우의 수평보강재에는 실제로는 상당히 높은 압력이 생기므로 판두께 규정을 1/10로 하거나, 응력이 큰 경우에는 50K강을 사용하는 처리도 필요하므로 주의하여야 한다.
- (라) 수평보강재는 연속보의 지점부근에서는 아래 돌출 측에 붙이므로, 특히 수평 가새(브레이싱) 거세트와의 관련을 명확히 하여 두어야 한다. 또 상부의 돌출 측에 붙이는 경우에도 수직 가새(브레이싱)의 거세트와의 관련에 주의하여야 한다.
- (리) 지점반력이 큰 단부보강재는 가능한 한 좌굴에 강한 형태(예를 들어 일반 압축재에 준한 박스단면)로 하는 것이 좋다.



<그림 3.31> 수직보강재



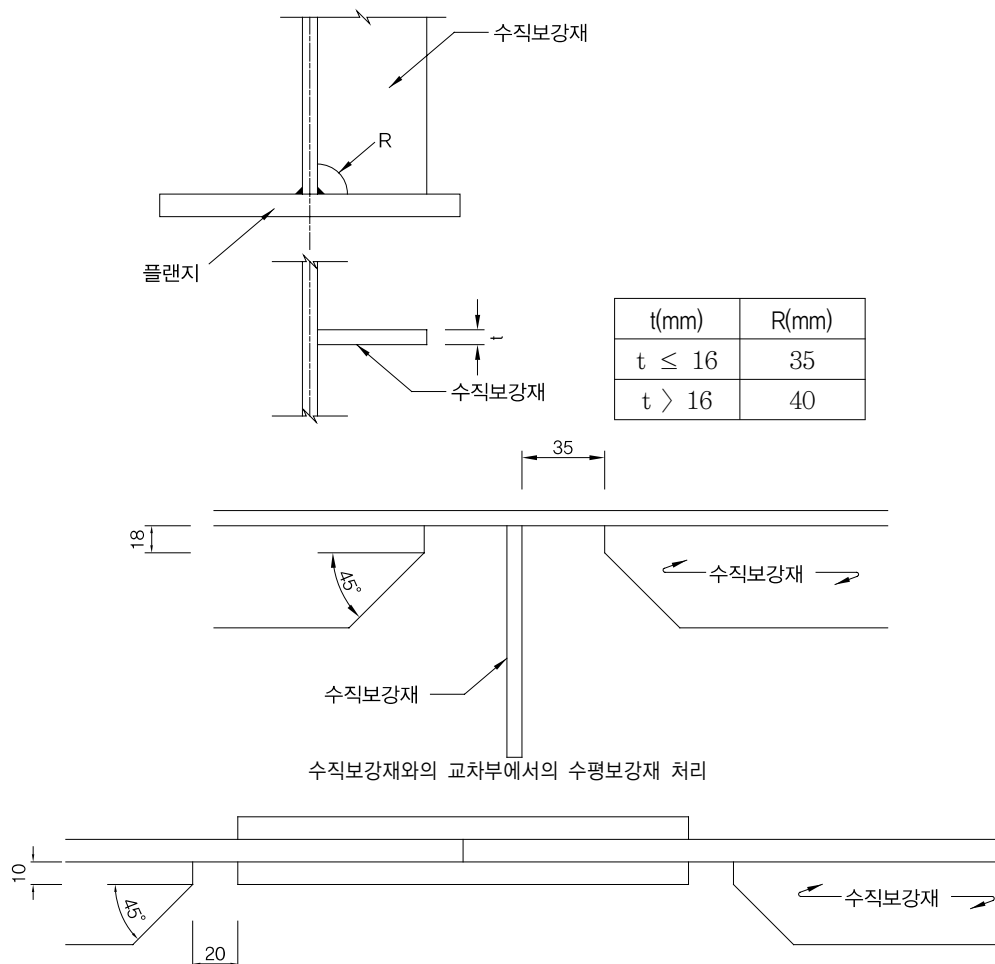
(a) 교대 지점부, 일반 인장 및 압축부 모두 (b) 중간지점부

<그림 3.32> 보강재 교차부 처리

〈표 3.9〉 치수표

(단위:mm)

t	A	C#	R
$t \leq 12$	$t + 70$	10	25
$12 < t \leq 22$	$t + 70$	10	
$22 < t \leq 32$	$t + 70$	15	



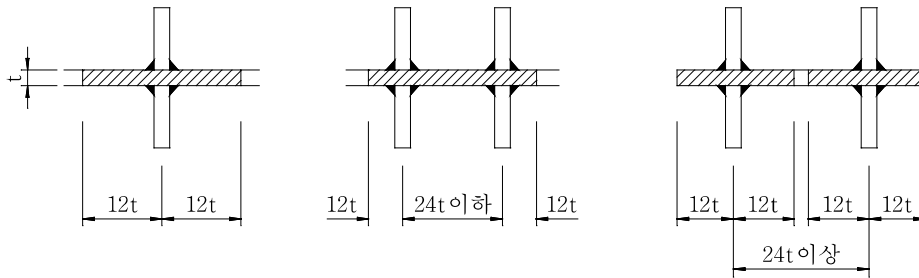
이음판과 교차부에서의 수평보강재 처리
 〈그림 3.33〉 수평 · 수직보강재의 일반구성

(마) 플레이트거더의 지점 및 가로보, 세로보, 수직 가새(브레이싱) 등의 연결부와 같은 하중 집중점은 반드시 보강재를 설치하여야 한다.

수직보강재는 압축력을 받는 기둥이라 보고 보강재 전단면과 복부판 가운데 보강재 양쪽으로 각각

복부판 두께의 12배까지 유효한 단면으로 생각할 수 있으며 전체 유효단면은 보강재 단면의 1.7배를 넘어서는 안 된다.

단면의 회전반지름은 복부판의 중심선에 대하여 구하고 유효좌굴길이는 플레이트 거더 높이의 1/2로 한다.



〈그림 3.34〉 하중 집중점 보강재의 유효단면적

(바) 기타사항은 '강도로교 상세부 설계지침 3.4.1 수직보강재와 상·하부플랜지 연결 및 3.4.2 수평보강재'를 참고한다.

3.4.6 수직 가새(브레이싱)

(1) 분배 수직 가새(브레이싱)

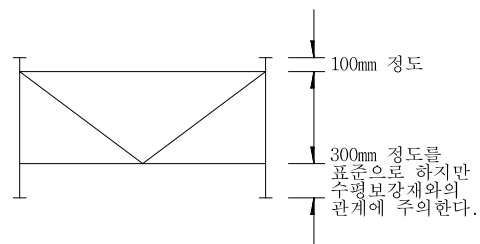
(가) 분배 수직 가새(브레이싱)의 설치간격은 6m 이하로 하고 플랜지 폭의 30배를 넘지 않는 간격으로 중간 수직 가새(브레이싱)를 설치하여야 하며, 모두 하중분배설계를 행한다.

(나) 구조 형식은 〈그림 3.35〉에 나타낸 트러스 구조로 하고 사재의 골조는 V형식을 표준으로 한다.

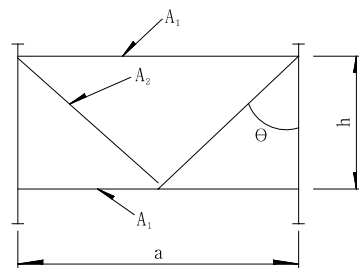
(다) 현재 및 사재는 주요부재(1차부재)로서 설계하여야 한다.

(라) 분배 수직 가새(브레이싱)의 강도(剛度)는 식 (3.6)로 계산한다.

$$I_s = \frac{4h^2 A_1}{9} \times \frac{1}{1 + \frac{A_1}{3A_2 \sin^3 \theta}} \quad (3.6)$$



〈그림 3.35〉 (a)



〈그림 3.35〉 (b)

여기서, I_s : 분배 수직 가새(브레이싱)의 강도(剛度)

h : 분배 수직 가새(브레이싱)의 높이

θ : 사재와 거더와의 교차각

A_1 : 현재의 단면적

A_2 : 사재의 단면적

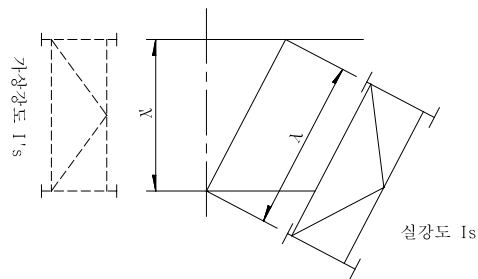
단, 수직 가새(브레이싱)가 사각방향으로 배치되어 있는 경우는 식(3.7)으로 계산한다.

$$I_s' = \frac{\lambda'}{\lambda} \cdot I_s \quad (3.7)$$

여기서, I_s' : 사각 배치된 수직 가새(브레이싱)의 가상강도

I_s : 식(3.5)로 계산되는 강도

λ' : 거더 간 폭



〈그림 3.36〉

(2) 단부 수직 가새(브레이싱)

(가) 단부 수직 가새(브레이싱)는 〈그림 3.37〉에 나타난 트러스형태로 하고 그 상현재에 바닥판을 놓아 고정하는 것을 표준으로 한다.

(나) 단부 수직 가새(브레이싱)는 횡하중에 저항할 수 있는 단면으로 하고 연직하중에 단독으로 저항하는 것으로 한다.

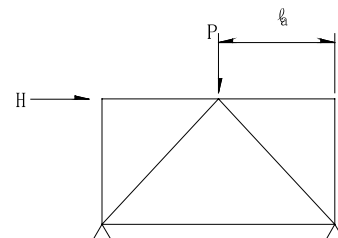
(다) 연직하중은 DB24 후륜하중으로 하며 충격도 고려한다.

(라) 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 단부 수직 가새(브레이싱) 상현재 최대처짐은 $\ell_a/4,000$ 이하로 한다.

ℓ_a : 지간

P : 활하중 (DB24 후륜하중)

H : 지진하중 또는 수평하중



〈그림 3.37〉

(1) 거더의 분배계산에 쓰이는 수직 가새(브레이싱)의 가정강도와 실단면강도의 차이는 5% 이하로 하는 것이 좋다. 거더와의 상관강비를 맞추도록 주의하여야 한다.

(2) 수직 가새(브레이싱)의 형식은 V형과 역V형이 있으나 단부 수직 가새(브레이싱)의 경우 윤하중을 부담하기 때문에 역 V형의 방법이 효과적이다. 단부 수직 가새(브레이싱) 위

에는 바닥판 단부의 보강 · 신축이음의 영향을 생각하여 바닥판 단면을 증가시킨다.

또 사교에 있어서는 거더간격에 비하여 복부판 높이가 높고, 트러스 구조가 부적당하게 될 경우는 충 복구조로 하여도 좋으나 경제성 · 교대위치의 도장 등 작업성을 고려하여야 한다. 횡하중 H 는 플레이트 거더의 경우 거의 지진하중에 의해서 결정되며 지진하중은 다음과 같이 고려한다.

$$H = R_d \times A \times 1/n \quad (3.8)$$

여기서, R_d : 지점 전체 반력 (고정하중)

A : 설계가속도 계수

n : (거더 개수 - 1)

한편 단부 및 중간지점 상의 수직 가새(브레이싱)에 대하여 지진력 H 를 산출할 때는 상기의 식(3.8)에 $n=2$ 로 적용한다.

기타사항은 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.8.8.1 수직 가새(브레이싱)’, ‘강도로교 상세부 설계지침 3.8.2 중간 수직 가새(브레이싱), 3.8.3 단부 수직 가새(브레이싱)’를 참고한다.

3.4.7 수평 가새(브레이싱)

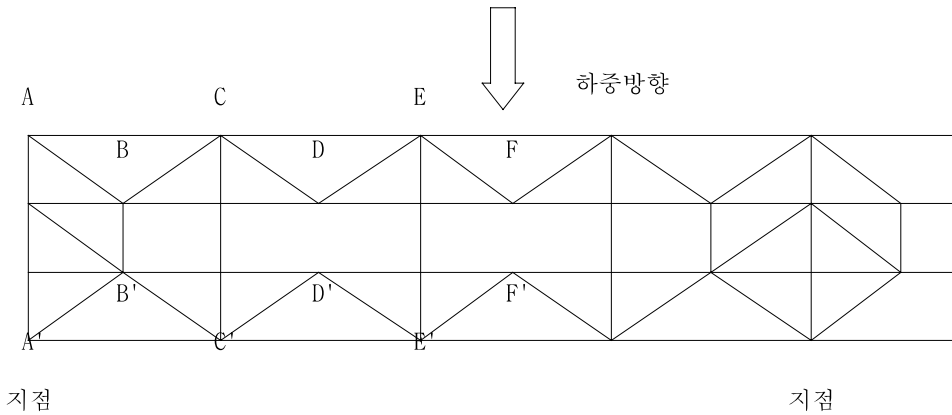
- (1) 플레이트 거더교에 작용하는 횡하중을 지지점에 원활히 전달하기 위하여 상부 수평 가새(브레이싱)와 하부 수평 가새(브레이싱)를 설치하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 풍하중 · 지진하중 등의 수평하중에 대해서는 바닥판과 수평 가새(브레이싱)가 1/2씩 부담하는 것으로 한다.
- (3) 수평 가새(브레이싱)의 각 부재는 횡하중에 대해서 수평 가새(브레이싱)를 트러스로 보고 해석한 부재력에 대하여 설계한다.
- (4) 지점상의 수평 가새(브레이싱)의 거세트는 응력집중을 고려하여 용접부의 응력조사를 수행한다.

- (1) 주거더가 바닥판과 결합되어있어 횡방향 좌굴 등의 변형에 견딜 수 있을 때에는 상부 수평 가새(브레이싱)를 생략할 수 있다.

지간이 25m 이하이면서 충분한 수직 가새(브레이싱)로 보강된 경우에는 하부 수평 가새(브레이싱)를 생략할 수 있다. 그러나, 곡선교에서는 하부 수평 가새(브레이싱)를 생략할 수 없다.

- (2) 방음벽에 작용하는 풍하중은 ‘2.3.3(2) 기타 하중’에 의해서 산출한다.

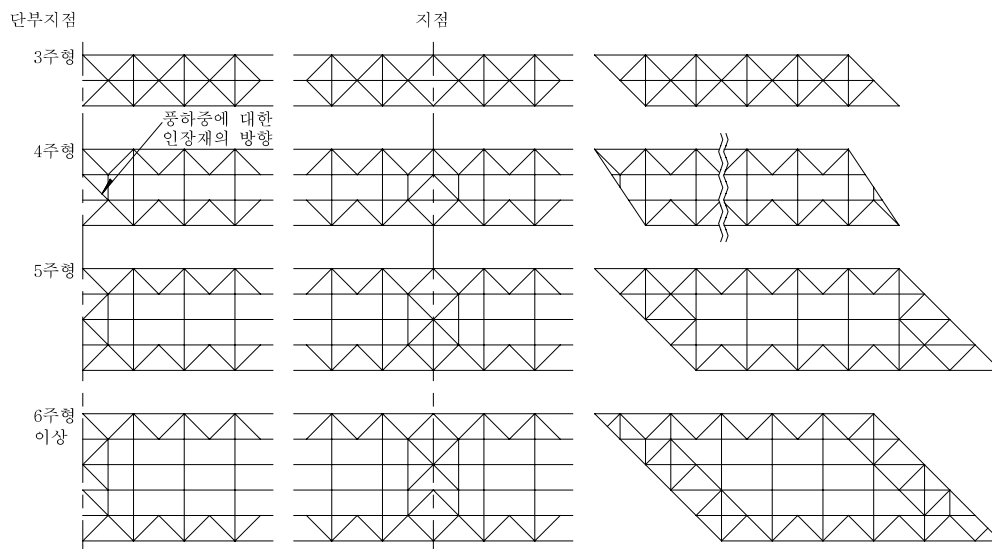
(3) 수평 가새(브레이싱)의 표준골조배치는 <그림 3.38>과 같다.



<그림 3.38> 수평 가새(브레이싱)의 표준 골조 배치

수평 가새(브레이싱)에 작용하는 하중을 2조의 수평 가새(브레이싱) ABCD... 및 A' B' C' D'...에 각각 같게 부담시킨다.

<그림 3.39>는 수평 가새(브레이싱)의 배치 예이다.



<그림 3.39> 수평 가새(브레이싱)의 배치

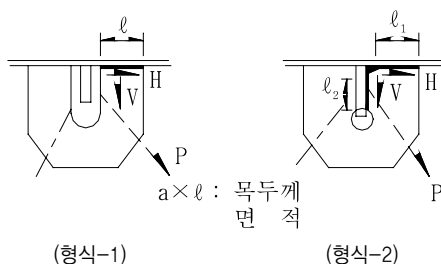
(4) 교축 직각방향 지진력은 단부 및 중간지점에 집중해서 작용한다.

따라서 여기서는 지점부의 거세트에 대하여 다음과 같은 용접부의 응력조사를 행하고 안전성을 확인하여야 한다.

〈그림 3.40〉의 (형식-1)은 지진력이 적은 경우로서 용접부에 목두께 방향 인장응력 f 와 전단응력 ν 가 생기는 것으로 하고 f, ν 가 각각

$$f = \frac{r \times V}{a \times \ell} \quad \nu = \frac{H}{a \times \ell} \text{으로서,}$$

〈표 3.10〉의 허용응력에 대하여 안전함을 확인한다. 여기서 γ 은 응력집중계수이며, $\gamma = 2.0$ 으로 한다.



〈그림 3.40〉

〈그림 3.40〉의 (형식-2)는 지진력이 큰 경우 용접부에 전단응력 ν 만 생긴다고 하고, ν 가 〈표 3.10〉의 허용응력에 대하여 안전함을 확인한다.

〈표 3.10〉 허용응력 (MPa)

구 분	용 접	응 력 의 종 류	SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	HSB500	HSB600
공장 용접	필릿 용접	전 단 ν_a	80	110	120	150	130	150
		목두께 방향 인장 f_a	80	110	120	150	130	150

$$\text{복부판 측 } \nu_1 = \frac{H}{a_1 \cdot \ell_1} \quad (3.8)$$

단, a_1 : 복부의 용접 목두께

$$\text{보강재 측 } \nu_2 = \frac{V}{a_2 \cdot \ell_2} \quad (3.9)$$

a_2 : 보강재의 용접 목두께

기타사항은 ‘도로교설계기준 제3장 강교 3.8.8.2 수평 가새(브레이싱)’를 참고한다.

3.4.8 전단연결재

- (1) 전단연결재는 스티드를 사용함을 표준으로 한다. 단, 스티드의 용접은 공장작업으로 한다.
- (2) 합성거더에 사용되는 스티드의 재질 및 규격은 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.9.5.11 스티드’에 따른다.

- (1) 스티드는 용접작업이 쉬운 반면 전류의 변동 영향을 받기 쉬우므로 충분한 시공관리를 기대할 수 없는 현장에서는 스티드용접을 하지 않는다. 또, 플랜지의 판두께 변화부 및 맞대기용접부에 스티드를 용접하는 것은 스티드의 용접부 및 플랜지의 모재에 악영향을 미칠 우려가 있으므로 피하여야 한다.

현장 이음부는 스티드를 설치하지 않는 것을 원칙으로 한다.

- (2) 기타사항은 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.9.5.1 전단연결재의 종류’를 참고한다.

3.4.9 구조세목

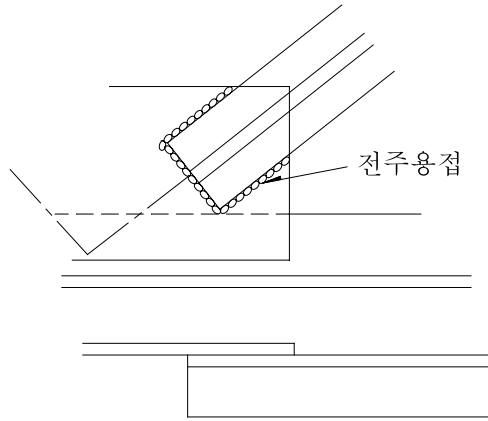
- 수평 가새(브레이싱) 및 수직 가새(브레이싱)는 다음을 고려하여 설계한다.
- (1) 부재는 가능한 한 축선의 교점 가까이까지 연결하여 거세트부의 강성을 크게 한다.
 - (2) 부재축의 편심은 가능한 한 작게 한다.
 - (3) 거세트 판의 최소 판두께는 9mm로 한다.

- (1) 부재는 가능한 한 축선의 교점에 가깝게 되도록 설치하는 것이 좋다.

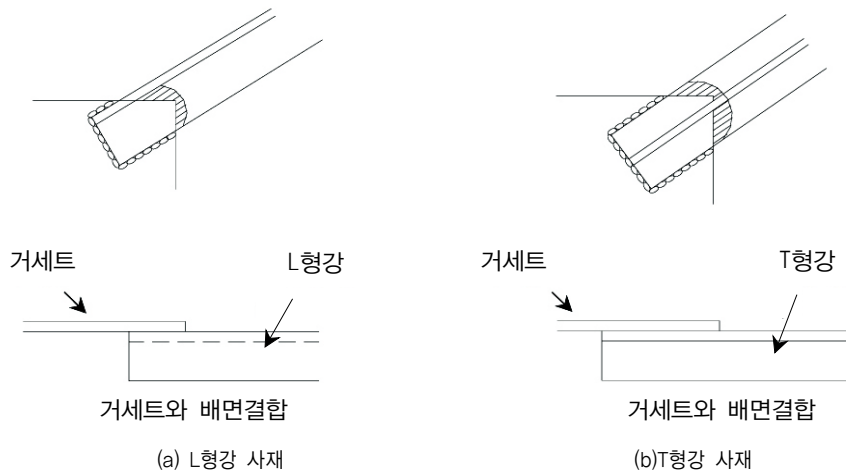
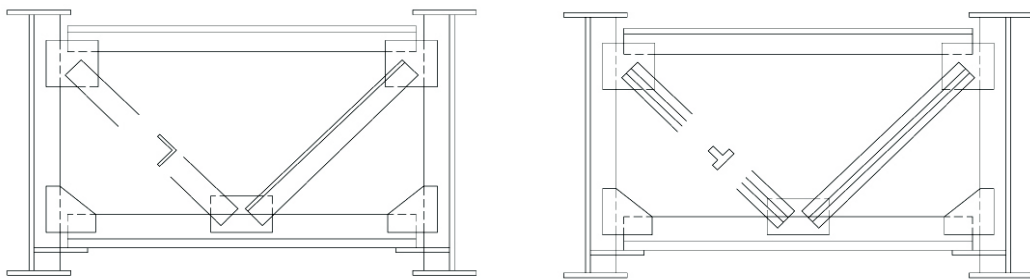
또 거세트와의 용접부는 응력조사를 행하고 충분한 용접길이 및 결합부의 강도(剛度)를 갖도록 설계한다.

- (2) 부재축에 편심이 걸리지 않도록 설계하는 것이 바람직하다.

〈그림 3.41〉, 〈그림 3.42〉는 수직 가새(브레이싱)의 설계 예이다.

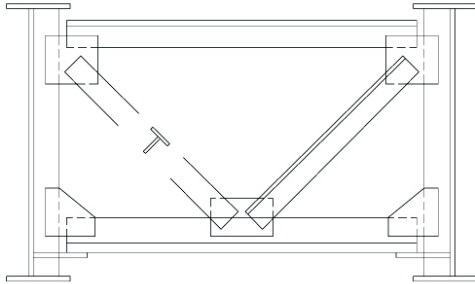


〈그림 3.41〉 수직 가새(브레이싱)의 설계

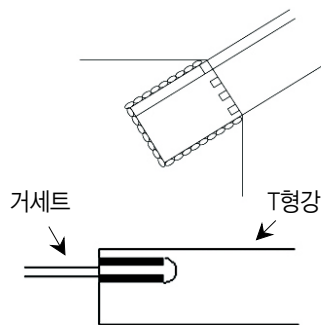
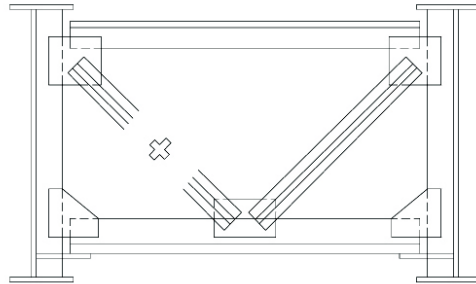


〈그림 3.42〉 작용력이 비교적 작은 경우 {중간 수직 가새(브레이싱)}

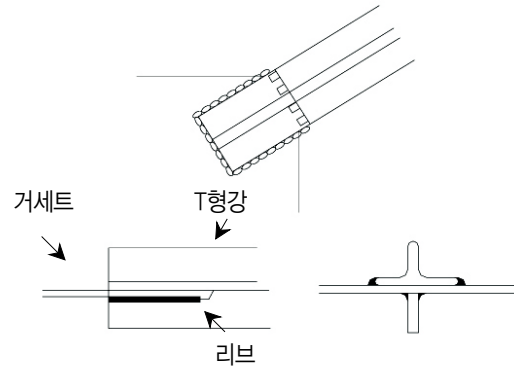
T형강의 플랜지 혹은 가세트의
한쪽에 붙여 용접한다.



T형강의 배면에 리브를 붙여
+자형 단면으로 할 때 리브는
가세트부까지 연장한다.



(a) T형강 사재



(b) +자 단면 사재

〈그림 3.43〉 작용력이 비교적 큰 경우{중간 지점 위 수직 가새(브레이싱)}

(3) 거세트판의 두께산정은 ‘도로교설계기준 제3장 강교 3.10.3.2 거세트판’을 따른다.

3.5 박스거더

3.5.1 기본구조

박스거더교의 거더 개수는 바닥판응력 및 경제성을 고려하여서 결정한다.

박스거더교를 계획하는 경우, 단일 박스거더교로 하는가 다거더 박스거더로 할 것인지는 경제성과 관련하여 항상 문제가 되지만, 일반적으로 가능한 한 단일 박스거더교로 하는 것이 중량도 경감할 수 있고 또 하부구조물의 크기도 작게 되므로 경제적으로 유리하게 된다. 그러나 도로폭원이 어느 정도

이상이 되면 단일 박스거더교로 하는 경우, 복부의 간격이 커지고 바닥판지간의 관계로부터 박스단면 내의 세로로 배치 · 브라킷의 돌출량 증가 · 수송목적의 박스단면 분해 등이 고려되어야 하므로 통상은 도로폭원(연석간의 거리)을 8m 정도로 기준하여 그 이하는 단일 박스거더교로 한다.

3.5.2 계산이론

- (1) 단일 박스거더교의 설계는 국부적인 설계를 제외하고 보 이론에 따라도 좋다.
단, 다중 박스거더교의 경우에는 전단류 이론을 따르는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 다거더 박스거더교의 설계는 격자이론에 따르는 것을 원칙으로 한다.

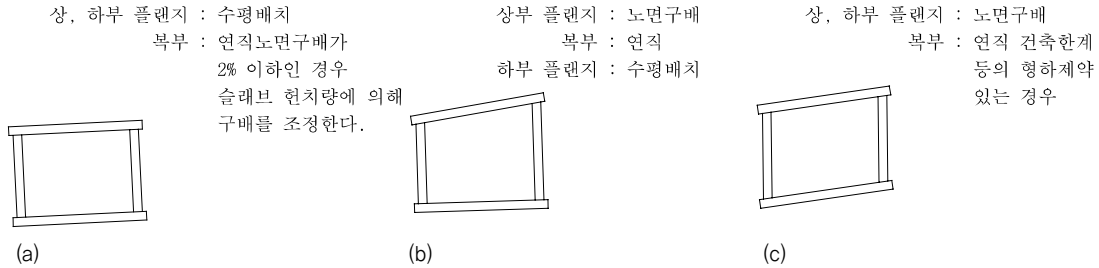
- (1) 다중 박스거더의 경우는 전단응력의 흐름이 복잡하게 되므로 엄밀한 박판구조 이론(전단류 이론)에 기초하여 계산할 필요가 있다.
- (2) 극단적인 곡선교를 제외하면 다거더 박스거더교의 설계는 거더의 하중분배를 고려한 격자구조로 해석해도 좋다. 단 이 경우는 강도(剛度)가 큰 분배가로보를 배치할 필요가 있으므로 주의하여야 한다.

3.5.3 박스거더단면

- (1) 단면형상
박스거더의 단면형상은 아래의 사항을 검토한 후 결정하여야 한다.
- | | |
|--------------------|----------------|
| (가) 종 · 횡단경사, 시설한계 | (나) 경제성 |
| (다) 수송 | (라) 공장제작시의 작업성 |
- (2) 단면변화
박스거더의 단면변화는 복부간격을 변화시키는 것보다 플랜지판의 두께 또는 복부높이를 변화시키는 것이 좋으며, 박스거더 이음부 판두께의 차이는 최대 12mm로 한다.

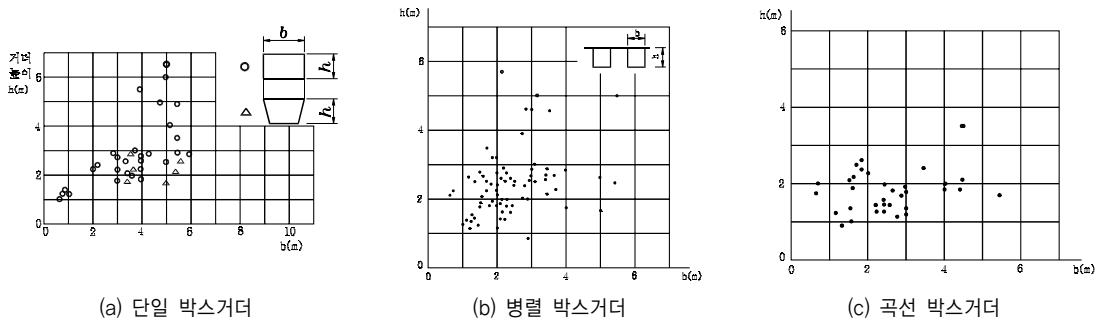
(1)에 대하여

- (가) 노면에 횡경사가 있는 경우 박스거더단면은 <그림 3.44>와 같은 형상으로 하는데 일반적으로 횡경사(2.0% 이하)가 적을 때에는 (a)와 같은 구조로 하고 상판의 현치량을 변화시키며, 횡단경사가 큰 경우에는 좌우 현치부가 종량차가 크게 되므로 (b) 혹은 (c)와 같은 구조로 하는 것이 좋다.



〈그림 3.44〉 박스거더의 단면 형상

(나) 박스단면의 경우 플랜지폭(복부 간격), 복부높이의 선정이 경제성에 큰 영향을 미치게 되므로 적절한 단면형상을 선정하여야 한다. 종래 쓰여 지고 있는 단면형상은 〈그림 3.45〉(a) 및 (b), (c)에 나타난 바와 같다.



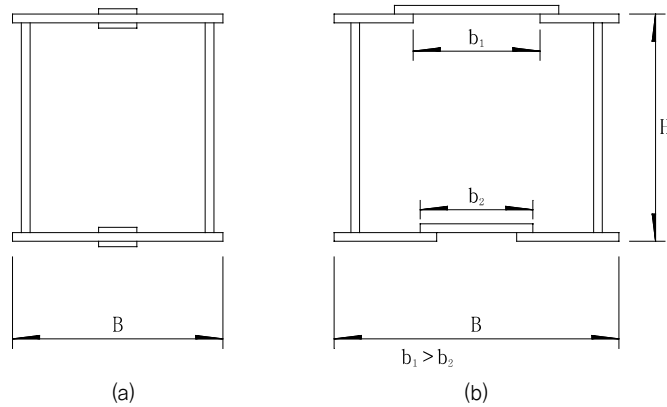
〈그림 3.45〉 박스거더의 단면형상

(다) 박스단면형상의 결정에 있어서는 수송상의 제한도 고려할 필요가 있다. 특히 육상수송에 의하는 경우 박스의 폭 혹은 높이(H)가 허용한도를 넘을 때는 박스단면을 적당한 블록으로 분할하여서 수송하여 현장 가설 시 연결할 필요가 있다. 〈그림 3.46〉(a) 및 (b)에 박스의 폭이 한도를 넘을 때의 분할 예를 나타낸다.

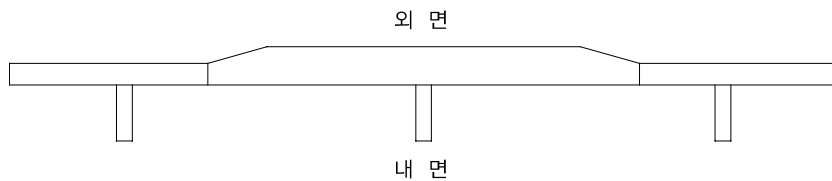
(라) 박스거더의 폭과 높이에 대해서는 작업성과 관계되므로 최소크기는 내부에서 작업할 수 있는 크기로 하고, 일반적으로 다음에 따르는 것이 좋다.

- ① 높이의 최소가 0.7~0.8m일 때 최소폭은 1.2m 정도
- ② 폭의 최소가 0.7m 정도일 때 최소높이는 1.2m 정도

(2) 플랜지의 판두께를 변화시키는 경우는 제작상의 편이를 고려하여 〈그림 3.47〉과 같이 박스 내면은 동일면으로 일치시키고 박스 외면을 변화시킨다.



〈그림 3.46〉 박스 단면의 분할 예



〈그림 3.47〉 플랜지의 판두께 변화

3.5.4 종방향 보강재 및 횡방향 보강재

(1) 종방향 보강재

종방향 보강재는 플랜지와 같은 재질로 하고 원칙적으로 거더의 단면성능에 가산한다.

(2) 횡방향 보강재

인장측 플랜지에는 원칙적으로 횡방향 보강재를 두지 않는 것으로 하지만 제작 가설 시 단면 변화를 방지할 목적으로 인장 측에도 적당한 간격으로 횡방향 보강재를 두는 것이 좋다.

(1) 종방향 보강재의 단면이 거더전체의 단면적에 비하여 비교적 비율이 크므로 경제성을 고려하여 거더의 단면 성능에 가산하는 것으로 하였다.

(2) 인장측 플랜지는 좌굴문제가 생기지 않으므로 횡방향 보강재를 둘 필요는 없지만 제작, 가설시 단면변형을 방지할 목적에서 규정했다. 이 경우 횡방향 보강재는 압축측 플랜지의 횡방향 보강재와 동일한 위치에 설치하고 박스거더의 단면변형을 방지하도록 하여야 한다.

3.5.5 다이아프램

(1) 비틀림 변형구속을 위한 다이아프램

(가) 다이아프램의 간격은 식(3.10)로 계산한 값 이하로 한다.

$$\begin{aligned} L_u \leq 50 \text{ 일 때 } \quad L_D &\leq 6 \\ L_u > 50 \text{ 일 때 } \quad L_D &\leq 0.14 L_U - 1 \end{aligned} \quad (3.10)$$

단, $L_D \leq 20$

여기서, L_D : 다이아프램의 간격(m)

L_U : 단순보의 경우는 지간(m), 연속거더의 경우는 ‘도로교설계기준 제3장 강교 3.8.3.4 플랜지의 유효 폭’에 따라 계산한 지간의 등가지간 길이를 사용하고 다이아프램의 간격은 지간 마다 거의 일정하게 하여도 좋다.

(나) 다이아프램의 강성

$$K \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_D^3} \quad (3.11)$$

여기서, K : 다이아프램의 강성

L_D : 다이아프램의 간격(실제의 간격이 아니고, 식(3.10)에서 구한 필요 간격)

I_{DW} : 박스거더의 단면변화에 대한 정수

E : 강재의 탄성계수

식(3.11)에 나타낸 I_{DW} 는 식(3.12)으로 계산한다.

$$I_{DW} = \frac{1}{3} \left\{ \alpha_1^2 F_u \left(1 + \frac{2b_1}{B_u} \right)^2 + \alpha_2^2 F_\ell \left(1 + \frac{2b_2}{B_\ell} \right)^2 + 2(\alpha_1^2 - \alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2^2) F_h \right\} \quad (3.12)$$

여기서,

F_u : 상부 플랜지의 총 단면적(리브 포함)

F_ℓ : 하부 플랜지의 총 단면적(리브 포함)

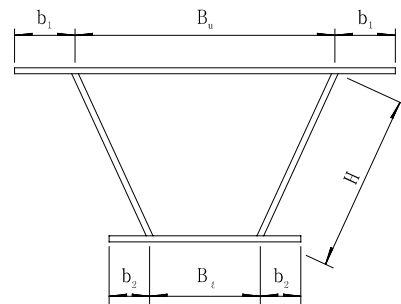
F_h : 복부 1개의 단면적

B_u : 상부 플랜지의 복부판 중심간격

B_ℓ : 하부 플랜지의 복부판 중심간격

b_1 : 상부 플랜지의 돌출폭

b_2 : 하부 플랜지의 돌출폭



〈그림 3.48〉 박스단면의 기호

여기서 α_1, α_2 는 〈그림 3.49〉에 나타낸 단면변형에 수반하는 값으로 식(3.13)에 의해서 계산된다.

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{\ell}{e+f} \cdot \frac{B_u + B_\ell}{4} H \\ \alpha_2 &= \frac{f}{e+f} \cdot \frac{B_u + B_\ell}{4} H \end{aligned} \right\} (3.13)$$

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{I_\ell}{B_\ell} + \frac{B_u + 2B_\ell}{12} Fh \\ f &= \frac{I_u}{B_u} + \frac{2B_u + B_\ell}{12} Fh \end{aligned} \right\} (3.14)$$

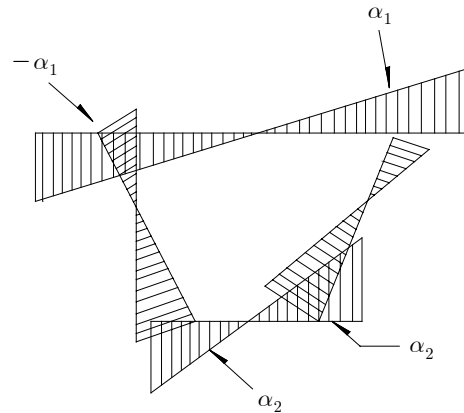
박스단면의 단면변형에 수반하는 함수

여기서,

I_u : 리브를 포함한 상부 플랜지의 수직축 단면 2차 모멘트

I_ℓ : 리브를 포함한 하부 플랜지의 수직축 단면 2차 모멘트

H : 복부의 높이



〈그림 3.49〉 박스단면의 단면변형에 수반하는 함수

(2) 중간 다이아프램

(1)에 규정하는 다이아프램 외에 6m 이하의 간격으로 중간 다이아프램을 설치하여야 한다.

단, 중간 다이아프램의 강성은 (1)의 규정에 따르지 않아도 된다.

(3) 다이아프램의 응력조사

분배 횡거더 및 중간 수직 가새(브레이싱) 설치부의 다이아프램은 여기에 작용하는 반력에 대하여 응력조사를 하여야 한다.

(4) 지점상의 다이아프램

지점상의 다이아프램은 받침 바로 위에 반드시 보강재를 설치하여야 한다.

‘도로교설계기준 강교 편 3.8.7.1 하중 집중점의 보강재’에 준하여 지압응력 및 축방향 압축응력을 조사한다.

(5) 다이아프램의 배치

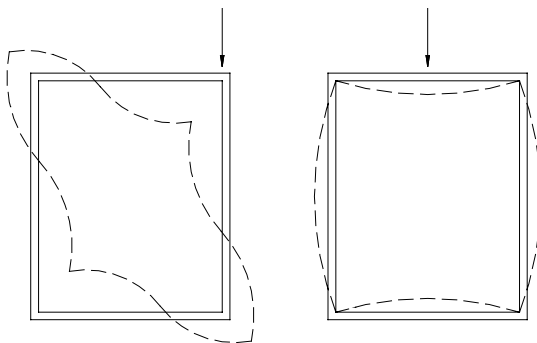
사교의 경우 다이아프램은 지점 상의 다이아프램을 제외하고 직각으로 세우는 것을 원칙으로 한다.

(1) 박스거더에 편심하중이 작용하면 박스단면은 본래의 형상을 유지하지 못하고 〈그림 3.50〉과 같은 단면변형이 생기게 되어 이에 수반하여 거더에 부가응력(휨-비틀림응력)이 발생한다. 이 부가응력을 줄이기 위해서는 충분한 강성을 갖는 다이아프램을 적당

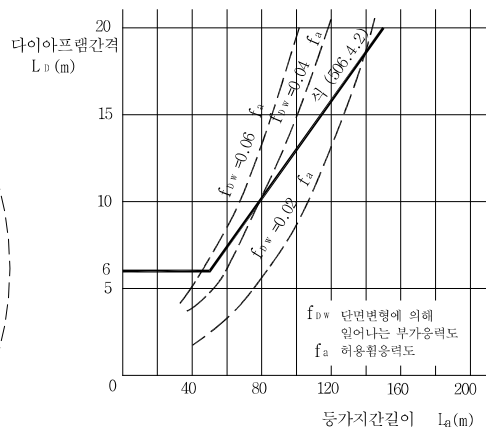
한 간격으로 배치할 필요가 있다. 식(3.10)을 <그림 3.51>에 나타냈다. 이 한계는 도로 교에 있어서 생각할 수 있는 편심활하중 하에서 박스단면의 과대한 변형을 방지하는 것을 목적으로 하며, 바닥틀과의 관계와 제작·운반·가설의 관계로부터 L_D 가 12m를 초과하면 2차적인 다이아프램을 중간에 설치하는 것도 고려할 수 있다.

지간이 커지면 f_a 의 속의 고정하중에 의한 응력 f_d 가 차지하는 비율이 증가하고, 활하중에 의한 응력 f_{l+i} 의 비율이 감소하기 때문에 f_{dw} 를 최대로 하는 재하상태에서는 휨응력, 즉 $f_d + f_{l+i}$ 가 f_a 에 상당히 근접하게 된다.

그러므로 지간이 작은 부분에서는 f_{dw} 를 큰 값까지 허용하고, 지간장이 길면 이것을 약간 엄격하게 억제하도록 결정한다.



<그림 3.50> 박스거더의 단면형상



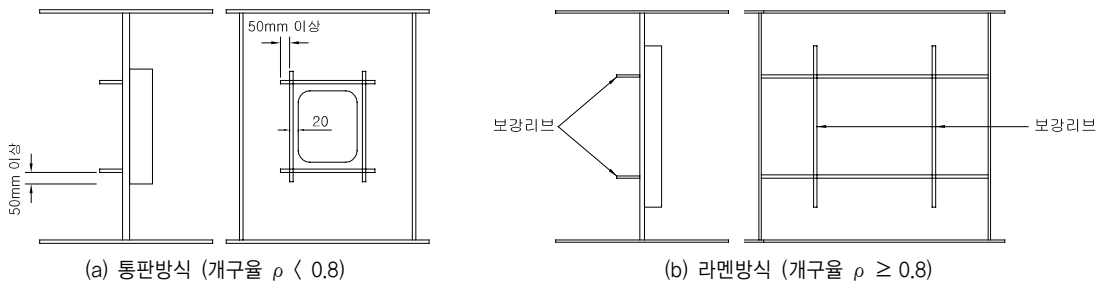
<그림 3.51> 다이아프램의 간격

중간 다이아프램과 지점부 다이아프램의 보강 구조는 <그림 3.53> 및 <그림 3.54>와 같다.

중간 다이아프램의 형상은 일반적으로 충복판·라멘구조·수직 가새(브레이싱) 방식이 쓰이고 있는데 충복판 방식과 라멘구조 방식의 구분은 개구부의 정도에 따라 정한다.

중간 다이아프램의 치수가 “통판 방식($\rho \leq 0.4$), (여기서는 개구율)” 이거나 “통판 방식과 라멘 방식의 중간($0.4 \leq \rho \leq 0.8$)” 정도에서 결정되는 경우에는 다음 <그림 3.51> (a)의 구조를 적용하되, 상·하 및 좌·우 플랜지들을 서로 배면에 배치하도록 하는 것을 원칙으로 한다.

중간 다이아프램의 치수가 “라멘 방식 ($\rho \geq 0.8$)”에서 결정되는 경우에는 <그림 3.51> (b)의 구조를 적용하도록 하는 것을 원칙으로 한다.



〈그림 3.52〉 다이아프램 맨홀 보강부 처리

위의 〈그림 3.52〉는 브라킷과 가로보가 연결되는 경우의 수평방향 보강재의 배치에 해당하는 것은 아니다. 그러한 경우의 보강재의 배치에 대해서는 별도로 고려할 필요가 있다.

개구율은 다음의 식으로 구한다.

$$\rho = \sqrt{\frac{A'}{A}} = \sqrt{\frac{bh}{BH}} \quad (3.15)$$

$\rho \leq 0.8$ 의 경우에 적용하는 것으로 개구부의 보강재는 다이아프램 판의 양측에 설치하도록 하는 것을 원칙으로 한다.

〈그림 3.52〉와 같이 모서리부를 이루는 부분에 대하여 수평 보강판은 끝까지 연장시키고, 연직방향의 보강을 위하여 보강재를 설치하는 것이 좋다.

다이아프램의 강성은 식(3.16)으로 산출하여 식(3.11)을 만족하여야 한다.

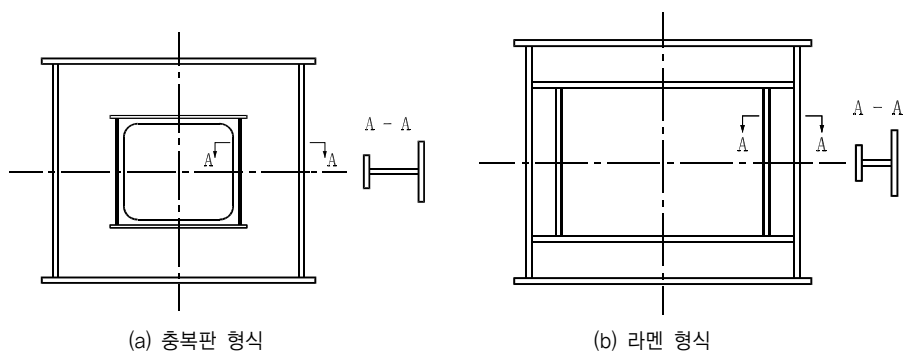
① 중복판 방식인 경우

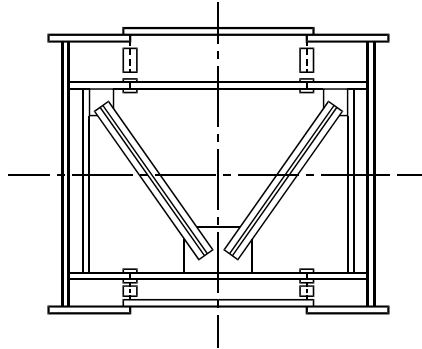
$$K = 4GAt_D \quad (3.16)$$

여기서, G : 강의 전단탄성계수

t_D : 다이아프램의 판두께

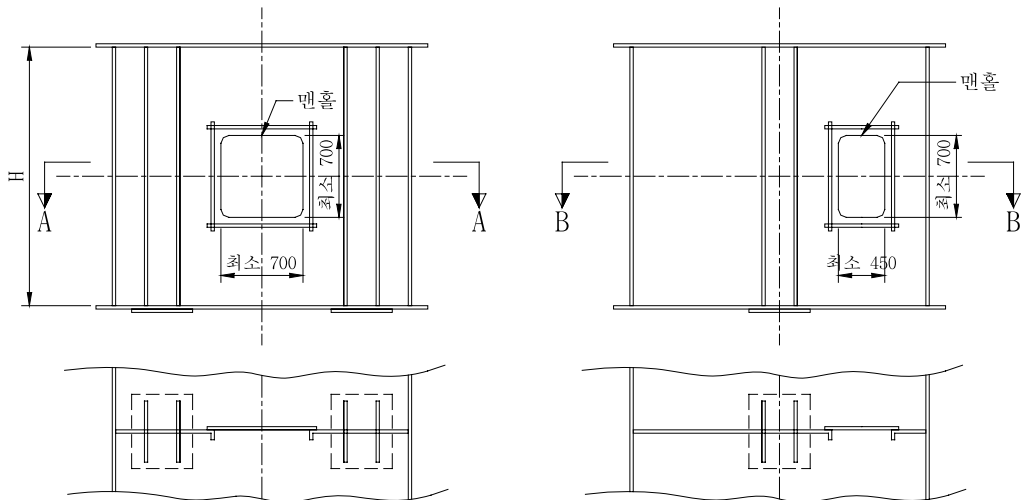
A : 폐단면부의 판두께 중심선으로 둘러싸인 부분의 면적





(c) 수직 가새(브레이싱) 형식

〈그림 3.53〉 중간 다이아프램



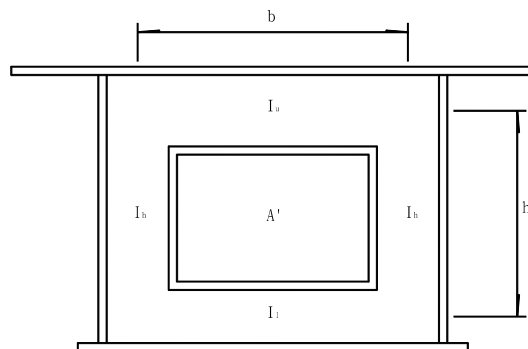
단면 A-A

(a) 받침을 2개 사용하는 경우

단면 B-B

(b) 받침을 1개 사용하는 경우

〈그림 3.54〉 지점부 다이아프램의 보강구조



〈그림 3.55〉 라멘구조방식의 다이아프램

② 라멘구조방식인 경우

$$K = \frac{48E\left(\frac{b}{I_u} + \frac{b}{I_\ell} + \frac{6h}{I_h}\right)}{\frac{3h^2}{I_h^2} + \frac{2bh}{I_u I_h} + \frac{2bh}{I_\ell I_h} + \frac{b^2}{I_u I_\ell}} \quad (3.17)$$

여기서, b : 수직부재의 종립축 거리

h : 상하부재의 종립축 거리

I_u : 상부재의 단면2차 모멘트(상부 플랜지 판두께 24배까지 유효로 함)

I_ℓ : 하부재의 단면2차 모멘트(하부 플랜지 판두께 24배까지 유효로 함)

I_h : 수직부재의 단면2차 모멘트(복부판 판두께의 24배까지 유효로 함)

단, 개구율 ρ 이 $0.4 < \rho < 0.8$ 의 범위에 있는 경우에는 식(3.18)에 의하여 강성의 보정을 한다.

$$K' = \beta \cdot K \quad (3.18)$$

여기서, K' : 라멘의 수정강성

β : <그림 3.57>에 의한 보정계수

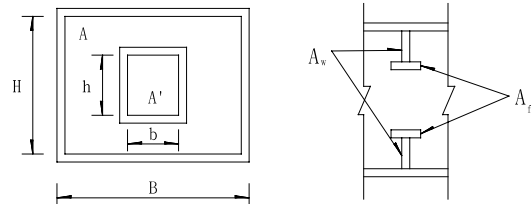
K : 식(3.17)로 계산된 강성

H : 박스거더의 복부판 높이

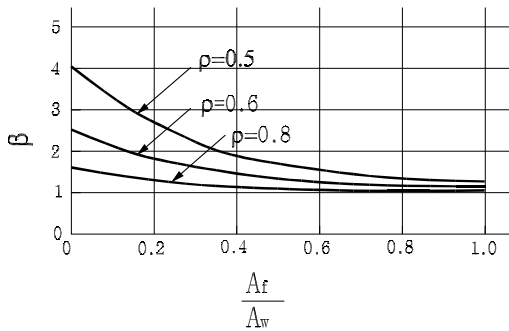
B : 박스거더의 복부판 간격

A_f : 다이아프램의 커버플레이트의 단면적

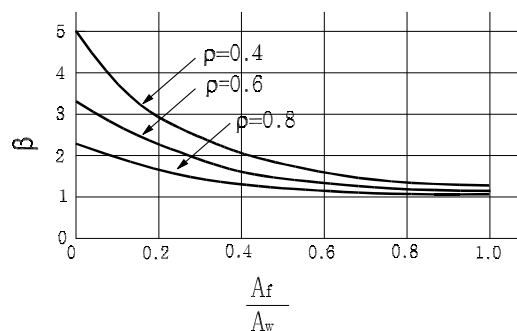
A_w : 다이아프램 복부판의 단면적



<그림 3.56>



(a) B/H=1.0인 경우



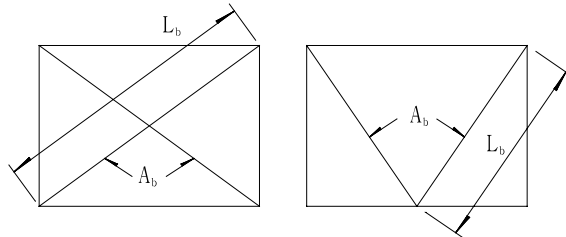
(b) B/H=2.0인 경우

<그림 3.57> 강성의 보정계수

③ 경사구조 방식인 경우

X형인 경우

$$K = 8EA^2 \frac{A_b}{L_b^3} \quad (3.19)$$



〈그림 3.58〉 수직 가새(브레이싱) 방식의 다이아프램

V형인 경우

$$K = 2EA^2 \frac{A_b}{L_b^3} \quad (3.20)$$

여기서,

A : 폐단면부의 판두께 중심선으로 둘러싸인 부분의 면적

 A_b : 사재 1개 단면적 L_b : 사재의 길이

(2) 다이아프램은 박스거더의 단면변형을 막을 뿐 아니라 제작·가설시에도 어느 정도 간격을 필요로 한다. 또 중간 수직 가새(브레이싱)가 6m 이하의 간격으로 설치되므로 6m 이하의 간격으로 중간 다이아프램을 설치하는 것으로 하였다.

(3) 중간 다이아프램의 응력 검토

① 총복판 방식의 경우는 다음 식(3.21)로 나타내는 전단응력에 대하여 검토한다.

$$\begin{aligned} v_u &= \frac{B_l}{B_u} \cdot \frac{T_d}{2At_D} \\ v_h &= \frac{T_d}{2At_D} \\ v_l &= \frac{B_u}{B_l} \cdot \frac{T_d}{2At_D} \end{aligned} \quad (3.21)$$

여기서,

v_u : 다이아프램 상연의 전단응력

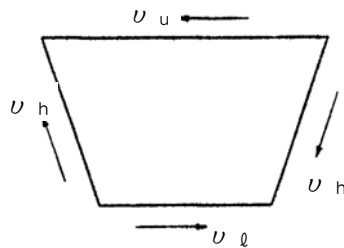
v_h : 다이아프램 측면의 전단응력

v_l : 다이아프램 하연의 전단응력

B_U, B_l : 식 (3.12) 참조

t_D, A : 식 (3.16) 참조

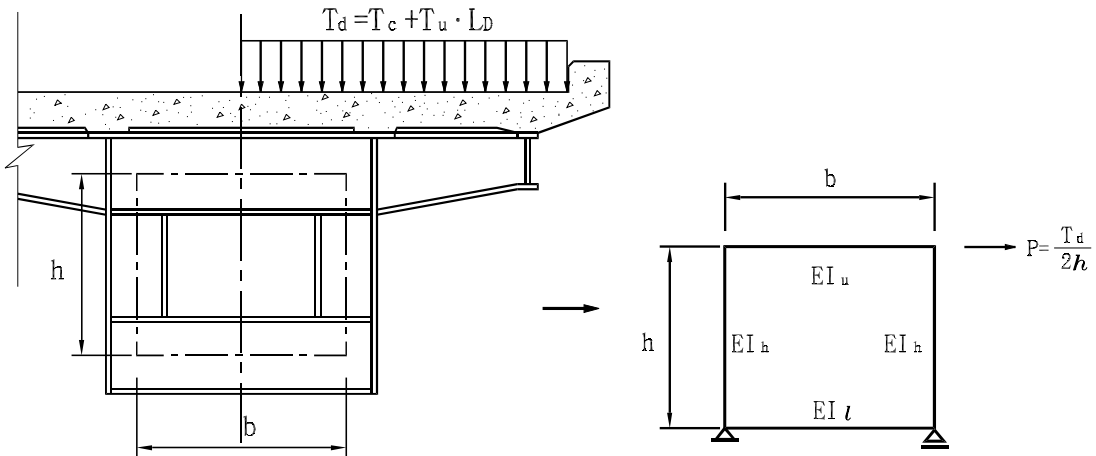
T_D : <그림 3.59> 참조



<그림 3.59> 다이아프램의 응력

② 라멘 방식의 다이아프램 응력검토

다이아프램 응력은 <그림 3.60> 및 <그림 3.61>에 나타난 것과 같은 계산모델로 검토한다.



<그림 3.60> 국부집중하중이 없는 라멘방식 다이아프램의 계산 모델

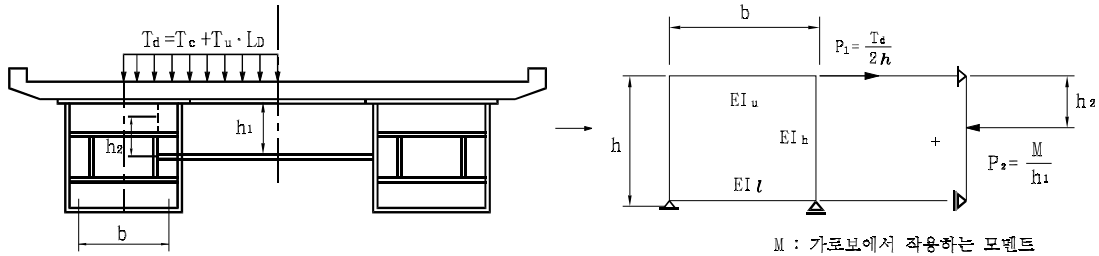
T_d : 다이아프램에 작용하는 마찰모멘트

T_o : 선 하중에 의한 토크

T_u : 분포하중에 의한 단위길이당 토크

L_D : 다이아프램의 간격

h, I_t, I_u, I_h : 식 (3.17) 참조



〈그림 3.61〉 국부집중하중을 받는 라멘방식 다이아프램의 계산모델

③ 경사구조 방식의 다이아프램 응력검토

X형인 경우

$$N_b = \frac{L_b}{4A} \cdot T_d \quad (3.22)$$

V형인 경우

$$N_b = \frac{L_b}{2A} \cdot T_d \quad (3.23)$$

식 (3.22) 및 식 (3.23)에서 산출된 축력은 다음 식(3.24)를 만족하여야 한다.

$$N_b \leq f_{ca} \cdot A_b \quad (3.24)$$

여기서,

N_a : 사재의 축력

L_b, A_b : 식 (3.19) 및 식 (3.20) 참조

A : 폐단면부의 판두께 중심선으로 둘러 쌓인 부분의 면적

T_d : 〈그림 3.61〉 참조

(4) 지점상의 다이아프램

지점 위의 다이아프램은 매우 중요한 부재이다. 그러나 그 응력전달기구가 복잡하고 합리적인 설계법이 확립되어 있지 않다. 따라서 근사적으로 다음과 같은 조건을 고려하여 응력을 검토하도록 한다.

① 지압응력의 검토

받침 바로 위의 다이아프램의 응력은 다음 식(3.25)로 계산한다.

$$f_b = \frac{R_V}{A_s + B_e \cdot t_D} \quad (3.25)$$

여기서, R_V : 연직반력

A_s : 지점 위 보강재의 면적, 단 스캘럽에 의한 단면손실을 공제함.

B_e : 다이아프램의 유효폭 = 소울플레이트 폭 B + 하부플랜지 판두께 $t_f \times 2$

t_D : 다이아프램의 판두께

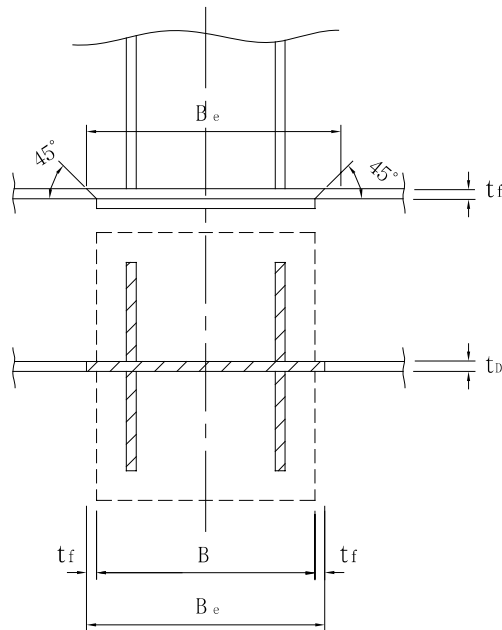
② 연직방향응력의 검토

연직방향응력은 다음 식(3.26)으로 계산한다.

$$f_V = \frac{R_V}{A_s + B_e' \cdot t_D} \quad (3.26)$$

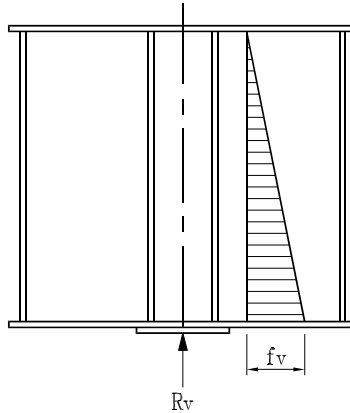
여기서,

B_e' : 다이아프램의 유효폭('도로교설계기준 제3장 강교 3.8.7.1 하중 집중점의 보강재'에 따른다.)



〈그림 3.62〉 지압에 대한 유효단면

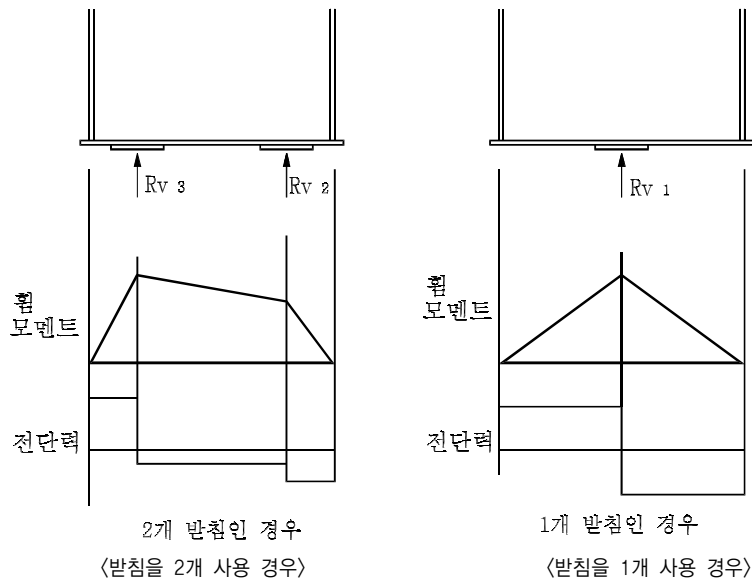
연직방향응력의 분포형상은 다이아프램 하단에서 최대가 되는 삼각형분포로 한다.



〈그림 3.63〉 다이아프램의 연직방향 응력

③ 수평방향응력의 검토

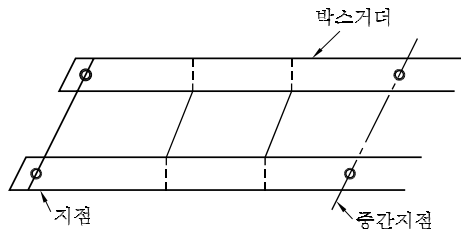
〈그림 3.64〉에 나타난 휨모멘트 및 전단력에 대하여 검토한다. 이러한 응력은 ②에서 구한 f_v 를 사용하여, ‘도로교설계기준 제3장 강교 3.8.2.5 2축응력상태의 검산’의 “식 (3.8.6)”에 따라 2축응력의 검토를 한다.



〈그림 3.64〉 다이아프램의 휨모멘트와 전단력

- ④ 이러한 관용적인 설계법 이외에도 지점부 다이아프램은 받침에서 큰 집중하중을 받게 되므로 다양한 형태의 응력이 발생하며, 개구부 보강재도 경험적으로 결정되는 경우가 많으므로 유한요소해석법에 의한 검토 방법이 요구된다.

- (5) 다이아프램은 지점을 제외하고 박스거더 직각으로 설치하는 것이 다이아프램의 강성을 높이고 제작도 용이하다.



〈그림 3.65〉 박스거더 다이아프램의 방향

3.5.6 분배가로보 및 중간 수직 가새(브레이싱)

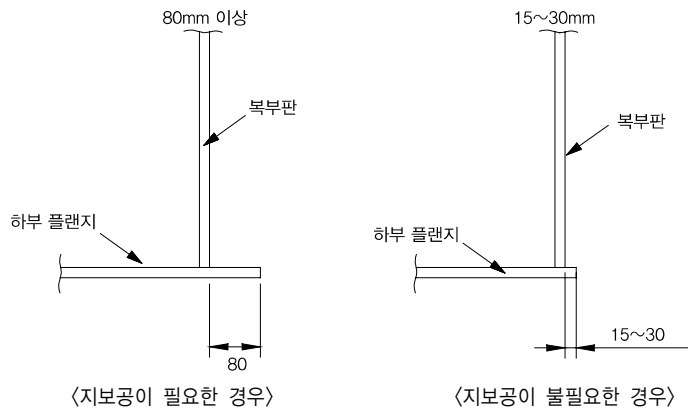
다주형 박스거더의 경우에는 10m 이하의 간격으로 하중가로보를 설치하고, 가로보의 강종을 SM490이상으로 적용한다. 또한 가로보의 간격과 강종은 충분한 구조검토를 수행한 후 결정하여야 한다.

박스거더는 I형에 비하여 휨강성 및 비틀림강성이 크므로 하중분배가로보는 수직 가새(브레이싱) 방식과 같이 가능한 한 전복부 방식으로 하고 강성이 큰 가로보를 여러 개 배치하는 것이 좋다.

3.5.7 구조세목

- (1) 박스거더의 하부플랜지 돌출길이는 80mm 이상 확보할 수 있도록 한다.
이 경우 현장 이음부는 돌출부도 연결하여야 한다.
- (2) 종방향 보강재와 횡방향 보강재의 연결부는 횡방향 보강재를 관통시키는 구조로 하는 것이 좋다.
- (3) 도장 · 볼트체결 · 검사 등에 필요한 맨홀은 응력 상 지장이 없는 위치에 설치하며, 그 크기가 작을수록 구조적으로 유리하나 표준적인 크기로 700×700(mm)으로 정하되, 최소 크기는 700×450(mm)으로 한다.
- (4) 박스거더가 밀폐된 경우, 박스거더의 내부에는 온도차로 인한 결로가 발생한다. 이를 방지하기 위하여 환기구멍을 내측 복부판 한쪽에만 설치한다.

- (1) 바닥판 시공시 지보공의 조립이 편리하도록 고려한 것이다. 따라서 지보공을 조립할 필요가 없을 때에는 돌출길이를 적게 하여도 좋다. 단, 이 경우에도 용접작업을 고려하여 최소 15~30mm 정도로 한다(상부 플랜지에 대해서도 같음).



〈그림 3.66〉 하부 플랜지의 돌출길이

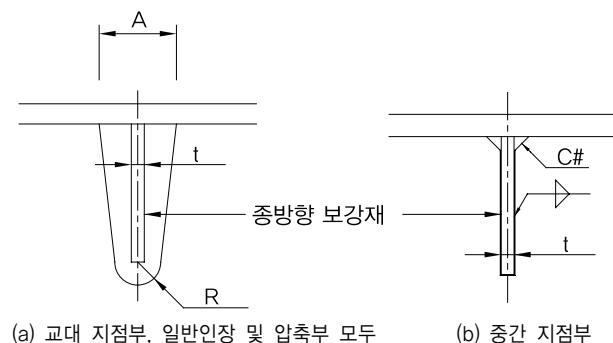
- (2) 종방향 및 횡방향 보강재의 교차부는 작용하는 힘의 종류와 주위의 용접을 고려하여 용접하되 다음의 원칙을 따르도록 한다.

① 종방향 보강재에 인장력이 작용하는 경우

〈그림 3.67 (a)〉와 같이 종방향 보강재와 횡방향 보강재는 서로 용접을 분리시키되 종방향 보강재를 연속시키도록 한다.

② 종방향 보강재에 압축력이 작용하는 경우

일반적으로 인장력이 작용하는 부위와 같이 종방향 보강재와 횡방향 보강재는 서로 용접을 분리시키되 중간 지점부에서는 〈그림 3.67 (b)〉에 나타난 바와 같이 처리하도록 한다.



〈그림 3.67〉 종·횡방향 보강재 교차부 처리

〈표 3.11〉 치수표

(단위 : mm)

t	A	C#	R
$t \leq 12$	$t + 70$	10	25
$12 < t \leq 22$	$t + 70$	10	
$22 < t \leq 32$	$t + 70$	15	

3.5.8 받침의 배치

받침의 수는 교량전체의 전도에 관하여 안전한 범위에서 가능한 적은 것이 좋다.

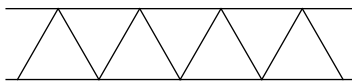
시공을 생각하면 1거더 2개 이상의 받침을 배치하는 것이 바람직하지만 이렇게 하면 박스거더의 경우 비틀림강성이 크므로 받침설치 높이의 오차가 반력에 큰 영향을 미치고 또 편심하중을 받았을 때 받침에 큰 부반력을 만들 가능성이 있는 점 등을 고려해서 받침의 수를 적게 하는 것이 좋다. 그러나 받침수가 적은 경우 교량 전체의 전도에 관하여 안전하여야 한다.

3.6 트러스

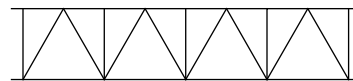
3.6.1 적용범위

여기서 취급하는 형식 및 적용 범위는 〈그림 3.68〉에 나타낸 와렌트러스(warren truss)에 대해서만 적용한다.

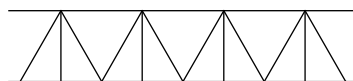
그러나 다른 형식에 대해서도 이 규정을 준용하여도 좋다.



형식 1



형식 2



형식 3

〈그림 3.68〉 트러스의 형식

여기서 취급하는 형식 및 적용범위를 와렌트러스만으로 한 것은 와렌트러스가 단순트러스 · 연속트러스에 무리없이 통용할 수 있고 외견도 비교적 뛰어나다고 판단했기 때문이다.

형식1 및 형식2는 상로교, 형식3은 하로교에 통용된다. 트러스의 각 격점에는 수직 가새(브레이싱)를 설치하는 것을 원칙으로 하므로 상로교의 경우 수직 가새(브레이싱)의 구조 및 연결 등을 고려하여 형식2로 하는 것이 좋다.

3.6.2 기본구조

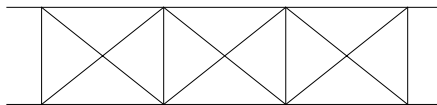
- (1) 형고, 지간과 격간길이 : 형고(H), 지간(L)과 격간길이(λ)의 관계는 <표 3.12>의 범위로 한다.

<표 3.12>

	단순트러스	연속트러스
$\frac{H}{L}$	$\frac{1}{7} \sim \frac{1}{8}$	$\frac{1}{9} \sim \frac{1}{10}$
$\frac{\lambda}{L}$	$\frac{1}{6} \sim \frac{1}{8}$	$\frac{1}{8} \sim \frac{1}{10}$

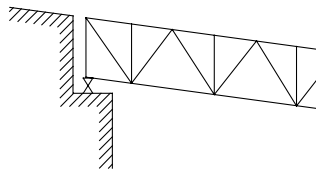
- (2) 주트러스의 평면배치

주트러스의 평면배치는 곧게 하는 것을 원칙으로 한다.

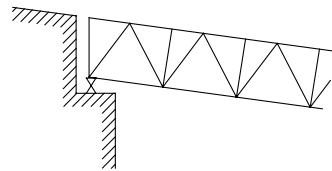


- (3) 주트러스의 종단면배치

주트러스의 종단면배치는 <그림 3.69>에 따르는 것을 원칙으로 한다.



(a)



(b)

종단경사 5% 이상은 (a), 5% 미만은 (b)로 한다.

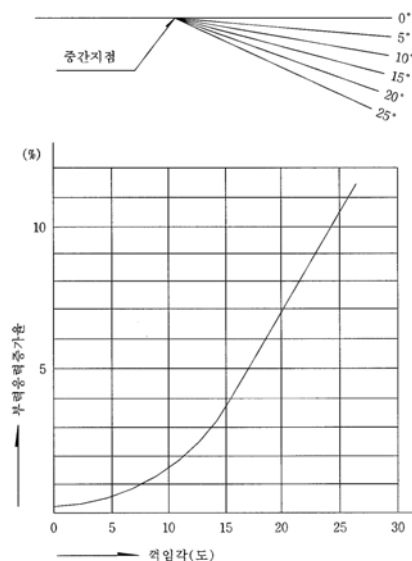
<그림 3.69> 주트러스의 종단면배치

- (1) 단순트러스에 있어서 경제적인 형고는 $L/8 \sim L/7$ 이 된다. 이 비율은 사용재료의 구분에 따라 다소 다르다. SM570 급을 사용하는 경우는 $L/8$ 정도가 경제적이고, SM490 까지는 $L/7$ 정도가 경제적으로 되는 수가 많다.

단순트러스와 연속트러스를 비교할 때 현재의 축방향력을 위주로 비교하면 지간이 같은 경우, 단순트러스에서는 $H=L/8$ 인 경우(가장 경제적인 형고인 경우)의 축방향력이 연속트러스에서는 $H=L/12$ 인 경우의 축방향력과 거의 같게 된다. 또 격간길이는 바닥틀의 중량 및 사재의 중량과 관련되므로 적게 한다고 반드시 유리하지는 않다. 또 격간길이를 길게 잡아 사재가 45° 이상으로 경사지게 되는 경우는 매우 불리하게 되므로 주의할 필요가 있다. 이상의 것을 고려하면 연속거더인 경우 경제적인 형고는 $L/8$ 에서 $L/12$ 사이이며 통상 $L/9$ 에서 $L/10$ 사이의 값을 선정한다. 또 격간장은 $L/8$ 에서 $L/10$ 정도가 좋다.

(2) 트러스교의 경우, 비교적 지간이 길어 구조적으로 대규모가 된다. 또 부재의 호환성 · 제작의 복잡성 그외 외관을 고려하여 주트러스의 평면배치는 곧게 하는 것을 원칙으로 하였다.

또, 지형 상 부득이 사교로 하여야 하는 경우에는 그에 의한 영향을 충분히 검토할 필요가 있다. 또 곡선교인 경우에는 직선교인 경우와 동일하게 평면배치를 하지만 트러스는 좌우 트러스에 대개 같은 응력이 생기는 위치에 놓고 곡선이 만나도록 지점에서 꺾여지게 하는 것이 바람직하다. 또, 이 경우 고정하중, 활하중과 편심재하에 의한 비틀림모멘트를 수평 가새(브레이싱)와 상 · 하 수직 가새(브레이싱) 부재의 단면력계산시 고려하여야 한다. 또, 주트러스의 부재력계산은 직선교로 하고, 중간 지점의 꺾임각의 영향에 대해서는 부가응력으로서 별도 고려하든가. 또는 입체트러스 해석을 하여 고려하는 것이 바람직하다. 근사적으로는 중간 지점의 부가응력은 주트러스의 꺾임각에 의하여 <그림 3.70>과 같이 된다.



〈그림 3.70〉 주트러스의 꺾임각에 의한 부가응력의 증가율

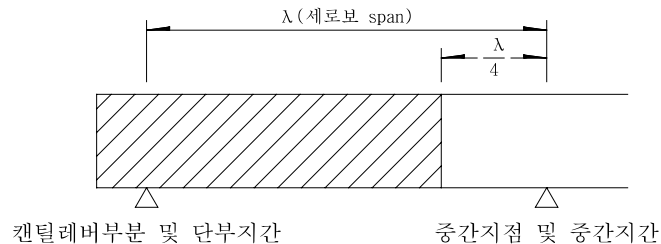
- (3) 종단경사가 있는 경우의 주트러스의 배치는 <그림 3.69>(a) · (b)에 나타난 2개를 생각할 수 있지만 설계작업의 난이도를 생각하면 (b)쪽이 바람직하다. 도로선형에 대하여 종단경사가 설계속도별로 다르다. 즉, 설계속도 80km/hr 에서 표준종단경사가 4%이고, 100km/hr 이상에서는 3%로 되어있지만, 부득이한 경우에는 80km/hr 에서 6% · 100km/hr 에서 5%인 점을 고려한 것이다.

3.6.3 세로보

(1) 단면변화

세로보는 중간 지점상 및 중간 지간에서 동일 단면으로 하고, 단부의 지간만 단면을 변화시키는 것이 좋다.(<그림 3.71>)

세로보의 복부판(web)의 최소 두께는 9mm로 한다.



<그림 3.71> 세로보의 단면변화

세로보는 연속보로 설계하는 것이 보통인데 그 모멘트는 단순보로서의 모멘트를 M_0 로 한 경우, 단부 지간에서 $0.9M_0$, 중간 지간에서 $0.8M_0$, 중간 지점에서 $-0.7M_0$ 로 하여도 무방하다.

세로보 지간 5~10m 사이에서 단면을 변화시켜서 용접이음을 늘린다는 데에 문제가 있다는 것과 가로보 위(지점상)에서의 세로보 상호 이음(splice)에 의하여 플랜지 폭이 결정된다는 것을 고려하고, 복잡성을 피하는 뜻에서 세로보의 단면변화에 대하여 위 조항과 같이 규정하였다.

세로보 복부판은 지점 상에서 휨 및 전단을 받기 때문에 그 두께가 문제가 되지만 통상의 세로보 지간, 보 높이는 보강재의 배치를 고려함으로써 해결된다는 것, 그리고 플레이트 거더의 최소 복부판 두께가 9mm라는 것을 고려해서 최소 두께를 9mm로 결정하였다.

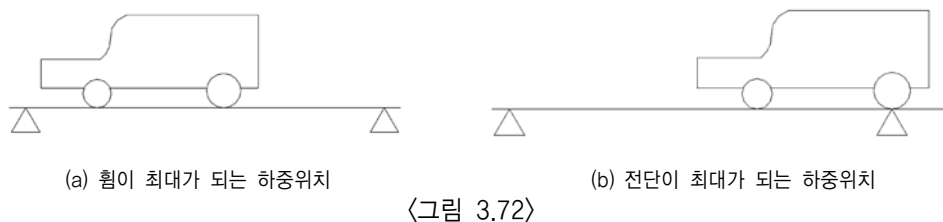
(2) 이음

세로보의 이음은 가로보 위에서 실시함을 원칙으로 한다.

복부판의 이음은 휨 및 전단에 대해서 설계하도록 한다.

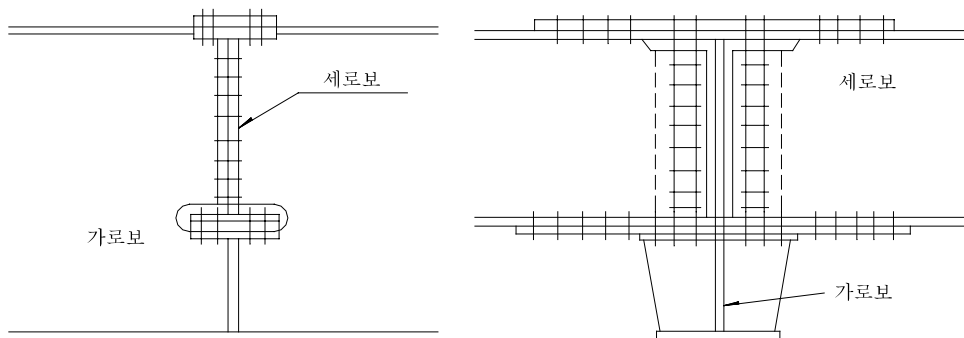
세로보의 지점부근(가로보 연결부)은 활하중에 의한 휨 및 전단이 작용하게 되므로 복부판의 두께·이음에 주의를 하여야 한다.

통상의 보 높이에서는 1열 내지 2열의 배열로서 전단력에 대하여 충분한 경우가 많으나 휨응력을 고려하면 가장 먼 고정력 볼트력이 부족되는 수가 있다. 다만 <그림 3.72>에 나타낸 바와 같이 휨이 최대가 되는 하중위치와 전단이 최대가 되는 하중위치는 다르므로 가장 먼 고정력 볼트력을 검토할 필요가 있다.



어느 경우라도 세로보 복부판의 이음은 통상 플레이트 거더에서 실시하고 있는 것과 같이 모멘트판과 전단판으로 나누지 않는 것이 좋다.

<그림 3.73>에 세로보 이음의 한 예를 나타낸다.



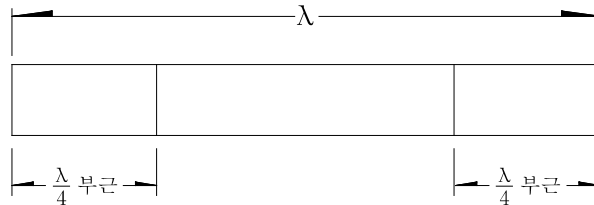
〈그림 3.73〉 세로보 이음부

3.6.4 바닥판거더의 단면변화 및 현재의 연결

지간 7.5m 이상의 바닥판거더는 응력형태에 따라 단면변화를 실시함을 원칙으로 한다. 바닥판거더의 연결은 전단력만을 전달하는 구조를 원칙으로 한다.

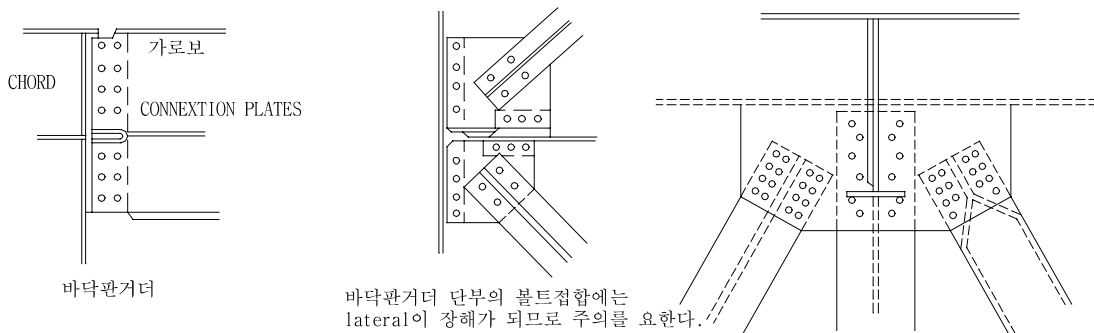
바닥판거더는 단순보로서 설계되기 때문에 중간부와 단부에서 단면변화를 시키는 편이 경제적인 경우가 많다. <그림 3.74>에 그 한 예를 나타냈다.

상로교에 있어서는 가새(브레이싱)가 비교적 연결하기 쉽고 바닥판거더 단부에 힘이 걸리는 정도도 적다고 생각되므로 바닥판거더 복부판을 현재에 연결하는 것만으로 충분하다. 다만, 이때 <그림 3.75>에 나타낸 바와 같이 횡 가새(브레이싱) 및 복부재의 이음에 지장이 없도록 주의하여야 한다.



<그림 3.74> 바닥판거더 단면변화의 예

바닥판거더 단부의 볼트접합부는 횡 가새(브레이싱)와 간섭되지 않도록 주의한다.



<그림 3.75> 바닥판거더와 현재의 연결부 예(상로교)

3.6.5 주트러스에 대한 주하중의 재하방법

바닥틀을 이루는 주트러스 세로보와 가로보의 운하중 분포는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.7.1 바닥틀의 지간 · 3.7.2 세로보의 자동차 운하중 분포 · 3.7.3 연속세로보의 휨모멘트 및 전단력 및 3.7.4 가로보의 자동차 운하중 분포’에 따른다.

3.6.6 바닥판의 돌출길이의 변화에 대한 주하중응력의 취급

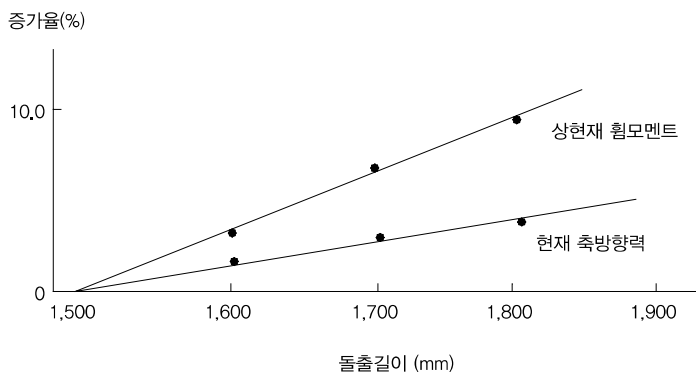
바닥판 돌출길이가 현저히 변화하는 경우는 돌출길이 변화에 수반하는 하중강도의 변화에 따라서 주하중에 의한 현재의 증감을 행하는 것이 좋다.

일반적으로 도로선형은 곡선인 것이 많고 또 트러스는 지간이 길게 되므로 바닥판의 돌출길이를 변화시켜야 하는 일이 많다. 바닥판의 돌출길이의 변화가 50% 이하(예를 들면 1.5m에서 2.2m 정도로 변화하는 경우)일 때는 현재 · 복부재 모두 축방향력의 변화량이 돌출 길이의 변화가 없는 경우와 돌출량을 고려한 경우가 다소 차이가 나는 경우가 있다.

그러나 상현재에 직접 바닥판을 설치할 때 생기는 모멘트나 돌출길이의 변화가 50%를 넘는 경우의 축방향력의 변화는 무시할 수 없이 커지는 경우도 있으므로 주의하여야 한다.

〈그림 3.76〉는 상현재에 직접 바닥판을 설치한 경우에 상현재에 가해지는 휨모멘트와 현재의 축방향력 변화를 각각의 증가율과 돌출길이의 관계로 나타낸 예이다.

이 경우, 축방향력의 변화는 휨모멘트에 비하여 적으므로 무시하고 휨모멘트만을 변화시키는 방법을 쓰는 것이 좋다.



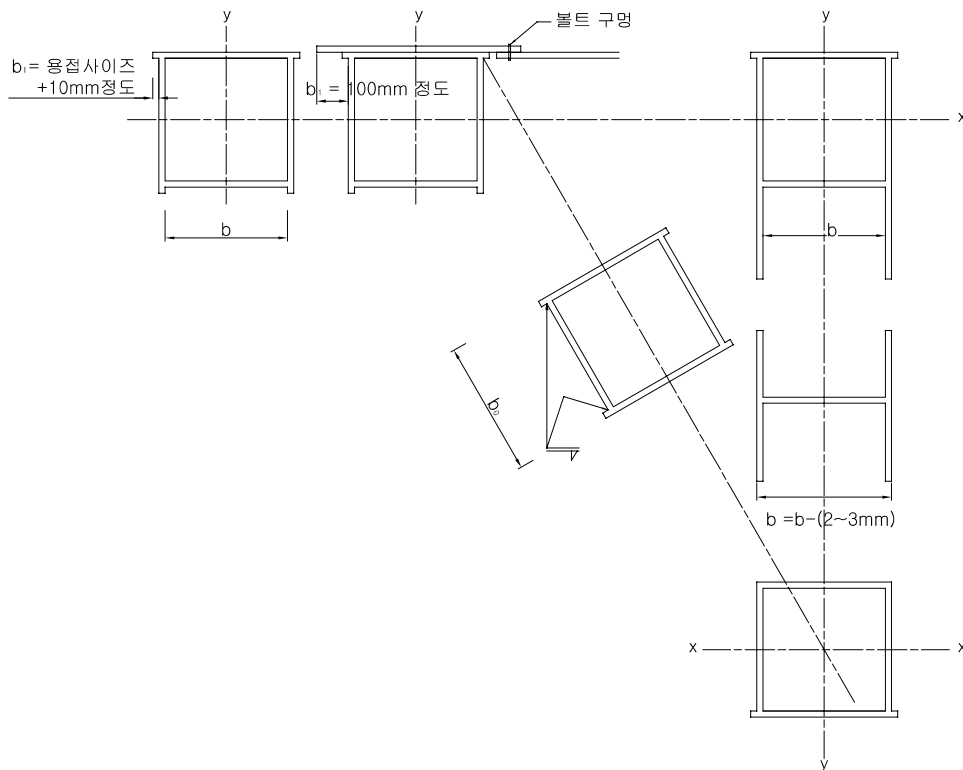
〈그림 3.76〉 상현재에 직접 바닥판을 설치하는 경우 상현재의 휨모멘트 및 현재 축방향력의 바닥판 돌출길이에 따른 변화의 예
(유효폭원 10.95m, 상로트러스 교)

3.6.7 부재단면의 결정

부재 단면의 결정에는 부재의 최소압축단면 · 현재의 연결볼트의 배열 · 최대 응력부재 및 최소응력부재를 고려해서 행하는 것이 좋다.

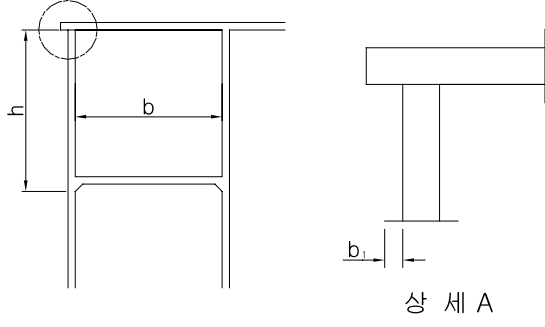
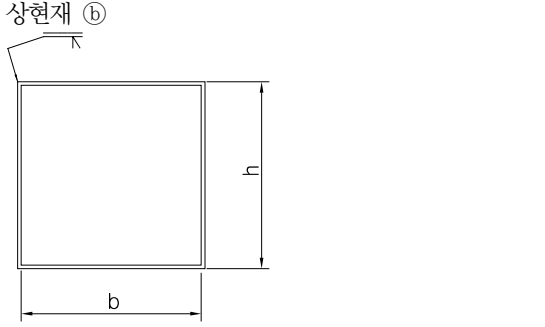
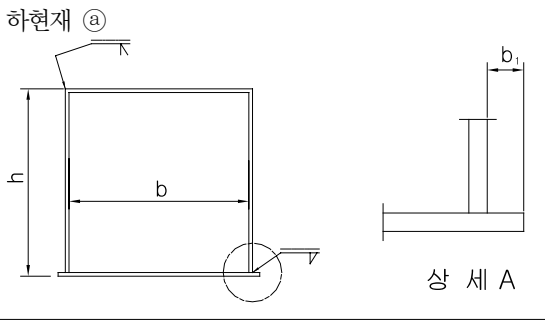
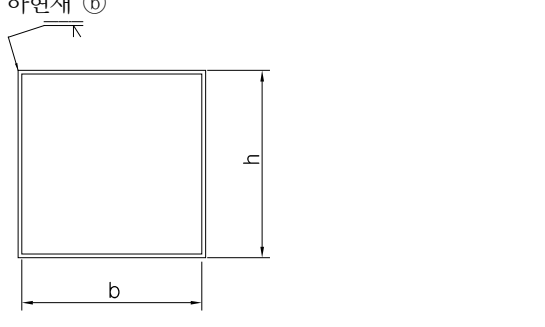
- (1) 인장재 자유돌출부의 판두께는 자유 돌출폭의 1/16 이상으로 한다.
- (2) 하현재의 상부플랜지 돌출폭은 모서리부의 용접 각장을 확보하기 위하여 9mm 이상을 확보할 수 있도록 한다.

- (3) 다음의 〈그림 3.77〉에서의 b 의 값은 핸드홀(hand hole)의 폭을 확보하기 위하여 고장력볼트를 사용하는 경우 280mm 이상으로 하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 부득이 280mm 미만으로 하여야 하는 경우에는 핸드홀의 형상을 특별히 고려하여야 한다.
- (4) 〈그림 3.77〉에 나타난 바와 같이 상현재에서의 b_1 은 표준적인 값으로서 용접사이즈 +10mm 정도를 확보할 필요가 있다. 가로보 등 제3의 부재를 볼트로 연결하는 구조인 경우에는 b_1 의 값을 고장력 볼트 1열이 체결될 수 있는 폭인 약 100mm로 적용할 필요가 있다.
- (5) 표준적인 용접 트러스의 단면 구성은 〈표 3.13〉의 단면을 적용하는 것을 표준으로 한다.
- (6) 박스거더 단면의 내측 치수는 일정하게 하는 것으로 한다. 이는 다이아프램의 폭과 높이가 현재에 있어서 동일한 치수로 유지하는 것이 제작 상 유리하기 때문이다. 부재력의 증감이 있을 경우는 판두께와 재질을 변화시켜 처리할 수 있다.



〈그림 3.77〉 트러스 현재의 단면구성

〈표 3.13〉 용접트러스의 단면구성

종 류	특 징
상현재 ㉠  상 세 A	• 격점부에서 거세트(gusset) 판의 연결이 쉽다. • 개선 가공은 불필요하다. • 조립이 용이하다. • 수송·가설·유지관리에 유리하다. • 내식성이 뛰어나다. • 용접 자동화가 곤란하다.
상현재 ㉡  상 세 A	(1) 부분 용입 용접의 경우 • 용접 자동화에 적합하다. (2) 완전 용입 용접의 경우 • 용접 자동화에 적합하다. • 덧붙임 구조에 대한 부착이 곤란하다.
하현재 ㉠  상 세 A	• 자동 용접화에 적당하다. • 격점부에도 동일한 용접시공을 적용할 수 있다.
하현재 ㉡  상 세 A	• 상현재 ㉡와 같은 형식이다.

3.6.8 바닥판을 직접 지지하는 상현재

(1) 주하중능력

바닥판을 직접 지지하는 상현재는 트러스로서의 축방향력과 세로보로서의 휨모멘트 및 전단력에 대하여 설계한다.

(2) 허용응력은 그 상한치를 쓰기로 하며, 증가율에 의한 증가는 시키지 않는다.

(1) 바닥판을 직접 지지하는 상현재에 대한 하중의 재하는 바닥틀로서의 DB하중 쪽이 지배적이고 DL하중이 설계시의 가정대로 재하되는 경우가 드물지만 안전측을 고려하여 양 쪽에 대하여 단면을 결정하기로 한다.

(2) '도로교 설계기준 제3장 강교 3.10.8 바닥판을 직접 지지하는 현재'에 의한 것이다.

3.6.9 2차응력

격점강결에 의한 2차응력을 무시할 수 없는 경우에는 2차응력을 고려한 허용응력의 증가율 및 하중조합을 <표 3.14>와 같이 한다.

<표 3.14> 2차응력을 고려한 허용응력 증가율

하 중	증가율 (%)
고정하중 + 활하중 + 온도변화 + 트러스의 강결에 의한 2차응력	20

격점강결에 의한 2차응력을 무시할 수 없는 경우의 증가율을 정했다.

트러스교의 단면력은 축방향력만 발생한다고 보고 설계된다.

그러나 트러스의 격점은 고장력볼트로 부재가 강결되어 자유롭게 회전할 수 없게 되어 있다.

이 때문에 트러스부재에는 축방향력은 물론 휨모멘트나 전단력이 발생하게 된다. 일반적인 트러스교에는 2차 응력의 영향이 무시할 수 있는 범위이지만 특히 장대교량에서는 전하중에 대한 고정하중의 비율이 매우 커서 항상 허용응력에 가까운 응력이 작용하므로 2차 응력의 검토가 필요하게 된다. 트러스부재에 생기는 2차응력의 요인으로서 격점의 강결에 의한 것 이외에 중심선과 골조선의 불일치에 의한 것, 부재의 자중에 의한 휨에 의한 것 등이 있지만, 일반적으로 이러한 요인에 의한 2차 응력은 작으므로 격점의 강결에 의한 2차응력만 생각하기로 한다.

또한, 주트러스부재의 부재높이는 부재길이의 1/10보다 작게 하는 것이 좋다.

3.6.10 수직 가새(브레이싱)

(1) 중간 수직 가새(브레이싱)의 위치 및 하중

중간 수직 가새(브레이싱) (2차부재)은 각 패널에 넣고 그 지지하중은 식(3.27)과 같이 계산한다.

$$\text{하중(수평력)} = \frac{\text{등분포하중} \times \text{교장}}{\text{중간 수직 가새(브레이싱)의 수} + 1} \quad (3.27)$$

(2) 단부 수직 가새(브레이싱)

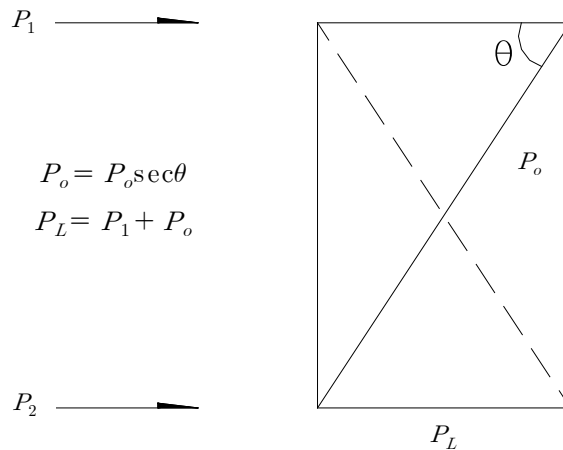
단부 수직 가새(브레이싱, 1차부재)는 횡하중에 대하여 설계하고 바닥판 + 상부 수평 가새(브레이싱) + 바닥 틀 + 상현재(복부재 + 수직 가새(브레이싱)) 1/2에 대하여 설계한다.

단부 수직 가새(브레이싱) 사재는 압축재로 해석하는 것을 원칙으로 한다.(상로교)

(3) 수직 가새(브레이싱)의 설계(상로교)

중간 수직 가새(브레이싱) 사재는 인장재로 하고 스트러트는 압축재로 설계하는 것을 원칙으로 한다.

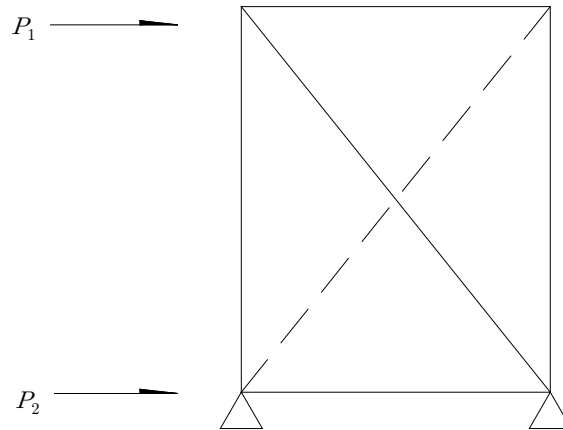
상로교에 있어서 수직 가새(브레이싱)의 사재를 인장재로 하면 가로보에 압축력이 가해져 계산상 좌굴의 우려가 있지만 완성 후 바닥판과 공동작용도 기대할 수 있다. 또 수평 스트러트가 수평 가새(브레이싱)의 일부로서 압축재가 되므로 수직 가새(브레이싱)도 스트러트를 압축재로 보는 편이 세장비에 대하여 안전적이다. 이상의 관점으로부터 중간 수직 가새(브레이싱) 사재는 인장재로 두는 것을 원칙으로 한다.(〈그림 3.78〉(a)).



〈그림 3.78〉(a)

상부 수평 가새(브레이싱)의 스트러트는 P_1 , 하부 수평 가새(브레이싱)의 스트러트는 $P_1 + P_2$ 를 쓴다.

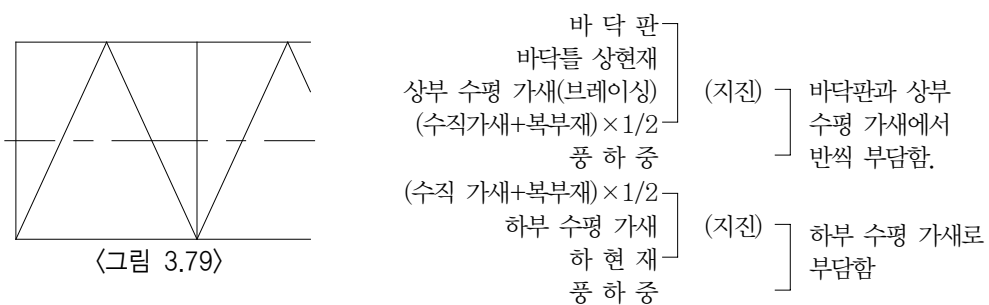
단, 단부 수직 가새(브레이싱)는 항상 수평하중을 받으므로 수평하중을 원활하게 받침부에 전달하는 기능을 갖도록 사재를 압축재로 해석하는 것을 원칙으로 한다.(<그림 3.78>(b))



<그림 3.78>(b)

3.6.11 수평 가새(브레이싱)

- (1) 수평 가새(브레이싱)가 분담하는 교축직각방향 수평하중(상로교)은 다음 그림과 같이며 하로교도 이에 준한다.



<그림 3.79>

풍하중을 받는 단면 = {(상)(하)현재단면 + 복부재단면 × 1/2} × 1.05

단, 거세트의 증가율 5%

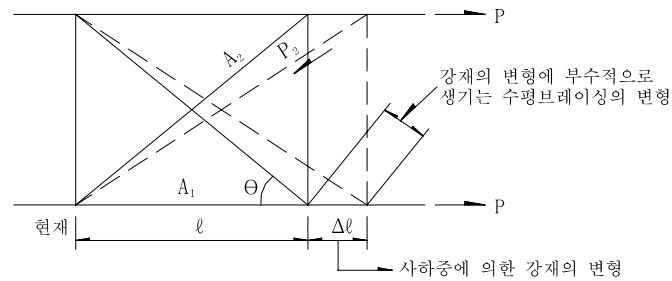
- (2) 수평 가새(브레이싱)는 현재의 고정하중에 의하여 생기는 변형에 부수하는 응력에도 안전하다는 것을 확실히 하여야 한다. 이 경우 부가응력은 주하중으로 간주한다.

$$P_2 = \frac{A_2 \cdot P \cos^2 \theta}{A_1 + A_2 \cos^3 \theta} \quad (3.28)$$

여기서, P : 현재의 축방향력

A_1, A_2 : 현재 및 수평 가새(브레이싱)의 단면적

P_2 : 수평 가새(브레이싱)의 부가응력

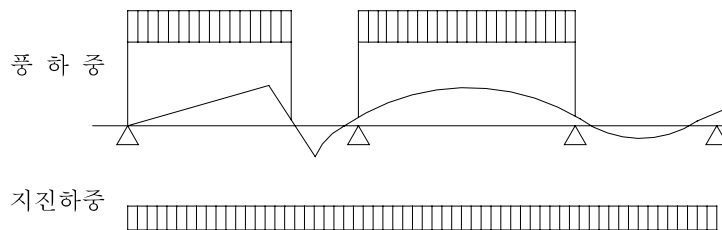


〈그림 3.80〉 수평 가새(브레이싱)의 변형

(3) 하부 수평가새(브레이싱)는 원칙적으로 자중의 변형을 고려해서 설계하여야 한다.

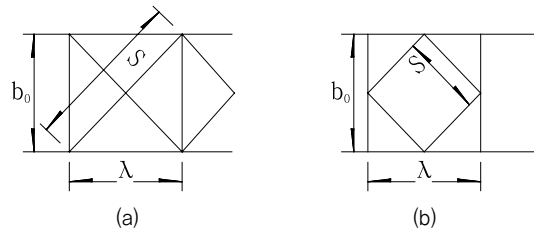
(1) 상하의 수평 가새(브레이싱)가 부담하는 하중의 설계방법을 나타냈다.

풍하중은 부재에 가장 큰 응력을 일으키는 하중배치로 하고, 지진하중은 전 기간에 배치하는 것이 좋다.



〈그림 3.81〉

수평 가새(브레이싱)의 형식은 〈그림 3.82〉에 나타난 두 형식으로 하지만 인장재로 하든가 압축재로 하든가는 세장비와의 관계를 고려하여 유리한 쪽으로 결정하는 것이 좋다. 특히 강재의 변형을 고려해서 수평 가새(브레이싱) 단면의 응력을 조사하는 경우 수평 가새(브레이싱)가 압축재로 되는 형식(〈그림 3.82〉(b))은 허용응력의 관점에서 볼 때 불리하게 되므로 주의를 요한다.



〈그림 3.82〉 수평가새의 형식

주트러스간격 b_0 가 지간 L 에 비하여 극단적으로 적게 될 경우에는 주하중에 의하여 결정한 현재단면이 횡하중에 의하여 생기는 응력을 가하여도 충분히 안전하다는 것을 확인하여야 한다.

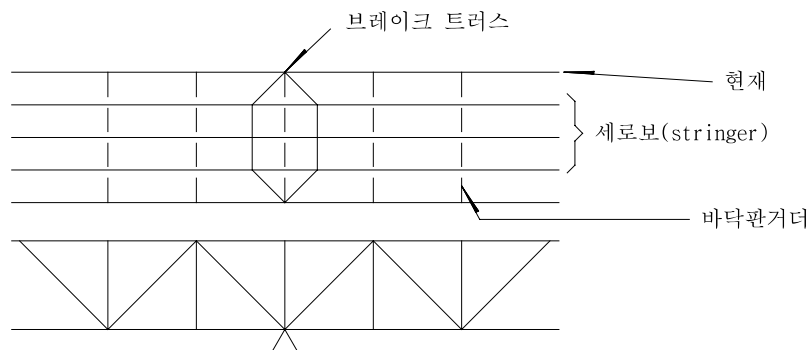
(3)에 대하여

하부 수평 가새(브레이싱)는 세장비가 크고 자중에 의한 힘의 경향이 크므로 원칙적으로 자중을 고려하기로 한다.

3.6.12 브레이크 트러스(brake truss)

바닥판이 직접 현재로 지지되지 않은 하로트러스 등에는 바닥판·바닥틀의 지진 시 수평력이 현재의 격점에 전달되도록 브레이크 트러스를 설치한다. 이 경우 브레이크 트러스는 지점부근에 설치한다.

바닥판이 직접 현재에 지탱되고 있는 상로트러스를 제외하고 바닥판·바닥틀의 지진 시 수평력은 세로보, 바닥판거더를 거쳐 현재의 격점에 전달된다. 그런데 바닥틀과 주트러스 격점과의 연결은 이러한 힘에 대하여 통상 설계되고 있지 않으므로 이러한 배치를 행하지 않는 경우에는 브레이크 트러스 설치로 바닥판, 바닥틀의 지진 시 수평력을 지점에 전달하는 것이 필요하다(〈그림 3.83〉)



〈그림 3.83〉 브레이크 트러스

3.6.13 고정지점의 회전영향

지진시에 있어서 고정받침의 회전에 의하여 생기는 부재의 휨모멘트 및 수평력에 의해서 생기는 축방향력에 대해서도 안전하다는 것을 확인하여야 한다.

받침회전에 의하여 생기는 부재의 휨모멘트는 식(3.29)와 같이 구한다.

$$M_i = M_o K_i \quad (3.29)$$

$$M_o = H \times h$$

$$K_i = \frac{I_i / \ell_i}{\sum I_i / \ell_i}$$

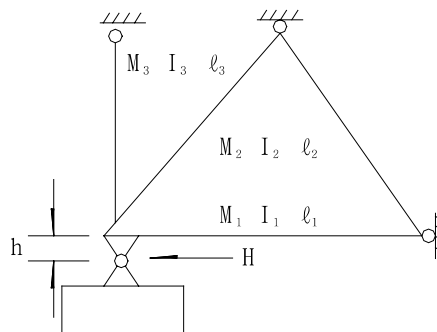
여기서,

H : 설계 지진력

ℓ_i : 부재길이

I_i : 단면2차 모멘트

M_i : 분담할 부재의 휨모멘트

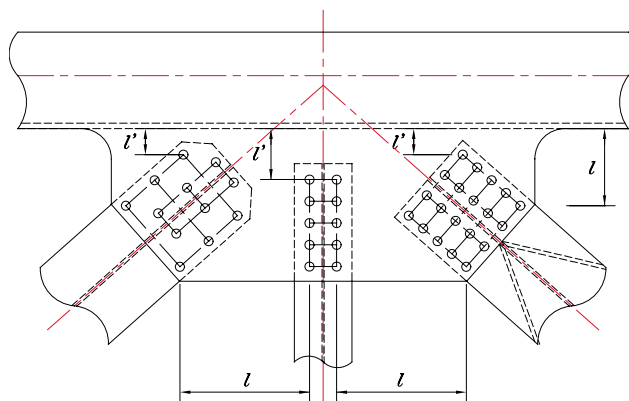


<그림 3.84>

트러스교의 경우 받침높이가 높고 또 지진의 경우 수평력이 크므로 받침의 회전에 의하여 생기는 부재의 휨모멘트 및 수평력에 의하여 생기는 축방향력에 대해서 안전을 확인하기로 한다.

3.6.14 거세트 판의 상세

- (1) 사재나 수직재 등과 같은 트러스의 복부를 이루는 부재에 압축력이 작용하는 경우 <그림 3.85>에서의 거리 l 및 l' 은 거세트 판의 국부좌굴을 방지하기 위하여 <표 3.15>에 나타난 값을 초과하지 않아야 한다.

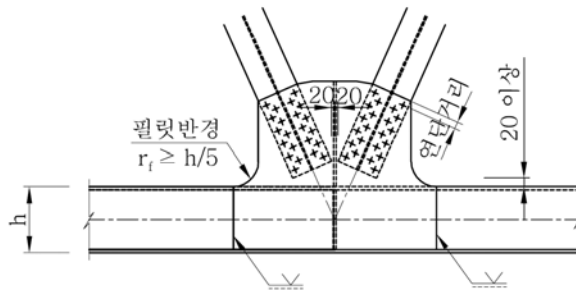


<그림 3.85> 거세트의 자유변장 l 및 현재와 복부재와의 이격량 l'

〈표 3.15〉 보강재를 필요로 하지 않는 l/t 값의 상한치 및
현재와 복부 부재 연결볼트와의 이격량 l'

강 종	l/t	l'/t
SS400, SM400, SMA400	60	27
SM490	52	24
SM490Y, SM520, SMA490	49	22
SM570, SMA570	43	20

- (2) 거세트 판의 형상치수를 정확히 정하는 경우 〈그림 3.86〉을 그 표준으로 한다. 사재 및 수직재 등의 복부판과 거세트 판의 거리는 복부판 부재와 다이아프램의 거리 등의 치수를 나타낸다.



〈그림 3.86〉 거세트 판의 상세

3.7 소수거더교

3.7.1 정 의

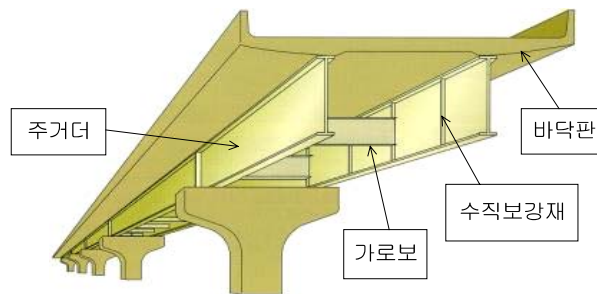
소수거더교는 단면과 횡방향 구조계를 단순화한 플레이트 거더교를 의미한다.

기존의 플레이트 거더교는 판의 내하력을 증가시키기 위하여 단면에 수직 및 수평 보강재를 다수 부착하고, 거더를 조밀하게 배치한다. 또한, 플레이트 거더의 안정성을 도모하기 위하여 거더와 거더 사이에 수평 및 수직 가새(브레이싱)도 조밀하게 배치한다. 그러나 이들 구조는 제작비와 유지관리비의 상승을 초래하여 교량의 생애주기비용을 증가시켰다.

이에 대한 대안으로 프랑스 등을 중심으로 유럽에서 적용되었으며, 일본에서도 활발히 적용되고 있는 소수거더교가 있다. 이 교량형식의 주요한 특징은 다음과 같다.

- (1) 주거더 개수의 최소화
- (2) 바닥판의 장지간화 (지간장 : 5.5m~10m)
- (3) 수직 및 수평보강재의 최대한 생략을 통한 거더 단면의 단순화
- (4) 수직 및 수평 가새(브레이싱)의 생략 및 H형강 가로보 적용

그러므로 2차로 도로인 경우에는 2개의 주거더, 3차로인 경우에는 2~3개의 주거더를 배치한다. 또한, 무도장 내후성 강을 사용하여 제작과 유지관리 있어 편의성을 증진시키고 있다. 이 설계지침이 의도하는 것도 이러한 합리화된 소수거더교를 고속도로에 적용하기 위한 것이다.



〈그림 3.87〉 소수거더교의 명칭

3.7.2 적용범위

소수거더교는 직선교에 적용하는 것을 원칙으로 한다.

소수거더교는 거더의 높이가 높게 되므로, 종단 선형이 문제되는 개소 및 사각을 갖는 교량·곡선교 등에서는 지진시의 전체거동이나 구조세목·시공시의 안정성을 고려하여 일반적인 RC 바닥판을 갖는 기존의 플레이트 거더교나 박스거더교를 채용한다. 소수주거더의 적용이 활발한 일본에서의 실적은 사교 각도 15° 미만, $R=1000\text{m}$ 이상의 교량으로 제한되어 있다. AASHTO(AASHTO Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges)의 곡선교 정의에 따르면 중심각이 단순교는 0.06 rad 이하, 연속교의 측경간은 0.067 rad 이하 및 연속교의 중앙 경간은 0.075 rad 이하인 경우에는 교량은 직선교로 볼 수 있는 것으로 설명되어 있다. 따라서, 15° 미만의 사교와 직선교로 볼 수 있는 곡선교에는 소수거더교를 적용할 수 있다.

3.7.3 바닥판

- (1) 소수거더교에는 PSC(prestressed concrete) 바닥판 채용을 적용하는 것이 좋다.
- (2) 바닥판의 두께와 설계 모멘트는 도로교설계기준을 따른다.
- (3) 현치의 경사는 1:5로 완만하게 하는 것이 좋으며, 현치는 상부 플랜지의 상면에서부터 시작한다.

- (1) PSC(prestressed concrete) 바닥판은 prestress를 도입하고, 두께의 확보 및 방수공의 실시에 의하여 내하력 및 내구성이 우수한 바닥판을 기본으로 해서 강부재의 합리화·간소화와 현장작업의 효율화를 도모하는 것이다. PSC 바닥판은 교축방향과 교축직각방향으로 긴장력을 도입할 수 있으나, 여기서는 바닥판의 경간방향(교축직각방향)으로만 긴장을 한 바닥판을 의미한다.

일반 거더교의 바닥판 지간은 주로 3m 내외가 되나, 2차로의 도로에 소수거더교를 도입할 경우에는 바닥판의 지간이 6m 정도까지 확대되므로 현재의 도로교설계기준에 최소두께 규정(40L+130)을 만족시키려면 370mm가 되어 바닥판이 지나치게 두꺼워진다. ‘도로교설계기준의 4.7.4.2’ 규정에 따라 PSC 바닥판은 RC 바닥판 두께의 90%로 할 수 있으므로 두께가 340mm 정도가 된다. 또한, 소수거더교에서의 바닥판 교체의 어려움을 감안하여, 내구성이 높은 PSC 바닥판을 도입하는 것이 필요하다.

- (2) 도로교설계기준에 바닥판 설계 휨모멘트를 7.3m 까지 적용될 수 있는 것으로 규정(‘도로교설계기준 3.6.1.4’)되어 있으므로 도로교설계기준의 휨모멘트 공식을 소수거더교에 적용하여도 된다. 도로교설계기준과 유사한 모멘트 산정식을 이용하는 일본의 도로교시방서 7.4.2의 바닥판 설계휨모멘트 편의 설계휨모멘트 규정은 4m 이하는 RC 및 PSC 바닥판을 허용하나, 4m이 상에서는 PSC 바닥판만을 규정하고 있는 것을 참고하여 PSC 바닥판을 사용하고, 기존의 휨모멘트 산정식을 이용하는 것으로 한다. 최근의 연구결과도 8m 까지는 도로교설계기준의 휨모멘트 산정식이 안전측으로 바닥판의 휨모멘트를 예측하는 것을 보여주고 있다.
- (3) 현치의 영향에 대한 연구 결과에 따르면, 현치가 없는 경우에는 교축직각방향 휨에 의하여 플랜지 단부 부근의 바닥판 국소 응력이 크게 발생하게 된다. 이 국소 응력을 완화하기 위해서는 80mm 이상의 현치를 주는 것이 바람직한 것으로 나타났다.

또한, 강도로교의 바닥판 현치는 일반적으로 상부 플랜지의 하면에서부터 위로 올리는 경우가 일반적이었지만, 2주거더교에서는 플랜지가 두꺼워짐에 따라 현치부의 피복두께가 크게 되고 무근부분이 넓어진다. 그 때문에, 바닥판 교축방향에 대한 휨회전이 구속된 가로보 위치에서는 큰 모멘트가 발생하며 현치에는 균열이 발생할 가능성이 높다. 따라서, 상부 플랜지 두께를 아래로 변화시켜 강거더를 제작하고, 상부 플랜지 상면에서 현치를 주고 현치근을 일정 형상으로 배치하는 쪽이 좋다.

도로교설계기준에 현치의 경사는 1:3보다 완만하게 하는 것이 좋은 것으로 규정되어있으나, 1:5로 완만하게 하는 것이 현치 철근 등의 배치를 용이하게 할 수 있는 것으로 보고되었다.

3.7.4 주거더 배치

주거더의 배치에 있어 다음 점을 고려하여야 한다.

- (1) 주거더 간격은 최대 7m로 한다.
- (2) 가능한 한 직교가 되도록 배치한다.

- (1) 프랑스에서는 일반적으로 바닥판 넓이의 반정도 간격으로 2개의 주거더가 설치되어, 주거더 사이의 간격은 2차로인 경우 5m, 3차로인 경우 6.75m가 된다. 일본에서는 일본 도로교시방서의 바닥판 설계휨모멘트식의 적용범위가 6m 이내로 제한되어 바닥판 지간이 6m 이하인 소수거더교(교폭: 11.4m~12.4m)가 많이 시공되었으나, 최근에는 바닥판 지간이 11m인 Warashinagawa bridge(교폭: 18.05m)가 New Tomei expressway에 건설되었다. 유럽이나 일본에서의 바닥판 캔틸레버부는 일반적으로 주거더 간격의 0.4~0.5배 길이를 갖는다.

국내 도로교설계기준 3.6.1.4의 휨모멘트 산정식이 7.3m까지로 제한되어 있으며 연구결과도 8m이하에서는 도로교설계기준의 바닥판휨모멘트 산정식이 안전측으로 휨모멘트를 예측하는 것을 고려하여 주거더의 간격을 7m로 한정하였다. 또한, 2차로 고속도로 교량의 표준폭이 12m를 초과하는 것도 고려하였다.

- (2) 수직, 수평 가새(브레이싱)의 생략과 주거더 간격이 넓어지는 것을 고려하여 횡방향 구조계가 복잡한 사교나 곡선교 보다는 가능한 한 직교로 한다. 단, 사교의 경우 중간가로보는 주거더에 직각이 되도록 배치하는 것이 바람직하다.

3.7.5 거더 높이

최적인 거더높이/경간 비의 설정에 있어, 강 중량뿐만 아니라 운송 및 현장 가설을 고려하여 주거더의 거더 높이를 선정하여야 한다.

일본의 소수거더교 설계에 있어 주거더 높이는 2.5m~3.0m 사이에서 결정되었다. 참고로 일본에서 최초로 시공된 소수거더교인 Horonai river bridge(주거더 간격: 6.0m)의 거더높이/경간 비는 1/17.7이며 일본 최초의 합성교인 Chidorinosawa river bridge(주거더 간격: 5.7m)의 경우 1/18.3 이었다. 프랑스의 교량에서는 단경간교인 경우는 1/22, 동일한 높이를 갖는 연속교에서는 1/28, 변 단면을 갖는 연속교의 교각 단면은 1/25 및 중앙 경간부에서는 1/40~1/50의 단면을 갖는다.

강 중량 최소방식을 전제로 한 경우는 거더높이/경간 비는 1/13~1/15 정도가 되지만, 부재의 후판 화 및 제작성(재편수 · 용접연장 등) · 현장 시공성을 종합적으로 평가하여 거더 높이를 정하는 것이 필요하다. 강중량 뿐만 아니라 제작성을 고려한 경우 최적거더 높이 비는 1/17~1/18로 하는 것이 좋다.

3.7.6 플랜지

- (1) 플랜지 폭은 거더 높이(b)의 1/3~1/8로 하는 것이 좋다
- (2) 상부 플랜지의 단면변화 방향은 바닥판 시공성 및 현장용접성을 고려하여 결정하여야 한다.

(1) 플랜지 폭이 지나치게 넓어지면 플랜지의 응력분포가 균일하지 못할 우려가 있으며, 좁 으면 운송 가설 및 받침의 배치에 문제가 있을 수 있다. 또한, 전단연결재의 배치도 고 려하여 플랜지 폭을 결정하여야 한다.

(2) 위에서 언급한 것과 같이 기존의 강교에서는 헌치가 상부 플랜지의 하면에서부터 시작 하였으나, 소수거더교에서는 상부 플랜지가 두꺼워짐에 따른 헌치부 균열의 문제성이 제기되어 상부 플랜지의 상면에서부터 시작하는 것으로 하였다. 이것과 바닥판 시공성 과 철근 배치를 고려하면 상부 플랜지의 상면 높이를 일정하게 하고, 복부판의 높이를 변화시키는 것이 필요하다.

3.7.7 복부판

- (1) 복부판 두께는 도로교설계기준을 따른다.
- (2) 지점부를 제외한 일반부의 수직보강재는 가능한 한 형상비(a/b)가 3이 되도록 배치한다.
- (3) 수평보강재는 1단 배치하거나 생략한다.

기존의 강교량은 보강재를 다수 부착하여 복부판 중량의 최소화를 도모하였으나, 보강재를 지나칠 정도로 조밀하게 배치하여 제작과 유지관리에 어려움이 있다. 이 지침에서는 보강재를 최소화시켜 플레이트 거더 단면의 단순화를 유도한다.

- (1) 복부판의 두께는 휨응력을 받는 복부판의 휨좌굴강도에 영향을 받는다. 도로교설계기준의 최소두께 규정은 복부판이 4변에서 단순지지된 것으로 가정하여 유도한 것으로 복부판이 상하부 플랜지에 의하여 지지된 것을 고려하면 상당히 보수적인 접근방법이다. 복부판의 휨좌굴강도에 대한 연구결과는 플랜지가 복부판의 좌굴강도를 상당히 증강시키는 것을 보여준다. 일본에서는 도로교시방서에 국내의 도로교설계기준과 동일한 복부판 최소두께 규정이 있으나, 소수거더교를 도입하면서 복부판의 강도를 효율적으로 이용하기 위하여 “소보강설계법”을 도입하였다. 이 설계법에 따라 Chidorinosawa river bridge 등의 설계에서 복부판 두께를 감소하였다(예 : 23mm→18mm).

소보강설계법은 강재의 항복 한계상태를 고려하고, 정모멘트부위에서 상부 플랜지가 바닥판에 의하여 구속된 것을 고려하여 복부판에 요구되는 최소두께를 낮춘 것이다. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications은 플랜지의 강성을 고려하여 복부판을 상하에서 고정지지에 가까운 강성을 갖는 회전 스프링에 의하여 구속된 판으로 보고, 복부판의 최소두께를 규정한다. 허용응력법을 사용하는 표준시방서는 국내의 강재와 유사한 강도를 갖는 36ksi 강재($f_y = 248.2\text{MPa}$)의 복부판 최소 복부판 두께는 $b/165$, 50ksi 강재($f_y = 344.7\text{MPa}$)의 최소두께는 $b/140$, 70ksi 강재($f_y = 482.6\text{MPa}$)의 최소두께는 $b/115$ 를 규정하고 있다.

필요한 경우에는 외국의 설계기준과 복부판의 휨좌굴강도에 대한 국내외 연구 결과를 참고하여 복부판으로 많이 사용되는 SM520급의 강재는 $b/150$ 이내에서 현재의 도로교설계기준 이하로 복부판의 두께를 결정할 수도 있다.

- (2) 수직보강재는 복부판의 전단응력에 의하여 발생하는 전단 좌굴 및 파괴를 방지하기 위하여 설치한다. 기존 박스거더 등의 설계에서 수직보강재는 형상비(a/b)가 1 이하가 되

도록 조밀하게 설치되어있으나, 제작비용을 증가시키고 복부판의 피로강도에 나쁜 영향을 미친다. 복부판의 전단강도에 대한 연구결과는 실제 플레이트 거더의 복부판이 도로교설계기준에서 가정하고 있는 전단강도보다 더 높은 전단강도를 발휘할 수 있는 것을 보여준다. 지점부를 제외한 정모멘트를 받는 지간 중앙부에서는 전단력이 비교적 낮으므로 가능한 한 형상비가 3.0에 가깝도록 설계하는 것이 좋다. 지점부는 도로교설계기준의 규정을 따라서 형상비가 1.5 이하가 되도록 설계하는 것이 좋다. 수직보강재의 간격 결정에 있어서는 가로보의 배치도 고려하여야 한다.

- (3) 수평보강재는 휨응력을 받는 복부판의 좌굴 강도를 증가시키기 위하여 사용한다. 도로교설계기준의 복부판 최소두께 규정에 따르며 수평보강재를 생략하면 1단을 사용할 때보다 복부판의 최소두께가 70% 정도 증가하게 된다. 따라서 수평보강재를 1단 배치하는 것이 생략하는 것보다 강중량 면에서 유리하다. 그러나 제작 및 유지관리면에서는 생략하는 것이 유리하다. 생략하는 것과 1단 배치하는 것 중에서 어느 쪽이 바람직한지는 판단하기가 어렵다. 일반부에서는 가급적 없애고, 중간 지점부 등에서 판 두께가 지나치게 두꺼워 질 가능성이 있는 경우에는 수평보강재를 1단 배치하는 것이 좋다.

3.7.8 보강재

- (1) 중간 수직보강재
 - (가) 응력 교번부와 부모멘트부에서 인장 플랜지와 용접되는 수직보강재의 용접부에 대한 피로조사를 하여야 한다.
 - (나) 정모멘트부에서는 수직보강재와 인장 플랜지와는 복부판 두께의 4배 이상·6배 이하의 간격을 띄운다.
- (2) 일반 가로보와 연결되는 수직 보강재
 - (가) 중간 가로보 연결부의 수직보강재는 주거더 하부 플랜지의 고정점으로서의 강도가 확보 가능하여야 한다.
 - (나) 상부 플랜지와 수직보강재의 용접부는 완전 용입 그루브용접, 하부 플랜지와 수직보강재의 용접부는 필릿용접으로 한다.
- (3) 지점 수직보강재
 - (가) 가로보와 주거더로 구성되는 라멘의 기둥으로서의 강도 확보 및 응력의 전달이 가능하도록 설계하여야 한다.
 - (나) 완전 용입 그루브용접으로 양쪽 플랜지에 연결시킨다.

국내의 강교 설계에서는 판으로 된 수직보강재를 이용되나, 프랑스의 2주거더교에서는 주로 T형의 수직보강재가 사용되며 판은 단경간에 주로 이용된다. 가로보와 연결되는 수직보강재의 단면은 교량의 안정도에도 영향을 미치므로, 단면이 부족할 경우에는 T형 수직보강재의 사용을 고려하여도 좋다. 수직보강재와 플랜지의 연결 상세는 “강도로교상세부설계지침”과 일본의 강구조상세매뉴얼을 참고하여 결정하면 된다.

(1)에 대하여

- (가) 피로의 조사는 도로교설계기준의 피로설계기준 등을 이용하여 조사한다.
- (나) 도로교설계기준 3.8.5.3의 수직보강재 부착방법의 규정에 따라 인장 플랜지와 수직보강재 사이에서 피로균열이나 변형이 발생하지 않도록 플랜지에서 적절한 거리를 띄운다. 일본의 강구조상세매뉴얼에서는 소수거더의 경우에 수직보강재 하단과 하부 플랜지 상단사이에 100mm를 띄우도록 추천하고 있다.

(2)에 대하여

- (가) 수직보강재와 주거더 복부판 및 중간가로보로 구성된 라멘이 주거더 하부 플랜지의 좌굴을 방지할 수 있는 고정점 역할을 할 수 있게 충분한 강도가 확보되어야 한다. 수직보강재는 가로보의 단부 모멘트에 대해서도 충분히 저항 가능한 단면이 되도록 설계하여야 한다.
- (나) 상부 플랜지와 가로보가 접합되는 수직보강재의 용접은 바닥판의 회전변형을 구속하므로 응력 집중이 발생한다. 따라서, 보강재의 형상, 치수 및 용접에 대해서는 충분한 검토를 하여야 한다.

- (3) 지점부의 수직보강재는 반력을 원활히 전달시켜야 하므로 도로교설계기준의 규정을 따라 완전 용입 그루브용접을 적용한다.

3.7.9 현장연결부

현장연결부는 현장 시공성, 경제성 및 경관을 고려하여 볼트연결이나 용접연결로 한다.

가설부재를 가능한 한 길게 하여 현장연결부를 최소화하는 것이 제작성 및 가설면에 유리하다. 두 가지의 연결방법은 각각 다음과 같은 장단점을 갖고 있다. 볼트 연결은 현장작업성 · 설비 · 공기면에

서 유리하며 미관은 용접 연결보다 불리하다. 그러나 50mm 이상의 후판이 사용될 경우에 볼트의 개수가 증가하고, 볼트의 길이가 지나치게 길어짐으로 볼트연결의 효용성이 감소한다. 용접연결은 이음판이 없어 외관이 향상되며 판 두께가 두꺼워질수록 중량면에서도 볼트 연결보다 유리해 진다. 그러나, 현장에서 고품질을 확보하기 위해서는 방풍설비 등이 필요하며 고소 작업 시에 주의를 요한다. 유럽에서는 용접기술이 발달되고 극후판을 다량 사용함에 따라 현장연결부를 용접연결로 하고 있다. 이에 반하여 국내에서는 대부분의 강교량이 소블록 공법으로 가설되어왔으며, 20mm 이하의 강판이 주로 사용됨으로써 일반적으로 볼트연결을 현장연결방법으로 택하고 있다. 국내외 시공실적과 두 가지 연결방법의 장단점을 고려하면 부재의 두께가 50mm 이하일 경우에는 볼트 연결, 그 이상일 경우에는 용접 연결로 하는 것이 바람직하며 가설공법 및 현장여건 등을 고려하여 적절한 연결방법을 선택하면 된다. ILM 공법을 이용할 경우에는 두께에 관계없이 현장용접을 통하여 연결을 시행할 수 있다.

3.7.10 전단연결재

- (1) 전단연결재는 스티드를 표준으로 한다.
- (2) 전단연결재의 설계는 ‘도로교설계기준 제3장 강교 3.9.5의 전단연결재’ 규정에 따른다.
- (3) 가로보와 연결되는 수직보강재 바로 위에는 전단연결재를 배치하지 않는다.
- (4) 실험을 통하여 강도와 피로수명이 확인된 경우에는 22mm 보다 큰 줄기지름의 스티드를 사용할 수 있고, 고강도 재료를 사용할 수 있다.

- (1) 스티드는 시공성이 우수하며 교축방향과 교축직각방향의 수평전단력을 동시에 받을 수 있기 때문에 방향성에 의존하지 않는다는 장점을 가지고 있다.
- (2) 스티드는 바닥판의 교축직각방향 하측철근(또는 헌치철근)의 위까지 바닥판 콘크리트 속으로 매립될 수 있도록 최소높이를 150mm로 하며, 스티드의 머리 하면과 교축직각방향 하측철근(또는 헌치철근)의 상면과의 거리는 40mm보다 크게 하여야 한다.
- (3) 가로보와 연결되는 수직보강재 바로 위에 배치되는 스티드에는 회전구속에 기인한 큰 인발력이 작용하므로 인발력을 감소시키기 위하여 수직보강재 바로 위에는 스티드를 배치하지 않는 것이 좋으며, 수직보강재로부터 교축방향으로 50mm 이상 떨어뜨려 배치하는 것이 바람직하다.

바닥판과 거더 상부플랜지 사이의 경계면 박리 방지를 위하여 외측 스티드는 가능한 플랜지 외측에 배치하고, 복부판 바로 위에 스티드를 배치(스티드가 짝수개일 경우에는 가운데 2개를 되도록 복부판에 가깝게)하는 것이 바람직하다.

- (4) 현 도로교설계기준에서는 줄기지름이 19mm와 22mm인 스티드를 표준으로 하고 있으나 장지간 바닥판의 특성상 고강도의 재료를 사용하고 22mm 보다 큰 줄기지름의 스티드를 전단연결재로 사용하는 것이 유리할 경우에는 실험을 통하여서 설계값을 산정한 경우에 한하여서 사용할 수 있다.

3.7.11 가로보

- (1) 가로보 구조
 - (가) 지점 가로보
교량의 안정성뿐만 아니라 지진하중과 같은 수평력도 고려하여 설계하여야 한다.
 - (나) 일반 가로보
시공성을 고려하여 H형강을 사용할 수 있다.
- (2) 가로보 간격
 - (가) 압축플랜지의 고정점간 거리를 확보하기 위하여 가로보 간격을 조정하며, 최대 6m로 한다.
 - (나) 시공시의 안정성에 대한 검토를 하여야 한다.
- (3) 가로보 부착 위치
중간가로보의 부착위치는 주거더의 중단에 배치하는 것이 좋다.
- (4) 가로보 단면
 - (가) 가로보 단면은 가로보와 수직보강재에 의하여 구성되는 U형 프레임으로서 압축 플랜지의 좌굴 방지에 필요한 단면을 확보하여야 한다
 - (나) 시공 시에 바닥판을 가로보로서 지지하는 경우에는 바닥판 시공 시 하중을 고려하여야 한다.
 - (다) 일반 가로보는 격자 해석에서의 하중분배 가로보로서의 단면력도 고려하여야 한다.
- (5) 가로보 접합부의 구조
가로보와 주거더의 연결은 가로보에 발생하는 단면력을 수직보강재에 확실히 전달시킬 수 있는 구조로 한다.

(1)에 대하여

- (가) 지점 가로보의 설계에서는 교량의 전체적인 안정성뿐만 아니라 지진 하중, 풍하중 등의 수평력도 고려를 하여야 하므로 중간 가로보 보다 강성을 크게 하여야 한다. 일례로 BS5400에서는 지점 가로보는 일반 가로보 보다 최소 2배 이상의 강성을 가져야 하는 것으로 규정하고 있다.

일본에서는 거더 단부의 방청, 소음의 저감 및 내진설계 면에서 지점 가로보에 콘크리트를 둘러싼 구조가 바람직한 것으로 추천하고 있다. 이 구조에 있어 강과 콘크리트를 일체화하기 위하여 전단 연결재를 배치한다.

- (나) 중간가로보로서 공장에서 제작된 거더와 H형강의 사용을 고려할 수 있지만, 일반적인 공장제작의 간소화와 제작비 절감을 위하여 용접이 필요 없는 H형강을 사용하는 것이 바람직하다. 그러나, 원하는 치수의 형강이 없는 경우에는 용접 거더를 사용하여도 된다.

(2)에 대하여

- (가) 가로보와 같은 가새(브레이싱)는 가설중 구조계의 안정도, 부모멘트 영역에서의 압축플랜지 좌굴 방지, 트럭에 의하여 거더에 가하여지는 횡력의 분산 등을 위하여 사용된다. 부모멘트 영역과 지점부에 있는 가새(브레이싱)를 제외하고는 구조물이 준공된 이후에 가새(브레이싱)를 제거하여도 전체교량의 내하력에 영향을 미치지 않는 것으로 보고되어 있다.

그러나, 가새(브레이싱)의 간격이 주거더의 비틀림 강성과 바닥판의 내구성에 영향을 미쳐 지나치게 가새(브레이싱) 간격을 크게 하면 바닥판의 내구성이 감소하며, 바닥판의 열화 시에 가새(브레이싱)의 역할이 증대되는 가능성도 제기되어 있다.

정모멘트 영역에서는 가설 및 합성 전에는 상부 플랜지가 압축력을 받게되나, 바닥판이 경화되어 합성작용을 하게 되면 상부 플랜지의 압축력은 감소하며 바닥판에 의하여 지지되어 좌굴이 발생할 염려가 없다. 그러므로 정모멘트 영역에서의 가로보 간격은 주로 가설계에서의 주거더 안정성에 영향을 미친다. 연속교의 중간지점부와 같은 부모멘트 영역은 완성계에서도 하부 플랜지가 압축응력을 받게 되므로 좌굴의 위험성이 있으며, 고정점의 간격에 따라 좌굴응력이 좌우된다. 따라서, 중간 지점부근의 가로보 간격을 지나치게 크게 하는 것은 경제성 면에서 불리하게 되며, 부모멘트 구역에서는 가로보를 좀 더 좁게 배치하는 것이 좋다.

프랑스에서는 6~10m 간격으로 가로보를 배치하며, 일반적으로 건설 중에 가 가새(브레이싱)을 사용하는 것으로 보고되고 있다. 일본에서는 5~10m 범위 내에서 배치하고 있다. 일본에서 건설된 최초의 합성 2주거더교인 Chidorinosawa river bridge에서는 가로보의 간격이 정모멘트 구간에서는 7.5m나 8.5m, 부모멘트 구간에서는 5.0m나 5.25m로 설치되었다. 도로교설계기준은 경험적으

로 얻은 6m를 가로보 간격의 최대치로 규정하고 있다. 프랑스 및 일본에서는 모멘트 영역에 따라 5m~10m까지 가로보 간격을 변화시키나, 현재 ‘도로교설계기준 3.8.8.1’이 수직 가새(브레이싱)의 최대간격을 6m로 제한하는 것을 참고하여 5~6m 정도를 목표로 하는 것이 좋다.

(나) 바닥판 시공에 있어 직접 가로보에 시공 시 하중이 재하될 수도 있으며, 가설 시 주거더의 안정도에 가로보 간격과 강성 및 강도가 큰 영향을 미치므로 안정도에 대한 검토를 수행하여야 한다.

(3) 가로보를 주거더의 상·중·하단에 배치하는 것에 구조적인 차이는 별로 크지 않지만, 상단에 가로보를 배치하면 바닥판의 프리스트레스 도입 시에 효율을 떨어트릴 것으로 예상된다. 또한, 이동식동바리(MSS)의 시공성을 고려한다면 중단배치가 바람직하다. 참고로 프랑스에서는 바닥판의 지간이 넓어질 경우에는 가로보를 상단에 배치하여 바닥판의 지점 역할을 하게 한다.

(4) 활하중에 의하여 가로보에 발생하는 응력은 매우 적으므로 시공시의 하중에 의하여 가로보 단면을 결정한다. 또한, 가로보는 부모멘트 영역에서의 하부 플랜지 좌굴고정점을 형성하기 위하여 필요한 소요강도를 만족시켜야 한다. 일본에서 시공된 소수거교는 대부분 주거더 높이가 약 3m 정도이며 주거더 높이의 1/4~1/5 정도의 높이를 갖는 H형강(650mm 이상의 H형강)을 사용하였다.

(가) 압축플랜지의 좌굴을 방지하고 허용응력을 증가시키기 위한 플랜지 고정점으로서의 역할을 하기 위해서는 가로보, 수직보강재로 구성된 U형 프레임이 필요한 강성을 확보하여야 한다. U형 프레임이 갖는 강성은 정밀한 해석이나 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$C = \frac{6EI_{fv}I_{fc}}{h_L^2(3L_sI_{fv} + 2h_LI_{fc})} \quad (3.30)$$

여기서 C : U형 프레임의 강성

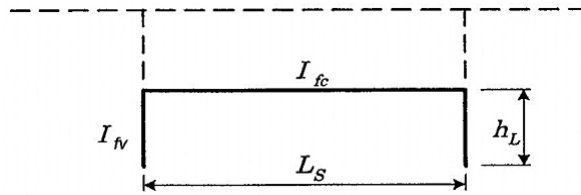
E : 탄성계수 (Young's modulus)

I_{fv} : 수직보강재의 단면 2차 모멘트

I_{fc} : 중간 가로보의 단면 2차 모멘트

h_L : 하부 플랜지에서 가로보 중심까지의 거리

L_s : 주거더 간격



〈그림 3.88〉 가로보 단면

위 식은 포니 트러스(pony truss)의 압축현재 좌굴을 방지하는 수직재와 가로보의 강성을 나타내는 식으로, 소수거더교에서는 수직보강재를 트러스의 수직재로 간주하여 적용한다. 압축플랜지의 좌굴을 방지하기 위한 소요 강성은 일본의 도로교설계편람(道路橋設計便覽) 또는 Guide to stability design criteria for metal structures 에서 구할 수 있다.

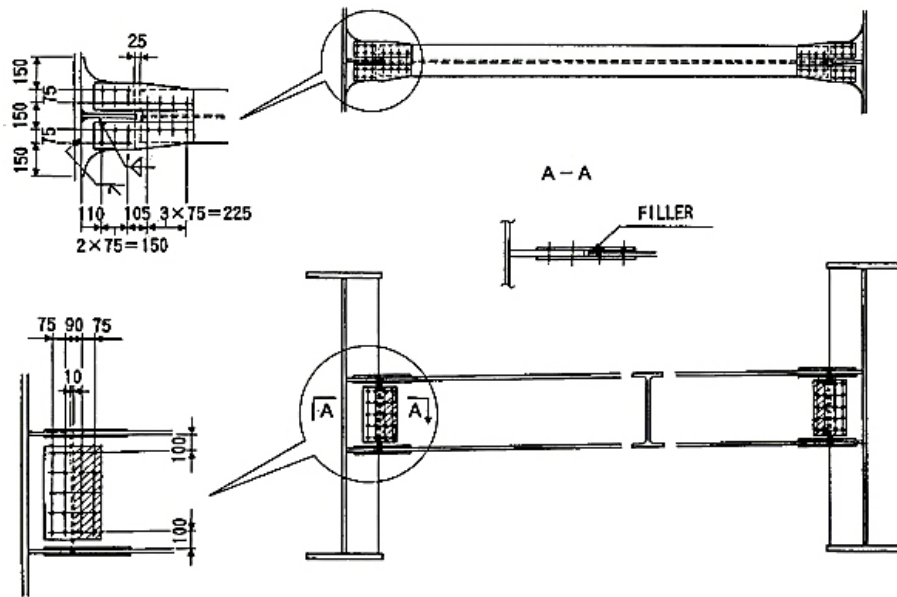
영국의 BS5400도 가새(브레이싱)를 직접적으로 압축플랜지에 부착하는 것과 거더의 중간에 가로보를 부착한 U형 프레임에 의한 것으로 분리하여 규정하고 있다. U형 프레임을 이용한 가새(브레이싱)의 강성은 일본의 방법과 유사하게 pony truss의 강성식을 이용하고 있다. 또한, 단부 가새(브레이싱)는 중간 가새(브레이싱)의 2배 이상의 강성을 가질 것을 규정하고 있다. AISC의 manual of steel construction, LRFD도 보강재·복부판 등의 영향을 고려한 가새(브레이싱)의 강성을 규정하고 있다.

(나) 바닥판 시공에 있어 이동식거푸집 등에 의하여 직접 가로보에 시공하중이 재하되어 단면력이 발생하는 경우도 있으므로 주의가 필요하다.

(다) 격자분배효과에 의하여 가로보에 응력이 발생하므로 이것을 고려하여야 한다.

(5) U형 프레임으로서의 필요한 강성을 확보하여 시공 시 하중 등에 의하여 가로보 단부에 발생하는 단면력을 확실히 전달 가능한 구조로 한다. 또한, 가로보가 부착되는 부분은 피로강도가 낮으므로 주의가 필요하다.

일본의 강구조상세매뉴얼은 틸새와 연결판의 두 가지 가로보 접합부 상세를 소수거더교에 추천하고 있다. 이 두 가지 상세는 모형피로실험을 통하여 피로에 대한 내구성이 검증된 것이나, 시공성을 고려하면 아래 그림의 연결판 상세를 적용하는 것이 좋다.



〈그림 3.89〉 가로보 접합부의 구조

3.7.12 기타

이 요령에 언급되지 않은 사항은 도로교설계기준과 도로교표준시방서를 따른다.

3.8 강교도장

3.8.1 표면처리

(1) 강교는 공장도장에 앞서 블라스트에 의해서 녹, 흑피 등을 제거하여야 한다. 블라스트 후의 표면거칠기는 KS B 0161 〈표면 거칠기〉의 50S를 넘어서는 안 된다.

블라스트법은 강이나 규사 등을 분사하여 그 충격력으로 흑피 및 녹을 제거하는 방법으로서, 블라스트에 사용한 재료의 종류에 따라 블라스트의 종류가 분류된다.

표면처리를 하는 시기는 〈그림 3.90〉에 나타낸 강교의 제작공정에 따라 다르다.

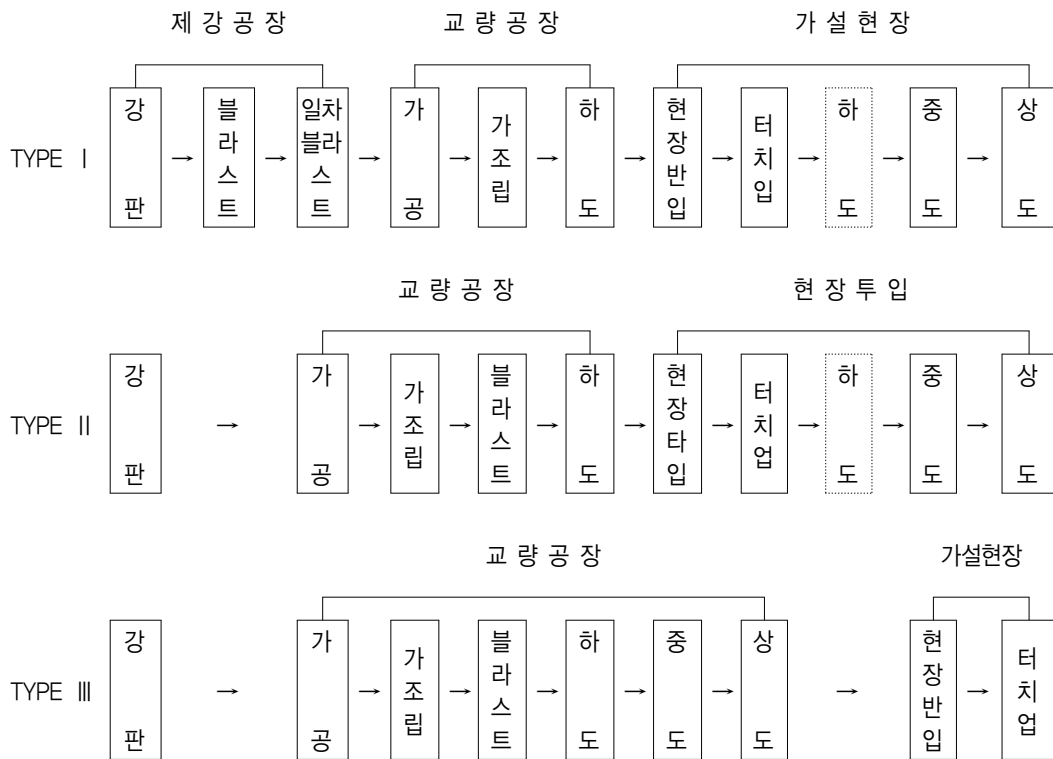
Type I 은 원판블라스트방식이라 하는 방식으로 에칭프라이머를 쓰는 경우에 사용된다.

관급자재의 경우 숏프라이밍은 강교 제작공정에 포함되지만 제작자가 롤공장에 실제작업을 요구하는 형태를 취하는 것이 일반적이다.

Type II는 제품 블라스트방식이라 하는데 징크리치 프라이머를 쓰는 경우에 반드시 사용한다.

Type III는 제품 블라스트 후 공장 내에서 마감도장까지 하여 현지 반입하는 방법으로서 일반적으로 일괄방식이라고도 한다.

또, 가설 환경이 해상 또는 해안지대인 경우 염분 부착량이 $100\text{mg}/\text{cm}^2$ 를 넘을 경우나 거더를 해상 수송하는 경우에는 청소하는 데 있어서 현장 도장 전에 물청소를 하여야 한다.



교량 공장의 하도와 가설현장의 중도의 시차가 길어진 경우에 실시한다.

〈그림 3.90〉 강교의 제작 공정

3.8.2 적용기준

강교도장의 적용기준은 '강도로교 용접 및 도장요령(1998), 건설교통부'에 따른다.

강교량의 도장에서 가장 중요한 방청효과는 도막의 물성에 좌우되는데, 이 방청효과는 도막이 강재면에 밀착되어야 한다는 전제하에 도막성능이 발휘된다. 또 도장면과 도막사이에 녹·흑피·기타 이물질 등이 있는 경우는 충분한 방청효과를 기대할 수 없어 발청이 촉진된다.

강재가 녹으로 전환되면 체적이 증가하여 도막이 박리되고 도막층 사이로 물과 공기가 투과되어 녹이 환산된다. 그러므로 강재와 도막 간에 이물질이 존재하면 도료의 방청효과는 현저히 떨어진다. 따라서 깨끗한 강재면에 도장되어야만 도장의 효과를 기대할 수 있으며, 또 평활한 표면보다는 적당한 조도를 형성하고 있을 때 접촉면적이 커져 부착효과가 커지고 도막이 강재면에 밀착한다.

도료를 도장하기 전 강재면을 깨끗하게 하고, 적절한 조도를 형성하는 것이 필수적이므로 표면처리는 도막수명에 절대적인 영향을 준다. 강구조물의 강재 표면은 각 환경조건에 규정된 방법 및 등급으로 반드시 표면처리를 하는 것을 원칙으로 한다. 예를 들어, 강교량 도장에서 중방식도료를 사용하는 경우 도막수명에 영향을 주는 인자는 도료의 선택 · 도막두께 · 표면처리의 정도, 기타 여러 인자로 나눌 수 있으나, 표면처리의 정도가 도막의 수명에 미치는 기여율은 50% 또는 그 이상이라고 말할 수 있다. 따라서 도장시의 표면처리는 항상 도장 전에 검사를 완료하도록 한다.

3.8.3 도장계열 및 강교도장 종류

(1) 강교량에 사용되는 일반환경용 도장계열은 <표 3.16>에 따르는 것으로 한다. 이 이외의 도장계열도 책임기술자가 승인하면 사용할 수 있다.

<표 3.16> 도장계열

환경	구분	계열	표면처리	제1층	제2층	제3층	제4층	제5층
일반 환경	박스 외부	GEA	SSPC SP3	연단계 방청페인트	연단계 방청페인트	알키드계 마감도료	알키드계 마감도료	
		GEB	SSPC SP10	무기질 아연말도료	미스트코트	후막염 염화고무계 도료	염화고무계 도료	
	박스 내부	GIA	SSPC SP3	연단계 방청페인트	연단계 방청페인트			
		GIB	SSPC SP10	무기질 아연말도료	미스트코트	역청질계 도료		
특수 환경	박스 외부	SED	SSPC SP10	무기질 아연말도료	미스트코트	후막형 에폭시계 도료	폴리 우레탄계 도료	폴리 우레탄계 도료
		SEE	SSPC SP10	무기질 아연말도료	미스트코트	후막형 에폭시계 도료	자연건조형 불소도료	자연건조형 불소도료

환경	구분	계열	표면처리	제1층	제2층	제3층	제4층	제5층
	박스 내부	SID	SSPC SP10	무기질 아연말도료	미스트코트	콜탈 에폭시계 도료		
		SIE	SSPC SP10	무기질 아연말도료	미스트코트	후막형 에폭시계 도료		
		SIF	SSPC SP10	무기질 아연말도료	미스트코트	콜탈 에폭시계 도료	콜탈 에폭시계 도료	
연 결 판		SJ	SSPC SP10	무기질 아연말도료				
포 장 면		DK	SSPC SP10	무기질 아연말도료				
볼트 및 연결판 외부		GEC	SSPC SP3	염화고무계 MIO 도료	염화고무계 도료	염화고무계 도료		
		SEF	SSPC SP3	에폭시계 도료	후막형 에폭시계 도료	폴리 우레탄계 도료	폴리 우레탄계 도료	
		SEG	SSPC SP3	에폭시계 도료	후막형 에폭시계 도료	자연건조형 불소수지 도료	자연건조형 불소수지 도료	
볼트 및 연결판 내부		GIC	SSPC SP3	염화고무계 MIO 도료	역청질계 도료			
		SIG	SSPC SP3	에폭시계 도료	콜탈 에폭시계 도료			
		SIH	SSPC SP3	에폭시계 도료	후막형 에폭시계 도료			
		SII	SSPC SP3	에폭시계 도료	콜탈 에폭시계 도료	콜탈 에폭시계 도료		

－ 일반환경 : 전원, 산간계곡 및 도시

－ 특수환경 : 해안지구, 공장지구, 대기오염지구, 해상지구, 해안공업지구

(2) 강교도장의 종류선정은 경제성·내후성·내수성·내염 및 내해수성 및 유지보수성 등을 종합적으로 고려하여야 한다. <표 3.17>은 강교도장의 종류 및 특성에 대한 비교조사 예이다.

〈표 3.17〉 강교도장의 종류 및 특성

구 분		염화고무계	우레탄계 (내후성 중방식)	불소수지계 (초내후성 중방식)	세라믹계		메탈라이징
					일반환경	특수환경	
도 장 공 정	전처리 프라이머	무기징크 (20 μ m)	무기징크 (20 μ m)	무기징크 (20 μ m)	무기징크 (20 μ m)		—
	하 도	무기징크 (75 μ m)	무기징크 (75 μ m)	무기징크 (75 μ m)	—		—
	중 도	염화고무 (60 μ m)	에폭시 (100 μ m)	에폭시 (100 μ m)	세라믹계 방식도료		상온금속용사 (80~120 μ m)
					120 μ m	140 μ m	
	상 도	염화고무 (60 μ m)	1회:우레탄 (40 μ m)	1회:불소도료 (25 μ m)	세라믹 우레탄		실 링 (40 μ m)
			2회:우레탄 (40 μ m)	2회:불소도료 (25 μ m)	40 μ m	60 μ m	60 μ m (선택적실시)
도막두께		195 μ m	255 μ m	225 μ m	160 μ m	200 μ m	140~160 μ m
내구연한		10년	10년~15년	15년~20년	30년		60년이상
도료형태		유기 용제형	유기 용제형	유기 용제형	유기 용제형		금속선재
희석제		시 너	시 너	시 너	시 너		—
특 징		· 초기공사비 저렴 · 내열성 약함 · 유지보수비 과다소요 ※ '05.도로교 표준시방서 에서 신설 교량에 적용 제외	· 내식성, 광택 양호 · 내열성 약함 · 유지보수비 과다소요 · 환경성 보통	· 내약품성 양호 · 내후성 양호 · 재도장성 불량 · 환경성 보통	· 부착력 우수 · 내식성 우수 · 내후성/내약품 양호 · 내염/내해수성 양호 · 환경성 다소양호 · 공정 단순 / 시공 용이		· 부착력 우수 · 내식성 우수 · 내구성 우수 · 내열성 우수 · 환경성 우수 ※ 가혹한 부식 환경에서 적용토록 규정됨.

경제성 대비 내구연한이 우수한 내후성 중방식도장이 최근 보편적으로 강교에 적용되는 종류이며, 해상교량과 같이 극심한 부식환경에 위치한 교량에는 유지보수 측면에서 우수한 세라믹도장이 많이 적용되고 있다.

3.9 무도장 내후성 강교

3.9.1 적용범위

여기에 적용하는 사항은 내후성 강재를 무도장 상태로 사용하는 도로교에 적용한다. 또 여기에 규정되어 있지 않은 사항에 대해서는 ‘도로교설계기준’에 따른다.

이 설계 요령은 내후성 강재를 무도장 상태로 사용하는 교량의 계획, 설계·시공, 점검·유지관리 에 있어서 도장을 실시하는 일반 강교량과 다른 점 및 특기할 사항에 관한 내용을 기술한 것이다. 따라서 이 요령에서 다루지 않은 일반적인 사항에 대해서는 ‘도로교 설계기준’ 및 관련 지침을 따라야 한다.

이 설계 요령은 I-형 및 상자형 교량과 트러스교 및 아치교에서 철근콘크리트 바닥판 또는 강바닥 판을 갖는 상로교를 대상으로 하며, 하로교 형식에 대해서는 이 설계 요령의 의도를 파악한 후 하로 교 고유의 특징을 고려하여 준용하도록 한다.

3.9.2 강재의 선정

- (1) 구조용 강재는 KS D 3529 용접구조용 내후성 열간압연 강재중 SMA400W, SMA490W, SMA570W를 사용하는 것으로 한다.
- (2) 강종별 적용 가능한 강판 두께는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.2.5 강재의 선정’ 규정에 따른다.
- (3) 각 강재의 허용응력은 ‘도로교설계기준 제3장 강교 3.3.2 강재의 허용응력’ 규정에 따른다.

〈표 3.18〉 내후성 강재의 종류별 특징

규격(KS) 및 종류		특 징	적 용
용접구조용 내후성 열간압 연강재 KS D 3529	도장용 내후성 강 SMA000AP BP CP	• 경제성을 고려한 내후성 강으로 도장하여 사용함. • 같은 도장계를 적용한 경우, 일반 강에 비하여 재도장 주기가 1.5~2배 길어짐 • 해안지역에서 사용할 때 일반 강에 비하여 유리함 • 미관이 중요한 경우 사용 가능	• 무도장 내후성 강에 비하여 열악한 환경에 사용(해안지역) • 교량, 조명타워 등 • 해상용 컨테이너 • 콘크리트 믹서

규격(KS) 및 종류			특 징	적 용
용접구조용 내후성 열간압 연강재 KS D 3529	무도장 내후성 강 SMA000AW BW CW		• 내후성이 높으므로 무도장으로 사용할 수 있음. • 재도장이 필요 없으므로 유지관리비 절감효과 및 환경보호에 유리. (상수원 보호구역 등)	
	표 면 처 리 종 류	표면처리미실시 (흑피 미제거)	가장 경제적이지만 흑피 박리에 시간이 필요함	초기에 균등한 외관이 중요하지 않은 지역(산악, 전원)
		표면처리실시 (흑피 제거)	비교적 경제적이고 외관도 우수한 편임	초기에 균등한 외관이 필요한 지역(전원지역, 시가지 등)
		녹안정화처리 실시	외관은 도장한 것과 동일하고, 도장용 내후성 강에 비하여 경제적인.	미관이 중요한 지역(도심, 전원)
고내후성 압연강재 KS D 3542		SPA-H SPA-C	내후성이 가장 우수한 강재로서 건축 외장재, 도로 시설재, 컨테이너, 철도차량 등과 같은 경량 구조재로 사용된다.	

〈표 3.19〉 용접 구조용 내후성 열간 압연 강재의 화학 성분 (KS D 3529)

종류	기호		화 학 성 분 (%)								기타
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	
1 종	SMA400 A · B · C	W	0.18 이하	0.15~ 0.65	1.25 이하	0.035 이하	0.035 이하	0.30~ 0.50	0.45~ 0.75	0.05~ 0.30	각 종류 모두 내후성에 유효한 원소인 Mo · Nb · Ti · V · Zr 등을 첨가하여도 좋다. 다만, 이들 원소의 총계는 0.15%를 넘지 않는 것으로 한다.
		P	0.18 이하	0.55 이하	1.25 이하	0.035 이하	0.035 이하	0.20~ 0.35	0.30~ 0.55	—	
2 종	SMA490 A · B · C	W	0.18 이하	0.15 ~0.65	1.40 이하	0.035 이하	0.035 이하	0.30~ 0.50	0.45~ 0.75	0.05~ 0.30	
		P	0.18 이하	0.55 이하	1.40 이하	0.035 이하	0.035 이하	0.20~ 0.35	0.30~ 0.55	—	
3 종	SMA570	W	0.18 이하	0.15~ 0.65	1.40 이하	0.035 이하	0.035 이하	0.30~ 0.50	0.45~ 0.75	0.05~ 0.30	
		P	0.18 이하	0.55 이하	1.40 이하	0.035 이하	0.035 이하	0.20~ 0.35	0.30~ 0.55	—	

강재의 열처리 기호

- SMA재를 압연 그대로 또는 녹안정화 처리의 경우 : W
- SMA재를 보통 도장하여 사용하는 강재 : P

〈표 3.20〉 용접 구조용 내후성 열간 압연 강재의 기계적 성질 (KS D 3529)

종 류	기호		인 장 시 험					굽힘시험			충격시험				
			강재의 두 개 (mm)	인장강도		연신율					기호	시험 온도 (℃)	샐피흄수 에너지 kgfm(J)	시 험 편	
				항복점 (MPa)	인장 강도 (MPa)	시험편	%	굽힘 각도	내측 반지름	시 험 편					
1 종	SMA400 A · B · C	W	16이하 16~40 40이상	250이상 240이상 220이상	410 ~550	1A호 1A호 4 호	17이상 21이상 23이상	180 도	두께의 1.0배	가 호	A	—	—	4 호 압 연 방 향	
		P										B	0		2,8(27,5)이상
													C		0
2 종	SMA490 A · B · C	W	16이하 16~40 40이상	370이상 360이상 340이상	500 ~620	1A호 1A호 4 호	15이상 19이상 21이상	180 도	두께의 1.5배	가 호	A	—	—		
		P										B	0		2,8(27,5)이상
													C		0
3 종	SMA570	W	16이하 16~20 20이상	470이상 460이상 440이상	580 ~730	5 호 5 호 4 호	19이상 26이상 20이상	180 도	두께의 1.5배	가 호	—	-5	4,8(47,1)이상		
		P													

무도장 내후성 강재의 강종별 적용 가능 강판 두께의 범위는 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.2.5 강재의 선정’을 따른다.

한편, 내후성 강재는 일반강재에 비하여 사용량이 적고, 따라서 압연 횟수가 상대적으로 많지 않으므로 사용하고자 하는 무도장 내후성 강판의 두께별 종류는 가급적 단순화하는 것을 고려할 필요가 있다.

무도장 내후성 강재의 허용응력은 ‘도로교 설계기준 제3장 강교 3.3.2 강재의 허용응력’을 따른다.

3.9.3 볼트

무도장 내후성 강 교량에 사용하는 볼트, 너트 및 와셔는 KS B 1010에 규정된 기계적 성질을 만족하고, 여기에 내후성 원소를 첨가하여 부식저항성을 보강한 내후성 고장력볼트 제품을 사용하여야 한다. 한편, 사용량이 적은 소형볼트는 스테인레스강으로 된 것을 사용하는 것이 좋다.

〈표 3.21〉 고장력볼트 시험편의 기계적 성질(KS B 1010)

등 급	항복강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	연신율 (%)	단면수축률 (%)
F13T F10T	1,170 이상 900 이상	1,300~1,500 1,000~1,200	12 이상 14 이상	35 이상 40 이상

3.9.4 용접재료

무도장 내후성 강 교량에 사용되는 용접재료는 <표 3.22>에 규정된 규격에 적합한 것을 사용한다.

<표 3.22> 내후성 강의 용접재료 규격

규 격		모재의 종류	재 료 기 호	
			SMA400W SMA490W	SMA570W
KS D 7101	내후성 강용 피복 아크 용접봉	DA5016W DA5026W	DA5816W DA5826W	
KS D 7106	내후성 강용 탄산가스 아크 용접 솔리드 와이어	YGA-490W	YGA-570W	
KS D 7109	내후성 강용 탄산가스 아크 용접 플렉스 충전 와이어	YFA-490W	YFA-570W	
KS D 7103	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크 용접 와이어	S501-AW* S502-AW*	S582-AW*	
KS D 7102	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크 용접 플렉스			

* KS B 0531에 규정되어 있는 용착 금속의 품질 구분

무도장 내후성 강 교량의 용접에 사용하는 용접재료가 구비하여야 하는 성능은 용접부가 모재와 동등한 내후성 및 기계적 성질을 가지고 있어야 한다는 것이다. 용접부의 내후성은 동일 환경 조건하에 서는 근본적으로 그 화학성분에 의하여 결정되는데, 용접부의 화학성분이 모재의 화학성분과 거의 동일하게 되도록 용접재료를 선정하면 녹의 색상이나 내후성에 별 문제가 없다.

3.9.5 설계에 관한 일반사항

무도장 내후성 강 교량의 강재 표면에 안정 녹 층의 형성이 용이하도록 설계 시 다음 사항을 배려하여야 한다.

- (1) 누수 및 체수(滯水)를 방지할 수 있도록 설계한다.
- (2) 통풍이 양호하도록 설계한다.
- (3) 습기를 내포할 우려가 있는 흙면지의 퇴적을 최소화 할 수 있도록 설계한다.
- (4) 정상적인 녹 안정화를 기대할 수 없는 부위는 부분도장을 고려한다.

일반적으로, 강재는 동일한 대기 환경에 놓여 있어도 그 강재가 가설되어 있는 위치나 방향에 따라 부식의 상태가 현저히 달라진다. 따라서 내후성 강 교량의 장기 수행성에 있어서 교량의 노출상태, 환경, 배치만큼이나 구조 상세의 설계가 중요하다고 하겠다.

만약, 무도장 내후성 강 교량이 가설된 지역의 대기환경이 양호하다면, 그 성패는 물의 처리에 달려 있다고 할 수 있다. 바닥판이나 배수장치의 부적절한 설계로 인하여 노면의 빗물이 무도장 내후성 강 재에 직접 접촉되는 경우가 있으면, 그 장소의 녹안정화가 이뤄지기 어렵다.

국내에서 이미 가설되었거나 가설 중인 무도장 내후성 강 교량에 대한 모니터링 자료 및 미국, 일본의 관련 자료에 나타난 사항을 종합하여 볼 때, 다음과 같은 사항을 염두에 두고 설계에 임하여야 한다.

- (1) 신축이음부, 콘크리트 바닥판, 배수관의 파손 등에 의하여 누수가 지속되는 부위는 안정녹이 형성되지 않는다. 또한, 누수 또는 빗물의 유입으로 인한 부재상의 장기간 체수는 안정녹을 형성하지 못하며, 교대 교량받침면상의 체수 역시 녹안정화를 불가능하게 할 수 있다.
- (2) 빗물과 직접 접촉하면서 배수 및 건조가 양호한 외측부분은 녹 안정화가 쉽다.
- (3) 통풍이 양호한 내측의 수직면, 물빠짐이 양호한 수평면은 (2)항목의 경우에 비하여 녹 안정화가 다소 지체되지만 문제는 없다.
- (4) 수평으로 놓여진 부재의 상면은 흙먼지가 퇴적되기 쉽고, 하면은 결로의 영향으로 녹 안정화가 지연될 수 있지만 통풍이 양호한 노출부분에서는 녹 안정화가 양호하다. 그러나, 지표면에 인접한 수평면에서는 녹 안정화가 되지 않는 경우도 있다.
- (5) 부재가 중첩 또는 교차하는 부분도 노출된 장소에 위치하여 통풍이 양호하고 물빠짐이 양호하면 녹안정화가 잘 진행된다.
- (6) 신축이음부가 있는 거더의 단부는 누수의 우려가 매우 높으므로 부분 도장을 실시하는 것을 원칙으로 한다.

3.9.6 부식두께

설계 시 부식 두께는 원칙적으로 고려하지 않는 것으로 한다.

미국의 FHWA Technical Advisory에서는 무도장 내후성 강 교량의 부식두께를 고려하도록 하는 규정이 명시된 바가 없다. 그러나, 미국 NCHRP 보고서에서는 강판두께가 38mm 이하인 경우 50년 수

명 기준시 0.4mm/면의 부식두께를 감안하도록 추천하고 있다. 영국은 60년 수명기준으로 전원지역 1mm/면 · 공업지역 2mm/면으로 규정하고 있고, 독일은 전원지역 0.8mm/면 · 도시지역 1.2mm/면 · 고업 및 해양성기후지역 1.5mm/면으로 규정하고 있다.

이러한 두께의 할증은 안정녹을 형성할 수 없는 정도의 심한 부식환경에서 무도장 내후성 강재를 적용하기 위한 허용치는 아니며, 영국과 북유럽 등지에서 부식허용량이 상대적으로 큰 것은 이들 지역에서 공업시설에 의한 오염도가 크고 습한 기후 때문이다.

이상의 경향으로 미루어 우리나라의 경우 비래염분량의 우려가 없는 전원지역 등에서는 부식두께를 고려하지 않아도 좋으나 신축이음부와 같이 누수가 우려되는 부위나 염분 및 유해 배출가스에 의한 오염이 우려되는 지역의 교량은 설계 시 두께를 적절히 할증하는 방안을 검토할 필요가 있다.

3.9.7 신축이음부

무도장 내후성 강 교량에서 가장 신중을 기하여야 하는 부분으로 특별히 주의를 기울여야 한다.

- (1) 신축이음장치는 비배수 형식을 사용하여야 한다.
- (2) 신축이음부에서 거더의 양쪽은 일정 거리만큼 도장을 실시하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 신축이음부의 양쪽 거더 사이 또는 교대 벽면과 거더 사이는 양호한 통풍과 점검 및 보수를 위하여 최소 400mm의 공간을 확보하여야 한다.

신축이음부의 누수로 인한 상부구조의 부식 및 받침장치의 동결 등은 일반 강교량이나 무도장 내후성 강 교량에 관계없이 가장 심각하고 일반적인 문제로서, 바닥판을 타고 흘러내리는 물과 흙먼지는 신축이음부로 새어 들어가 받침부, 플랜지, 복부판, 보강재, 다이어프램 등을 젖은 상태로 지속시킨다. 또한, 물의 일부는 하부플랜지를 타고 상당거리까지 이동하며 복부판을 타고 상승하기도 한다. 만약 이러한 누수가 염분을 함유하고 있는 경우라면 문제는 더욱 심각하다. 따라서 신축이음장치는 비배수 형식을 사용하는 것으로 하였다. 만약 비배수 형식을 사용할 수 없는 상황이라면 설계상의 배려가 필요하다. 예를 들면 누수의 방지를 위하여 신축이음부 아래에 흠통을 설치하고 배수파이프를 통하여 멀리 배수시킨다. 그러나 이 경우 주기적으로 유지관리를 실시하여 각종 이물질이 흠통을 막지 않도록 주의하여야 한다.

3.9.8 설계적용

구 분	현 장 조 건	적 용 기 준
일반 도장용 강재	• 무도장 내후성 강재 적용이 부적절한 현장조건 • 미관 고려지역	• 제4항의 내후성 강 적용이 부적절한 환경 조건일 경우(해안지역 등) • 도시지역, 관광지 등 주변경관에 따른 색채 고려 필요시
무도장 내후성 강재 (블라스팅 미실시)	—	• 초기 외관(흑피 탈리 정도 상이)과 제작상의 용이성 등을 고려하여 블라스팅 실시를 원칙으로 함.
무도장 내후성 강재 (블라스팅 실시)	• 초기 미관 고려 지역	• 산악, 촌락, 전원 구간 • 하천, 상수도보호지역 등
무도장 내후성 강재 (녹 안정화 처리)	• 초기 미관이 중요한 지역	• 도심지, 본선 횡단육교 등 • 주요 간선도로에서 잘 보이는 곳

무도장 내후성 강재는 환경문제 예방을 위하여 선진외국에서 널리 사용되고 있으며, 국내에서는 '92년 최초사용 (경기도 파주군 소재 마정육교)한 이래 팔당댐 부근 상수도 보호구역 내의 국도 상에 일부 적용되고 있는 실정이나 내후성 강재에 대한 인식부족과 초기 미관불량 등으로 널리 적용되지 못하고 있는 실정이다. 그러나 표면처리 또는 녹 안정화처리로 초기 미관문제 해결이 가능하고 재도장 작업 생략에 따른 유지관리비 절감과 최근 대두되는 환경문제 해소를 위해서 현장여건에 맞추어 적용할 수 있다.



4. 프리스트레스트 콘크리트교

4.1 적 용

여기에 적용하는 사항은 일반 프리스트레스트 콘크리트교의 설계에 적용한다. 또 여기에 규정되어 있지 않은 사항은 모두 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교’에 따른다.

이 설계요령은 일반적인 프리스트레스트 콘크리트교에 적용하는 것이다. 따라서 특수한 경우 이 요령의 적용이 부적합할 수가 있으므로 이 요령과 별도로 설계요령을 정하든가 또는 수정하여 활용하도록 한다. 단 이 경우에는 별도로 충분한 조사연구검토를 실시하고, 설계시공에 있어 신중을 기하여야 한다. 이 설계요령은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교’에 기초해서 작성한 것이므로 이 요령에 기재되어 있지 않은 사항에 대해서는 ‘도로교 설계기준 4장 콘크리트교’에 따르도록 한다.

‘도로교 설계기준 제1장 총칙’에 의하면 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교’에 기재되어 있지 않은 사항에 대해서는 건설교통부 제정 관련 설계기준과 설계지침 등에 따른다고 되어있으므로 이 요령도 이에 따른다.

4.2 재 료

4.2.1 콘크리트 종류와 사용구분

PS용 콘크리트의 종류와 사용구분은 <표 4.1>을 권장사항으로 한다.

<표 4.1>

설계기준강도	사 용 구 분
$f_{ck} = 45\text{MPa}$	거더높이의 제한을 받는 프리캐스트 포스트텐션 거더
$f_{ck} = 40\text{MPa}$	프리캐스트 포스트텐션 거더 및 현장타설 포스트텐션 거더
$f_{ck} = 35\text{MPa}$	현장타설 포스트텐션 거더 및 프리캐스트 구조부재의 접합부에 프리스트레스를 도입하는 부재, 연속합성보의 1차 바닥판
$f_{ck} = 27\text{MPa}$	PSC단순, 연결, 합성보의 철근콘크리트 바닥판, 연속 합성보의 2차 바닥판

콘크리트의 설계 기준강도에 대한 최소 규정은 이 편 ‘2.5.2 콘크리트’의 <표 2.3>과 같지만 근래 들어 기술향상으로 <표 4.1>의 강도를 지키는 것이 어렵지 않으므로 특별한 사유가 없는 한 <표 4.1>의 요구사항을 따르도록 권장한다.

4.2.2 PS강재

PS강선, PS강연선 및 PS강봉의 품질규격 등은 ‘도로교설계기준 2.3 사용재료’에 따른다.

PS강재의 기계적 성질, 공칭단면적, 단위중량 등을 <표 4.2> 및 <표 4.3>에 나타낸다. 일반적으로 PS강재는 고강도 강재를 사용하는 편이 경제적으로 유리한 경우가 많지만 응력부식, 자연파괴 등의 문제가 있으므로 강도 선정에 주의를 기하도록 한다.

<표 4.2> PS강선 및 PS강연선의 기계적 성질, 공칭단면적, 단위중량

기 호	호 칭	인 장 시 험			릴랙세이션 (%)		공칭 단면적 (mm ²)	단위중량 (kg/km)
		0.2%영구연신 율에 대한 하중(kN)	인장하중 (kN)	연신율 (%)	N	L		
SWPC1AN SWPC1AL SWPDIN SWPDIL	2,9 mm	11.3 이상	12.7 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	6.605	51.8
	3,5 mm	14.2 이상	16.2 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	9.621	75.5
	4 mm	18.6 이상	21.1 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	12.57	98.7
	4,5 mm	22.6 이상	25.5 이상	4.0 이상	8.0 이하	2.5 이하	15.90	125
	5 mm	27.9 이상	31.9 이상	4.0 이상	8.0 이하	2.5 이하	19.64	154
	6 mm	38.7 이상	44.1 이상	4.0 이상	8.0 이하	2.5 이하	28.27	222
	7 mm	51.0 이상	58.3 이상	4.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	38.48	302
	8 mm	64.2 이상	74.0 이상	4.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	50.27	395
	9 mm	78.0 이상	90.2 이상	4.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	63.62	499
SWPC1BN SWPC1BL	5 mm	29.9 이상	33.8 이상	4.0 이상	8.0 이하	2.5 이하	19.64	154
	7 mm	54.9 이상	62.3 이상	4.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	38.48	302
	8 mm	69.1 이상	78.9 이상	4.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	50.27	395
SWPC2N SWPC2L	2,9 mm (2연선)	22.6 이상	25.5 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	13.21	104

기 호	호 칭	인 장 시 험			릴랙세이션 (%)		공칭 단면적 (mm ²)	단위중량 (kg/km)
		0.2%영구연신 율에 대한 하중(kN)	인장하중 (kN)	연신율 (%)	N	L		
SWPD3N SWPD3L	2.9 mm (3연선)	33.8 이상	38.2 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	19.82	156
SWPC7AN SWPC7AL	6.2 mm (7연선)	33.8 이상	40.2 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	23.23	182
	7.9 mm (7연선)	54.9 이상	64.7 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	37.42	293
	9.3 mm (7연선)	75.5 이상	88.8 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	51.61	405
	10.8 mm (7연선)	102 이상	120 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	69.68	546
	12.4 mm (7연선)	136 이상	160 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	92.90	729
	15.2 mm (7연선)	204 이상	240 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	138.7	1101
SWPC7BN SWPC7BL	9.5 mm (7연선)	86.8 이상	102 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	54.84	432
	11.1 mm (7연선)	118 이상	138 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	74.19	580
	12.7 mm (7연선)	156 이상	183 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	98.71	774
	15.2 mm (7연선)	222 이상	261 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	138.7	1101
SWPC19N SWPC19L	17.8 mm (19연선)	330 이상	387 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	208.4	1652
	19.3 mm (19연선)	387 이상	451 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	243.7	1931
	20.3 mm (19연선)	422 이상	495 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	270.9	2149
	21.8 mm (19연선)	495 이상	573 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	312.9	2482
	28.6 mm (19연선)	807 이상	949 이상	3.5 이상	8.0 이하	2.5 이하	532.4	4229

〈표 4.3〉 PS강봉의 기계적 성질

종류			기호	인장시험			릴랙세이션 시험
				0.2% 항복강도 N/mm ²	인장강도 N/mm ²	연신율 (%)	릴랙세이션 값 (%)
원형강봉	A종	2호	SBPR 785/1030	785이상	1030이상	5이상	4.0이하
	B종	1호	SBPR 930/1080	930이상	1080이상	5이상	4.0이하
		2호	SBPR 930/1180	930이상	1230이상	5이상	4.0이하
	C종	1호	SBPR 1080/1230	1080이상	1230이상	5이상	4.0이하
이형강봉	B종	1호	SBPR 930/1030	930이상	1080이상	5이상	1.5이하
	C종	1호	SBPR 1080/1230	1080이상	1230이상	5이상	1.5이하
	D종	1호	SBPR 1275/1420	1275이상	1420이상	5이상	1.5이하

비고 : 내력은 0.2% 영구 연신율에 대한 응력을 말한다.

4.2.3 정착장치 및 접속장치

정착장치 및 접속장치는 PS강재가 보증 인장강도를 발휘할 수 있는 구조 및 강도를 갖는 것
이어야 한다.

PS공법 중 사용실적이 있는 공법은 안전성이 확인되었으므로 시험을 필요로 하지 않지만 새로운 공
법이나 사용실적이 없는 경우에는 시험을 통하여 안전성을 확인하여야 한다.

현재 도입 또는 개발되고 있는 PS공법의 종류가 매우 많으며, 동일한 PS공법에 대해서도 사용하는
PS강재의 종류가 다양하다. 따라서 새로 시도하는 정착장치, 접속장치 및 PS강재 등에 대해서는 시
험을 통하여 그 특징을 충분히 파악하여, 각각의 공법이 갖는 특징을 충분히 살리도록 고려해서 사용
하여야 한다.

4.2.4 쉬 스

쉬스의 크기는 PS강재와 시공조건에 대하여 가장 적합한 단면인 것을 선택하여야 한다.

일반적으로 쉬스는 제조업자가 제출한 제품자료를 만족하여야 하며 PS 스트랜드나 PS 강봉을 사용할 때 쉬스의 내경은 적어도 PS 스트랜드나 PS 강봉의 직경보다 6.35 mm(1/4 in)이상 커야 한다. 또한 쉬스의 내부 단면적은 긴장재 단면적의 2배 이상이어야 한다. 또 여기에 없는 것 및 특수한 시공조건에 대해서는 과거의 실적을 참고로 하되 다음 사항을 고려하여 결정하여야 한다.

- ① 그라우트의 주입을 충분하고 확실히 할 수 있을 것
- ② 긴장 시 마찰저항을 증대시키지 않을 것
- ③ 쉬스 내에서 PS강재의 편심이 크게 되지 않을 것
- ④ 부재단면에 대하여 여유를 갖고 배치할 수 있을 것
- ⑤ 쉬스 내의 PS강재 삽입이 용이할 것

4.2.5 그라우트

그라우트 재령 28일 압축강도가 비팽창 그라우트의 경우 30MPa 이상이고, 팽창성 그라우트의 경우 20MPa 이상으로 하며 PS강재가 콘크리트 부재와 충분히 부착할 수 있는 것이어야 한다.

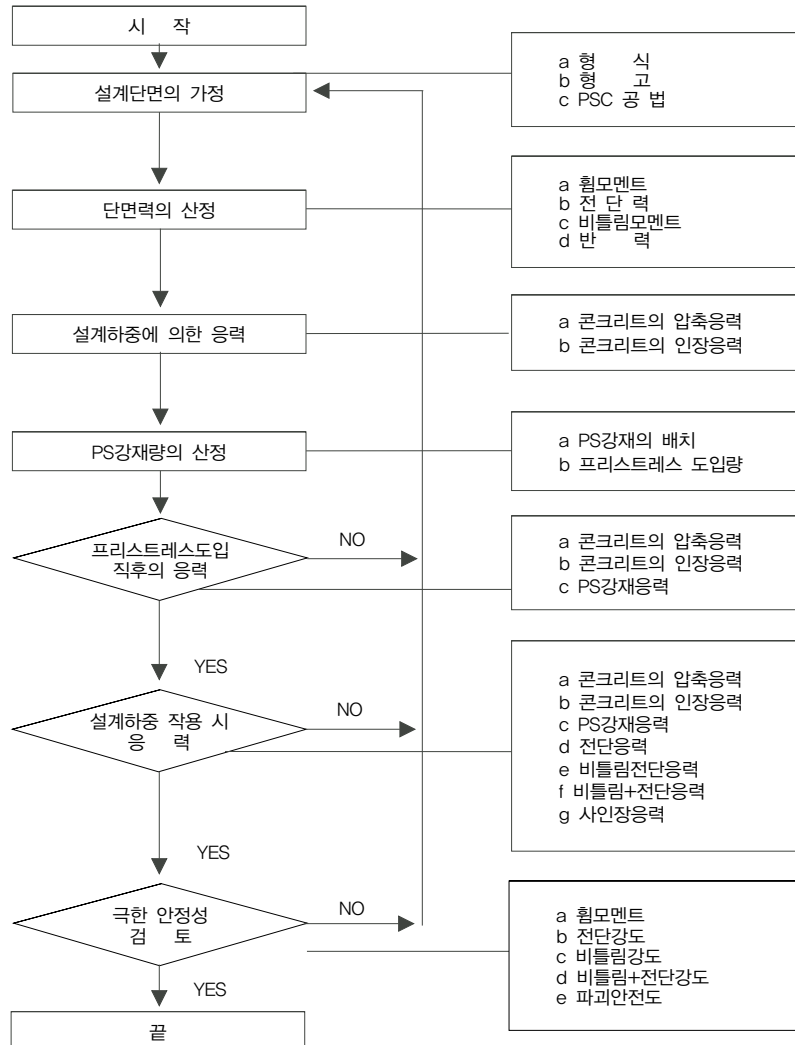
그라우트는 일반적으로 강도발현보다 덕트 속을 완전히 충전할 수 있고, PS강재의 녹 발생을 방지하며, PS강재와의 부착에 치중하게 된다.

따라서 설계에서는 그라우트 하여야 할 단면(덕트)을 계산에 포함시키지 않는 것을 원칙으로 한다.

4.3 설계일반사항

4.3.1 설계 순서

PSC교의 설계는 <그림 4.1>의 흐름도에 나타난 항목에 대하여 검토하여야 한다.



<그림 4.1> 설계순서

4.3.2 단면형상 선정

단면형상을 선정할 때에는 입체조건, 경제성, 시공성, 미관 등을 충분히 검토하여 가장 합리적인 단면형상을 선정하도록 한다.

단면형상의 일반적 특징을 들면 다음과 같다.

(1) 속빈 슬래브교

- (가) 다른 형식에 비하여 고정하중이 크므로 장지간에는 사용하지 않는다.(단순슬래브 : 15.0~30.0m, 연속슬래브 : 20.0~30.0m 정도)
- (나) 형고를 낮게 할 수 있다. (단순슬래브 : 지간의 1/20~1/25, 연속슬래브 : 지간의 1/20~1/30 정도)

(2) I형거더에 의한 합성교

- (가) 슬래브를 현장타설 콘크리트로 시공하므로 평면선형, 종단선형, 횡단경사의 변화 등에 대하여 유연하게 대처할 수 있고, 또 횡방향 체결이 필요하지 않으므로 경제적으로 될 수 있다.
- (나) 주거더가 I형의 프리캐스트 거더이므로 T형거더에 비해서 경량화 할 수 있다.
- (다) 현장타설 콘크리트 바닥판에 요구되는 작업량이 프리캐스트 T형거더에 비하여 많으므로 공기면에서 불리하다.
- (라) 횡방향 강성이 적은 I형 단면으로 하므로, 횡방향 전도와 좌굴 등 가설시의 안전도 검토를 필요로 하는 경우가 많다.
- (마) 거더높이가 다른형식에 비하여 가장 높으므로 거더높이에 제한을 받는 곳에서는 부적당하다.

(3) T형거더교

- (가) 비교적 장지간의 단순보에 적합하다.(20.0~50.0m), 그러나 지간이 45.0m를 넘을 경우 가설기계의 능력과 횡방향전도와 좌굴을 검토하여야 한다.
- (나) 보 상호간의 크리프 처짐 차이로 인하여, 횡방향의 평탄성을 상실하는 경우가 있다.
- (다) 부의 휨모멘트에 대하여 불리하기 때문에 연속보나 겹보에 적용하지 않는 것이 좋다.

(라) 큰 값의 정의 휨모멘트에 대한 균열안전율이 불리하므로 지간을 45.0m정도 이하로 하는 것이 좋다.

(마) 동일 형상의 보를 많이 사용하므로 프리캐스트화 할 때 유리하다.

(4) 박스거더교

(가) T형거더교에 비하여 균열 안전율이 크므로 장지간에 적합하고 형고를 낮출 수 있다.

(지간의 1/18~1/25)

(나) 횡방향 휨강성이나 비틀림강성이 크므로 장대지간의 교량이나 곡선교에 적합하다. 또 캔틸레버가설에 의한 블록공법에도 적합하다.

(다) 거푸집이 비교적 복잡하고 현장작업량이 많다. 또 콘크리트 타설도 다른 형식에 비하여 어렵다.

4.3.3 PS강재 종류 선정

동일한 PS공법에 PS강재 종류가 2종 이상 사용되는 경우에는 교량 종류, 도입 프리스트레스량, 시공성, 정착부 부근의 부재 단면크기 등을 충분히 고려하여 PS강재를 선정하여야 한다.

현재 사용되고 있는 대부분의 PS공법은 각각 도입 긴장력이 다른 PS강재를 2,3종류 또는 그 이상 사용하고 있다. 따라서 설계 시에 어떤 PS강재를 쓸 것인가 하는 것이 문제가 된다.

여기서는 PS강재를 선정하는 경우에 검토하여야 할 사항에 대해서 예시한다. 일반적으로 PS강재의 길이가 길어짐에 따라 PS강재의 도입 긴장력이 큰 PS강재(대형PS강재)이 경제적이라고 알려져 있다.

그러나 대형 PS강재가 유리하다고 하여도 소요 프리스트레스량과 조화를 이루지 않는다면 오히려 비경제적인 결과를 초래한다.

구조적인 면에서도 가능한 한 여러 개의 PS강재를 조밀하게 배치하는 것이 부재단면에 프리스트레스를 보다 균등히 도입할 수 있다는 의미에서 바람직하다. 그러나 단부 정착의 여유가 없어 부득이 대형PS강재를 사용하게 되는데 그 경우 최저 배치 PS강재 개수의 참고치는 <표 4.4>와 같다.

<표 4.4> 최적 배치 PS강재 수

단면형상	최소 개수
속빈슬래브	3개 / 1복부
I 거더	4개 / 1거더
T 거더	5개 / 1거더
박스거더	5개 / 1복부

4.3.4 PS긴장공법

공사발주용 PS긴장공법은 사용실적이 있고, 그 안전성이 확실히 입증된 것으로 한다.

일반적으로 긴장공법, 구조계, 시공방법 등을 결정하는 시점에 공법도 선정하는 것이 합리적인 방법이다. 예를 들어 연속구조계로 하는 경우 시공방법으로서는 거더 전장에 걸쳐 동바리방식으로 시공하든가, 분할방식에 의하여 동바리 교체하여 시공하든가, 단순 프리캐스트 거더를 연속시키든가, 혹은 또 캔틸레버거더 방식에 의하여 가설한 후 연속구조로 하든가, 기타 재긴장을 필요로 하는 구조로 할 것인지를 입지조건, 시공방법의 선정, 공사기간 등을 결정할 때 동시에 결정하는 것이 좋고 긴장공법 역시 확실한 것을 선정한다. 일반적인 경우 단순거더 및 1개 PS강재로 양쪽에서 긴장할 수 있는 거더의 길이는 100m 이하이며, 경제적인 공법으로 알려져 자주 사용되는 것이 켄기식 정착공법이다.

상기의 공법은 공사 발주용 PS긴장공법에 대한 것이므로, 실제 시공법에 대해서는 발주 도면에 PS정착공법을 명시하지 않는다. 따라서 계약 후 설계자 및 시공자로부터 요구된 PS정착공법은 안전성을 확인하여 채택여부를 결정한다.

4.4 설계 계산에 관한 일반사항

4.4.1 하중 종류

프리스트레스트 콘크리트교를 설계하는 경우의 하중종류는 일반적으로 <표 4.5>에 나타난 것과 같다.

<표 4.5>

주하중	고정하중, 활하중, 충격, 프리스트레스 영향, 콘크리트 건조수축 영향, 콘크리트 크리프 영향, 토압, 수압, 부력, 양압력
부하중	풍하중, 온도변화의 영향, 온도차의 영향, 지진의 영향
특수하중	설하중, 지반변동의 영향, 지점이동의 영향, 가설 시 하중, 원심하중, 충돌하중, 기타

통상의 프리스트레스트 콘크리트교를 설계하는 경우에 쓰이는 하중의 종류를 나타낸 것이다. 따라서 특수한 경우에는 각각에 맞는 하중의 종류와 크기를 정할 필요가 있다. 하중의 크기에 대하여 활하중, 고정하중, 충격은 ‘도로교 설계기준 제2장 설계 일반사항’에, 건조수축, 크리프, 온도변화, 온도차

등의 영향에 대해서는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교’의 관련 각 조항에 각각 따른다. 또 온도 차에 의한 영향은 일반적으로 부정정구조물에 대해서만 고려한다. 부정정구조물에 따라서는 온도차 이외에 건조수축, 크리프, 프리스트레스 등이 비교적 큰 2차응력을 만들므로 주의하여야 한다.

4.4.2 부정정력 계산

(1) 일반

부정정구조물에 있어서는 정정구조물의 경우에 쓰는 하중 외에 다음의 하중상태에 대하여 단면검토를 하여야 한다.

- (가) 온도변화에 의한 영향
- (나) 바닥판과 그 밖의 부분과의 온도차에 의한 영향
- (다) 건조수축에 의한 영향
- (라) 크리프에 의한 영향
- (마) 프리스트레스에 의한 2차응력의 영향
- (바) 콘크리트의 재령 차에 의한 영향
- (사) 지진의 영향
- (아) 지점이동에 의한 영향
- (사) 구조계 변화 (부정정차수의 변화)에 따른 영향

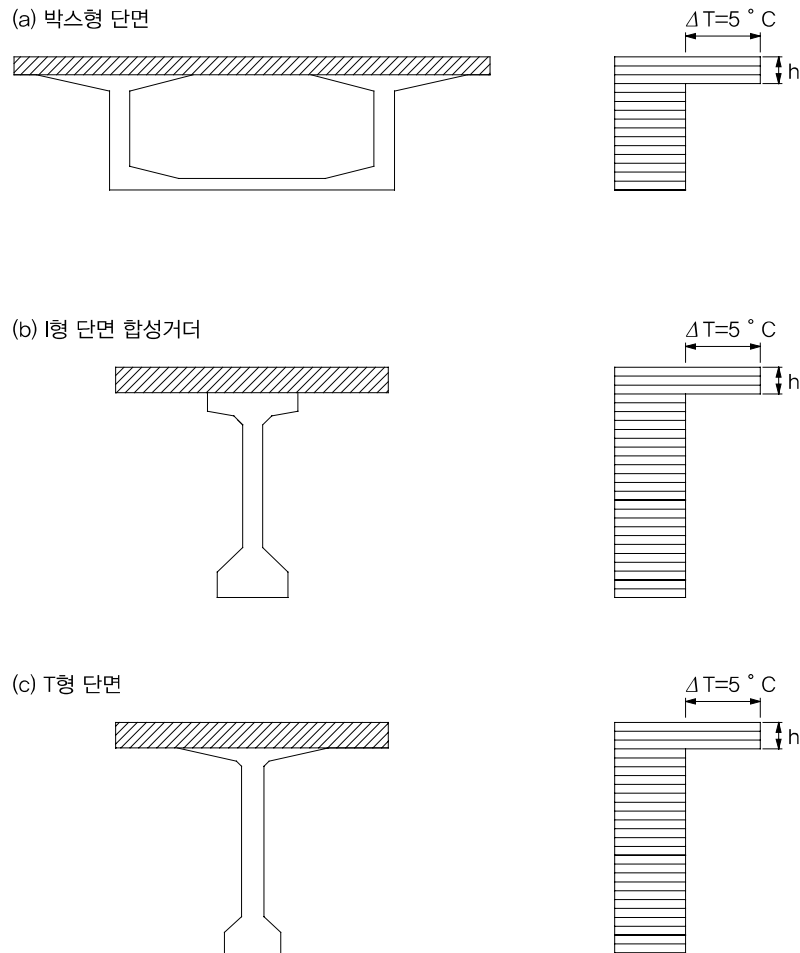
부정정구조물은, 정정구조물의 경우에 거의 문제시 할 필요가 없는 하중도 큰 영향을 미치는 경우가 있다. 여기에 언급한 하중의 종류는 부정정 구조물인 경우에 고려하여야 할 하중을 열거한 것이다. 그러나 구조형식이나 단면형상 등에 따라서는 여기에 언급한 하중이라도 검토를 생략하거나 또는 검토할 필요가 없는 것이 있다. 따라서 부정정구조물을 설계하는 경우에는 여기에 언급한 하중에 대해서 검토할 필요가 있는가를 신중히 판단하여야 한다. 일반적인 경우 여기에 기술한 각종 하중에 대한 크기와 그 적용에 대해서는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교’의 관련 각 조항 및 이 설계요령에 따른다.

(2) 온도변화 및 온도차

- (가) 온도변화의 범위는 ‘도로교 설계기준 제2장 설계일반사항 2.1.12 온도변화’에 따르는 것으로 한다.
- (나) T형단면 및 박스형단면의 거더에 있어서는 동일 단면 내의 바닥판과 그 밖의 부분과의 온도차가 5°C 생기는 것으로 응력의 검토를 하여야 한다. 또 그 분포는 바닥판의 평균두께를 두께로 한 구형단면에 분포하는 것으로 가정하여도 좋다. 단, 단순거더인 경우에는 일반적으로 이 온도차를 무시하여도 좋다.

바닥판과 그 밖의 부분과의 온도차에 의한 응력은, 부정정 구조물만이 아니고 단순거더 등의 정정구조물에도 생기지만 이 경우는 안전 측에 작용하는 것이 일반적이므로 단순거더의 경우에는 일반적으로 고려하지 않아도 좋다. 그러나 연속거더 등의 부정정구조물 등에서는 이 온도차에 의하여 비교적 큰 2차응력이 생기고 더욱이 단면 내 위함측에 작용하므로, T형단면이나 박스형 단면의 경우에는 반드시 고려하여야 한다.

속빈단면의 경우에는 복부의 단면적이 T형단면이나 박스형단면에 비하여 크므로 이 경우에는 바닥판과 복부 부분과의 겹보기 온도차가 적으므로 속빈단면인 경우에는 이 온도차 응력은 고려하지 않는다. 온도차 응력을 고려하는 경우 온도분포는 <그림 4.2>처럼 가정하여도 좋다.



<그림 4.2> 거더의 온도 차

(3) 건조수축

시공 중 또는 완공 후 구조계의 변화가 없는 경우에 건조수축의 영향에 의한 부정정력을 산출할 때에는 콘크리트의 건조수축률을 15×10^{-5} 으로 한다. 다만, 축방향 철근량이 부재의 콘크리트 단면적의 0.5% 미만인 경우에는 건조 수축률을 20×10^{-5} 으로 한다.

라멘이나 아치 등에 있어서는 건조수축 및 크리프 영향이 문제시 되지만, 이들은 단면의 크기나 구조물이 놓이는 환경, 콘크리트의 배합 등에 따라 다르므로 각각에 대하여 일률적으로 규정할 수 없다. 또 이 두 영향을 각각 계산하는 것이 의미가 없을 뿐 아니라 계산을 복잡하게 할 뿐이다.

따라서 이 양자를 합한 것이 15°C 의 온도 강하에 상당하는 것으로 한 것이다. 구조물을 분할시공하는 경우에는 각각의 부재의 재령차를 고려하여야 하므로, 이 수치를 그대로 적용할 수는 없다.

건조수축은 온도하중으로 다음과 같이 변환하여 설계하여도 좋다.

$$\text{건조수축율} : \varepsilon = 15 \times 10^{-5}$$

$$\text{온도 선팽창 지수} : \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

$$\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{15 \times 10^{-5}}{1.0 \times 10^{-5}} = 15^{\circ}\text{C}$$

(4) 크리프

부정정구조물이 시공 중 또는 완성 후 구조계가 변하는 경우 콘크리트의 크리프에 의한 영향을 고려하여야 한다.

부정정구조물이 시공중 또는 완성 후에 구조계가 변하는 경우 콘크리트 크리프에 의하여 부정정력이 생기므로 재령차를 고려한 후 크리프에 의한 영향을 계산하여야 한다.

(5) 재령 차에 의한 2차 단면력

- (가) 콘크리트의 재령차를 고려하는 경우의 크리프, 건조수축의 진행도는 ‘도로교 설계 기준 제4장 콘크리트교 4.2.3.3 크리프 및 4.2.3.4 건조수축’에서 구한 값을 쓴다.
- (나) 콘크리트 재령 차는 미리 교량마다 시공공정을 가정하고 이에 기초하여 산출한다.

(가) 정정구조물에 있어서도 콘크리트의 재령차가 있는 경우에는 이에 의한 응력이 발생하므로 고려하여야 할 경우가 있지만, 부정정구조물에서는 이 재령 차에 의한 2차응력이 비교적 크게 생기는 경우가 있으므로 주의하여야 한다.

콘크리트의 크리프, 건조수축은 골재종류, 시멘트종류, 배합, 기온이나 습도 등의 기상조건, 부재의

형상치수나 입지조건 등 다양한 조건에 의하여 좌우된다. 크리프 및 건조수축의 영향을 추정하는 경우에는 정도의 차이를 피할 수 없으므로, 이 크리프 및 건조수축의 영향이 매우 클 경우에는, 그 취급에 대하여 변동범위를 고려하여 단면응력을 검토하든가, 단면 구성을 재검토하는 등의 충분한 주의가 필요하다.

이 변동을 고려하는 경우에는 $\pm 30\%$ 정도를 변동범위로 고려한다.

(나) 재령차는 설계계산에 앞서 미리 그 교량의 공정을 가정하고, 이에 기초하여 산출하여야 하지만, 상세설계 시에 가정한 공정과 실제 공정의 차이가 날 경우에는 공정의 차이를 고려하여 단면응력을 검토할 필요가 있다.

예를 들어, 설계 계산 시 고려한 공정과 1개월의 차이가 예상될 경우 3개월의 공정차이에 대하여 단면응력을 산출하고, 실제 시공 시의 자료도 제시하여 둘 필요가 있다.

(6) 지점이동에 의한 영향

지점이동이 예상되는 경우에는 재하시험 또는 계산에 의하여 구한 변위량보다 부등침하량 또는 지점의 변위량을 추정하여 이에 의하여 단면검토를 하여야 한다.

연속거더에 있어서는 지점의 부등침하에 의하여 문형라멘, 사재가 있는 π 형 라멘, 아치라멘 등의 경우 지점의 침하와 함께 수평방향의 변위나 기초의 회전에 의해서 2차응력을 일으키므로, 이러한 지점이동이 예상되는 경우 충분한 검토가 요구된다.

특히 문형 라멘이나 사재가 있는 π 형 라멘처럼 평상시에 비교적 큰 수평력이 생기는 형식을 연약 지반에 설치하는 경우에는 기초의 허용 수평변위량과 평상 시 수평력에 의한 기초의 변위에 기인한 상부공의 응력을 검토할 필요가 있다.

지점 변위가 매우 느리게 발생하는 경우의 응력 취급에 대해서는 '도로교설계기준 제2장 설계일반 사항 2.1.15 지반변동 및 지점이동의 영향'에 따르고, 그 1/2을 설계계산에 고려한다.

4.4.3 응력계산을 필요로 하는 부재의 상태

콘크리트 및 PS강재의 응력검토는 각각 다음에 기술한 상태 중 가장 불리한 영향을 미치는 하중조합에 대해서 행한다.

- (1) 프리스트레스 도입 직후
- (2) PS강재의 릴랙세이션, 콘크리트의 크리프 및 건조수축을 끝낸 후의 상태
- (3) 특수하중이 작용한 상태

(3) 여기서 특수하중이 작용한 상태라고 함은 주로 시공 중의 하중상태를 의미하며, 다음과 같은 경우를 일컫는다.

(가) 1차간장, 2차간장으로 나누어 프리스트레스를 주는 경우

(나) 시공 시의 구조형식과 완성시의 구조형식이 다른 경우

(예 : 프리캐스트 단순거더를 가설하고, 후에 지점 위에서 이것을 결합하여 연속거더로 하는 경우, 캔틸레버식 가설을 하고 마지막에 선단을 폐합하여 연속거더를 형성하는 경우, 연속거더를 1경간마다, 동바리공을 운용하면서 시공하는 경우)

(다) 프리캐스트거더를 가설하고 그 위에 가설용 레일을 깔아 거더를 이동시키거나 가설용 기재를 운반하는 경우에는 시공의 순서에 따라 가장 불리한 영향을 주는 하중조합에 대해서, 응력계산을 하여야 한다.

4.4.4 PS강재의 응력계산

(1) PS강재의 릴랙сей션

‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.3.4 프리스트레스의 손실’에 따라 PS강재의 릴랙сей션에 의한 손실량을 산정한다.

(2) 콘크리트 탄성변형

PS강재 인장에 의한 콘크리트 탄성변형 및 탄성변형에 의한 PS강재 인장응력 감소량을 구할 때의 콘크리트 탄성계수는 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도에 대한 탄성계수를 사용한다.

프리스트레스 도입시의 콘크리트 탄성계수는 ‘도로교 설계기준 4.1.3’의 E_{ci} 를 참조로 한다.

$$E_{ci} = 0.043 W^{1.5} \sqrt{f_{ci}} \text{ 또는 } 4700 \sqrt{f_{ci}} \text{ (MPa)}$$

여기서, f_{ci} 는 프리스트레스 도입 시 콘크리트의 압축강도

(3) 콘크리트 크리프 및 건조수축

콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 프리스트레스의 감소를 계산하는 경우 크리프 계수 및 건조수축율은 일반적으로 <표 4.6>, <표 4.7>의 값과 같다.

단, 프리스트레싱 시의 콘크리트의 압축강도는 프리스트레싱 직후에 콘크리트에 발생하는 최대압축 응력의 1.7배 이상이 되지 않으면 안 된다. 또한 특별히 규정되지 않는한 부재의 양생조건과 동일한 상태에서 양생시킨 공시체에 대한 콘크리트 압축강도가 프리텐션 부재에서는 30MPa, 포스트텐션 부재에서는 28MPa이 될 때까지 콘크리트에 힘을 가하지 않아야 한다.

<표 4.6> 콘크리트 크리프 계수

지속하중을 재하 했을 때의 콘크리트의 재령(일)		4~7	14	28	90	365
크리프 계수	조강시멘트 사용	3.8	3.2	2.8	2.0	1.1
	보통시멘트 사용	4.0	3.4	3.0	2.2	1.3

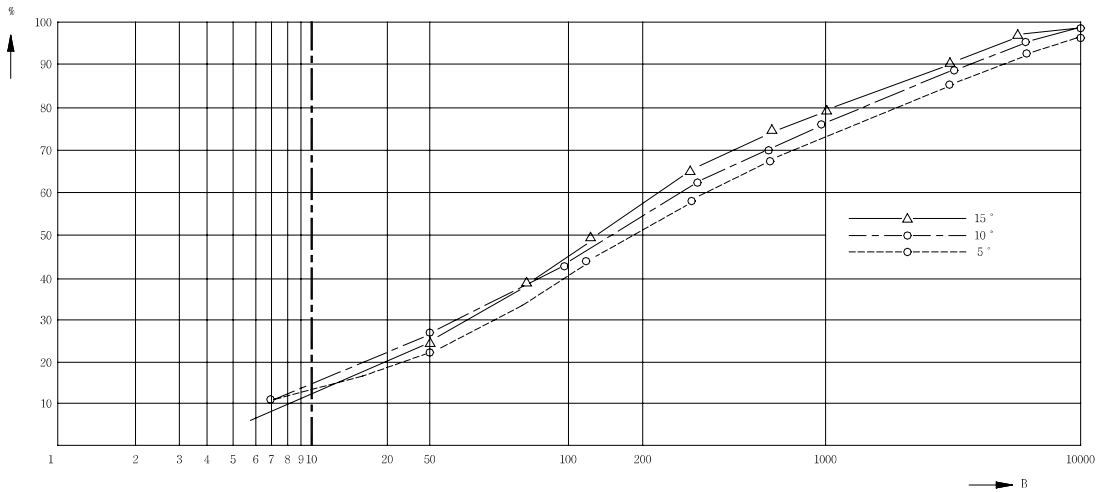
<표 4.7> 콘크리트의 건조수축율

프리스트레스를 도입할 때의 콘크리트의 재령(일)	4~7	28	90	365
건 조 수 축 율	27×10^{-5}	20×10^{-5}	14×10^{-5}	7×10^{-5}

조기에 또는 장기재령에서 프리스트레스를 주는 경우 크리프계수, 건조수축율의 값을 보정하여야 한다. 장기재령의 경우 크리프계수 및 건조수축율은 ‘도로교설계기준 제4장 콘크리트교 4.2.3.3 크리프 및 4.2.3.4 건조수축’의 해설 식에 의하고, 조기재령의 경우는 과거의 실적, 실험 등에 의하여 크리프 계수 및 건조수축율을 보정하여야 한다.

또 지간 30m 단순 T거더, 상대습도 75%에 대하여 온도별로 프리스트레스 도입 시의 재령 4일인 경우 크리프 진행 예를 <그림 4.3>에 나타낸다. 온도차, 절대습도, 부재의 두께 등이 크리프 및 건조수축율의 진행에 미치는 영향은 미소하므로, <그림 4.3>을 참고로 진행도를 추정하여도 좋다. 그러나 그 절대량인 크리프량, 건조수축량에 대해서는 영향을 미치므로 주의할 필요가 있다.

프리스트레스 도입 시의 콘크리트 압축강도는 시공도면에 규정되어야 한다.



〈그림 4.3〉 크리프 진행 예

(4) PS강재와 쉬스와의 마찰계수는 일반적으로 〈표 4.8〉에 따른다.

단 PS강재 유지간격, 쉬스에 대해서는 각각 ‘4.6.2(4) PS강재의 유지 및 4.2.4 쉬스’에 따른다.

〈표 4.8〉 파상마찰계수(κ)와 곡률마찰계수(μ)

		PS 강재의 종류	파상마찰계수 (κ /m)	곡률마찰계수 (μ /rad)
금속 쉬스 내에 부착된 긴장재		강선 긴장재	0.0033~0.0050	0.15~0.25
		강봉 긴장재	0.0003~0.0020	0.08~0.30
		고강도 스트랜드	0.0015~0.0066	0.15~0.25
부착되지 않은 긴장재	수지, 방수, 피복	강선 긴장재	0.0033~0.0066	0.05~0.15
		고강도 스트랜드	0.0033~0.0066	0.05~0.15
	그리스로 미리 도포된 경우	강선 긴장재	0.0010~0.0066	0.05~0.15
		고강도 스트랜드	0.0010~0.0066	0.05~0.15

〈표 4.8〉는 PS강재와 쉬스의 마찰계수에 대하여 일반적인 경우의 값을 나타낸 것이다. 따라서 시험 등에 의하여 충분히 신뢰할 수 있는 마찰계수를 알고 있는 경우에는 그 값을 써도 좋다.

PS강재와 쉬스의 마찰계수는, 사용하는 쉬스의 직경 및 PS강재 지지간격 등에 따라 크게 다르므로 마찰계수의 결정에 대해서는 직경 및 PS강재 지지간격을 동시에 고려하여 결정한다. 〈표 4.8〉는 각각 ‘4.2.4 및 4.6.2’에 의한 경우의 마찰계수이다.

(5) PS강재 정착 시 셋트량

PS강재 정착 시에 셋트를 만들어야 하는 공법에서는 이것에 의한 PS강재 인장응력의 감소를 고려하여야 한다. 정착시의 셋트량은 ‘도로교설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.3.4 프리스트레스의 손실’의 해설 식(4.6.1)에 의하여 계산하거나 과거의 실적을 통하여 결정한다.

설계 시 PS강재 정착 시의 셋트량을 고려하여야 한다.

(6) 하중에 의한 PS 강재 응력

각각의 하중에 대하여 PS강재의 응력증가량을 계산하고, 각 재하단계마다 허용응력이 내임을 확인하여야 한다.

도로교의 경우 하중에 의한 PS강재 응력의 증가량은 일반적으로 크지 않지만, PS강재의 허용응력 가까이까지 긴장하는 경우에는 하중에 의한 PS강재의 응력증가에 따라 허용응력을 초과할 우려가 있다. 거더 자중에 의한 PS강재의 응력증가량이 비교적 큰 경우에는 긴장 시에 이 증가량을 고려하여야 한다. 또 응력변동이 큰 PS강재는 피로강도를 저하시키게 되므로, 활하중에 의한 PS강재의 응력증가량은 100MPa로 하고, 이 값을 넘지 않도록 설계한다.

도입 프리스트레스량은 마찰계수 등이 설계 시와 달라질 가능성이 있고 설계대로 프리스트레스량을 도입할 수 있다고 볼 수 없으므로 설계 시 대개 2~3%의 여유를 예상하여도 좋다.

부착이 있는 경우 하중에 의한 증가량은 PS강재 도심위치에 있는 하중에 의한 콘크리트 응력에 n (탄성계수 비)을 곱하여 구한다.

4.4.5 휨모멘트와 축방향력을 받는 부재

- (1) 설계하중 작용시 부재단면에 생기는 콘크리트응력 및 PS강재응력은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트 4.6 프리스트레스 콘크리트’에서 규정하는 허용응력 이하이어야 한다.
- (2) 부재의 설계모멘트 강도는 극한하중 작용시의 극한모멘트 이하이어야 한다.
즉, 휨부재에서는 ‘콘크리트 구조설계기준 제6장 휨 및 압축 6.2.1 설계가정’의 설계가정을 바탕으로 하여 RC의 경우에서처럼 설계모멘트 ϕM_n 을 계산하되 철근의 항복응력 (f_y) 대신 극한하중에 대하여 산출한 PS강재의 응력 (f_{ps})를 대입하고 철근 단면적(A_s) 대신 PS강선의 단면적(A_p), 철근비 대신 PS강재 비를 사용하여 구한다.
휨과 축방향력을 동시에 받는 부재에 대해서는 P-M 상관도로부터 인장지배 또는 압축 지배 단면을 확인하여 계산한다.
- (3) 단면력의 계산은 연속거더 등의 지점 및 각각의 경간을 10등분한 단면위치에서 행하는 것을 원칙으로 한다.

(2)에 대하여

연속거더 등의 부정정구조물에 있어서는 휨모멘트가 최대가 되는 위치뿐만 아니라 상반응력이나 교번응력이 작용하는 단면에서 PS강재가 비교적 중립축 부근에 모여 있는 경우에는 파괴에 대하여 위험할 수가 있으므로 주의하여야 한다. 따라서 이러한 단면에서는 가능한 한 PS강재를 분산 배치한다. 극한 하중 작용시를 검토하기 위해서 ‘도로교 설계기준 4.6.2.4의 현장타설 포스트텐션교’에 따라 계수모멘트강도와 계수 전단강도를 계산하여야 한다. 각 강도계산 시에는 프리스트레싱에 의하여 유발되는 2차모멘트 또는 전단력(하중계수 1.0)을 계수 고정하중과 계수 활하중에 의한 모멘트 및 전단력에 각각 더하여야 한다. 그리고 강도설계검토시 건조수축, 크리프, 온도차를 고려하여야 한다.

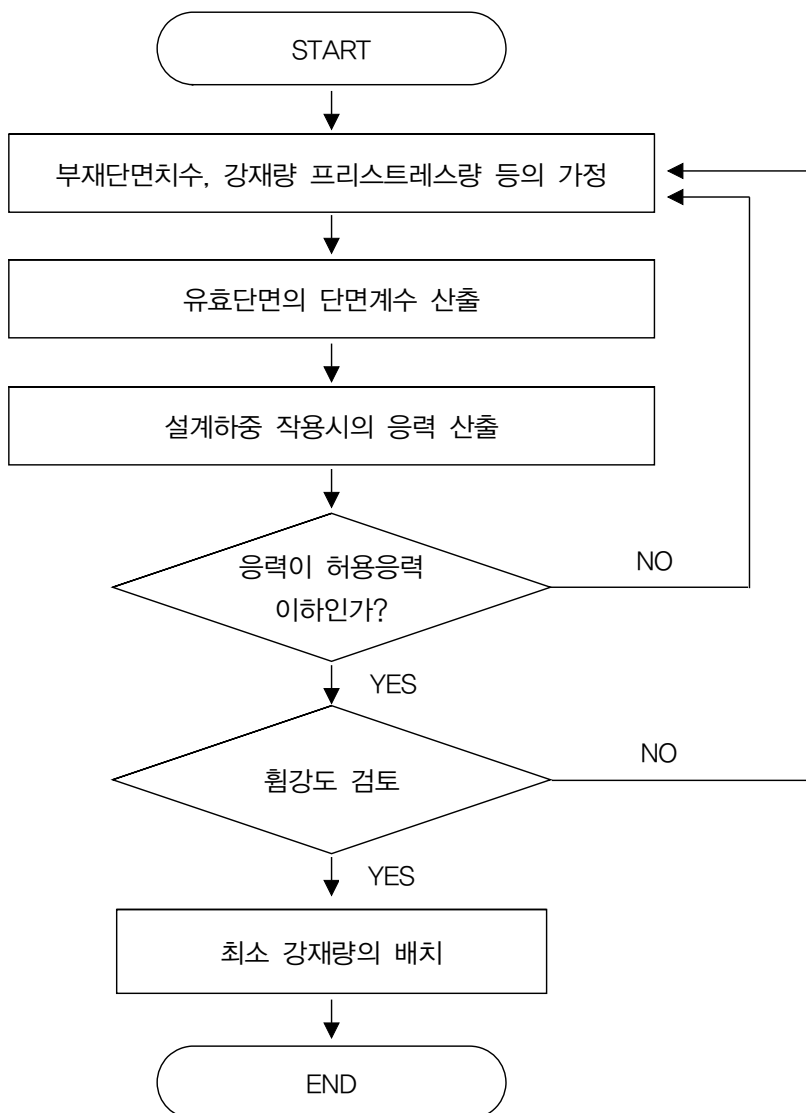
예를 들어 T형단면처럼 인장측의 파괴내력에 대하여 압축측 콘크리트 단면적이 작아 압축파괴내력이 작은 경우에는, 갑작스런 압축파괴를 유발하므로 주의하여야 한다.

(3)에 대하여

단순거더, T거더 단순합성보 등의 일반 PSC교량에서는 이 설계요령에 나타낸 계산으로도 충분하지만 디비닥공법인 경우, 혹은 휨올림 PS강재 등으로 단부정착을 하지 않는 경우에는 필요에 따라 계산 단면을 추가한다. 또 계산은 각각의 단면위치의 단면력이 최대·최소가 되는 경우에 대해서 한다. 특히 최대휨모멘트 발생위치의 계산은 중요하며 교번응력 발생위치에는 PS강재를 분산시키는 등의 주의가 필요하다.

〈표 4.9〉 PS강재의 허용인장응력

프리텐션 부재	프리스트레스 도입 직전 응력
	- 저 릴랙сей션 강연선 : $0.75f_{pu}$ - 응력 제거 강연선 : $0.70f_{pu}$
포스트텐션 부재	프리스트레싱 된 긴장재의 정착 직후 응력
	- 정착구에서의 응력 : $0.70f_{pu}$ - 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝 부분에서의 응력 : $0.83f_{py}$



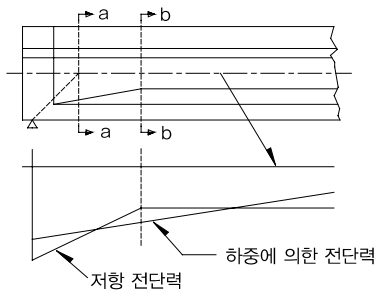
〈그림 4.4〉 힘에 대한 계산 순서도

4.4.6 부재응력의 계산위치

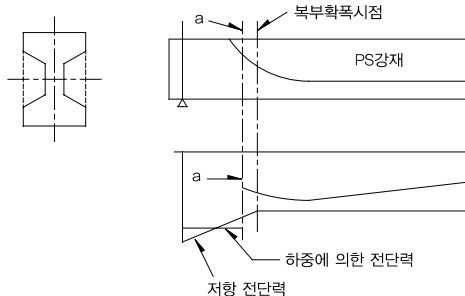
부재응력의 계산은 지점부근, 단면력 최대·최소위치, 단면변화위치 등 필요한 곳에 대하여 계산한다.

전단응력의 검토는 지점에서 복부높이의 $\frac{1}{2}$ 인 곳과 기둥과 바닥판이 접촉하는 곳은 바닥판 두께의 $\frac{1}{2}$ 단면위치 외에도 복부 확폭 시점이 위험하게 되는 수가 자주 있으므로 이 부분에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.(그림 4.5)의 b-b단면).

또, PS강재를 절곡시켜 플랜지 상면에 정착하는 경우에는 이 정착위치에 대해서도 사인장 응력의 검토를 하여야 한다.(그림 4.6)의 a-a단면).



〈그림 4.5〉



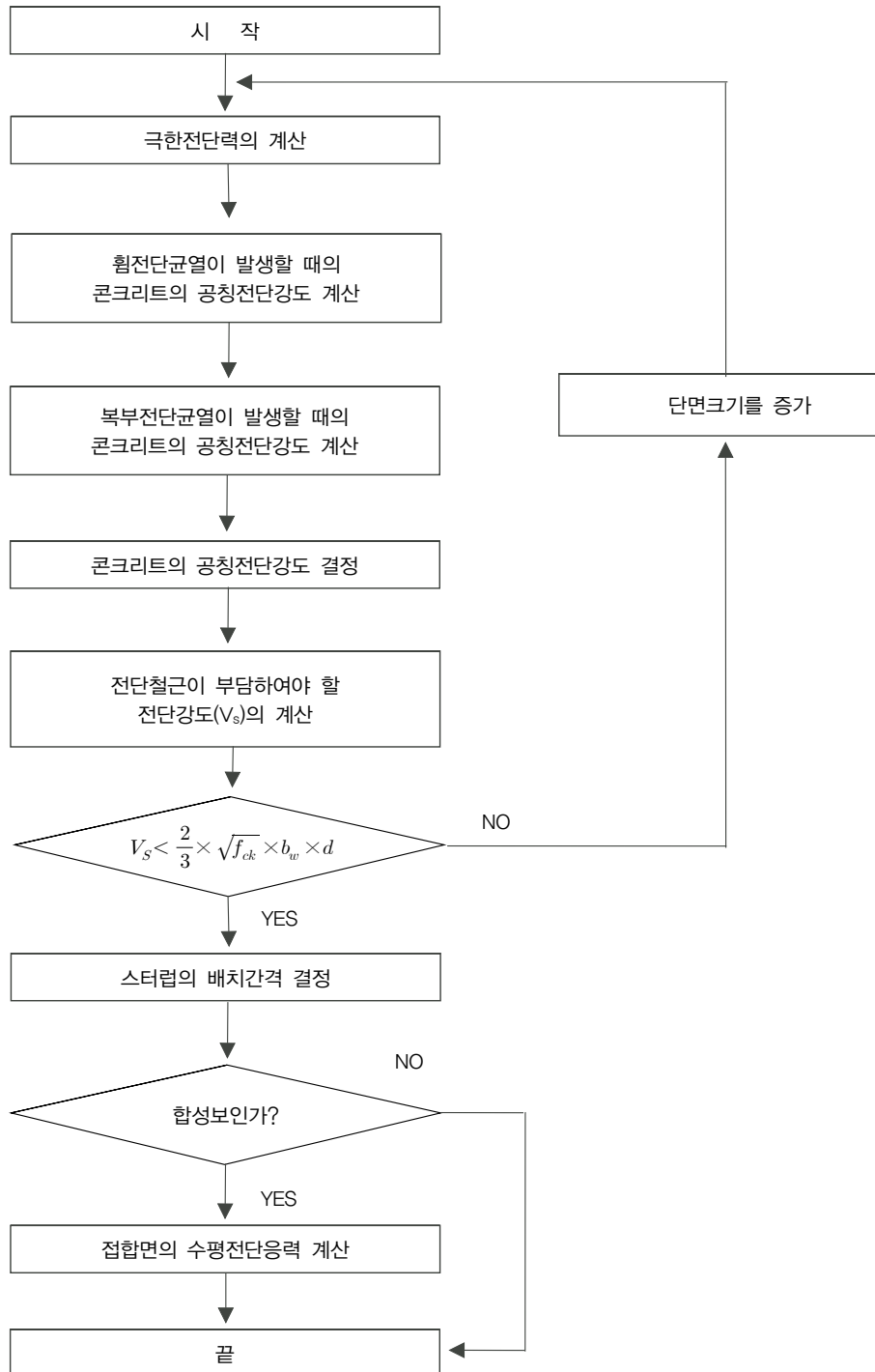
〈그림 4.6〉

통상의 거더(지간 40~50m 미만)의 경우 응력을 계산하는 단면 수는 10 정도로 하는 것이 좋다.

4.4.7 전단력이 작용하는 부재의 응력계산

- (1) 전단설계는 '도로교 설계기준 제4장 4.6.3.8 전단 및 비틀림' 또는 '콘크리트 구조설계기준 제7장 전단과 비틀림 7.3.2 프리스트레스트 콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도'에 의하여 산출된 전단강도에 대하여 설계한다.
- (2) 콘크리트의 공칭전단강도는 (1)에 의하여 계산된 휨전단균열 발생 시와 복부전단균열 발생 시의 공칭전단강도 중 작은 값을 택한다. 또한 극한 전단강도에서 콘크리트전단강도를 제외한 값이 (철근이 부담하여야 할 강도) $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}b_wd$ 보다 크면 단면을 증가시켜 앞의 과정을 반복 계산하고, $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}b_wd$ 보다 작으면 스티럽 배치간격을 결정한다.
- (3) 설계하중 작용시의 사인장응력을 조사하는 경우의 검토를 행하는 단면위치는 다음과 같다.
 - (가) 단면의 중립축 위치
 - (나) 부재의 단면폭(b)이 최소로 되는 위치
 - (다) 수직응력 f_c 가 0이 되는 경우

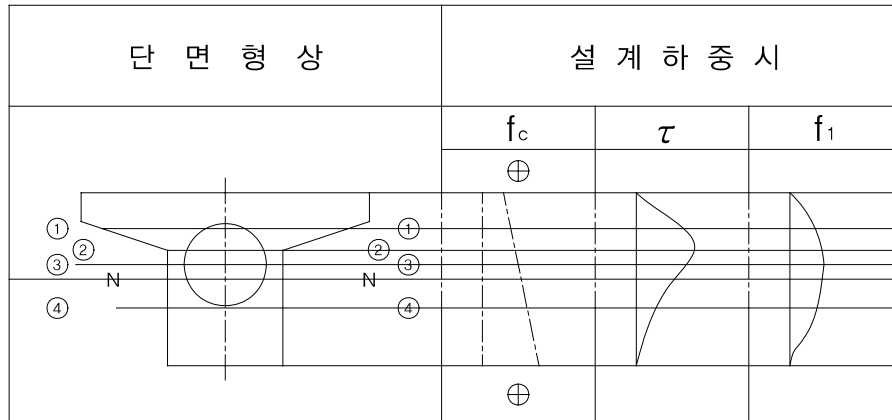
전단에 대한 계산순서를 흐름도로 나타낸 것이 <그림 4.7>이다.



<그림 4.7> 전단에 대한 계산 순서도

- (3) 일반적인 경우 사인장응력(f_1)이 최대가 되는 위치는 단면에 인장응력이 생기지 않는 경우에 중립축의 위치 또는 단면의 폭(b)이 최소가 되는 위치이고 단면에 인장응력이 생기는 경우에는 수직응력(f_c)이 0이 되는 위치이다.

참고로 원형 속빈단면인 경우를 <그림 4.8>에 나타낸다.



<그림 4.8>

계산에 사용하는 힘 및 압축응력(f_c)은 그 부재 위치의 최대치가 아니라 전단력이 최대로 되는 재하상태의 응력이다.

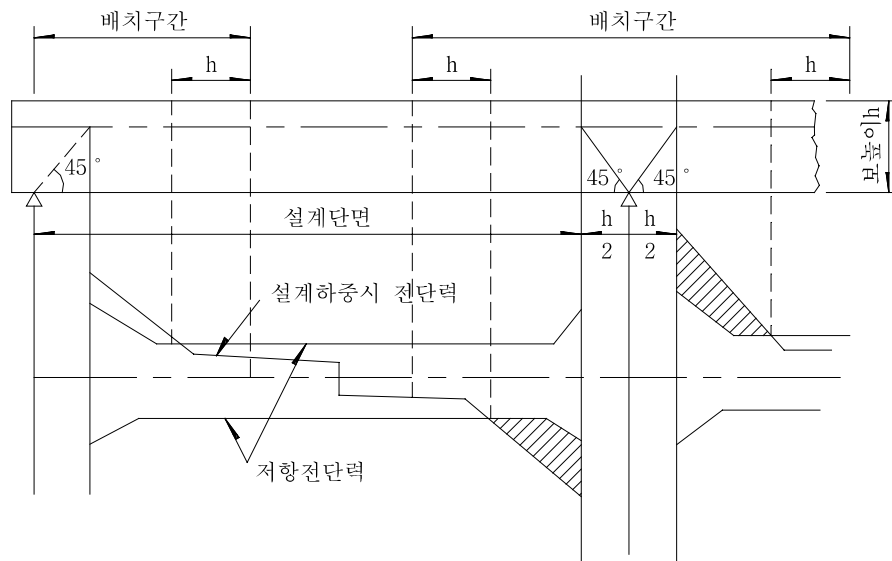
4.4.8 사인장철근 산정

- (1) 사인장 철근의 적용은 ‘콘크리트구조설계기준 제7장 전단과 비틀림 7.4 전단철근에 의한 전단 강도’에 따르며 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.4.6 전단에 대한 설계’에 의하여 철근량을 계산한다.
- (2) 설계하중 작용시의 배근은 사인장철근의 작용전단력이 콘크리트가 부담하는 저항전단력을 넘는 구간 및 그 구간에 형고 만큼 더한 구간을 범위로 한다.
- (3) 계산상 사인장철근이 필요 없는 경우에도 ‘콘크리트구조설계기준 제7장 전단과 비틀림 7.4.3 최소전단철근’에 따라 최소철근을 배근한다.

- (2) 계산에 의하여 구한 사인장철근을 배치하는 구간은 <그림 4.9>대로 하여도 좋다. 또 사인장 응력은 원칙적으로 스테럽이 부담하게 하며 절곡철근을 쓰는 경우에도 최소한 사인장응력의 1/2 이상은 스테럽으로 받게 하는 것이 좋다.

(3)에 대하여

계산상 사인장철근이 필요하지 않은 경우도 최소한의 보강을 하여야 한다. 특히 지점으로부터 거더높이의 1.5배 범위는 기타 구간보다 충분히 보강하여야 한다.



〈그림 4.9〉

4.4.9 비틀림모멘트가 작용하는 부재의 응력계산

- (1) 프리스트레스트 콘크리트 부재의 경우 설계비틀림모멘트(T_u)가

$$\phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}}}}$$

를 초과하는 경우에는 '도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.4.7 비틀림에 대한 설계'에 의하여 비틀림의 영향을 전단과 휨에 포함시켜 설계한다.

- (2) 비틀림모멘트에 의한 전단응력과 전단력에 의한 전단응력의 합에 의한 단면력의 산정은 조합응력이 최대가 되는 재하상태를 고려하는 것이 합리적이지만 실제 이러한 재하상태를 중첩하여 계산하여도 좋다.

4.4.10 외부 긴장재(external tendon)의 구조

(1) 외부 긴장재 정착부의 설계

- (가) 외부 긴장재의 정착부는 PS강재의 긴장력을 주거더에 전체에 영향을 미치도록 주거더에 배치된 외부 긴장재의 제원 및 본수를 고려하여 적절한 구조를 선정하여야 한다. 정착부의 설계에 있어서는 텐션 긴장력 등에 의하여 각 부재에 발생하는 응력을 적절한 방법에 의하여 평가한 후 필요한 내하력 및 내구성을 확보하여야 한다.
- (나) 외부 긴장재는 지점 지점격벽 혹은 격벽(다이아프램, 리브)을 설치하고 정착하는 것을 표준으로 한다. FCM 등에 있어 웹과 상·하판 등에 돌기를 설치하고 정착한 경우에는 텐션 긴장력을 거더 콘크리트 전체에 미칠 수 있는 구조로 하고 또한, 돌기 및 돌기주변의 거더 본체를 충분히 보강하여야 한다.
- (다) 정착부 부근에서 긴장재를 곡선으로 배치한 경우의 구조는 (2)에 나타난 편향부 설계에 따라 설계하여야 한다.
- (라) 정착부 부근의 보강은 '도로교 설계기준 4.6.3.9 포스트텐션 부재의 정착구역'에 따라 보강한다.

(가) 외부 긴장재의 확실한 정착을 위해서는 지점 격벽이나 중간부 격벽(다이아프램, 리브) 등의 두꺼운 부분에 정착할 필요가 있다. 외부 긴장재의 부착방식은 그라우팅을 한 내부텐던과 달라서 장력 변동이 직접 정착부에 전달되는 등, 일반적으로 도입 긴장력이 크기 때문에 정착부에 작용한 프리스트레스력을 분산시키고 거더콘크리트에 프리스트레스력을 확실히 전달시킬 수 있는 구조를 적용하여야 한다. 또한 지압·할렐·배면의 인장 등의 국부응력이나 국부적인 휨 또는 전단력에 대해서도 안전성을 확보하여야 한다.

외부 긴장재 구조에 의한 PSC교량의 내하력이 정착부나 편향부의 강도에 의존하고 정착부나 편향부의 파괴가 구조물 전체의 붕괴에 연결된 위험성도 있기 때문에 다른 부위보다 먼저 붕괴되는 일이 없도록 하여야 한다.

(나) 외부 긴장재의 정착부는 정착반력을 철근둘레에 분산되어 전 거더 콘크리트에 미칠 수 있는 구조를 채용함과 동시에 지압·할렐·파열 등의 국부응력이나 국부적인 휨과 전단에 대하여도 충분한 안전성의 확보가 필요하다.

외부 긴장재의 정착은 일반적으로 다수의 PS강재가 집중하여 좁은 범위에 정착되기 때문에 단체로의 정착부 보강 외에 정착군으로서도 충분히 보강하여야 한다.

외부 긴장재 방식의 긴장재를 정착한 지점격벽, 격벽 및 정착돌기는 긴장재에 작용한 인장력을 구조부재에 충분히 전달할 수 있어야 한다. 이들에 작용한 긴장재의 인장력에 의하여 생기는 휨모멘

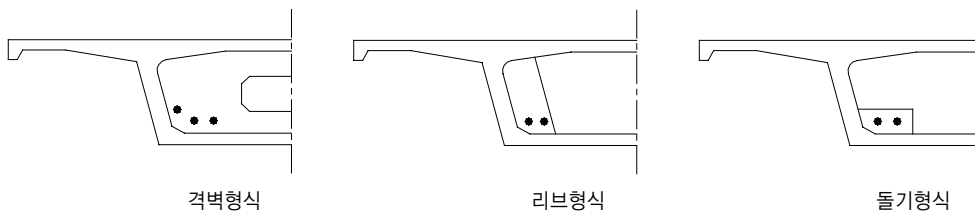
트 및 축방향력, 전단력, 압발전단력, 할렬력, 경우에 따라서는 비틀림 모멘트에 대하여 안전하도록 충분히 보강하여야 한다.

- (다) 극한하중 작용 시 정착부의 검토에 이용한 장력은 텐던의 인장강도에 이른 장력으로 한다.
- (라) 정착부에는 장래 예상된 보수 또는 보강에 대하여 예비공을 설치하여야 한다. 그 경우 예비공 부근에 미리 필요한 보강을 행하여야 한다.

(2) 편향부(deviation block)의 설계

- (가) 외부 긴장재의 편향부는 구조전체의 기능이 충분히 발휘되는 구조로 하여야 한다. 편향부의 설계에 있어서는 외부 긴장재에 의하여 각 부재에 발생시키는 응력에 대하여 적절한 방법으로 필요한 내하력 및 내구성을 확보하여야 한다.
- (나) 편향부 및 편향부 부근은 긴장재에 가능한 한 부가응력이 발생하지 않는 구조이어야 한다.
- (다) 편향부에는 예비공을 설치하여야 한다.

- (가) 외부 긴장재의 배치형상을 유지하고 편향력을 거더에 전달하는 편향부는 모든 작용에 대하여 편향구의 변형이나 분리 등이 있기 때문에 거더 콘크리트와 일체화하여야 한다. 그 형태는 격벽, 리브, 돌기형식이 일반적이다. 이중 돌기형식에 관해서는 거더 콘크리트의 중량을 줄일 수 있다는 점에서 유리한 형식이지만 다른 두 형식과 비교하여 편향력을 거더에 원활하게 전달하는 관점에서 그다지 바람직하지 않은 형식이므로 ① 외부 긴장재의 용량이 작은 경우나 ② 외부 긴장재 각도가 작아서 편향력이 작은 경우 이외에는 이용하지 않는 것이 좋다. 격벽, 리브, 돌기형식의 편향부 형태를 <그림 4.10>에 나타내었다.

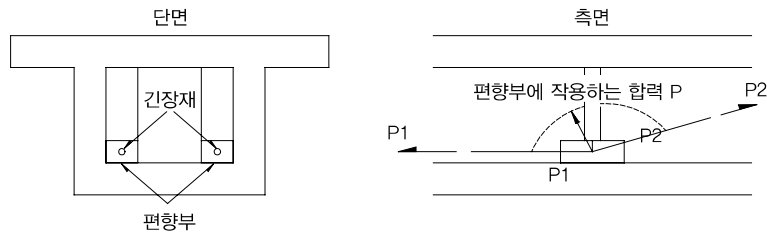


<그림 4.10> 편향부의 형식

외부 긴장재 구조의 콘크리트 거더가 극한하중 작용 시까지 내하성능을 지지한 것을 보증하기 위해서는 정착부와 편향부가 외부 긴장재 파단 이전에 파괴되지 않아야 한다. 편향부의 설계에는 긴장재의 장력변동이나 작용방향의 변화에 대하여 편향부의 유해한 변형이나 거더 콘크리트로부터의 분리가 없어야 하므로 긴장재의 인장강도에 준하는 하중에 대하여도 안정성을 검토하여야 한다. 편

향부에는 <그림 4.11>에 나타난 것과 같은 편향력이 작용하므로 편향부는 <그림 4.12>에 나타난 것처럼 가로보나 격벽의 강성이 큰 부재에 설치하는 것이 좋다. 웨이나 플랜지에 돌기를 설치하여 편향부로 한 경우에는 플랜지에 지점격벽을 설치하거나 강성이 큰 부재 중간에 돌기를 설치하는 등의 방법으로 편향부 부근의 구조부재에 불리한 영향을 미치지 않는 구조로 하는 것이 좋다.

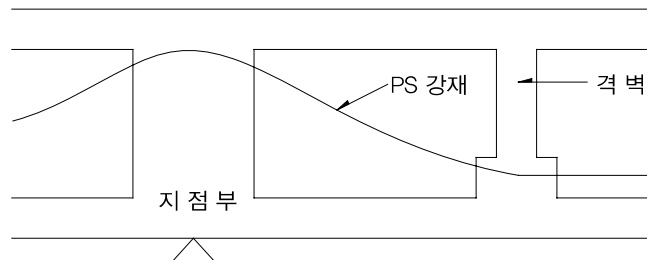
편향부 뿐만 아니라 편향부 부근에도 충분한 보강을 하여야 한다.



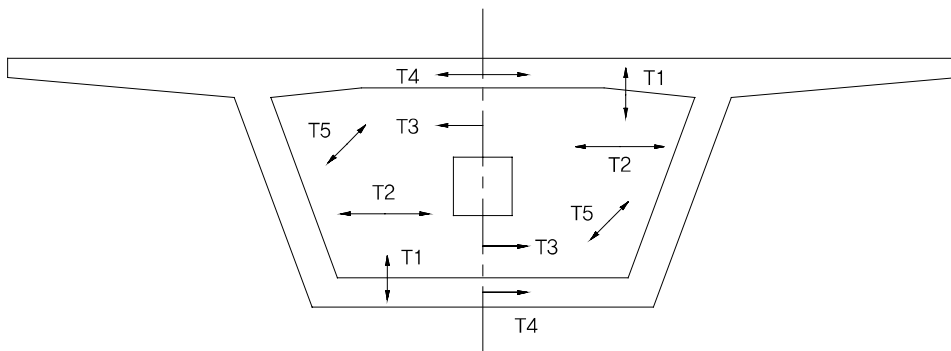
<그림 4.11> 편향부에 작용하는 힘

편향부의 설계 시에는 FEM 해석 등을 실시하여 보강량을 산출하는 것이 바람직하다.

단, <표 4.10>에 나타내는 간이 설계법을 이용하여도 좋다.

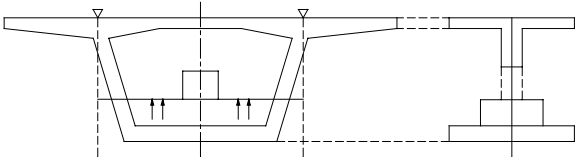


<그림 4.12> 횡거더와 격벽을 편향부로 한 예



<그림 4.13> 편향부에 발생하는 단면력

〈표 4.10〉 편향부의 간이 설계법

편향구에 발생하는 단면력		간이해석모델
T1	편향구 외측에 발생하는 국부인장력	격벽 형식과 리브 형식은 연직분력의 50%의 하중으로 설계하고 돌기형식은 100%의 하중으로 설계한다.
T2	편향구 내측에 발생하는 할렬력	할렬인장력 T_2에 대하여 보강한다. T_2는 식 (4.3)에 의하여 산출된다. $T_2 = 0.25 \cdot P_v \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_s}\right) \quad \text{----- 식 (4.3)}$ 여기서 T_2 : 할렬인장력(N) P_v : PS강재 1본당 프리스트레스 힘(N) d_1 : 외부 긴장재가 통과한 구멍의 지름(mm) d_s : 외부 긴장재가 통과한 구멍의 중심간격(mm)
T3	편향구 격벽부에 발생하는 수평방향의 인장력	인장력(T_3, T_4), 전단력(T_5)에 대하여 보강한다. 아래 그림에 나타난 것과 같이 웹에 지지된 단순지지의 모델에 초기응력의 연직분력을 하중으로 대치하고 산출한다. T_3, T_4를 산출한 경우는 초기장력의 연직분력을 분포하중에, T_5를 산출한 경우는 집중하중으로 재하한다. 또한 이때, 상판에 배치된 횡방향 프리스트레스의 영향을 고려하여 설계하여야 한다. 
T4	상판에 발생하는 인장력	
T5	편향구 격벽에 발생하는 전단응력 (사인장응력)	

외부 긴장재를 다단배치로 한 경우의 편향부의 간이계산방법은 아래와 같다.

T1 : 모든 외부 긴장재에 대하여 국부인장력을 계산한다.

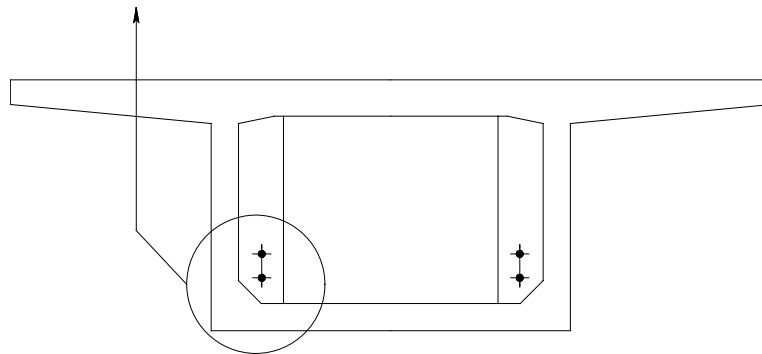
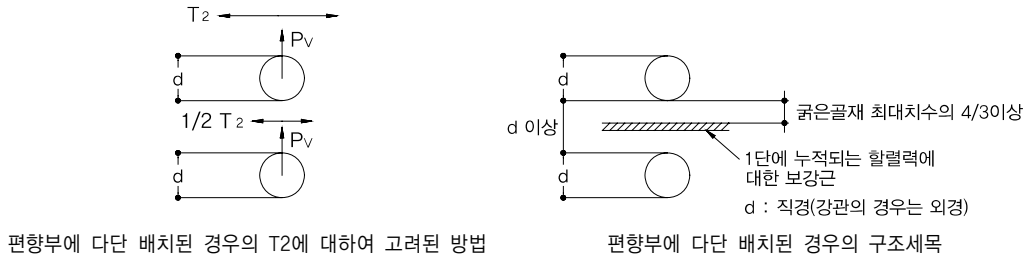
T2 : 모든 외부 긴장재에 대하여 할렬력을 계산한다. 단, 상하의 PS강재 공간에도 각각의 외부 긴장재에 의한 할렬력을 1단으로 누적되어지는 것으로 한다.

T3 : 모든 외부 긴장재에 대하여 격벽 또는 리브에 발생되는 인장력을 계산한다.

T4 : 모든 외부 긴장재에 대하여 상판(바닥판)에 발생되는 인장력을 계산한다.

T5 : 모든 외부 긴장재에 대하여 격벽 또는 리브에 발생되는 전단력을 계산하고 검토한다.

이상 T1~T5에 대하여 모든 텐던의 보강을 행한다. 단 T2는 텐던 구멍사이에도 1단으로 누적하여 할렬력에 대한 보강근을 배치한 것으로 한다. 그 경우 텐던 구멍의 간격 부분을 확보할 필요가 있지만, 간격에 따라서 구멍의 직경 d 이상 취한 것을 원칙으로 하고, 2단의 텐던 구멍 사이에 배치한 T2용 철근과 텐던 구멍 여백은 굵은골재 최대치수의 4/3 이상 확보한 것으로 한다 〈그림 4.14〉.



〈그림 4.14〉 외부 긴장재를 다단 배치한 경우의 PS강재 간격

또 T3, T4를 산출한 경우는 상판에 배치된 횡방향 초기응력의 영향을 고려하여 해석한 것이 바람직하지만, 간편한 방법으로서 간이 계산법으로 산출된 단면력의 2배로 설계하여도 좋다. 단, 상판 횡방향 프리스트레스가 없는 경우 2배의 보정은 필요 없다. 외부 긴장재의 연직분력은 프리스트레스 중 긴장력이 가장 큰 값을 이용하는 것이 좋다.

(나) 편향부에 배치된 긴장재에 작용한 부가응력으로서 배치오차나 긴장재의 진동에 의한 국부적인 변형이나 휨반지름이 작아지는 것에 의한 부가적인 휨응력, 긴장재의 장력변동에 수반된 긴장재와 충전재 혹은 쉬스와의 마찰응력 등이 고려된다. 긴장재의 원활한 선형과 최소 휨반지름을 확보하기 위해서는 부가응력이 발생할 것 같은 시공오차를 흡수하는 구조로 하여야 한다. 관구에 넓은 거더 편향관을 채용한 경우에는 설치위치의 정밀도가 현장에서 확인할 수 있도록 도면에 정확한 치수를 표현하여야 한다.

(다) 정착부에 장래 예상된 보수 또는 보강에 대비하여 예비공을 설치한 것과 같은 모양의 예비공을 편향부에도 마련하여 둘 필요가 있으며 예비공 부근에도 미리 필요한 보강을 행하여야 한다.

(3) 구조세목

(가) 최소강재량

최소강재량은 ‘도로교 설계기준 4.6.3.6 철근 및 PS강재의 제한’에 의한다.

(나) 긴장재

긴장재의 배치는 ‘도로교 설계기준 4.6.4.2 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격’과 제조회사의 규격을 고려하여야 한다.

(다) 단부가로보나 거더에 외부긴장재를 정착하는 경우에는 정착구 등의 점검작업 등을 실시할 수 있는 공간을 거더 사이에 마련하는 등, 점검할 수 있도록 하여야 한다.

(라) 외부 긴장재의 정착부 및 편향부(deviation block)는 PS강재에 국부적인 힘이 생기지 않는 구조로 하여야 한다.

(마) 방진장치

(a) 외부 긴장재는 유해한 진동이 생기지 않도록 하여야 한다.

(b) 진동의 가능성이 있는 경우는, 공진하지 않게 방진대책을 검토하여야 한다.

(나) 긴장재

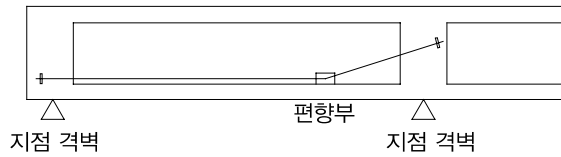
① 정착구 부근의 긴장재에 축방향 이외의 힘이 작용하지 않도록, 정착구의 지압면으로부터 소정의 구간을 직선으로 배치하여야 한다. 외부 긴장재 방식의 긴장재의 곡률반지름은 각 회사별로 정하여진 규격을 따라야 한다. 최소 곡률반지름의 설정 이유가 중심 방향력에 의한 국부적인 콘크리트응력 발생과 강재 자체의 부가응력인 점을 고려하여 다음 사항을 확인하는 것이 바람직하다.

(a) 중심 방향 작용력이나 지압응력이 허용치 이하여야 하고, 긴장재를 거둬들여 배치하는 경우에는 긴장재 사이의 부재가 충분한 내력을 확보.

(b) 긴장재는 충분한 내하성능을 확보.

이 요령에서는 긴장재의 최소 곡률반지름을 규정하고 있지 않지만, 강재보다 강선량이 증가하는데 따라 곡률반지름을 크게 하여야 한다.

② 긴장재 정착구에는 큰 힘이 작용하기 때문에, 구조 부재에 대하여 영향이 가장 작다고 생각되는 지점 격벽이나 격벽에 정착하는 것으로 한다. 〈그림 4.15〉 다른 부재에 정착구를 설치하는 경우에는 구조적으로 압축영역이 되는 위치에서 구조부재에 불리하게 작용하지 않는 위치에 정착블럭을 설치하고 정착하는 것이 좋다.



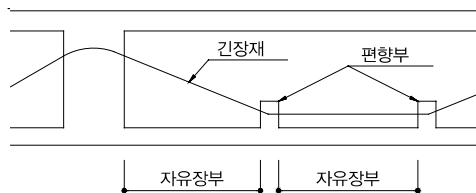
〈그림 4.15〉 지점 격벽에 정착한 예

(라)에 대하여

외부 긴장재의 정착부 및 편향부에서는 시공 오차 등에 의한 텐던의 국부적인 힘에 의하여 부식이 발생하지 않도록 덱트의 양단부를 가능한 한 확대하는 형태로 하는 등의 방법이 필요하다. 관구에 넓은 편향관을 채용한 경우에는 설치위치의 정밀도가 현장에서 확인할 수 있도록 도면에 정확한 치수를 표현하여야 한다.

(마) 방진장치

긴장재의 자유장부(그림 4.16)의 진동수가 구조계의 진동수에 가까우면, 차량통행 등에 의해서 생기는 구조물의 진동에 의하여 긴장재가 진동하여 반복 휨응력이 발생하게 된다. 이 때문에 긴장재 자유장부와 차량주행 등에 의하여 생기는 구조물의 진동수에 대해서는 방진장치 등을 이용하여 자유장부의 진동 기간장을 작게 하거나, 적절한 감쇠 성능을 부여 하는 등 긴장재에 유해한 진동이 발생 하지 않도록 하여야 한다. 진동해석을 하지 않는 경우에 방진장치의 간격은 기간장의 1/4 이내로 하는 것이 좋다.



〈그림 4.16〉 긴장재의 자유장부

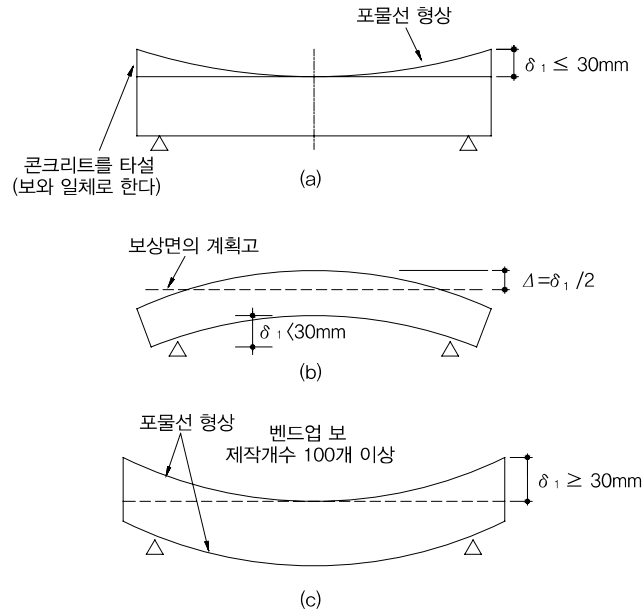
(참고) 진동해석을 하지 않는 경우의 방진장치 간격은 AASHTO LRFD(미국) 5.10.5에 의하면 7.5m를 넘지 않도록 하고 있고 DMRB Vol.1 Section3 Part9 BD 58/94(영국)에서는 12.0m를 넘지 않도록 하고 있다.

4.5 처 짐

- (1) 설계 계산 시 각종 하중에 의한 처짐을 반드시 고려한다. 이 처짐에 의하여 교면에 유해한 경사의 변화가 일어나지 않도록 검토하여야 한다.
- (2) 프리텐션거더의 경우 고정하중, 프리스트레스 및 크리프에 의한 처짐을 고려하고 받침 거치높이 또는 거더 상부면의 형상치수 등을 검토하여, 교량 완공 후 자동차 주행에 유해한 영향을 주지 않도록 설계 계산 시에 검토하여야 한다.
- (3) 단순교 및 연속교에 있어서 충격을 포함한 활하중으로 인한 처짐은 보행자도 이용하는 교량은 $\ell / 1000$ 보행자가 이용하지 않는 교량은 $\ell / 800$ 이하로 한다.

(1), (2) 처짐은 고정하중 · 활하중 · 프리스트레스 · 크리프 · 건조수축 · 온도변화, 온도차 등에 의하여 생기지만, 이중 특히 문제가 되는 것이 크리프에 의한 처짐이다. 크리프에 의한 거더의 변형은 축방향과 상 · 하방향에 생긴다. 또, 교축 중앙선에 대해서 좌우의 프리스트레스량에 차이가 있는 경우에는 직각방향으로 변형이 생기는데, 이러한 PS강재 배치는 반드시 피하여야 한다. 일반적인 경우 자동차 주행 상 특별히 문제가 되는 것은 상 · 하방향의 크리프 처짐이다. 상 · 하방향의 크리프처짐은 단면에 생기는 응력 분포상태와 그 크기에 영향을 미치며 특히 고정하중과 프리스트레스에 의한 응력분포에 영향을 준다. 포스트텐션방식의 경우에는 거푸집을 그 처짐량 만큼 상향 또는 하향 조정함으로써 크리프 처짐의 문제는 어느 정도 완화되지만, 프리텐션 방식인 경우에는 이 상 · 하의 조정량 크기가 문제로 된다. 프리텐션방식인 경우(고정하중 + 프리스트레스 + 크리프)에 의한 처짐량(δ_1)이 30mm 이상이 되는 경우에는 <그림 4.17>(a)에 나타난 바와 같이 거더 제작을 하는 것이 좋다. 30mm 미만인 경우에는 계획고와의 차이가 $\delta_1/2$ 이 되도록 받침높이를 결정하는 것이 좋다. 또 밴드업보에서 δ_1 이 30mm 이상 또는 제작개수가 100개를 넘는 경우는 아래 플랜지의 하측도 포물선 형상으로 하여, 포장하중 작용 시 종단선형에 평행하게 설계하여야 한다.

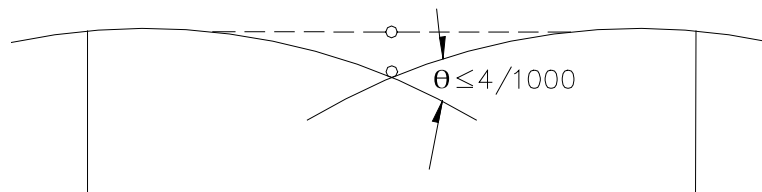
크리프에 의한 처짐을 산정하는 경우 크리프계수 · 탄성계수는 시험에 의하여 구하든가, 혹은 과거의 실적 등을 참고로 하여 충분히 검토하여 구한다.



〈그림 4.17〉

- (3) 허용처짐에 대한 규정은 ‘설계기준 제4장 콘크리트교 4.4.9.5 처짐제어 및 계산’을 따른다. 또 캔틸레버시공법에 의하여 시공하고, 중앙에 힌지를 두는 형식인 경우에는 중앙 힌지부의 꺾이는 각이 문제가 되지만, 이 꺾이는 각은 고정하중 · 활하중 · 온도차 · 크리프 등이 작용하는 경우 4/1000를 넘어서는 안 된다(〈그림 4.18〉)

〈그림 4.18〉과 같은 캔틸레버거더인 경우 처짐곡선은 근사적으로 포물선이 되고, 중앙 힌지 부근의 크리프 처짐이 특히 큰 문제가 되므로, 이러한 경우에는 선단부근의 단면응력분포는 가능한 거더 분포에 가까운 상태가 되도록 PS 강재 배치를 검토하는 것이 좋다.



〈그림 4.18〉

RC 및 PSC교량의 경우 “콘크리트 교량 가설특수공법 설계시공 · 유지관리지침”의 각 교량별 처짐관리 항목을 참조로 한다.

프리스트레스를 도입하는 동안에 발생하는 수축은 “도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.3.4 프리스트레스의 손실”, ③ 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량“에서의 응력으로부터 계산하여도 좋다.

4.6 구조세목

4.6.1 철근의 배치

- (1) 철근의 최소간격, 덮개, 갈고리 및 이음에 대해서는 ‘콘크리트 구조설계기준 제5장 철근 상세’ 또는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.4.2 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격’에 의한다.
- (2) PS부재의 철근은 조립철근을 제외하고 모두 이형철근(SD300 이상)으로 하고 최소직경은 10mm 이상으로 한다.
- (3) 콘크리트의 응력집중 또는 단면이 급변하는 곳, 단면이 얇은 곳에는 충분한 보강철근을 배치하여야 한다.

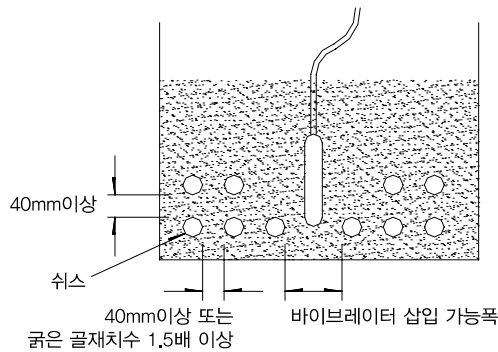
게르버거더의 한지부처럼 철근이 많이 배근되는 경우에는 원도 또는 1/5 ~ 1/10 정도의 축척도를 작성하여 콘크리트를 잘 타설할 수 있는 지를 검토하여야 한다.

콘크리트의 건조수축에 의한 균열이나 기타 예측할 수 없는 응력에 대처하기 위해서도 철근을 그 표면 가까이에 어느 정도 배치하여 둘 필요가 있는데, 특히 포스트텐션 방식의 보에서는 축방향 철근이 적으므로 도로교 설계기준 4.3.6의 규정과 함께 가외철근의 배치를 결정하는 것이 좋다. 또한 프리캐스트 부재의 경우에는 표면 가까이에 적어도 D13mm 이상의 철근을 300mm 이하의 격자망이 되도록 배치한다.

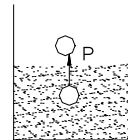
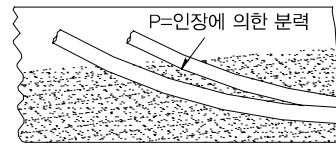
4.6.2 PS강재의 배치

- (1) PS강재의 간격
‘도로교설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.4.2 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격’에 따른다. 또한 봉 바이브레이터 삽입을 위한 간격을 1개소 이상 두는 것을 원칙으로 한다.

콘크리트가 쉬스를 충분히 감싸고 다져지도록 하기 위한 배려로 규정한 것이다. 따라서 PS강재의 중간부에 있어서는 일반적인 경우 <그림 4.19>처럼 쉬스를 배치하여야 한다. 단 부득이한 경우에는 콘크리트 다짐이 충분히 가능하고 PS강재에 인장력을 줄 때에 쉬스가 변형, 또는 파괴되지 않는다는 것이 확인된 경우에 쉬스를 연직방향 또는 수평방향으로 접촉시켜서 배치하여도 좋다.



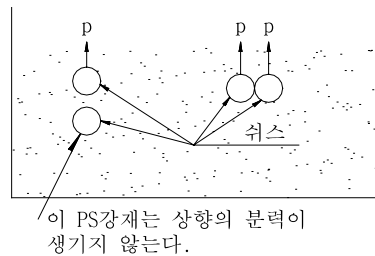
〈그림 4.19〉



〈그림 4.20〉

포스트텐션 강재가 늘어지거나 편향되는 경우 포스트텐션 덕트는 최대 3개의 다발로 묶어도 되나, 이 때 도로교 설계기준 4.6.4.2 (3)항에 규정된 강재의 최소간격을 부재 단부 1m 내에서는 유지되어야 한다.

또, 거꾸집 바이브레이터 등으로 충분히 다짐할 수 있는 경우는 봉 바이브레이터 삽입 간격을 설정하지 않아도 좋다.



〈그림 4.21〉

(2) PS강재의 덮개

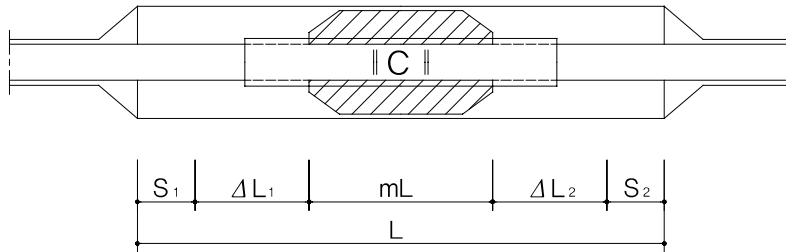
PS강재의 덮개는 ‘도로교설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.4.2 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격’에 따른다.

(3) PS강재의 이음위치

PS강재의 이음위치는 한 곳에 집중되지 않도록 한다.

PS강재의 이음위치를 한 곳에 집중시키면, 시공 및 구조상의 약점이 되므로 이의 규정을 둔다. 일반적으로 1개소 당, 전체 개수의 1/2 이하로 이음을 한다.

또 이음위치의 경우 스위스 형상은 PS강봉에 대하여 식(4.4)에 의하여도 좋으나, 각 제품 규격에 맞도록 사용하는 것이 좋다.



〈그림 4.22〉

$$L = mL + \Delta L_1 + \Delta L_2 + S_1 + S_2 \quad (4.4)$$

여기서, L : 커플러 쉬스의 길이 $\geq 250\text{mm}$

mL : 커플러의 길이

$\Delta L_1, \Delta L_2$: 강봉의 신장에 의한 커플러의 이동량

S_1, S_2 : 안전을 위한 여유길이, 각각 $\Delta L_1, \Delta L_2$ 의 15%로 함.

(4) PS강재의 유지

PS강재는 시공 시 변위를 일으키지 않도록 충분히 고정시켜야 한다.

PS강재의 유지간격은 원칙적으로 〈표 4.11〉의 값으로 한다.

〈표 4.11〉 PS강재의 유지간격

PS강재의 종류	유지간격 (m)
P S 강 선	1.0 ~ 1.5
P S 강 연 선	1.0 이하
P S 강 봉	1.5 ~ 2.0

PS강재의 유지간격은 PS강재 긴장시의 마찰저항 및 도입 프리스트레스량에 크게 영향을 미치므로 표준 값을 정한 것이다. 스테럽이 유지재를 겸하는 경우, 일반적으로 〈표 4.11〉에 따라도 좋지만, PS강재의 경사배치 시에는 간격을 조밀하게 하는 등 PS강재를 유지하는데 충분한 강도를 갖게 하고, 심한 변형을 일으키지 않도록 설계한다.

4.6.3 정착부의 설계

(1) 정착장치의 위치

- (가) 정착장치의 위치는 각 설계단면에 소요 프리스트레스가 충분히 분포되어 도입 될 수 있도록 택하여야 한다. 이때의 프리스트레스의 분포는 정착장치에서 $33^{\circ}40'$ 의 방향으로 분포하는 것으로 한다.
- (나) 부재의 중간부에 정착장치를 설치하는 경우는 원칙적으로 활하중에 의한 응력변동이 작은 곳으로서 중립축에 가까운 위치로 함과 동시에 가능한 한 중간가로보의 위치를 택하여야 한다.
- (다) 정착장치는 거더의 복부에 두는 것을 원칙으로 하고, 부득이 상부플랜지, 하부플랜지 혹은 복부단면에 붙여서 정착하는 경우에는 정착장치부근에 생기는 인장응력에 대하여 충분히 보강함과 동시에 방청처리가 필요하다.
그리고 포스트텐션 방식의 프리캐스트거더 등으로서 PS강재를 구부려 올려 상부 플랜지 상단에 정착하는 경우 구부려 올린 PS강재는 전 PS강재의 $1/3$ 이하의 개수로 한다.
또한 거더 단부에 있어서의 정착장치는 거더 단부의 도심선과 프리스트레스의 합력이 될 수 있는 한 일치되도록 그 도심선에 대해서 균등하게 배치하여야 한다.
- (라) 정착장치의 배치간격은 각종 PS공법 설계시공지침에 따른다.
- (마) 정착부에서의 힘의 흐름은 스트럿-타이 모델에 의하여 단순화시켜도 좋다.

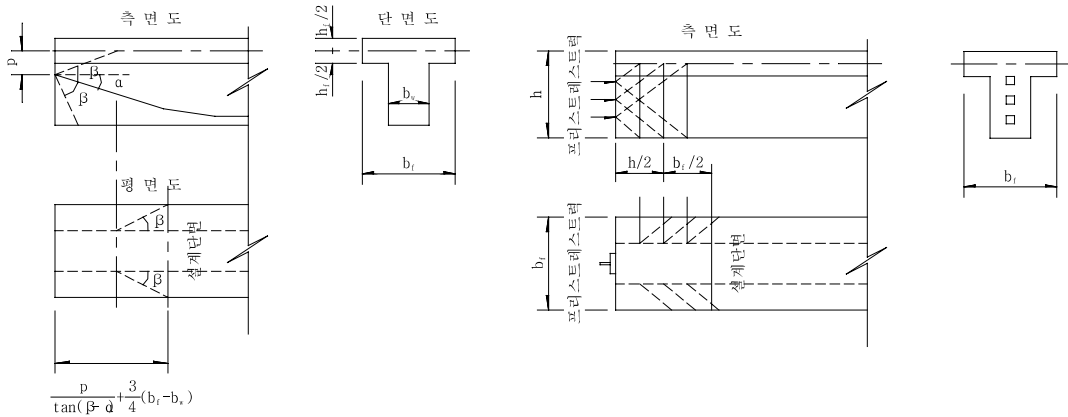
(1) (가)에 대하여

정착장치와 설계단면이 너무 가까우면 보통의 계산에 의한 프리스트레스는 작용하지 않으므로, 위험하게 되는 경우가 있어 정착장치와 설계단면을 일정한 거리로 떨어뜨릴 필요가 있다.

정착장치의 프리스트레스의 분포는 시험결과에 의하면 거의 45° 전후이지만 안전을 감안하여

$\tan\beta = \frac{2}{3}$, 즉 $\beta = 33^{\circ}40'$ 으로 한다. $33^{\circ}40'$ 분포의 범위 내에 설계단면이 있는 경우에는 이

구간을 철근으로 충분히 보강하여야 한다. 또한, 경우에 따라서는 철근콘크리트 구조로 설계하는 것이 좋다.



〈그림 4.23〉 프리스트레스의 분포범위

여기서, β : 프리스트레스의 분포 각도 $\tan\beta = 2/3$

h : 거더 높이(mm)

α : PS강재의 경사배치각도

P : 상부 플랜지 도심에서 PS강재 정착장치까지의 거리(mm)

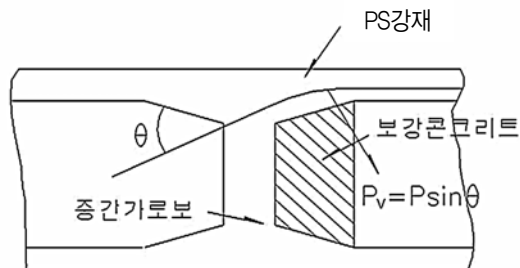
h_f : 상부플랜지 두께(mm)

b_f : 상부플랜지 폭(mm)

b_w : 복부 두께(mm)

(2) (나)에 대하여

거더의 중간에서 정착하는 경우, 가능한 한 중간가로보 또는 칸막이의 위치로 한다. 이러한 경우 정착 장치 부근에는 비교적 큰 인장응력이 생기므로 이에 대하여 충분한 보강콘크리트를 타설한다.



〈그림 4.24〉

(3) (다)에 대하여

이 경우 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.3.9 포스트텐션 부재의 정착 구역’ 등을 참고하여서 철근 등으로 충분한 보강을 하여야 한다.

또 거더 단부에서 정착장치가 도심선에 대하여 극단적으로 편심되어 있는 경우에는, 항상 지점부에 인장응력이 생기게 되어 좋지 않으므로, 거더 단부의 정착장치는 가능한 편심시키지 않도록 도심선에 대하여 균등하게 분산시켜 배치하는 것이 바람직하다.

(2) 지점에서 거더까지의 거리

지점에서 거더 단부까지의 거리는 일반적인 경우 <표 4.12>에 나타난 값을 표준으로 한다.

<표 4.12> 지점에서 거더 단부까지의 거리

단위 : mm

지간 ℓ (m)	$\ell \leq 10$	$10 < \ell \leq 15$	$15 < \ell \leq 20$	$20 < \ell \leq 25$	$25 < \ell \leq 50$
포스트텐션거더			300	350	400
프리텐션거더	200	300	350		

(주) 사교의 경우 사각의 정도에 따라 거더 중심선에서 50mm 정도 늘려 잡는다.

(4) (마)에 대하여

정착부에 작용하는 모든 힘은 정착부로부터 정착구역의 단부까지의 하중경로를 따르는 스트럿-타이 모델을 적용하여 결정하여도 좋다.

포스트 텐션 정착부의 검토는 ‘도로교 설계기준 해설(2008) 4.6.3.9 포스트텐션 부재의 정착구역에 따른다.

4.6.4 프리캐스트 블럭 조합에 대한 설계

(1) 이음의 위치

프리캐스트 블럭을 조합시켜 구조물을 구성하는 경우, 이음을 설치하는 위치는 휨모멘트 및 전단력이 비교적 작은 위치로 하는 것이 좋다.

여기서, 프리캐스트 블럭이란 교축방향 또는 교축직각방향으로 몇 개의 부재로 나누어 부재를 프리캐스트로 하고 이것을 적당히 연결하여 1개의 교량을 구성하는 각 프리캐스트 부재를 말한다.

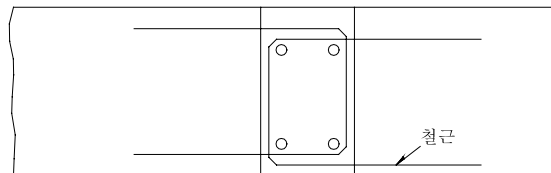
블럭의 이음은 구조상 약점이 되기 쉬우므로 이음위치의 선정에 대해서는 가능한 한 큰 힘을 받지

않는 위치를 선택하는 것이 좋다. 그러나 구조상이나 시공 상 지점 등 비교적 큰 힘이 작용하는 위치에 이음을 설치할 수밖에 없는 경우에는 보강방법에 대하여 충분히 검토하여야 한다.

(2) 이음의 종류

- (가) 현장타설 이음방식 : 이음부의 콘크리트가 완전히 경화한 후 프리스트레싱하여 접합하는 방법으로 이음부의 폭은 0.15~1.0m의 범위 것이 많이 사용된다.
- (나) 모르타르 이음방식 : 이음폭은 10~40mm를 표준으로 한다.
- (다) 그라우트 이음방식 : 이음폭이 5 ~25mm를 표준으로 한다.
- (라) 전단키 이음방식 : 프리캐스트 블록의 전단키와 접착제를 사용하여 접속하는 것.

(가)(나)(다)의 경우 블록의 이음면을 충분히 거칠게 하여 콘크리트의 부착효과를 증대시켜야 한다. 또 충전콘크리트는 충분한 강도를 갖는 것이어야 한다. (가)의 이음으로 하는 경우 각 블록에서 철근을 빼내어 이것을 충분히 접속시켜야 한다. 철근의 맞댐길이를 충분히 취할 수 없는 경우에는 <그림 4.25>와 같은 접속방법으로 하여도 좋다.



<그림 4.25>

(나) 접착제를 이용하는 경우에는 접착성, 내구성, 콘크리트에 미치는 영향, 콘크리트에 인한 영향 및 사용가능 시간에 대해서 충분히 검토하여야 한다.

또, 이러한 이음을 사용하는 경우에는 이음부에 축방향 철근이 연결되어 있지 않으므로 전단력에 의한 파괴에 대하여 충분히 검토하여야 한다.

(3) 이음 구조

- (가) 이음면은 압축응력에 대하여 90°로 하는 것을 원칙으로 하며 75°이하로 하여서는 안 된다.
- (나) 블록 이음면에 가능한 한 가까운 위치에 스티럽을 설치함과 동시에 그 간격을 이음면 근처에서는 좁게 하는 것이 좋다.
- (다) 콘크리트를 충전하는 이음에는 스티럽을 배치하여야 한다.
- (라) 접착제를 사용하는 이음인 경우 이음면에 적당한 접합장치를 설치하는 것이 좋다.

(라) 이음면의 접합장치는 전단키(key)를 설치하기로 하고 전단키는 가설중의 전단력에 대하여 충분히 견딜 수 있는 것이어야 한다.

시공 시 조립성을 높일 목적으로 바닥판이나 하부 플랜지에 가이드 키를 설치되는 경우가 많다. 프리캐스트 블록단부 및 접합기 주변부는 보강철근 또는 연직방향 PSC강봉 등으로 보강하여야 한다.

(4) 이음부의 설계

(가) 설계하중 작용 시 및 계수하중 작용시의 응력 검사 이외에 휨인장응력에 대한 검사를 하여야 한다.

(나) 프리캐스트 블록을 접합시키기 위하여 <그림 4.26>과 같이 전단키를 설치하는 것으로 한다. 전단키는 전단력에 대하여 설계하는 것으로 한다.

(1) (가)에 대하여

프리캐스트 블록의 이음부는 설계하중 작용 시 및 계수하중 작용시의 응력 등의 검사 이외에 아래에 의하여 계산되는 콘크리트 인장응력에 대하여 검사하여야 한다. 이 경우의 허용휨인장응력은 2.5 MPa로 한다.

- 보 : $f_o + 1.7f_t$

- 바닥판 : $f_o + 1.7f_{ts} + 0.5f_{tg}$

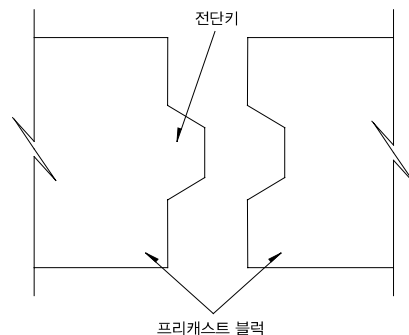
여기서, f_o : 활하중 및 충격이외의 주하중에 의한 콘크리트의 휨인장응력(MPa)

f_t : 활하중 및 충격에 의한 콘크리트의 휨인장응력(MPa)

f_{ts} : 활하중 및 충격에 의한 바닥판으로서의 콘크리트의 휨인장응력(MPa)

f_{tg} : 활하중 및 충격에 의한 보로서의 콘크리트의 휨인장응력(MPa)

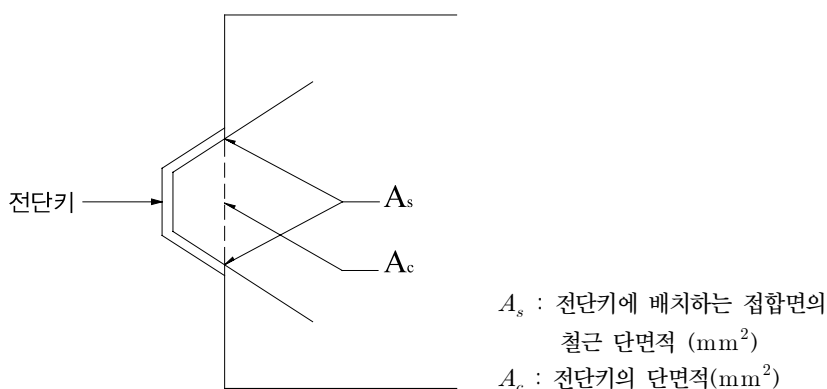
(2) (나)에 대하여



<그림 4.26> 전단키

캔틸레버 가설공법에 의하는 경우에는 복부에 붙이는 전단키의 설계는 콘크리트의 전단응력은 $\nu = V/A_c$ 에 의하여 계산하고, 콘크리트의 허용전단응력은 $0.08\sqrt{f_{ck}}$ 이하인 경우에는 가외철근을 배치할 정도의 보강을 하면 된다.

콘크리트의 전단응력이 허용전단응력 $0.08\sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하고 $0.68\sqrt{f_{ck}}$ (최대값) 이하인 경우에는 $A_s = (V - A_c \tau_a)/f_{sa}$ 에 의하여 계산된 철근량을 전단키에 배치하여야 한다.



〈그림 4.27〉

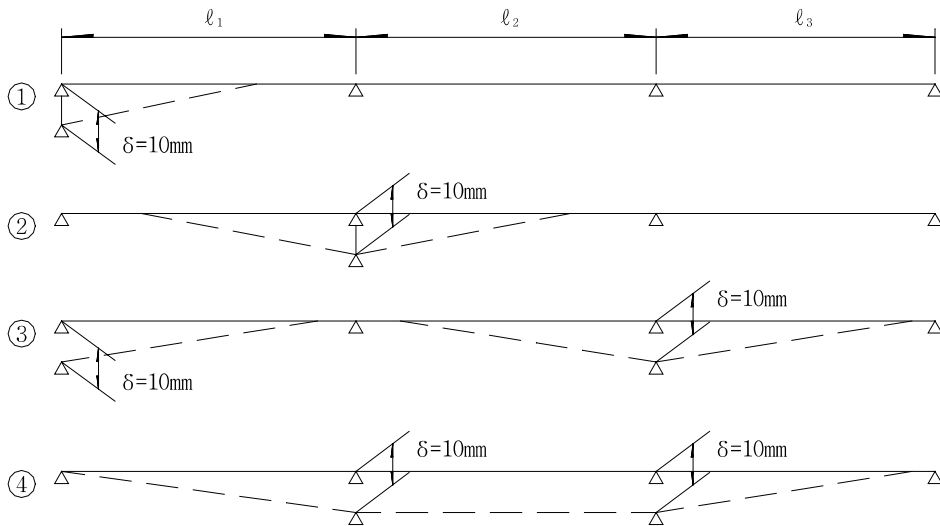
4.6.5 연속거더교 중간지점부의 휨모멘트 및 PS강재의 배치

(1) 중간지점 위의 휨모멘트

연속거더 중간지점의 휨모멘트에 대한 설계단면을 취하는 방식 및 설계 휨모멘트는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.11.3 구조해석(3)’에 따른다.

중간지점의 설계단면은 가로보 측면위치로 한다. 또한 중간지점 휨모멘트는 지점반력의 영향에 의한 (+)의 휨모멘트를 고려해서 탄성이론으로 구한 지점모멘트의 10% 이하 범위에서 감소시켜도 좋다. 부정정구조물에서 지반의 압밀침하 등으로 인하여 장기간에 걸친 지점의 이동 및 회전의 영향은 고려를 고려하여야 할 경우 최종침하량을 추정하여 단면력을 산정하여야 한다. 통상의 경우 부등침하량 $\delta = 10\text{mm}$ 으로 추정하여 거더에 생기는 휨응력을 검토하여도 좋다.

단면은 등단면으로 하고 크리프에 의한 감소량 $\phi_c = 0.5$ 로 계산한다.



〈그림 4.28〉

(2) PS강재의 배치

PS강재는 모든 거더의 전 길이에 걸쳐 배치하는 것을 원칙으로 한다.

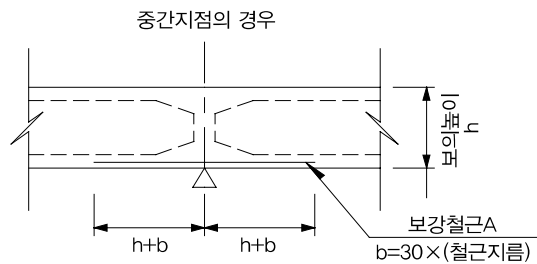
부득이 도중에서 정착하는 경우에는 '4.6.3 정착부의 설계'의 규정에 따르도록 한다.

4.6.6 지진시 발생하는 고정받침 부근의 응력 검토

(1) 고정받침이 지점 중간에 있는 경우

지진 시에는 고정받침 위에 생기는 응력을 주거더의 도심위치와 받침과의 사이에 작용하는 휨모멘트에 대하여 계산하고, 보강철근을 구한다.

위에 의하여 구한 보강철근을 주거더의 아래 플랜지 하측에 배치하며 그 배치 범위는 〈그림 4.29〉에 따른다.



〈그림 4.29〉

보강철근 A의 계산은 다음과 같이 한다.

지진력 R_h 에 의한 모멘트 M_h 는

$$M_h = e \cdot R_h \quad (4.5)$$

주거터 콘크리트의 단면적을 A_c 라고 할 때 지진력 R_h 에 의한 응력 f_{c1} , f_{c1}' 은

$$\left[\begin{array}{l} f_{c1}' \\ f_{c1} \end{array} \right] = \frac{R_h}{A_c} \pm \frac{M_h}{I_c} \cdot y \quad (4.6)$$

가 된다.

이 응력과 (고정하중) + (프리스트레스)에 의한 응력 f_{c2} , f_{c2}' 과를 합성한 응력 f_{c3} , f_{c3}' 을 구하고, f_{c3} 가 인장응력으로 되는 경우에는 전인장력 P_r 는 식(4.7)로 구한다.

$$P_r = \frac{1}{2} \cdot f_{c3} \cdot B \cdot x \quad (4.7)$$

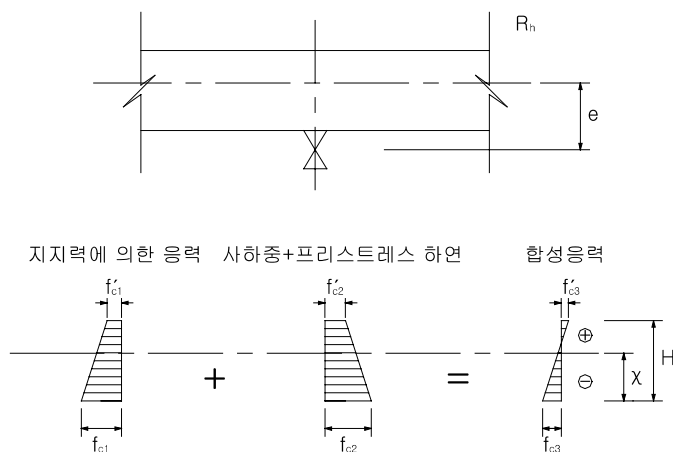
여기서, $x = \frac{f_{c3}}{f_{c3} + f_{c3}'} \cdot H$

B = 거터의 하측면의 폭

보강철근 A는

$$A = P_r / f_{sa}$$

여기서, f_{sa} = 철근의 허용응력



〈그림 4.30〉

(2) 고정받침이 단부에 있는 경우

받침에 의한 수평력 H_o 에 의해서 거더에 생기는 전단파괴면을 45° 라 가정하고 응력을 검토한다. 단, 직교 단순거더로 지점에서 보까지의 거리를 〈표 4.12〉에 나타낸 값으로 한 경우는 D16의 철근을 교축방향에 150mm 이하의 간격으로 보강철근을 배치하여 놓으면 좋다.

응력의 검토는 다음에 나타낸 방법으로 하여도 좋다.

(가) RC 구조의 경우

받침에 의한 수평력 H_o 에 의해서 거더 단부에 생기는 전단파괴면을 〈그림 4.32~33〉으로 가정한다.

〈그림 4.32〉은 프리캐스트거더, 〈그림 4.33〉는 현장타설거더의 경우이다.

현장타설거더의 경우는 단부받침부를 검토한다. 전단파괴면은 계산을 간략화하기 위하여 〈그림 4.31~4.33〉와 같이 가정하며, 안전을 위하여 측면부의 저항은 무시한다. 그림에서 파괴면의 면적은

(a) 프리캐스트거더의 경우

$$A = \sqrt{2} \cdot \ell_E \cdot b \quad (4.8)$$

(b) 현장타설거더의 경우

$$A = \sqrt{2} \cdot \ell_E \left(\frac{\ell_E}{2} + a + c \right) \quad (4.9)$$

이 되고, 수평력 H_o 에 의해서 생기는 전단응력은 다음 식을 써서 계산한다.

$$v = H_o / A$$

이때 v 가 허용전단응력 이내인 경우는 이 규정에 따라 철근을 배치한다.

한편, 허용치를 넘는 경우는 식(4.10)에 의한 철근을 배치하도록 한다.

단, 허용전단응력의 지진 시 할증은 하지 않는다.

$$A_s = H_o / f_{sa} \quad (4.10)$$

여기서, v : 전단응력(MPa)

A : 수평력에 의하여 생기는 전단파괴면 면적(mm²)

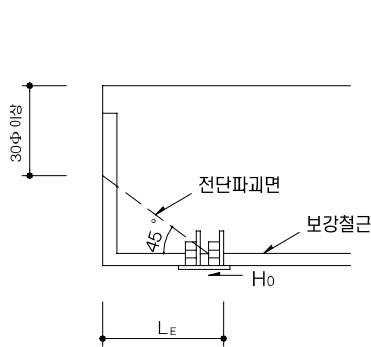
H_o : 받침에 작용하는 수평력(N)

b : 플랜지 폭(mm)

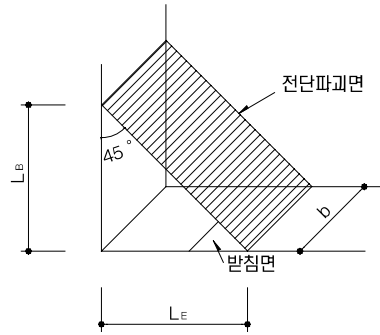
ℓ_E, a, c : 〈그림 4.32, 33〉 참조

A_s : 철근량(mm²)

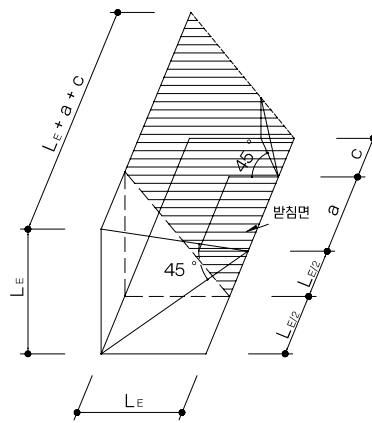
f_{sa} : 철근의 허용응력(MPa)



〈그림 4.31〉



〈그림 4.32〉 프리캐스트거더



〈그림 4.33〉 현장타설거더

(나) PSC구조의 경우

전단파괴면의 가정은 RC구조인 경우와 같다.

전단파괴면에 작용하는 N, H, M(그림 4.35)는 다음 식에 의하여 구한다.

$$N = \frac{1}{2}(nP_e + N_o - H_o) \quad (4.11)$$

$$H = \frac{1}{2}(nP_e - N_o - H_o) \quad (4.12)$$

$$M = \frac{1}{2}\{2nP_e y_P - h_1(nP_e - N_o - H_o) - 2N_{od} + 2H_o h_2\} \quad (4.13)$$

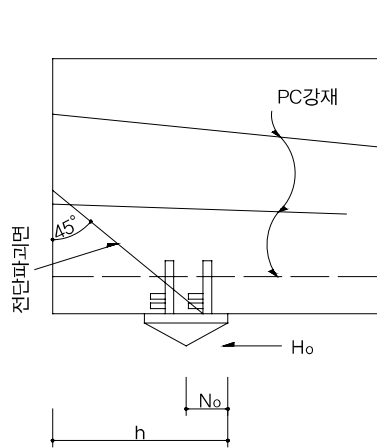
여기서 구한 N, H, M을 써서 휨응력(f_c) 및 사인장응력(f_1)의 검토를 한다.

이때 설계단면 A에 상당하는 단면으로 한다.

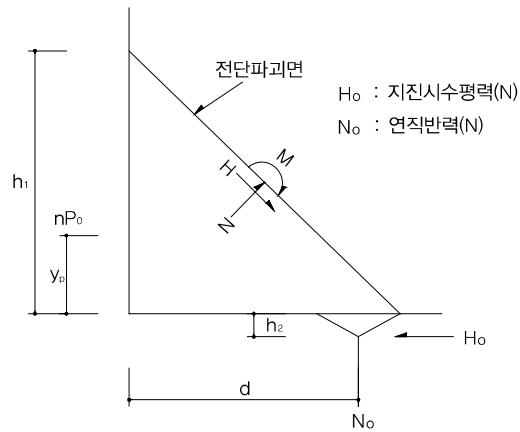
단, 휨응력이 부가되는 경우는 인장응력에 상당하는 인장철근으로 보강하여야 한다. 허용응력은 ‘4.4.5 휨모멘트와 축방향력이 작용하는 부재의 응력계산’의 값을 지진 시 할증시켜 쓰고, 해법의 부

정확성을 고려해서 이 값의 80%로 한다.

(주) RC구조란 전단파괴면의 45° 내에 PS를 정착하지 않고, 철근만으로 보강 하는 경우를 말하며, PS구조는 전단파괴면의 45° 이내에 PS를 정착하든가 또는 PS강재로 보강하는 경우이다. 단 프리스트레스의 분포영역이 전단파괴면 45° 이내에 들어 있어야 한다.



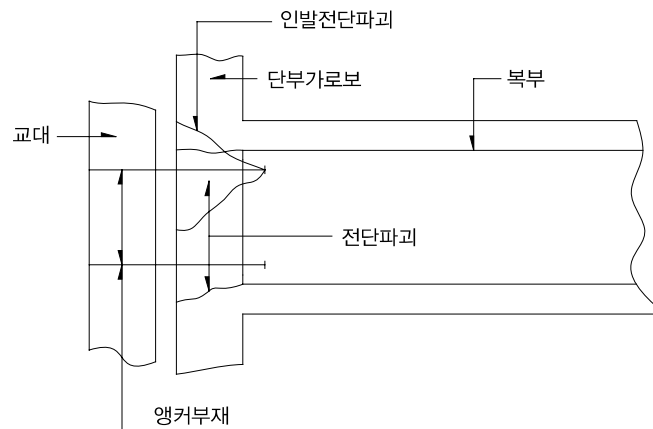
〈그림 4.34〉



〈그림 4.35〉

4.6.7 지진 시 단부 가로보의 설계

상부구조물의 지진 시 수평력을 〈그림 4.36〉처럼 교대에 전달하는 가로보 단면은 휨모멘트, 전단력에 대하여 안전하게 하여야 한다. 또 프리캐스트 등에서 주거더와 가로보가 연결되는 경우는, 이음면의 프리스트레스에 의한 마찰력과 전단철근으로 저항할 수 있게 하여야 한다.



〈그림 4.36〉

프리캐스트 부재에서 거더와 가로보의 이음은 식(4.14)을 만족하도록 설계하여야 한다.

$$\sum A_s \cdot v_a + P_e \cdot \mu \sin \alpha \geq (H + P_e \cos \alpha) \quad (4.14)$$

여기서, A_s : 전단철근단면적(mm²)

v_a : 철근의 허용전단응력(v_a :80MPa)

P_a : 단부가로보의 유효프리스트레스력(N)

H : 지진 시 수평력(N)

μ : 단부가로보와 거더의 마찰계수 ($\mu = 0.5$)

F : 엇갈림에 대한 안전율($F = 1.5$)

α : 경사각

단, D13을 중심간격 300mm로 배치하는 최소량의 전단철근을 배치한다.

4.6.8 인장철근의 산정

- (1) 인장철근의 산정은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.6.3.7 철근의 사용’에 따르고 그 응력은 같은 설계기준 ‘4.6.3.3 허용응력 (2)철근콘크리트의 허용응력’을 만족하여야 한다. 그때 PS강재에 주어지는 인장력은 설계 시 고려한 값에서 <표 4.13>에 나타낸 양 만큼 감소한 것으로 본다.
- (2) 계산상 인장철근을 필요로 하지 않는 경우에도 포스트텐션 방식의 보에서는 축방향 철근이 적으므로 도로교 설계기준 4.3.6의 규정과 함께 가외철근의 배치를 결정하는 것이 좋다. 또한 프리캐스트 부재의 경우에는 표면 가까이에서 적어도 D13mm 이상의 철근을 300mm 이하의 격자망이 되도록 배치한다.

<표 4.13> 인장력의 감소량

PS강재의 종류	감 소 량
강 선	5 %
강 연 선	5 %
강 봉	3 %

실제 시공에 있어서 프리스트레스의 오차를 어느 정도까지는 피할 수 없다. 따라서 이 프리스트레스의 오차를 설계 시에 있어서 반드시 고려하여 두어야 한다.

또 부재의 인장부에 인장응력이 작용하지 않는다고 하여서 인장철근을 전혀 배치하지 않아도 좋다는 것이 아니다. 이 경우에도 인장철근을 배치함으로써 인성이 풍부한 부재가 되게 하는 것이 좋다. 이러한 점을 고려해서 인장철근의 산정법과 최소철근량을 정한 것이다

인장철근의 산정은 일반적으로 설계단면에 대해서만 고려하여도 되지만 PS강재의 배치 또는 부재단면이 급변하는 장소에 있어서는 계산을 하여 두는 것이 좋다.

또 인장철근은 부재의 인장부에 분포시키고 또 인장영역의 전장에 걸쳐서 배치하는 것이 좋다.

4.7 PSC 슬래브교

4.7.1 직 판

(1) 휨모멘트의 계산은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.5 바닥판의 설계 휨모멘트 및 응력의 검사’에 의하여 구하고 단면력은 원칙적으로 판이론에 의한 실용적 방법을 이용하여 프레임 해석을 실시하여 계산한다. 단 연속슬래브, 라멘슬래브교와 같이 지지조건이 복잡한 경우 또는 곡선교와 사교 같은 경우에는 격자이론과 유한요소법에 의하여 해석하여도 좋다. 캔틸레버부를 갖는 슬래브교의 경우는 판이론에 의한 간이방법인 Olsen의 방법(5.5.5 참조)에 의하여 그 영향을 가산한다. 그러나 원칙으로 아래와 같이 고려하는 것이 좋다.

(가) 등방성판의 경우 : Olsen의 방법에 의한다.

(나) 이방성판의 경우 : 격자구조 이론에 따른다.

(2) Olsen의 방법으로 지간 방향의 휨모멘트를 구하는 경우, PS강재의 배치는 Olsen의 방법에 의해서 얻어진 하중분배계수를 축방향으로 평균한 평균분배계수를 써서 보로 본 경우에 얻어진 프리스트레스량을 축방향의 각각의 분배율에 따라 분배시키도록 한다. 다만, PS강재의 분산은 엄밀히 분배율에 일치시킬 필요는 없다.

(3) 횡방향에 프리스트레스를 도입하는 경우에는 프리스트레스 합력의 작용선을 단면 도심선에 일치시키도록 하여야 한다.

(1) 등방성판이란, 교축방향 · 교축직각방향의 휨강성 및 비틀림강성이 같은 판이지만, 교축방향으로는 프리스트레스 콘크리트 구조로 하고, 횡방향으로는 철근콘크리트구조로 한 판으로서 한 번에 콘크리트를 타설한 경우에도 등방성판으로 생각하여도 좋다.

또, 프리캐스트 PSC거더를 가설하고, 거더의 상면과 하면 사이에 콘크리트를 타설하여 횡방향으로 프리스트레스를 주는 경우는 등방성으로 생각하여도 좋다. 단, 철근콘크리트구조로 한 경우에는 이방성판으로 취급한다. 이 경우 횡방향 단면2차모멘트는 전단면을 유효한 것으로 본다.

보도, 차도 구별이 없고 차도 폭 캔틸레버 부분의 내민길이가 0.25m이하인 슬래브교는 캔틸레버 부분이 없는 슬래브교처럼 단면력을 산정하여도 좋으며 캔틸레버 부분이 있는 슬래브교의 구조해석은 캔틸레버 부분에 작용하는 하중 및 강성의 영향 (5.7.5 참조)을 고려하여 설계하여야 한다.

(2) 지간방향의 응력계산은 바닥판을 하나의 보로 생각하여 식(4.12)에 의하여 휨모멘트를 계산한다.

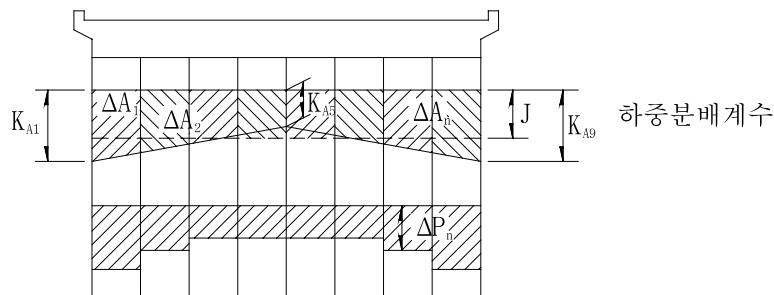
$$M = \sum M_d + J \times M_{\ell+i} \quad (4.12)$$

여기서, $\sum M_d$: 고정하중에 의한 보의 휨모멘트

$M_{\ell+i}$: (활하중+충격)에 의한 보로서의 휨모멘트

J : Olsen의 방법에 의한 평균분배계수

$$J = \frac{K_{A1} + 2K_{A5} + K_{A9}}{4} \quad (\text{그림 4.37 참조})$$



〈그림 4.37〉

프리스트레스의 분산

$$\Delta P_n = P \times \frac{\Delta A_n}{\sum A} \quad (4.13)$$

여기서, ΔP_n : 구분 A_n 구간에 배치하는 프리스트레스량

P : 보로 가정하고 구한 필요 프리스트레스량

또 PS강재의 배치방법에 대해서도 〈그림 4.37〉를 참조하기 바란다.

(3) 슬래브가 변형되어 불균일한 반력분포가 되지 않도록 할 필요가 있다.

프리스트레스 힘의 합력이 작용하는 위치와 단면의 도심이 일치하지 않으면 슬래브에 변형이 생기고 받침반력이 불균일하게 되고 2차적 휨모멘트 및 전단력이 생기기 때문에 주의하여야 한다.

4.7.2 경사(skew)슬래브교

- (1) 경사슬래브의 휨모멘트 및 받침반력에 대해서는 $l/b \leq 1.5$ 일 때 강받침 혹은 선받침을 사용하는 경우 PSC·RC 속빈 슬래브 모두 Olsen의 방법 및 Vogt의 표를 이용하여도 좋다. (5.5.7 참조)
- $l/b \leq 1.5$ 인 경우로 탄성받침을 사용하는 경우는 격자구조이론에 의하여 구한다.
 $l/b > 1.5$ 인 경우는 격자구조이론에 의하여 구한다.
- 또 곡률이 큰 곡선교나 사각 30° 이상의 교량인 경우는 격자구조이론에 의하여 구하는 것이 바람직하다.
- (2) 교축방향 및 교축직각방향의 PS강재의 배치는 '도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.8.4 구조상세'의 관련항목에 따른다.
- (3) 연속 경사슬래브교 교축방향의 PS강재는 콘코던트케이블(concordant cable)로 하는 것이 바람직하다.

(1) 경사슬래브에 대해서는 많은 사람들이 연구하고 발표하여 왔으나 휨모멘트, 전단력의 영향에 대해서는 지금도 잘 알려져 있지 않다.

Nielsen(Rusch Fahrbrunnplatten von Straß enbrüchen)은 포아슨 비를 0으로 한 등방성판에 대하여 발표한 바 있다. 이에 의하면 사판의 교축방향 주모멘트(M_1) 및 이와 직교하는 방향의 모멘트(M_2)는 교축방향의 지간장(l)을 지간으로 하는 직판의 교축방향 휨모멘트(M_x) 및 직각방향 휨모멘트(M_y)에 각각 <표 4.14>, <표 4.15>의 계수 K_1 , K_2 를 곱한 것으로 하여도 된다. 그리고 M_1 , M_2 의 방향은 각각 <그림 4.38>과 같이 구한다.

<표 4.14> (a) 등분포하중

b/l	계 수	경 사 각				
		$\beta = 90^\circ$	$\beta = 75^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 45^\circ$	$\beta = 30^\circ$
0.5	K_1	0.125	0.118	0.096	0.068	0.040
	K_2	0	-0.003	-0.011	-0.015	-0.009
1.0	K_1	0.125	0.118	0.095	0.067	0.039
	K_2	0	-0.002	-0.004	-0.006	-0.003
2.0	K_1	0.125	0.117	0.094	0.065	0.036
	K_2	0	0	-0.001	-0.001	-0.001

$$M_1 = K_1 q l^2$$

$$M_2 = K_2 q l^2$$

(b) 집중하중에 의한 판 중앙점 모멘트

b/l	계 수	경 사 각				
		$\beta = 90^\circ$	$\beta = 75^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 45^\circ$	$\beta = 30^\circ$
0.5	C_1	1.00	0.98	0.93	0.81	0.61
	C_2	1.00	0.85	0.33	-0.04	-0.30
1.0~2.0	C_1	1.00	0.98	0.93	0.81	0.61
	C_2	1.00	0.88	0.56	0.27	0.14

$M_1 = C_1 M_{xm}^p$ 여기서 M_{xm}^p : 직판으로 보고 계산한 중앙점 교축방향 모멘트

$M_2 = C_2 M_{xm}^p$ 여기서 M_{xm}^p : 직판으로 보고 계산한 중앙점 교축직각방향 모멘트

〈표 4.15〉 (a) 등분포하중 q에 의한 자유단 중앙점 모멘트

Zb/l	계 수	경 사 각				
		$\beta = 90^\circ$	$\beta = 75^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 45^\circ$	$\beta = 30^\circ$
0.5~2.0	K_1	0.125	0.118	0.095	0.067	0.035
	K_2	0	-0.006	-0.018	-0.024	-0.019

$$M_1 = K_1 q \ell^2$$

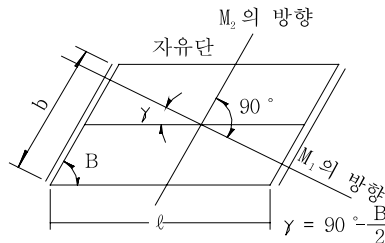
$$M_2 = K_2 q \ell^2$$

(b) 집중하중에 의한 자유단 중앙점 모멘트

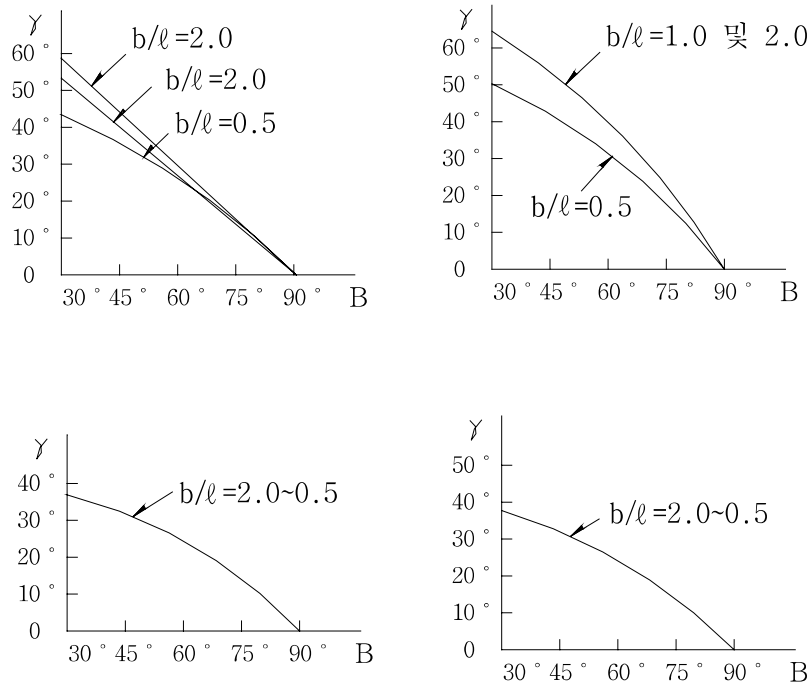
b/l	계 수	경 사 각				
		$\beta = 90^\circ$	$\beta = 75^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 45^\circ$	$\beta = 30^\circ$
0.5~2.0	C_1	1.0	0.99	0.93	0.80	0.56
	C_2	0	-0.06	-0.16	-0.29	-0.29

$M_1 = C_1 M_{xm}^p$ 여기서 M_{xm}^p : 직판으로 보고 계산한 중앙점 교축방향 모멘트

$M_2 = C_2 M_{xm}^p$ 여기서 M_{xm}^p : 직판으로 보고 계산한 중앙점 교축직각방향 모멘트



〈그림 4.38〉



〈그림 4.39〉

따라서 Olsen의 방법에 의하여 직판으로 할 때 판 중앙 및 자유단 중앙의 휨모멘트를 구하게 되면, 이에 의해서 M_1 , M_2 및 그 방향을 구할 수가 있다.

또한 교축방향의 PS강재는 교폭방향으로 배치되므로 프리스트레스의 방향과 주모멘트의 방향이 일치되지 않아 이 경우 프리스트레스의 방향으로 주모멘트를 환산해서 응력을 검토하면 된다.

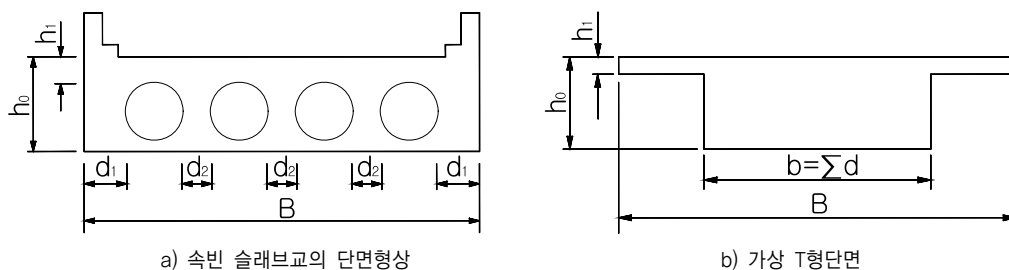
(3)에 대하여

사교의 경우는 지점반력이 불균일하지만 PS강재를 포물선 형태로 배치하여 하중과 역방향의 반력을 작용시키게 되어 어느 정도 지점반력의 불균일은 완화된다. 연속보인 경우 컨코던트케이블(concordant cable, 연속보의 중간지점에 2차 모멘트나 반력이 발생하지 않도록 PS 부재의 압력선과 긴장재의 도심선이 일치하도록 배치한 긴장재)로 하지 않으면 프리스트레스에 의한 2차응력이 단부지점에서 하중에 의한 반력과 같은 방향으로 작용하므로 응력분포를 균일화 시킨다고 하는 점에서 좋지 않다고 생각된다.

그런데 Homberg의 실험에 의하면 경사슬래브에 탄성받침을 쓰면 지점반력을 평균화 할 수 있고 또 둔각부의 부모멘트를 감소시킬 수 있다. 그리고 이때 중앙점의 주휨모멘트는 거의 변하지 않는다. 따라서 소규모 경사슬래브에는 고무받침 등의 탄성받침을 쓰는 것이 좋다.

4.7.3 속빈슬래브교

- (1) 속빈슬래브교란 <그림 4.40>과 같은 원형구멍을 가진 슬래브교를 말하며 등방성판으로 가정하여도 좋다. 또한 도로교 설계기준의 4.8.2 및 4.8.3에 따라 해석하여도 좋다.

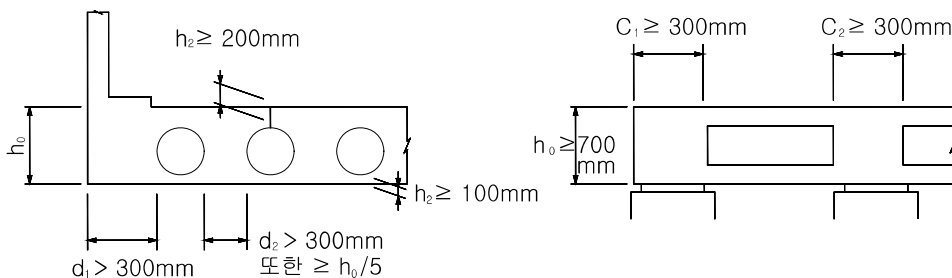


<그림 4.40>

(2) 구조세목

- (가) 일반적인 경우<그림 4.41>에서 일반적인 경우 $h_0 \geq 700\text{mm}$, $h_1 \geq 200\text{mm}$, $h_2 \geq 100\text{mm}$, $d_1 \geq 300\text{mm}$, $d_2 \geq 250\text{mm}$ 또는 $h_0/5$ 를 기준으로 한다.

- (나) 받침부는 속채움(충복) 단면으로 하고, 그 폭은 <그림 4.41>를 표준으로 한다.

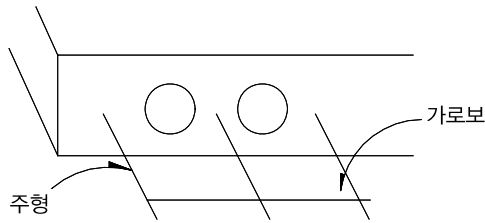


<그림 4.41>

속빈슬래브교에 격자구조이론을 사용하는 경우 격자구조의 구성은 다음과 같이 한다.

(1) 교축방향부재

- ① 거더는 구멍 사이의 중심위치로 한다.
- ② 양측 단부의 거더는 슬래브 연단과 연단구멍과의 중심위치로 한다.
- ③ 전단면의 중심축 위치를 계산하고, 중심축에 관한 각 거더의 단면2차모멘트를 계산한다.
- ④ 원형구멍을 같은 면적의 구형구멍으로 치환하고 속빈슬래브 전단면의 회복강성을 계산하여 거더 개수로 등분하여 이것을 각 거더의 회복강성으로 한다.
- ⑤ 캔틸레버부는 하중으로 생각하여도 좋다. 속빈슬래브 전단면의 회복강성은 식(4.14)로 구한다.



〈그림 4.42〉

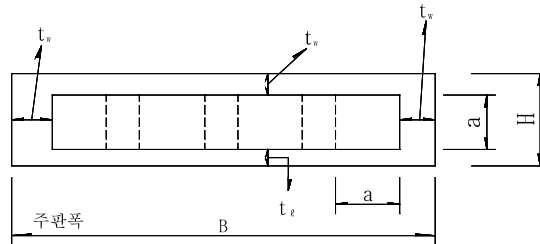
$$GJ = G \cdot \frac{4b^2h^2}{2\frac{h}{t_w} + \frac{b}{t_u} + \frac{b}{t_\ell}} \quad (4.14)$$

여기서, $b = B - t_w$

$$a^2 = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$h = H - \left(\frac{t_u + t_\ell}{2}\right)$$

D : 원통거푸집의 직경



〈그림 4.43〉

(2) 교축직각방향부재

- ① 가로보는 거더와 직교하도록 배치하기로 하고, 부재의 간격은 지간의 1/10 등분으로 한다.
- ② 각 부재의 유효 폭은 분할 폭으로 한다.
- ③ 각 부재의 회복 정수는 식(4.15)에 의하여 구하여진다.

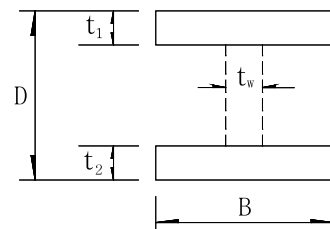
• 복부를 무시할 때

$$J = \beta \cdot B \cdot (t_1^3 + t_2^3) \quad (4.15)$$

• 복부를 고려할 때

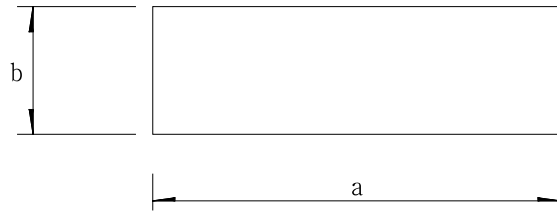
$$J = \beta \cdot B \cdot (t_1^3 + t_2^3) + \beta (D - t_1 - t_2) t_{w3} \quad (4.16)$$

β 는 〈표 4.16〉를 참조할 것.



〈표 4.16〉

a / b	β
1.0	0.1406
1.1	0.1540
1.2	0.1661
1.3	0.1771
1.4	0.1869
1.5	0.1958
1.7	0.2108
2.0	0.2287
2.5	0.2494
3.0	0.2633
4.0	0.2808
5.0	0.2913
7.0	0.3033
10.0	0.3123
∞	0.3333



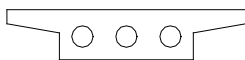
〈그림 4.44〉

4.8 PSC π 형라멘교

4.8.1 일반사항

PSC π 형라멘교(이하 π 라멘교)는 (1), (2)에 나타낸 단면 및 구조형식의 교량을 말한다.

(1) 속빈슬래브 단면 (현장타설공법)



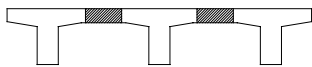
(a) 횡단면도



(b) 종단면도



(2) T형단면 (프리캐스트 블록공법)



(a) 횡단면도



(b) 종단면도



4.8.2 단면력 산정

- (1) 단면력의 산정은 임의 평면골조구조를 이용하는 것을 원칙으로 하고 폭원이 8m를 넘는 경우는 하중분배를 고려한다.
- (2) 기초의 수평변위 $\delta = 10\text{mm}$ (편측 $\delta' = 5\text{mm}$)를 고려해서 설계한다.
- (3) 사재는 설계 하중 시에는 어떠한 하중조합에 대해서도 콘크리트 단면에 인장응력을 생기게 하여서는 안 된다.

또 식(4.20)으로 구한 인장력 중 불리한 값을 써서 안전성을 검토하여야 한다.

$$T = 2T_{\ell+i} + T_{d1} + \frac{T_{d2}}{1.5}, \quad T = T_{d1} + \frac{T_{d2}}{1.5} + T_E \quad (4.20)$$

여기서, T : 사재에 생기는 인장력

$T_{\ell+i}$: 충격을 포함한 활하중에 의한 최대인장력

T_{d1} : 사재에 인장력이 생기게 하는 부분에 더해지는 고정하중에 의한 인장력

T_{d2} : 사재에 압축력이 생기게 하는 부분에 더해지는 고정하중에 의한 압축력

T_E : 지진에 의한 최대인장력

(2)에 대하여

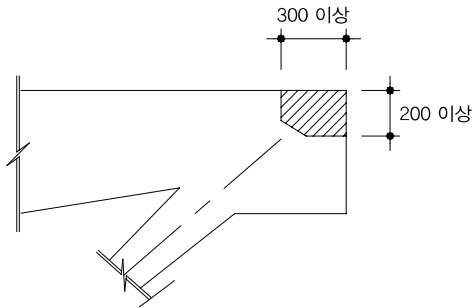
기초의 수평변위는 10mm를 고려하는 것으로 하지만 크리프의 영향을 기대할 수 있으므로 실제 계산에서는 1/2를 고려하면 좋다. 단, 직접기초의 경우 풀 프리스트레싱으로 설계한 경우는 기초의 변위를 고려하지 않아도 좋다.

(3)에 대하여

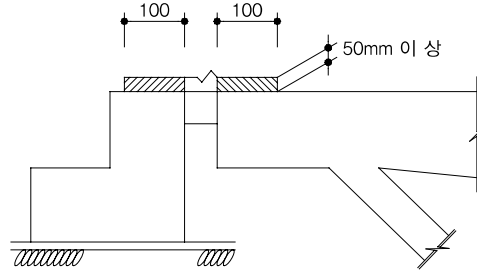
사재는 π 라멘교의 구조형식 성립상 가장 중요한 부재이므로, 안전을 고려하여 본문과 같이 정했다.

4.8.3 구조세목

- (1) 현장타설공법의 π 라멘교에서 사재단부의 절단치수는 <그림 4.45>에 따른다.
- (2) 현장타설공법의 π 라멘교에는 <그림 4.46>과 같이 소교대를 사용하여도 좋다.



〈그림 4.45〉



〈그림 4.46〉

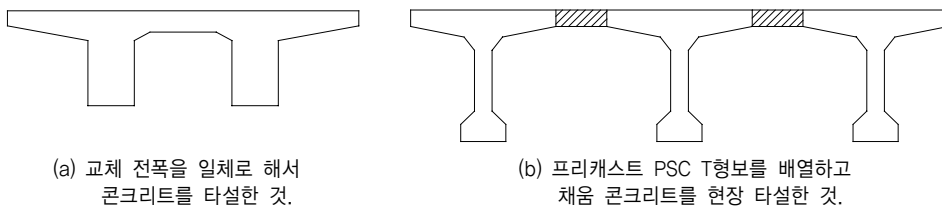
(2)에 대하여

흙쌓기부 또는 간선도로에 사용하는 경우 설치부 침하에 의하여 발생하는 불연속성을 막고 차량의 충격력으로 교량단부(PS강재 정착부 부근)를 보호하기 위하여 기초말뚝이 있는 소교대 등을 고려한다.

4.9 T형거더교

4.9.1 T형거더교의 구분

T형거더교란 〈그림 4.47〉과 같은 형식의 교량을 말한다.



〈그림 4.47〉

4.9.2 단면력의 계산

- (1) 주거더 및 가로보의 단면력은 격자 구조이론에 의하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, 직교로서 바닥판의 경간이 짧고 판구조로 볼 수 있을 때에는 직교이방성 판이론에 따라 단면력을 계산하여도 된다.

(2) 사각 20° 이하인 교량의 경우에 격자구조이론에 의하여 단면력을 계산할 때에는 비틀림 강성을 무시하여도 좋다. 사각이 20° 이상인 경우에는 비틀림의 영향이 크게 나타나므로 비틀림 강성을 고려하여 격자구조이론에 의하여 해석을 수행하고 비틀림에 대하여 검토를 하는 것이 좋다.

(1) T형거더교는 주거더와 가로보로 이루어진 격자구조로 볼 수 있기 때문에 격자이론에 의하여 단면력을 계산하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 직교 또는 사각이 20° 보다 작은 사교에서 바닥판의 경간이 짧고 판구조로 볼 수 있는 단면 형상의 교량에 대하여는 직교이방성 판이론에 따라 단면력을 계산하여도 무방한 것으로 하였다.

(2) T형거더교를 격자이론에 의하여 해석하기 위해서는 실제 교량의 거동을 반영할 수 있는 적절한 구조모델의 설정이 필요하다. 일반적으로 격자구조에서 거더의 단면력에 대하여 유효단면과 비틀림 강성의 차이에 따른 영향은 크지 않다. 또한 비틀림에 의한 균열이 발생된 후 비틀림강성은 발생전의 1/10 정도로 저하되는 것으로 알려져 있다.

이러한 점을 고려하여 사각이 20° 미만인 교량의 경우 격자구조이론에 의하여 T형거더교의 단면력을 계산한 경우에는 주거더 및 가로보의 비틀림강성을 무시하고 해석하여도 좋은 것으로 하였다. 그러나 사각이 20° 이상인 사교의 경우에는 비틀림의 영향이 크게 나타나므로 비틀림 강성을 고려하여 격자구조이론에 의하여 해석을 수행하고 비틀림에 대하여 검토하는 것이 좋다.

또한 단면력을 계산할 때 가로보 플랜지의 유효폭은 전단면이 유효한 것으로 보며, 응력계산을 할 때 가로보 플랜지의 유효폭은 설계기준의 플랜지 유효폭에 대한 별도 규정을 따른다.

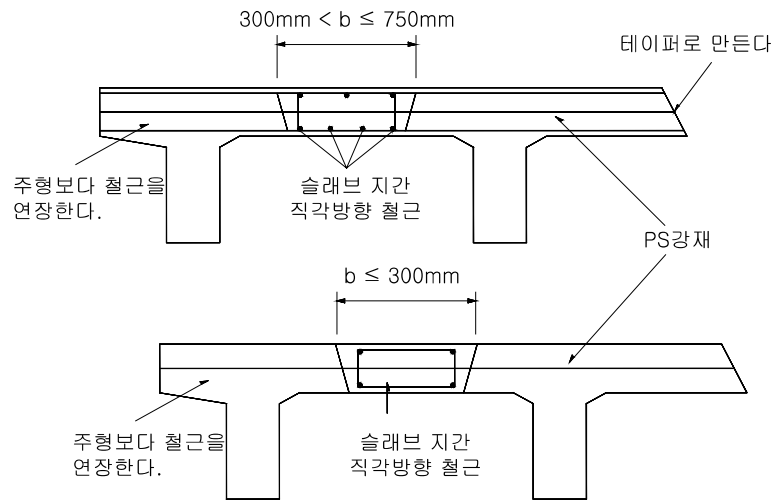
격자구조해석에 의하여 단면력을 산출하는 경우에는 일반적으로 부재의 비틀림강성을 무시하고 구할 수 있지만 주거더가 비틀림 모멘트에 의하여 항복하면 전단파괴로 연결될 우려가 있으므로 비틀림강성을 고려하여 해석하여야 한다.

4.9.3 바닥판의 휨모멘트

- (1) 바닥판의 휨모멘트는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.5 바닥판의 설계 휨모멘트 및 응력의 검사’에 따른다.
- (2) 가로보상의 슬래브 교축방향 휨모멘트의 산정은 ‘도로교 설계기준 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부’에 따른다.

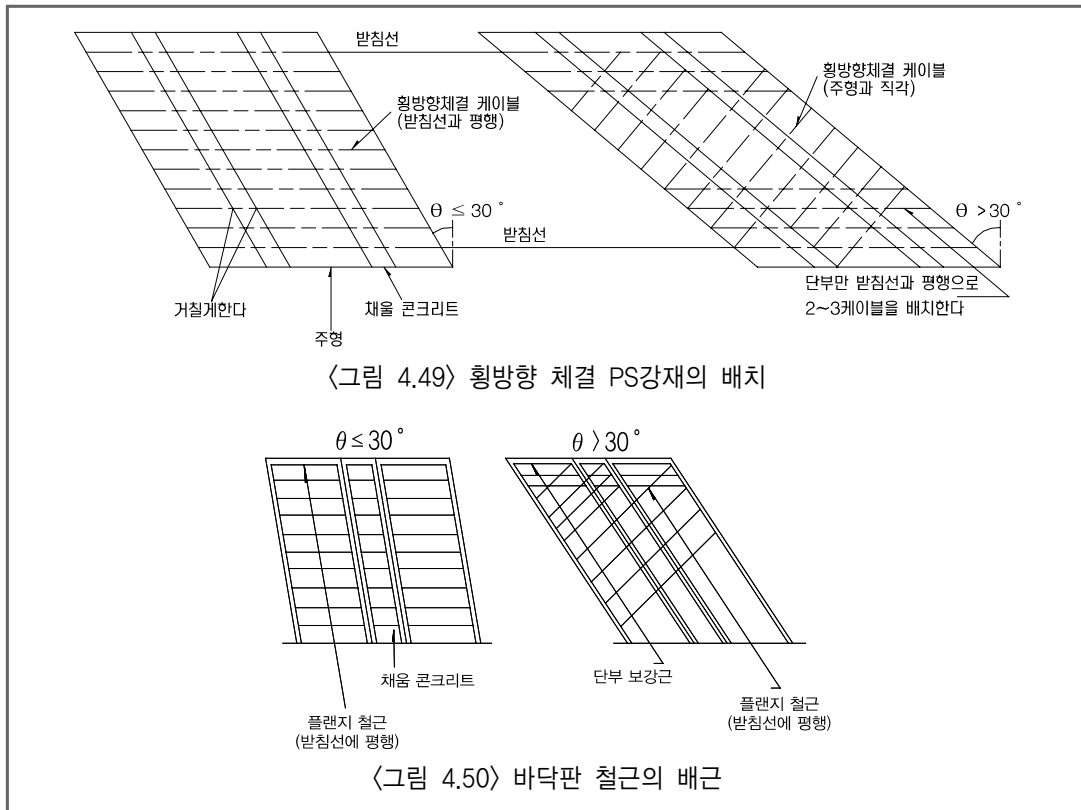
4.9.4 바닥판의 구조세목

- (1) 바닥판을 횡방향 체결하는 PSC구조인 경우 최소 바닥판 두께는 200mm 이상으로 하고, RC 구조로 하는 경우는 '3.2.2'에 의한다. ('도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.4.1 철근콘크리트 바닥판, 4.7.4.2 프리스트레스트 콘크리트 바닥판' 참조)
- (2) PSC구조의 바닥판으로 하는 경우는 활하중 이외의 주하중 작용 시에 인장응력이 생기지 않도록 한다.
- (3) 바닥판을 현장타설로 시공할 경우 그 폭은 750mm 이하로 하는 것이 바람직하다. 현장타설로 시공되는 바닥판의 폭은 일반적으로 750mm 이하이며 프리캐스트 보의 플랜지로부터 겹이음길이 이상 내민 철근에 의하여 결합하는 것이 좋다. 횡방향으로 연결되는 PS강재가 배치된 바닥판이 현장타설로 시공될 때 그 폭이 300mm이하인 경우 철근을 내밀지 않아도 좋다.
- (4) '4.9.3 바닥판의 휨모멘트'에 의하여 철근을 계산하는 경우 철근의 종류 및 배치는 '도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.6.2 철근의 종류 및 배치'에 따른다.
- (5) 바닥판 채움 콘크리트부에는 교축방향으로 D13 이상의 철근을 250mm 이하의 간격으로 바닥판의 상하에 배치하여야 한다.
- (6) 바닥판 횡방향 체결 PS강재의 배치는 <그림 4.49>과 같이 한다.
짧은 횡방향 체결을 하는 강선의 경우는 정착장치 손실을 고려한 유효인장력과 강봉을 사용한 경우의 유효인장력을 비교하여 유리한 장치를 사용하는 것으로 한다.



여기서, b : 바닥판의 현장치기부분의 폭

<그림 4.48>



(2)에 대하여

바닥판은 다른 부재에 비하여 활하중에 의한 응력변동이 크므로 피로에 대한 안전도를 고려하여 균열 발생을 가능한 한 억제하려는 것이다.

가령 얼마간의 인장응력을 인정한다 하더라도 실제 인장응력이 생기는 범위에 인장철근을 유효하게 배치한다는 것은 곤란하다.

(6)에 대하여

바닥판 횡방향 체결 PS강재와 철근의 배근을 그림과 같이 한다. (〈그림 4.49〉 참조)

횡방향 체결 PS강재 및 철근을 받침선에 평행으로 배치한 경우에는 교축직각방향으로 환산해서 응력의 검토를 실시할 필요가 있다. 또한 이 경우에는 플랜지 측면에 작용하는 활동력을 고려해서 충분히 거칠게 하여야 한다.

4.9.5 거더의 구조세목

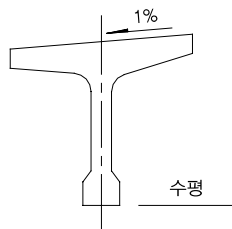
- (1) 프리텐션보인 경우
상부플랜지·하부플랜지 저면은 모두 교면 횡단경사에 평행하게 하고, 복부는 상하플랜지에 직각으로 한다.
- (2) 포스트텐션보인 경우
 - (가) 거더의 상부플랜지는 교면횡단경사와 평행으로 하고, 하부플랜지 저면은 수평으로 한다.
 - (나) PS강선의 정착
PS강선의 정착위치는 보의 단부를 원칙으로 하지만 응력 상 여유가 있는 경우는 상부플랜지에 정착시켜도 좋다.
이때 상부플랜지 상면에 정착시키는 PS강재 개수는 전체 PS강재의 1/3 이하로 한다.
- (3) 거더는 가설시의 경사, 횡방향전도, 좌굴 등에 대해서 충분히 검토하여야 한다.

(1) 복부는 원칙적으로 수직으로 하여야 하지만 프리텐션인 경우에는 거푸집의 전용을 고려하여 본문과 같이 규정하였는데 교면의 횡단경사가 커지면 상부플랜지 단부에 큰 응력이 생기거나 횡방향 좌굴, 가설시의 전도 등 위험이 생기므로 충분히 검토할 필요가 있다. 교면경사가 큰 경우(4% 정도 이상)에는 포스트텐션의 경우와 같이 복부는 수직으로 하는 것이 좋다.

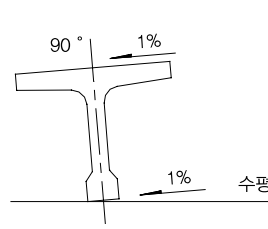
(2) 거더의 단면도는 <그림 4.53>을 기준으로 한다.

(가)에 대하여 횡단경사가 변화하는 구간에서는 상부플랜지 경사는 교면에 근사한 단일평면의 횡단경사로 하면 좋다.

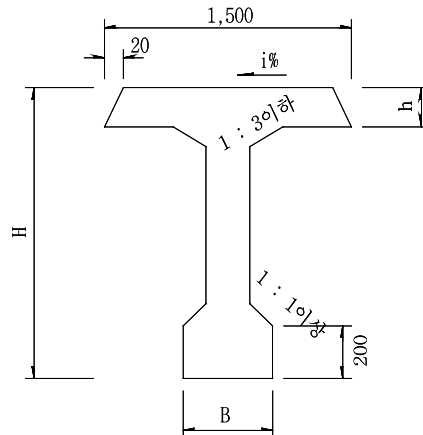
(3) '4.11.5 PSC거더의 구조세목 (3)'을 참조한다.



a) 포스트텐션
<그림 4.51>



b) 프리텐션
<그림 4.52>



〈그림 4.53〉 표준단면

지 간	t	B	강 선
20m 미만	160	400	12 ø 7
20m 이상	200	500	12 ø 7 또는 12 ø 12.4

바닥판의 지간	h
1,800 미만	200
1,800 이상	210

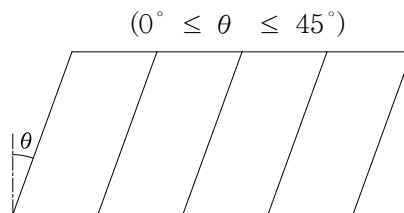
4.9.6 가로보의 구조세목

(1) 거더의 지점에는 반드시 가로보를 설치하여야 한다.

특히 하나의 지간 당 한곳 이상 중간가로보를 설치하며, 그 간격은 15.0m 이하로 한다.

(2) 가로보의 복부최소두께는 200mm로 한다.

(3) 중간 가로보의 배치는 일반적으로 받침선과 평행하게 배치하여도 좋다.



〈그림 4.54〉

(4) 단부 가로보는 축방향 하중 및 지진 시 수평력에 대해서 안전하여야 한다.

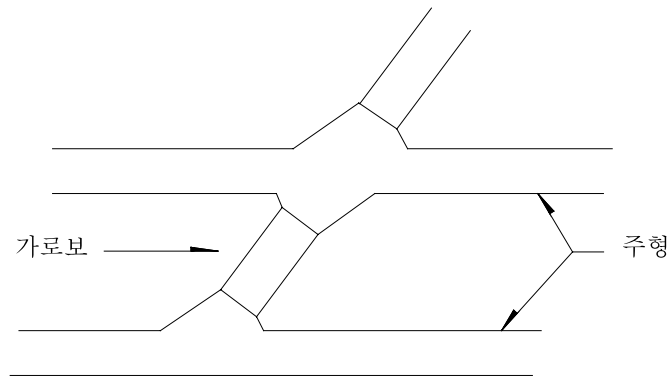
- (1) 지간 중앙에 중간가로보가 놓이도록 배치하는 것이 바람직하다.
- (2) 중간가로보를 받침선에 평행하게 배치할 것인가 거더에 직각으로 배치할 것인가를 일반적으로 규정하는 것은 곤란하지만 사각 θ 와 l/B 과의 관계에 의하여 결정하여야 할 것이다.

일반적으로 가로보를 직각으로 배치하면 사교의 특징인 부반력이나 비틀림이 현저히 나타나므로, 45° 까지는 평행하게 배치하는 것으로 한다.

단, 바닥판에 대해서는 경사바닥판이 되므로 이 영향을 고려한다.

사각이 $\theta > 30^\circ$ 인 경우 거더 복부를 <그림 4.55>과 같은 형상으로 하여 가로보를 직각으로 연결할 수 있도록 한다.

- (3) 윤하중에 대해서는 단부 가로보를 받침으로 지지하는 단순 가로보로 설계하여도 좋다. 지진시의 단부가로보 검토는 '4.6.7 지진 시 수평력을 전달하는 단부 가로보'에 준한다.



<그림 4.55>

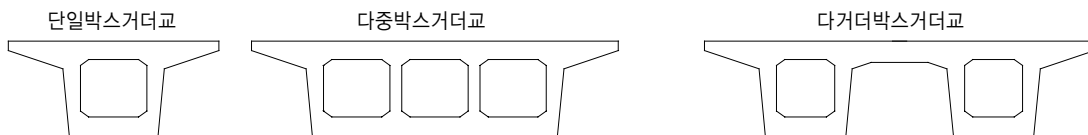
4.10 박스거더교

4.10.1 단면력의 산정

거더 및 가로보의 단면력 계산은 다음에 따르는 것을 원칙으로 한다.

- (1) 단일 박스거더교의 경우 국부적 검토를 제외하고 보이론에 따라도 좋다.
- (2) 다중 박스거더교의 경우는 힘 비틀림이론 혹은 임의형 격자이론에 따른다.
- (3) 다거더 박스거더교의 경우 임의형 격자이론에 따른다.
- (4) 사각 θ 가 $\theta > 30^\circ$ 인 경우 원칙적으로 사교로서 취급한다. 이때 단면력의 산정은 임의형 격자이론에 따른다.
- (5) 종방향 구조해석에 사용하는 바닥판 유효폭은 일반적인 바닥판 경간을 갖는 경우에는 바닥판 전폭이 압축에 유효한 것으로 볼 수 있다. 그러나 일반적인 바닥판 경간 비율을 벗어나는 경우에는 전단지연을 고려하여 바닥판 응력을 계산하여야 한다.

박스거더교에는 <그림 4.56>과 같은 것이 있다.



<그림 4.56>

PSC 박스거더는 판구조 요소들의 복합체이므로 실제거동은 매우 복잡하고, 횡방향과 종방향의 거동이 상호 연계되어 나타나지만 일반적으로는 종방향과 횡방향 거동을 분리시켜 구조해석을 실시한다.

- (1) 단일박스 거더교는 비틀림강성이 크고 활하중에 대한 하중분배도 양호하므로 박스거더 전단면을 하나의 거더로 보고 교축방향 단면력을 산출하며, 사각이 30° 이상인 경우는 단일박스거더교에도 <그림 4.57>와 같이 격자구조이론을 이용하거나 판요소를 이용해서 단면력을 산출하는 것이 좋다.
- (2) 다중 박스거더교는 교량의 전폭과 지간의 비(전폭/지간)가 0.5 이하의 경우 박스거더 전단면을 하나의 보로 보고 교축방향 단면력을 산출할 수 있다.

그러나 0.5 이상의 비교적 폭이 큰 다중박스거더의 경우는 판요소를 사용하여 유한요소해석을 하든지 직교이방성 판이론 또는 격자구조이론에 의하여 단면력을 산출하는 것이 원칙이다.

- (3) 다거더 박스거더교는 판이론을 적용하지 않는다면 격자구조이론을 적용하여 주거더 단면력을 산출하는 것이 원칙이다. 이 경우 각 박스거더를 하나의 거더로 하고 격벽이 각 박스거더를 연결하는 격자 구조로 모델링하는 것이 일반적이다.

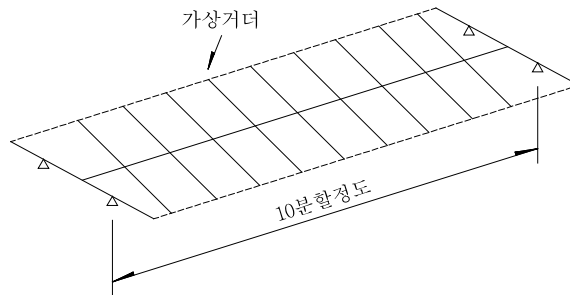
다주 박스거더교의 경우 구조계산 후 필요 시 시간 내에 가로보를 설치하여야 한다.

가로보가 없으면 주거더의 직각방향 강성이 작게 되어 하중분배가 나쁘고 주거더 상호의 처짐차 및 비틀림에 의한 변형이 있을 수 있다.

그러나 경간에 대한 전체폭의 비가 0.5 이하인 다거더 박스거더교에 도.설 4.10.2.(1)항 및 (2)항에 규정되어 있는 가로보 및 격벽을 둔 경우에는 주재하중을 차도부분에 만재시키고 계산한 단면력을 주거더의 개수로 나누어 각 주거더의 단면력으로 하여도 좋다. 단, 단일 박스거더교 및 다중 박스거더교에 서 사각이 30° 보다 작으면 격자이론에 따르지 않고 보이론에 따라 해석하는 것도 좋다.

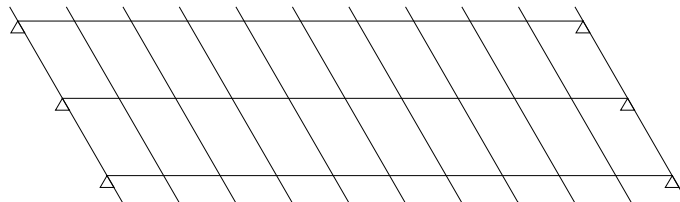
임의형 격자이론으로 계산하는 경우 격자모델은 다음과 같이 한다.

- (1) 단일 박스거더교 ($\theta > 30^\circ$)



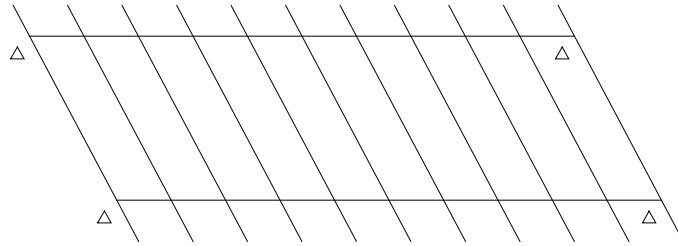
〈그림 4.57〉

- (2) 다중 박스거더교($\theta > 30^\circ$ or 전폭/경간 > 0.5)



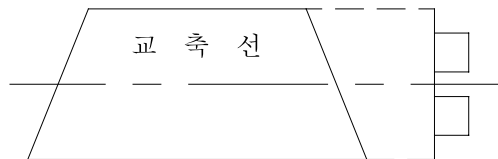
〈그림 4.58〉

(3) 다거더 박스거더교 (2거더의 경우)



〈그림 4.59〉

(4) 사교나 사다리꼴 모양의 교량인 경우에는 곡선 배치된 PS강재에 의한 프리스트레스의 영향이 고정하중이나 활하중과는 역방향의 하중으로 작용하여 재분배되어 비교적 큰 2차 응력을 일으키게 되므로 이에 대해서 충분히 고려하여야 한다. 이 경우 프리스트레스의 영향은 프리스트레스에 의한 모멘트에 가까운 모멘트를 일으키는 수직하중을 재하한 상태를 예상하여 이때의 하중분배율을 이용한다. 일반적인 경우 이 분배율은 거더 자중의 분배율과 같다고 생각하여도 좋다. 사다리꼴 모양의 교량은 〈그림 4.60〉에 보인 형상의 것을 말한다.



〈그림 4.60〉

4.10.2 횡방향 설계

- (1) 횡방향설계는 바닥판을 포함하여 판이론에 근거한 정밀구조 해석을 하는 것이 좋다.
- (2) 경사진 복부 및 보강리브가 있는 박스거더교의 하부플랜지 및 복부 단면력은 복부의 경사와 보강리브의 영향을 고려하여 구하는 것을 원칙으로 한다.

(1) 횡방향 구조해석 시 온도하중과 교면 상에 방음벽 등 특수 가시설물이 영구적으로 설치되는 경우 이에 대한 하중을 고려하고 활하중은 일반적으로 특수한 경우를 제외하고는 DB하중에 대해서 검토한다.

정밀구조해석 시에는 최근의 연구자료 ‘PSC 박스 거더교 설계 선진화를 통한 물량절감, 품질향상 방안 수립 연구 보고서’에 따라 다음과 같이 하는 것이 좋다.

- ① 박스거더의 3차원 유한요소해석에서는 4절점의 쉘요소를 사용하고 그 요소망의 크기는 0.5m 내외의 크기로 한다.
- ② 차륜하중은 차륜 접지폭은 물론, 바닥판 슬래브의 두께까지 고려하여 최대한 분포시킨다.
- ③ 종방향으로는 차량1대 즉, 차륜3축을 모두 재하시킨다.
- ④ 설계를 위한 모멘트 산정 시 받침에 가장 가까운 위치에서의 표준단면과 지간 중앙부에서의 표준단면에 대하여 해석이 필요하다.

정밀구조해석이 어려운 경우 도로교 설계기준 4.15.6.2의 (4)항에 따라 해석하여도 좋다.

4.10.3 바닥판의 설계

- (1) 바닥판의 최소 두께는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.4 바닥판의 최소두께 및 4.10.6 구조상세’에 따른다.
- (2) 바닥판의 휨모멘트는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.5 바닥판의 설계 휨모멘트 및 응력의 검사’에 따른다.
- (3) PS강재를 바닥판 내에서 절곡하는 경우나 복부 측면에서 휘어 정착시키는 경우 이에 의하여 생기는 프리스트레스의 분력을 가산하여서 응력을 검토하여야 한다.
- (4) 바닥판의 지간에 대하여 직각으로 배치하는 철근은 도로교 설계기준 4.7.5.7을 따른다.

(1) 고정하중(자중, 연석, 난간, 포장 등)에 의한 단면력은 ‘4.10.4 하부플랜지 및 복부의 설계’의 라멘구조로서 계산한 값을 써도 좋다.

‘4.10.4 하부플랜지 및 복부의 설계’의 라멘구조로서 산출되는 복부 상단부의 바닥판 하면에 발생하는 (+)의 휨모멘트에 대해서는 ‘4.4.5 휨모멘트와 축방향력이 작용하는 부재의 응력계산’의 규정에 관계없이 철근으로 보강하면 좋다.

‘4.6.3 정착부의 설계’ 해설 참조

4.10.4 하부플랜지 및 복부의 설계

하부플랜지 및 복부의 설계는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.10.2 설계일반 및 4.10.4 횡방향 설계’에 따르기로 한다.

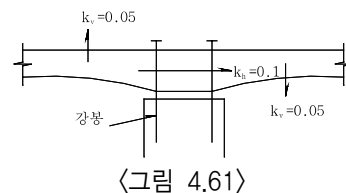
4.10.5 거더의 구조세목

- (1) 플랜지의 두께
플랜지의 최소 두께는 다음과 같이 한다.
 (가) 프리스트레스 콘크리트
 상부플랜지 - 복부 또는 복부현치 사이의 순경간의 1/30, 200mm 이상
 하부플랜지 - 복부 또는 복부현치 사이의 순경간의 1/30, 140mm 이상
 (나) 철근 콘크리트
 상부플랜지 - 복부 또는 복부현치 사이의 순경간의 1/16, 220mm 이상
 하부플랜지 - 복부 또는 복부현치 사이의 순경간의 1/16, 140mm 이상
- (2) 복부의 두께
복부의 두께는 300mm 이상으로 한다.
또, 복부두께를 주거더방향으로 변환시킬 때는 복부두께 차이의 12배 이상의 길이를 변화구간으로 확보하여야 한다.
- (3) 철근콘크리트 박스거더교의 주거더에 배치하는 주철근은 복부 및 현치부 내에서 2단 이하로 배치하는 것이 좋다. 부득이 플랜지 내에 배치할 경우에는 복부의 측면에서 주거더 경간의 1/10의 범위 내에 배치하고, 철근중심간격의 최대값 250mm로 하는 것이 좋다.
- (4) 복부의 종방향 철근은 건조수축 및 온도철근(0.2%) 이상으로 전단면에 골고루 배치하여야 한다.
- (5) 하부슬래브의 종방향 및 횡방향 철근의 배근은 도설 4.6.4.1에 따라야 한다.
- (6) 바닥판의 횡방향 체결 PS강재는 캔틸레버시공, 이동지보공, 압출공법 등 그라우트가 늦어지는 경우에는 강봉을 쓰는 것이 좋다.

- (1) 플랜지 두께를 주거더 방향으로 변환시킬 경우에는 1/5보다 완만한 경사로 하는 것이 좋다. 부재의 두께 변화에서 1/5이상의 급한 경사로 설계하는 경우 1/5이하의 완만한 경사 내의 부분만 유효 단면적으로 고려한다.

4.10.6 캔틸레버공법의 기둥머리부 연결구조 검토

캔틸레버공법에서의 기둥머리부 강봉의 계산은 작업 차에 의한 불균형모멘트에 대하여 허용응력 이내, 지진 시는 불균형모멘트 및 <그림 4.61>에 나타낸 지진력에 대해서 파괴되지 않도록(f_{pu} 이하) 설계하여야 한다.



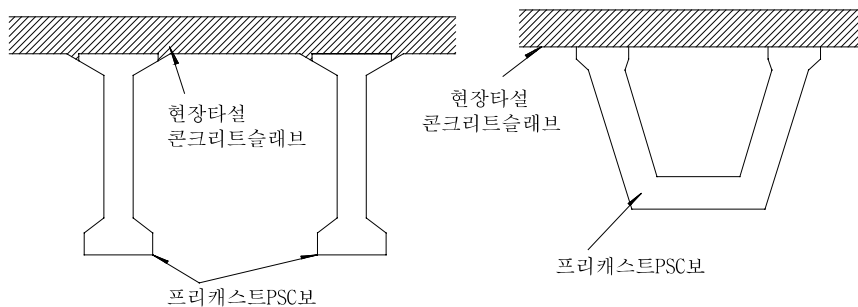
4.11 합성거더교

4.11.1 합성거더교의 일반

이 규정은 프리스트레스트 콘크리트 거더와 현장타설 바닥판이 전단연결재에 의하여 결합되어 거더와 바닥판이 일체로 된 합성단면으로 하중에 저항하는 교량의 설계에 적용한다.

여기서 말하는 합성거더교는 프리캐스트의 PSC거더와 현장타설 철근콘크리트 바닥판을 합성한 형식의 것이다.〈그림 4.62〉 따라서 통상의 채움 콘크리트도 관련 사항에 대해서는 여기서 제시한 각 규정을 준용하여도 좋다. 바닥판을 현장타설 철근콘크리트 바닥판으로 한정하는 것은 바닥판의 캔틸레버길이를 변화시키는 것으로 평면선형상의 문제를 해소할 수 있고 또 바닥판의 현치높이를 변화시킴으로써 횡단경사의 변화에 대처할 수 있기 때문에 복잡한 선형에 유연하게 적응할 수 있는 합성거더의 장점과 공사의 간소화 및 경제성 등을 고려한 것이다.

그러나 공사의 신속화나 간소화를 요하는 경우에는 바닥판을 프리캐스트로 하는 것도 생각할 수 있지만 이로 인하여 생기는 문제점(바닥판의 이방성, 프리캐스트 부재의 접속방법 등)에 대해서 충분히 검토한 후 실시할 필요가 있으므로 여기서는 취급하지 않기로 한다.



〈그림 4.62〉

4.11.2 합성거더 단면의 구성

바닥판의 단면적(A_s)과 PSC거더의 단면적(A_g)의 비(A_s/A_g)는 0.6~1.2 정도의 범위가 되도록 하는 것이 좋다.

PSC거더의 단면적에 비하여 바닥판의 단면적이 큰 경우에는 PSC거더와 바닥판의 콘크리트 건조 수축 차나 크리프 차에 의한 영향이 커지며, PSC거더에 대한 바닥판 자중의 영향이 커져 불리하게

된다. 이와는 반대로 PSC거더의 단면적에 비하여 바닥판의 단면적이 너무 작은 경우에는 합성거더로서의 유리한 점이 상실되는 것이다.

따라서 PSC거더는 바닥판과 적당히 균형된 단면을 유지하는 것이 바람직하다.

4.11.3 단면력 산정

- (1) 거더 및 가로보의 단면력 산정은 이 설계요령 '4.9.2 단면력의 계산'에 따르기로 한다.
- (2) 하중분배는 2차 고정하중과 활하중으로 하고, 2차고정하중은 바닥판 타설 후의 포장, 연석, 난간 및 첨가물로 한다.
- (3) 합성거더교의 설계에서는 각 시공단계 마다 응력을 산출하고 합성응력을 검토하여야 한다.

합성응력을 검토하는 시공단계는 다음과 같다.

- (가) 프리스트레스 도입 직후 : (합성 전 보단면에 대한 프리스트레스 + 보 자중)에 의한 응력
- (나) 바닥판 합성 시 : (합성 전 보단면에 대한 프리스트레스 + 보, 바닥판 자중)에 의한 응력
- (다) 합성 후 고정하중 작용 시 : (합성 후 보 및 플랜지 단면에 대한 프리스트레스 혹은 유효 프리스트레스 + 보, 바닥판 자중 및 포장)에 의한 응력
- (라) 활하중 작용 시 : (합성 후 보 및 플랜지 단면에 대한 상기의 응력 + 활하중(충격포함))에 의한 응력

4.11.4 크리프 및 건조수축차에 의한 응력의 계산

PSC거더와 바닥판의 크리프 및 건조수축 차에 의한 영향을 고려해서 응력을 계산하는 것을 원칙으로 한다. 바닥판을 합성한 후 크리프계수 및 건조수축 차는 이 설계요령 '4.4.4의 <표 4.6>, <표 4.7>'에 의하여 산출하고 이들에 의한 단면력은 '도로설계기준 제4장 콘크리트 4.2 설계 계산에 관한 일반사항'에 따라 산출한다.

또 이들의 영향이 계산치의 70%인 상태로 한 경우에 대해서도 응력을 검토하여야 한다. 이 설계요령의 <표 4.6>, <표 4.7>에 따르기 어려운 경우는 '도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.2.3.3 크리프, 4.2.3.4 건조수축'에 따라 산출하기로 한다. 콘크리트의 온도는 평균 기온과 같다고 생각하여 사용한다.

일반적으로 슬래브와 PSC거더와의 건조수축 차에 의한 영향은 PSC거더에 대하여 위험 측으로 되지만 이 영향은 대단히 작은 것이다. 그러나 크리프에 의한 영향이 비교적 클 뿐만 아니라 PSC거

더에 대하여 유리하게 작용하는 경우가 많으므로 콘크리트 합성거더의 특성을 살리기 위해서도 이들의 내부응력을 고려하는 것을 원칙으로 했다. 표준공정에서는 프리캐스트거더와 바닥판과의 재령 차는 90일, 바닥판 타설 후 30일로 전후 고정하중이 작용하는 것으로 계산한다. 그러나 콘크리트의 크리프계수나 그 진행도는 콘크리트의 품질, 부재의 형상치수, 부재가 놓여져 있는 환경에 따라 크게 다르고 각 경우에 대해서 정확한 값을 추정하는 것은 곤란하다. 따라서 크리프, 건조수축의 변동이 $\pm 30\%$ 인 상태에 대해서도 응력을 검토하기로 한 것이다.

또한 재령 차에 의한 내부응력의 영향이 작다고 생각되는 경우에는 이 규정을 적용하지 않아도 좋다. 연속합성거더교에 대해서는 내부응력에 의하여 재차 2차응력이 생기므로 고려하여야 한다.

4.11.5 PSC거더의 구조세목

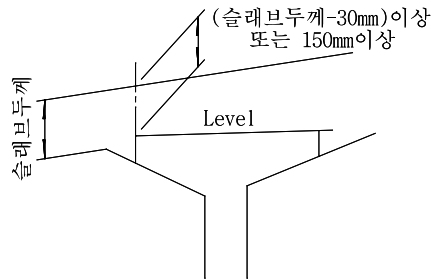
- (1) PSC거더의 복부두께는 프리텐션거더인 경우 130mm 이상, 포스트텐션거더인 경우 200mm 이상으로 한다.
- (2) PSC거더의 상하플랜지는 횡단경사에 관계없이 수평으로 하여도 좋다.
- (3) PSC거더의 상부플랜지에 가설시의 횡하중에 대한 가외철근을 각각의 우각부에 배치하여야 한다. 또 거더에 대해서는 횡좌굴에 대한 검토, 가설시의 경사, 풍하중에 대한 안전성 및 수송 중의 충격에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.
- (4) PSC거더의 복부는 바닥판에서 분배되는 모멘트에 대하여 안전하여야 한다.
- (5) 설계 하중 시 인장철근 산정에는 온도차에 의한 응력은 무시한다.
또 프리스트레스 도입 직후의 인장철근 산정에는 철근의 허용응력을 25% 할증하기로 한다.

- (1) 복부두께의 최소치수를 나타낸 것이지만 통상의 경우 이 최소크기로 충분하다. 그러나 지간이 큰 경우에는 전단력에 대해서 여유가 없는 경우가 있으므로 이 경우는 더 두껍게 할 필요가 있다.

보의 상부 플랜지의 일부를 바닥판에 매립하는 경우에는 바닥판의 최소두께는 150mm로 한다.

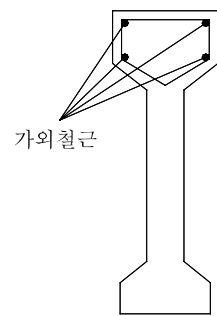
- (2) 횡단경사의 변화에 대해서는 현장타설 콘크리트 바닥판의 한치 높이로 조정하기로 하고, PC거더에 대해서는 제작상의 번잡함을 피하기 위해서 상·하연을 수평으로 하고 거더 중심축에 대하여 대칭으로 하는 것이 좋다.

단, PSC거더 상단의 최소바닥판 두께는 바닥판 두께에서 30mm 뺀 값 이상으로 한다.



〈그림 4.63〉

- (3) PSC거더를 I형단면으로 한 경우 가설 시 횡하중에 의하여 플랜지 단부에 균열이 발생할 위험이 있으므로 횡하중에 대해서 〈그림 4.64〉과 같은 가외철근을 배근하여 보강할 필요가 있다. 또 계산에 의하여 가외철근을 구하는 경우에는 가설 시 거더가 3°기우는 것으로 계산하지만 계산에서 정하여진 보강철근 이상으로 여유를 두어 철근을 배치하는 것이 바람직하다.



〈그림 4.64〉

또, 거더의 상부플랜지 폭이 지간에 비하여 적고, 복부가 얇으며 거더높이가 높은 경우에는 가설 시 횡방향좌굴에 대해서도 검토하여야 한다.

횡방향 좌굴의 검토에는 다음 2가지 방법이 제안되고 있다.

- (가) 일반적으로 횡방향좌굴을 일으키는 한계등분포하중 w_{cr} 은 식(4.17)에 의하여 구할 수 있다.

$$W_{cr} = \frac{m \sqrt{BC}}{\ell^3} \quad (4.17)$$

또 안전율은 식(4.18)로 구할 수 있다.

$$F = \frac{w_{cr}}{w} \quad (4.18)$$

구한 안전율은 3단계로 나누어 판정한다.

$F \geq 4$ 횡방향좌굴에 대하여 안전하다.

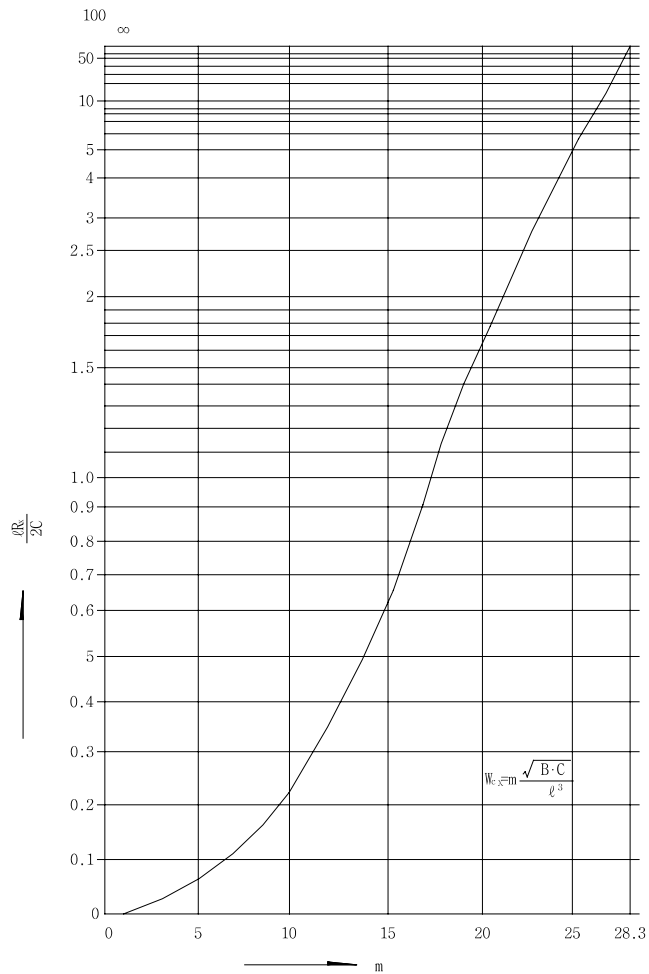
4 > $F \geq 2.5$ 가설작업시의 문제에 대해서 상세한 검토를 한다. (시공오차, 경사각, 횡방향 휨 모멘트, 휨응력)

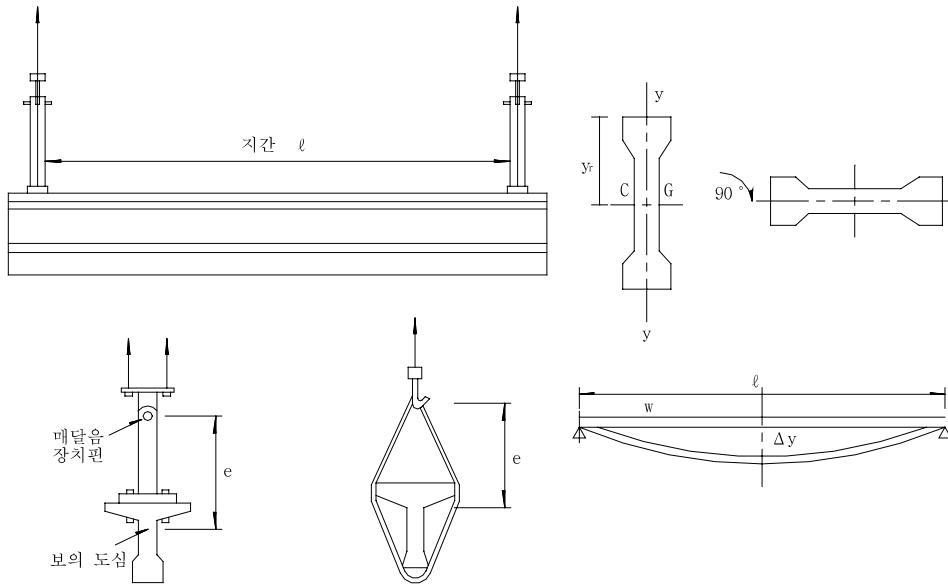
2.5 > F 이대로 가설해서는 안 되며, 거더 단면형상 · 가설방식을 변경한다.

여기서, m : 거더 단부의 받침조건에 따라 결정하는 정수로 거더 단부를 단순지지하고, 단부가 거더의 전도에 대해서 안전하게 지지되고 있는 경우에 $m = 28.3$ 으로 한다.

매달아 올릴 때의 m 값은 〈그림 4.65〉에 의하여 구한다.

- B : 횡방향 휨강성 = EI_y (Pa)
 C : 비틀림강성 = GJ (Pa)
 ℓ : 지간 (m)
 E : 콘크리트 탄성계수 (Pa)
 I_y : Y축에 관한 단면 2차 모멘트 (m^4)
 G : 전단탄성계수 $0.43E$ (Pa)
 J : 비틀림 강도계수 (m^4)
 W : 거더의 단위길이 중량 (N/m)
 R_X : 스프링 정수 = $P_{do} \cdot \ell \cdot e/2$
 e : 거더의 도심에서 매담장치의 핀까지의 거리 (m)





〈그림 4.65〉

(나) “P.C.I Journal (May-June, 1971)”에 의한 방법

$$F = \frac{y_r}{\Delta y} \geq 2 \quad (4.19)$$

여기서, y_r : 도심지에서 상연까지의 거리

$$\Delta y : \frac{5w \ell^4}{384 E I_y}$$

(4) 일반적으로 거더가 병렬인 경우 구조에 따라 바닥판 하중이 거더로 분배된다.

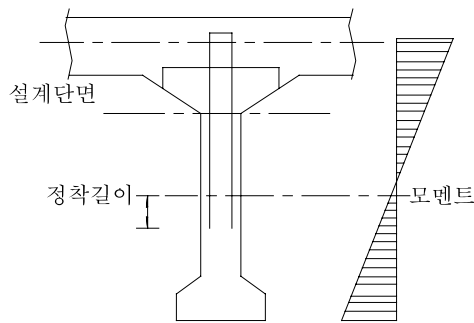
거더 복부두께는 통상 200mm정도이고, 바닥판의 캔틸레버량 및 거더 중심간격도 일반 단순 T형거더 병렬교에 비하여 크므로 거더 내의 스테럽이 바닥판에서 분배되는 하중에 대하여 충분한 지를 검토할 필요가 있다.〈그림 4.66〉

검토는 다음 요령에 따른다.

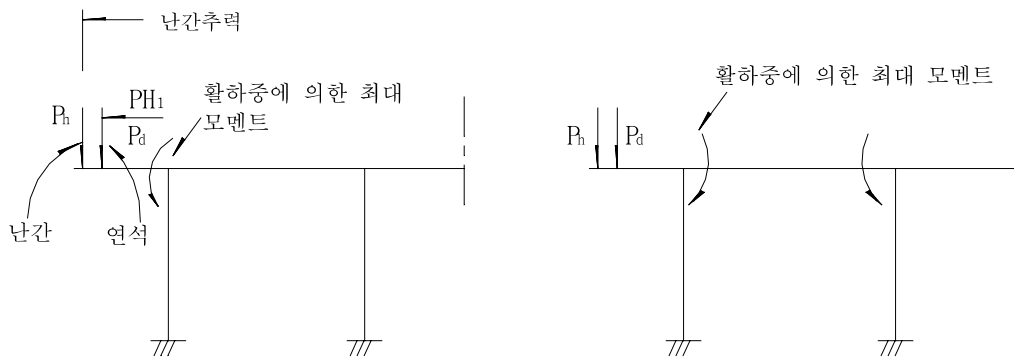
- ① 지점위에는 강한 가로보가 있으므로 충분히 안전하다.
- ② 가로보에 의한 구속이 없다고 하면 개단면이 되어 거더에 대한 분배는 거의 무시할 수 있다. 따라서 다음과 같은 가정 하에 검토하면 충분하다.

검토하는 위치는 교축방향 지간중앙 부근 및 지점부근 가로보부 2곳에 대해서 실시한다.

하중의 재하상태는 〈그림 4.67〉와 같은 2종류를 고려해서 큰 쪽의 휨모멘트를 설계휨모멘트로 한다.



〈그림 4.66〉



〈그림 4.67〉

PSC거더에 분배되는 모멘트는 활하중에 의한 최대모멘트(바닥판 설계에 이용하는 모멘트)에 난간, 연석의 하중 및 추력에 의한 모멘트를 가산한다. 또 이 하중을 검토하는 경우는 바닥판, 포장의 하중은 고려하지 않아도 좋다.

(5) 설계 하중 시 인장철근산정에는 온도차에 의한 응력은 안전 측이므로 무시하기로 한다.

프리스트레스 도입 직후 철근의 허용응력은 단기간 상태이므로 허용응력은 25% 할증하기로 한다.

4.11.6 가로보의 설계

- (1) 가로보 설계에 사용하는 활하중은 DB하중으로 하고 충격계수는 주거더에 사용한 값으로 한다.
- (2) 가로보의 간격, 두께, 배치에 대해서는 이 요령 '4.9.6 가로보의 구조세목'에 따르기로 한다.

- (1) 하중분배는 활하중과 난간하중으로 하고 활하중은 가로보의 영향선에 대해서 휨모멘트 및 전단력이 최대가 되도록 재하한다.

4.11.7 보와 바닥판의 접합

보와 바닥판 접합면의 콘크리트 전단응력검토 및 전단연결재의 철근설계에 대해서는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.14.2.2 보와 바닥판의 연결 및 4.14.2.3 구조세목’에 따른다.

4.11.8 바닥판의 설계

바닥판의 설계 및 구조세목은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7 바닥판’의 각항 및 이 요령 ‘3.2 바닥판’에 따른다.

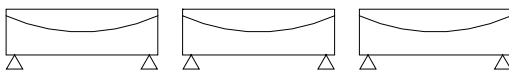
4.12 연속합성거더교

4.12.1 연속합성거더교 일반

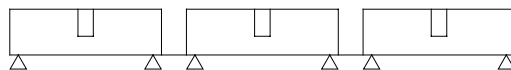
연속합성거더교는 프리캐스트의 PSC단순보를 교각상의 가설받침위에 가설하고 가로보를 시공한 후 중간지점 상에서 단순보를 연결하여 연속거더로 변환한 후 바닥판을 시공해서 합성거더로 하는 것을 말한다.

연속합성거더의 일반적인 시공순서를 <그림 4.68>에 나타낸다.

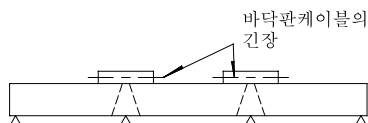
① 프리캐스트 PSC단순보 가설받침 위 가설



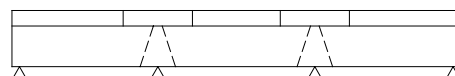
② 가로보의 시공



③ 1차 바닥판의 시공



④ 2차 바닥판의 시공

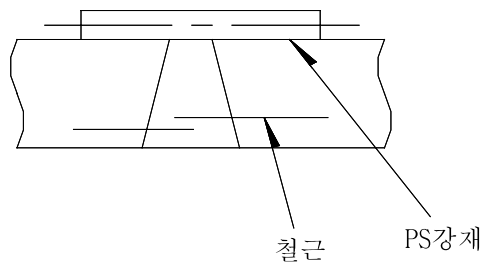


<그림 4.68>

4.12.2 거더 연결부의 구조

중간지점 상에서의 거더 연결방법은 프리캐스트 PSC거더 상부플랜지 또는 상부 플랜지 상의 바닥판 내에 배치된 PS강재에 의한 프리스트레스 및 프리캐스트 PSC거더의 철근에 의한 것을 원칙으로 한다.

이 방법에 따른 경우 지점부 하연에 인장응력이 생기는 경우도 있으므로 이때는 철근에 의하여 충분히 보강한다. 또 연결부의 PSC거더 단부에 1/40 정도의 테이퍼를 붙임과 동시에 거더와 연결부의 타설이음에 대하여 전단을 충분히 보강하여야 한다.



〈그림 4.69〉

4.12.3 바닥판의 설계

연속합성거더교에 1차바닥판과 2차바닥판의 이음은 계산상 필요한 교축방향 철근량의 2배를 배치한다.

타설이음의 균열에 대비하여 가외철근으로 삽입하는 것이며, 정착길이는 타설이음 보다 적어도 1/2 이상 길게 하는 것이 좋다.

4.12.4 응력 검토

응력의 검토는 시공순서에 따른 하중상태, 구조형식에 의하여 단면의 각부에 대해서 검토하여야 하고 PSC거더와 바닥판의 건조수축 차, 크리프 계수 차, 온도 차 및 이들에 의한 2차 응력에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.

연속합성거더교에 있어서 구조계는 단순거더에서 연속거더로, 단면형상은 프리캐스트거더에서 바

다. 단판 합성단면으로 각각 이행한다. 따라서 응력의 검토도 각 시공단계에 맞는 상태에서 실시하여야 한다.

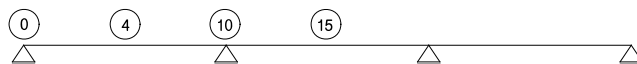
〈표 4.17〉에 일반적인 시공순서와 그 시점의 경우 작용하중, 저항단면 등에 대해서 나타냈다. 연속합성거더에 있어서는 PSC거더와 바닥판의 건조수축 차·크리프계수 차·온도 차에 의한 영향을 검토함과 동시에, 프리캐스트거더·1차바닥판·2차바닥판의 시공 등 점차로 구조계가 변화하므로 건조수축·크리프·온도 차에 의한 2차응력에 대해서도 검토하여야 한다. 이들의 2차응력 산출방법은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.2.2.3 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 영향에 의한 부정정력’에 따른다.

또 PSC거더와 바닥판의 온도차는 5℃로 한다.

바닥판에 배치하는 케이블은 바닥판에 프리스트레스가 일정하게 분포하도록 배치하는 것이 좋다.

〈표 4.17〉 PSC 연속합성 거더의 시공순서에 따른 작용하중과 발생응력

	시 공 순 서	작 용 응 력	하 중 의 취 급	저 항 단 면	응 력 상 태	
					④ ⑮	⑩
1	프리캐스트보 콘크리트 타설					
2	거더 PS강재 긴장	◦프리스트레스에 의한 응력 ◦프리캐스트보 자중	단순보로 한다.	순 단 면		
3 · 4	프리캐스트보 가설 가로보와 거더 연결 콘크리트의 타설 횡조임 케이블 긴장	◦가로보 자중	단순보로 한다.	환 산 단 면		
5	1차슬래브 콘크리트 (지점상)의 타설	◦1차슬래브 자중	부재, 단부, 확폭을 고려한 변단면의 연속보로 한다.	④ ⑮ 환 산 ⑩ 총 단 면		
6	슬래브 케이블의 긴장	◦프리스트레스에 의한 응력 ◦프리스트레스에 의한 2차 응력	"	④ ⑮ 환 산 ⑩ 순 단 면 슬 래 브 환 산		
7	2차슬래브 콘크리트 타설	◦2차슬래브 자중	1차슬래브를 포함한 변단면의 연속보로 한다.	④ ⑮ 환 산 ⑩ 환 산 단 면		
8	연석, 난간, 포장의 시공	◦연석, 난간, 포장, 하중	1차, 2차슬래브가 합성된 연속보로 한다.	④ ⑮ 슬래브환산 ⑩ 환 산 단 면		
9		◦활하중(크리프, 건조수축, 온도차) ◦내부 응력		④ ⑮ 슬래브환산 ⑩ 환 산 단 면		



④, ⑮는 span 중심으로 1차슬래브를 치지 않는 부분

⑩은 지점 상에서 1차슬래브를 치는 부분

(a) 슬래브의 PS강재 긴장 시, 저항단면 중 슬래브 환산으로 프리캐스트보의 PS강재환산단면에 현장타설 슬래브 콘크리트 단면을 탄성계수 비에 의하여 환산한 단면. 단, 슬래브 PS강재 쉬스는 뺀다.

(b) 2차슬래브 콘크리트 타설 시의 환산단면에는 슬래브 PS강재로 환산한다.

정착부도 가능한 한 분산시켜서 응력집중과 급변을 피하도록 배치하며 특히 1차바닥판의 단부에 집중시켜 정착하는 것을 피하고 1차바닥판 내에 분산하여 정착하는 것이 좋다.

4.13 연결거더교

4.13.1 연결거더교 일반

PSC 연결거더교란 프리캐스트 PSC 단순보를 가설 후 교각위의 보 접합 구간을 현장타설 콘크리트로 연결하는 구조를 말한다.

PSC 연결거더교는 연결부를 2개의 받침으로 지지하는 형식으로 하며 다음 조건을 만족하는 것을 원칙으로 한다. 또 고무받침 사용 시에는 고무 물성에 의한 오차, 다층고무의 피로특성의 문제가 있으므로 충분히 검토하여야 한다.

(1) 시간분할은 동경간으로 간주될 정도의 것일 것

(2) 직교로 간주되는 직선교일 것(사각 0~10° 정도까지)

〈그림 4.70〉은 PSC 연결거더교의 일반적인 시공순서를 나타낸 것이다.

연결부에서 2점 받침형식을 원칙으로 한 것은 각 보를 양단 2개의 받침으로 지지하는 것이 안전한 구조가 되기 때문이다. 과거 피로시험결과에 의하면 강도가 현저히 다른 거더와 연결가로보의 접합점에 초기균열이 발생하지만 이 균열폭은 그다지 크지 않고 연결부 중앙 부근에 발생하는 균열이 점차 지배적으로 되어 거더의 연속성이 없어진다.

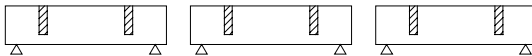
연결부가 기능을 상실하는 경우 낙교방지 또는 보수공사를 용이하게 하기 위해서도 2점받침형식이 바람직하다.

위와 같은 적용조건을 정한 것은 이 구조계를 선정하기 위해서는 어떤 일정한 스프링정수의 받침이 필요하며, 거더의 휨모멘트와 전단력에는 받침의 스프링계수의 대소가 그다지 영향이 없지만 받침반력에는 상당히 민감한 영향이 있으므로 받침설계가 곤란하게 되는 경우가 있기 때문이다.

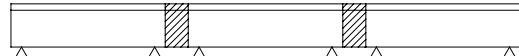
① 프리캐스트 PSC 단순보를 받침 위에 가설



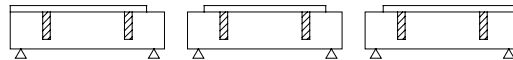
② 중간가로보의 시공



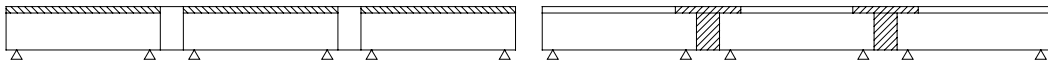
③ 중간가로보 및 보간의 시공



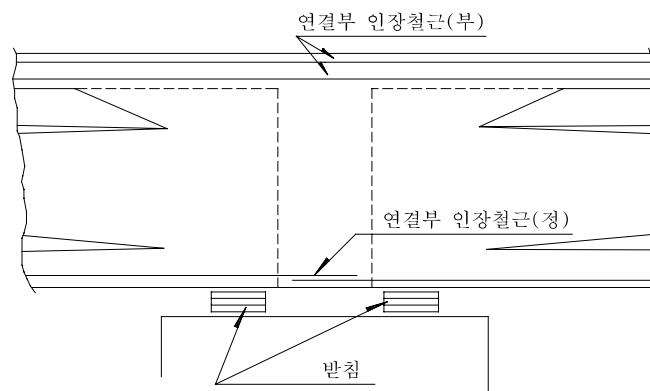
④ 중간바닥판의 시공



⑤ 연결부(바닥판, 가로보)의 시공



〈그림 4.70〉 시공순서



〈그림 4.71〉 연결구조

4.13.2 설계단면의 단면력

- (1) 연결부 설계단면에 작용하는 단면력은 거더 연결 후에 작용하는 하중에 의한 단면력을 사용하기로 한다. 단 고정하중 작용 시 원칙적으로 정의 휨모멘트가 작용하지 않는 상태로 하는 것이 바람직하다.
- (2) 거더단면은 거더 연결 전에는 단순보로서, 연결 후에는 탄성받침을 갖는 연속보로서 구한 단면력을 사용하여 산정한다.
- (3) 콘크리트 크리프 및 건조수축에 의하여 거더 연결 후에 생기는 2차응력은 단면에 불리하게 작용하는 경우에 대해서만 고려한다.
- (4) 거더와 지점상의 가로보의 접합면은 어긋나는 일이 없도록 검토할 필요가 있다.

(1), (2)에 대하여

거더 연결 후에 작용하는 하중은 교면고정하중, 활하중 및 콘크리트의 크리프, 건조수축에 의하여 생기는 2차응력이다. 연결부 단면에서 교면고정하중과 2차응력이 작용했을 때 정의 휨모멘트가 생기면 프리캐스트거더 단부 사이의 줄눈에 휨인장응력이 작용하여 바람직하지 않으므로 본문과 같이 규정하였다.

거더 연결전에 작용하는 하중은 프리캐스트거더의 자중 · 가로보 · 바닥판 및 프리스트레싱력이며, 이들은 모두 단순보로서 작용한다. 거더 연결 후에 작용하는 하중은 연속보로 받게 된다.

거더 연결 후의 단면력 산정은 <그림 4.72>과 같이 탄성받침을 갖는 연속보로서 구하는 것을 원칙으로 한다. 이상과 같은 하중조건 외에 온도변화, 받침조건 등에 따라 단면력이 생기지만 필요에 따라 고려하기로 한다.



〈그림 4.72〉

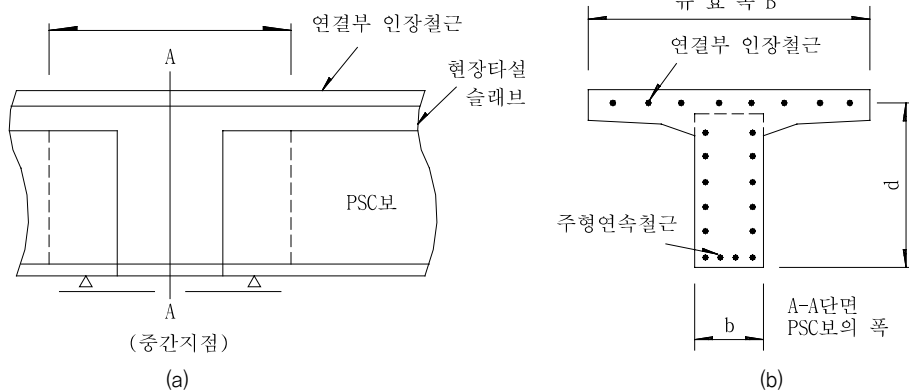
- (3) 2차단면력은 콘크리트 크리프, 건조수축의 크기 및 시공시기에 따라 실제 수치는 변동하리라 생각되므로 안전을 위하여 본문과 같이 규정했다.
- (4) 거더와 가로보의 결합은 주로 횡방향 체결에 의하여 이루어지므로 지진에 의한 수평력을 받을 경우 접합면이 어긋나지 않도록 검토한다.

검토방법은 '4.6.7 지진 시 단부 가로보의 설계'에 준하여도 좋다. 단, '4.12.3(3)'의 교축방향 프리스트레스에 의한 접합면의 어긋남에 대해서 고려한 프리스트레스 또는 보강철근은 고려해서는 안 된다.

4.13.3 연결부의 단면산정상의 가정

- (1) 연결부에 작용하는 부의 휨모멘트에 대한 설계단면은 <그림 4.73>(a)와 같이 연결부 단면 A-A로 하고 단면형상은 <그림 4.73>(b)와 같이 한다. 단면 유효폭은 '도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.2.2.6 압축플랜지의 유효폭'의 규정에 따른다.

단면 A-A는 철근콘크리트 단면으로 계산한다.



<그림 4.73> 연결부의 설계단면

- (2) 연결부에 작용하는 정의 휨모멘트에 대한 설계단면은 부의 경우와 같게 하고 프리스트레스, 가로보의 영향을 무시하고 철근콘크리트 단면으로 계산한다.

- (1) 가로보 연결부 단면에 생기는 철근 및 콘크리트의 응력을 정확하게 구하는 것은 구조상 곤란하다. 본문의 (1), (2)에 기술한 것처럼 가정하여 간단히 구하는 것으로 충분히 안전한 것으로 판단했다.

연결부 인장철근은 바닥판의 유효폭 내에 균등하게 배치하는 것으로 하지만 바닥판과 보의 접합면 부근에는 약간 넉넉하게 배치하는 것이 좋다. 유효폭 외의 바닥판에도 같은 양의 철근을 배치한다. 바닥판 단면에는 연결부 인장주철근 외 바닥판의 배력철근 및 가로보 위에 배치하는 가외철근을 같은 방향으로 배치하여야만 하므로 주의가 필요하다.

4.13.4 연결철근의 겹이음길이 및 매입철근의 부착길이

- (1) 연결부 주철근의 겹이음길이는 철근직경의 25배 이상으로 한다.
 (2) T형보인 경우 매입철근은 압축부에 정착하여야 한다.

- (1) 연결부에 주철근의 겹이음을 하는 경우 작용응력이 거의 활하중에 의한 것이고 작용응력의 진폭이 클 뿐만 아니라 이음장소가 동일단면에 위치하게 되는 등의 이유로 안전을 위하여 본문과 같이 규정하였다.

4.13.5 받 침

- (1) 연결거더교에 사용하는 받침은 통상의 받침기능 외에 소정의 압축스프링정수를 만족하는 받침(고무받침)을 사용하는 것으로 한다.
 (2) 설계에 이용하는 반력은 연결 전 하중에 대해서는 단순보로서 산출한 반력으로 하고, 연결 후 하중에 대해서는 탄성받침을 갖는 연속보로서 산출한 반력을 가산하여 구하는 것으로 한다.
 (3) 받침의 스프링정수는 계산으로 구하거나 실험에 의한 수치를 사용하여야 한다.

- (1) 고무받침의 경우는 식(4.21) 및 식(4.22)로 스프링정수를 산정하여 이 값이 반력을 구하기 위하여 가정하여 사용한 스프링정수 이하로 되어야 한다.

스프링정수의 계산식

$$b/a \leq 2 \text{ 일 때 } K = \frac{(3 + 6.58 S^2) G_o A}{\sum t_e} \quad \text{단, } S = \frac{A}{2(a+b)t_e} \geq 3.0 \quad (4.21)$$

$$b/a > 2 \text{ 일 때 } K = \frac{(4 + 6.58 S^2) G_o A}{\sum t_e} \quad \text{단, } S = \frac{a}{2t_e} \geq 3.0 \quad (4.22)$$

여기서, a : 받침의 폭 (mm)

b : 받침의 길이 (mm)

K : 스프링 정수 (kN/mm)

A : 받침의 지압면적 ($a \times b \text{ mm}^2$)

S : 형상계수

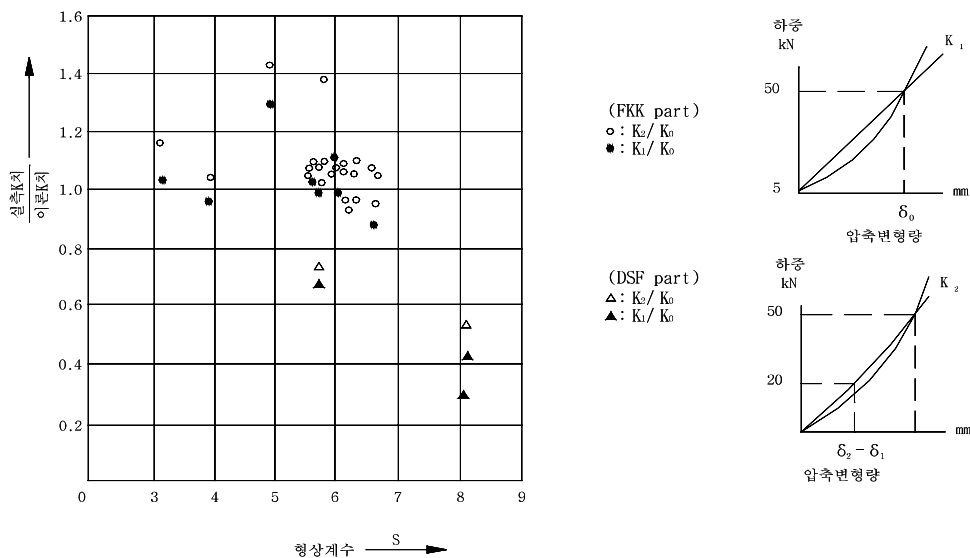
G_o : 전단탄성계수 (kN/mm²)

t_e : 고무 한 층의 두께 (mm)

가정한 탄성받침의 목표치는 지간의 대소에 따라 다르지만 통상 1,200kN/mm 이하로 하는 것이 좋다.

(2) 연속거더(2점받침)의 경우 압축스프링정수의 대소는 보의 단면력에 대하여 그다지 큰 영향은 없지만 연결부 받침반력에는 상당히 현저한 영향을 주므로 격자구조이론에 의한 탄성받침을 갖는 5경간 연속보로서의 반력과 가설 시 단순보의 반력을 조합시켜 받침설계에 사용하는 반력으로 이용하기로 한다. 또 시공상 동일 교량에서는 동종동형의 받침을 사용하는 것이 바람직하다. 이를 위해서는 고무받침의 경우 최대반력과 최소반력의 비를 허용압축응력 비 50/15 이하로 할 필요가 있다. 지간 30m인 경우 이를 만족하는 압축스프링정수는 1,200kN/mm 이하로 된다.

(3) 받침의 스프링정수 산정식은 위에 나타나 있지만 과거의 실측 예(그림 4.74)에서는 계산치와 실측치가 상당히 차이가 있다. 따라서 설계 시에 가정한 정수를 시공 시에 실측하여 확인하여야 한다.

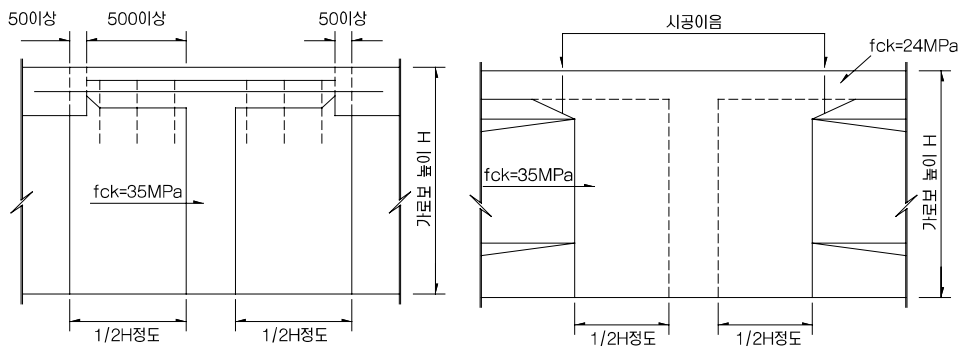


〈그림 4.74〉 실측 스프링정수와 계산 스프링정수의 비교

4.13.6 구조

(1) 연결부의 구조

- (가) 연결부 거더 단부 간격은 인장철근(정)을 겹이음할 수 있는 정도의 폭으로 한다.
- (나) 가로보의 폭은 <그림 4.75>을 표준으로 한다.
- (다) 연결부 바닥판 콘크리트는 가로보 부분과 동시에 타설하지만 그 시공이음은 가능한 한 바닥판 두께가 두꺼운 부분에 설치하는 것으로 하며 시공이음이 약점으로 되지 않도록 주의하여야 한다.
- (라) T형보의 주거더 연결 홈 길이는 철근 이음길이를 고려하여 최소 500mm로 한다. 연결 홈두께는 125mm 이상으로 하고 모서리에 30×30mm 정도의 현치를 만드는 것으로 한다.



<그림 4.75> 연결부

(가) 거더단부의 간격은 콘크리트 타설, 체결, 기타 조건으로 정해지나 하측 철근의 겹이음 길이로 간격을 정할 필요가 있다.

(나) 과거 실적과 실험거더의 형상비율에 맞추었다.

T형보의 가로보 폭은 바닥판 연결 홈을 포함하는 정도의 크기로 하고 그 양단은 50mm 이상으로 한다.

(다) 바닥판의 연결 홈 길이는 주철근의 겹이음 길이로 하고 연결홈 두께는 상하의 철근 덮개로부터 정하는 것이다.

(2) 연결부 철근

(가) 바닥판 철근

- (a) 연결부 철근은 덮개가 30mm되게 배치하여야 한다. 철근간격은 100mm 정도 확보하여야 한다.
- (b) 연결부 인장철근은 전체를 휨모멘트의 반곡점 부근까지 연장하여 배치하여야 한다.
철근량은 휨모멘트에 따라 줄여도 좋다.
- (c) T형보 절단부의 어긋남 방지 철근은 D13로 하고 간격은 150mm 이하로 한다.
- (d) 합성거더, 연결거더의 어긋남 방지 철근은 단순합성거더로서 어긋남 방지 철근을 그대로 방지하여도 좋다.

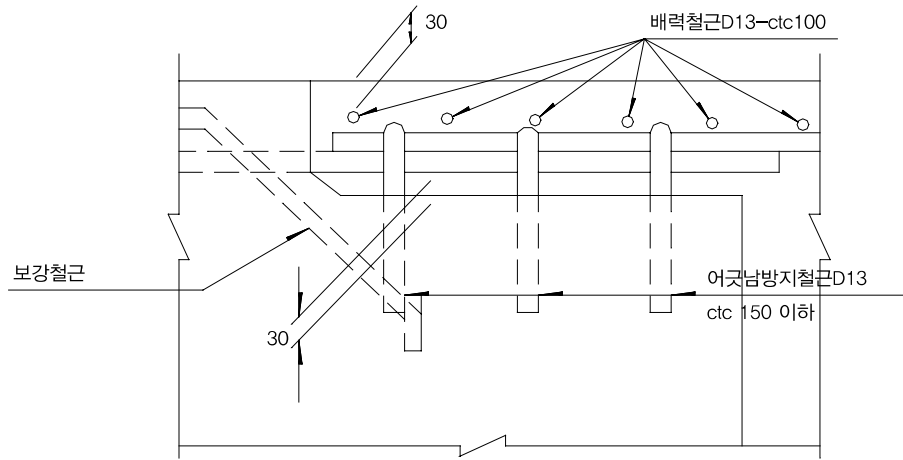
(나) 가로보

- (a) 교축방향에는 거더의 정모멘트에 대한 주철근으로서 하측에 D16, 간격 200mm의 철근량 이상을 배치하여야 한다.

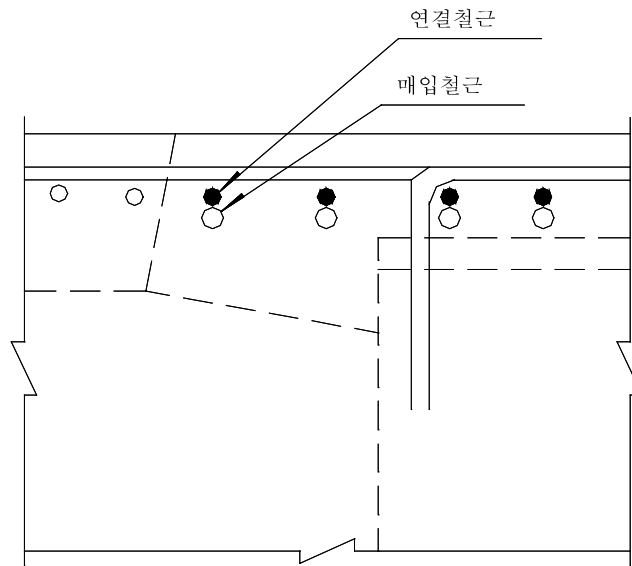
(가) T형보 연결거더의 매입철근은 거더 플랜지 내에 배치되어 있으므로 그 연장은 횡방향 체결용 쉬스에 닿지 않게 배치하여야 한다. 또한 매입철근과 연결철근을 수평으로 늘어놓을 경우에는 최소 철근간격을 확보함과 동시에 시공 시 철근 하측에 콘크리트가 충전되도록 충분히 주의하여야 한다.

연결부 인장철근 간격은 바닥판의 배근상태에 맞추면 된다. 또, 연결부 인장철근의 직경은 D19 이하로 정하는 것이 바람직하나 부득이한 경우 D25까지로 한정하는 것이 좋다.

(나) 가로보에 주철근을 D16 이상으로 하고 200mm 간격 이내로 한 것은 거더의 정모멘트에 대하여 계산상 가로보에 들어가는 철근이 적으면 하부공의 부등침하에 의하여 일어나는 과대한 정모멘트에 대하여 저항할 수 없기 때문이다. 또 보와 보 사이는 축방향 배력철근을 길게 늘어 연결하는 것으로 한다.

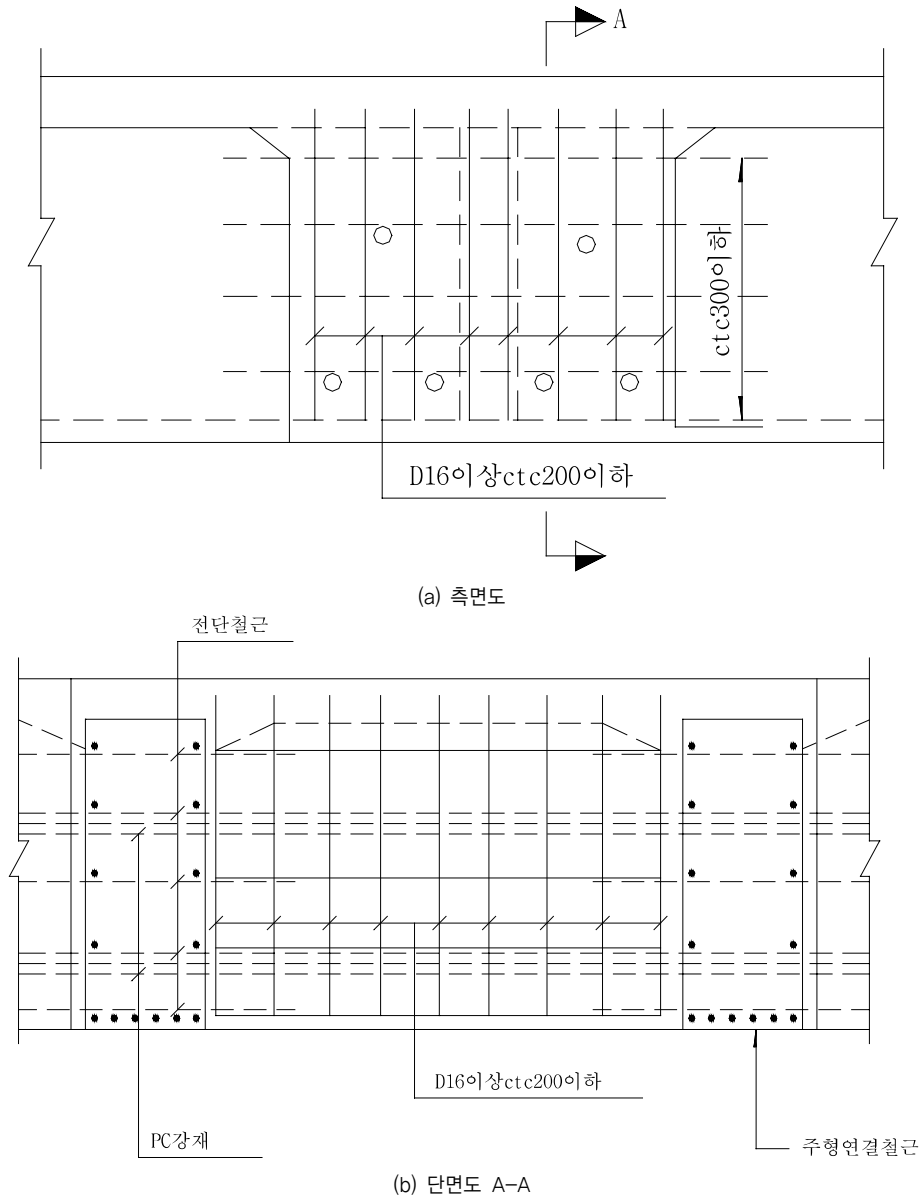


(a) 바닥판 절단부 측면도



(b) 바닥판 단면도

〈그림 4.76〉 T형 연결부의 바닥판 철근 배치 예



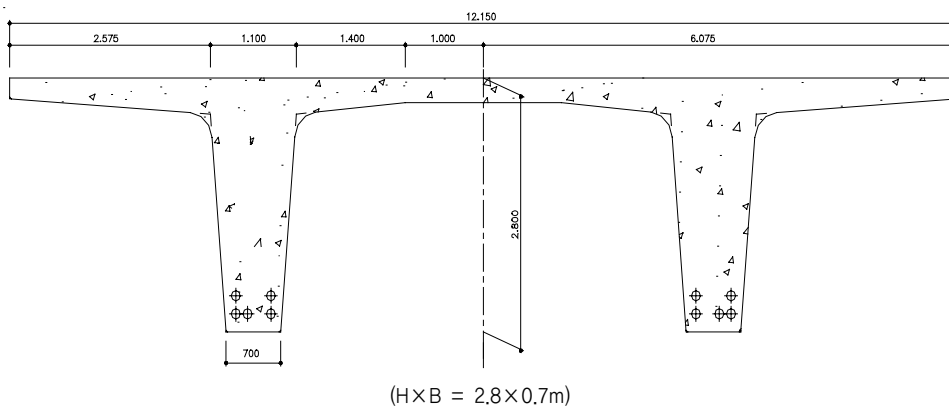
〈그림 4.77〉 가로보 배치 예

4.14 더블-T 빔

4.14.1 개 요

더블-T 빔 교량은 이동식비계(MSS : Movable Scaffolding System)를 이용하여 시공 시 외부거푸집과 내부거푸집 동시 이동 및 거푸집 조립·해체를 자동화하여 공사기간 단축으로 시공성과 경제성을 향상시킨 공법이다.

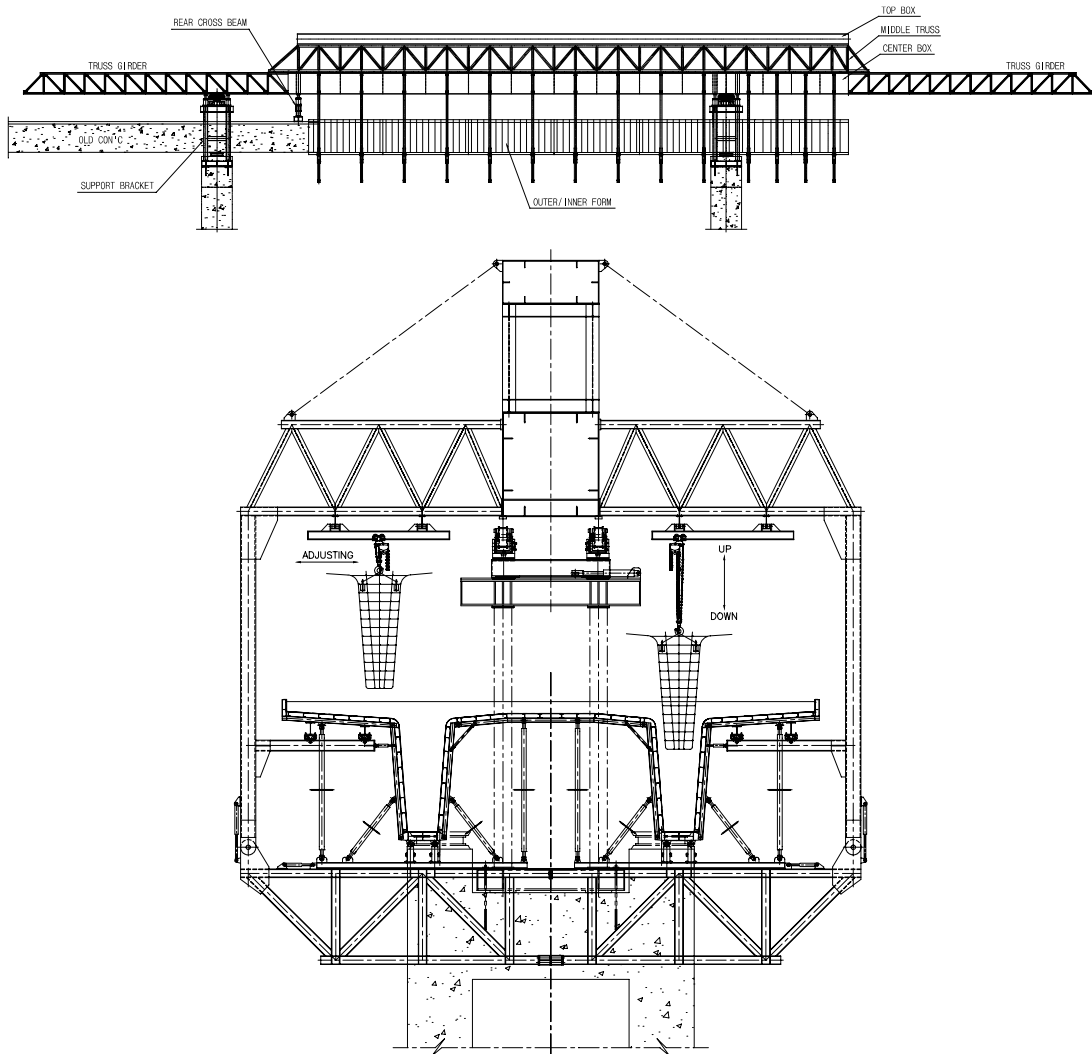
4.14.2 형 상



〈그림 4.78〉 더블-T 빔 형상

이 설계 공법은 기존 공법이 빔두께가 과다(H×B=2×1.2m)하여 수화열 발생이 크고 강관동바리를 적용함으로써 안정성 저하·공사비 증가 등의 문제 발생과 일시에 많은 콘크리트 타설로 인한 cold joint가 발생하는 문제점이 있다. 따라서 〈그림 4.78〉의 예와 같이 단면축소(H×B=2.8×0.7m) 시공 시에는 수화열감소와 기존 MSS 거푸집 개선을 통해 시공성을 개선할 수 있으며, 그 외에도 철근 배근의 단순함·콘크리트 타설의 용이·평면계획(분기, 확폭)이 용이한 장점이 있다

4.14.3 개선 거푸집 및 설계 적용



〈그림 4.79 더블-T 빔 용 거푸집〉

- Full staging 공법을 MSS 공법으로 변경 개선
- 철근을 사전 조립하여 거치
- 거푸집 설치·해체 자동화로 공기 단축
- 상부 슬래브 Hole 발생 억제로 내구성 증대
- 교량 형식 선정 시 하부조건 제약해소
- PSC 적용하여 하천통과 장대교량(경간장 50m)에 적용 가능



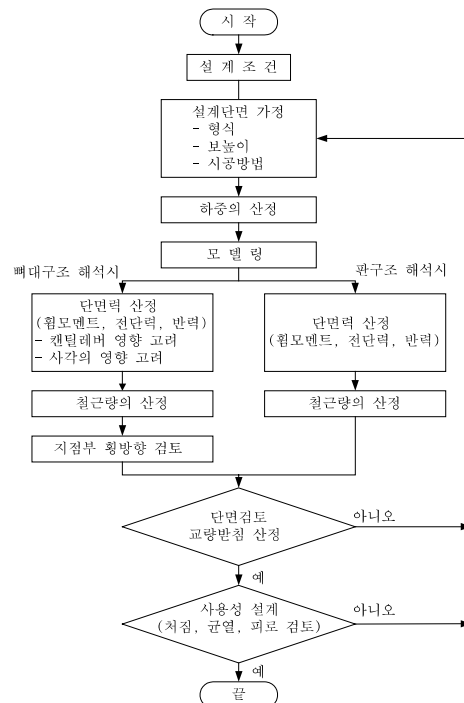
5. 철근콘크리트교

5.1 적용범위

여기서 규정하는 사항은 철근콘크리트 도로교의 상부구조를 설계하는 경우에 필요한 기본사항을 나타낸 것이다. 또한 설계에 있어 여기서 규정하지 않는 사항에 대해서는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교’ 및 ‘콘크리트 구조설계기준’에 따르는 것으로 한다.

5.2 설계순서

RC 교량의 설계는 <그림 5.1>에 있는 흐름도의 항목에 대하여 계산하여야 한다.



<그림 5.1> RC 교량의 설계 흐름도

5.3 설계응력

- (1) 강도설계법에 의한 재료의 설계응력은 콘크리트에 대해서는 f_{ck} , 철근에 대해서는 f_y , PS강재에 대해서는 f_{ps} 를 사용하여야 하나 허용응력설계법에서는 상기의 값에 적당한 안전율을 고려한 허용응력을 취하여야 한다.

- (1) 허용응력 설계법에 의하여 설계를 하고자 할 경우에는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.5 허용응력설계법’에 따라 콘크리트 및 철근의 허용응력을 만족하여야 한다.

5.4 설계 계산에 관한 일반사항

5.4.1 휨모멘트 및 축방향력을 받는 부재

- (1) 강도설계법은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.4 강도설계법’ 및 ‘콘크리트 구조설계기준 제6장 휨과 압축’에 따라 설계하도록 하며 허용응력설계법에 의한 경우에는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.5 허용응력설계법’에 따른다.

- (1) 콘크리트의 각종 허용응력을 계산하는 공식은 ‘도로교 설계기준’에 따라 <표 5.1>에 표시하였다.

<표 5.1> RC부재의 콘크리트 허용응력(MPa)

허용응력의 구분	기 호	공 식
(1) 허용 휨응력 :		
① 허용 휨압축응력	f_{ca}	$0.4f_{ck}$
② 허용 휨인장응력 (무근의 확대기초와 벽)	f_{ta}	$0.13\sqrt{f_{ck}}$
(2) 허용 압축응력 (무근의 확대기초와 벽)	f_{ca}	$0.25f_{ck}$
(3) 허용 전단응력 :		
① 보 및 1방향 전단(1방향 슬래브 및 확대기초)	v_{ca}	$0.08\sqrt{f_{ck}}$
(가) 콘크리트		
(나) 전단보강이 있는 부재의 최대허용전단응력	v_a	$0.32\sqrt{f_{ck}}$
② 2방향 전단(2방향 슬래브 및 확대기초)		

허용응력의 구분	기 호	공 식
(가) 콘크리트 (나) 전단보강이 있는 경우 ③ 경량골재콘크리트	v_{ca} v_a v_{ca}	$0.08 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} \leq 0.16 \sqrt{f_{ck}}$ 도로교 설계기준 4.5.5 참고 ①, ②의 70%
(4) 허용 지압응력	f_{ba}	$0.25 f_{ck} \sqrt{\frac{A_c}{A_b}} \leq 0.5 f_{ck}$

* 허용 휨부착응력과 허용 정착부착응력은 강도설계법의 철근의 정착으로 일원화됨으로 삭제됨.

여기서, U_{ca} : 콘크리트가 부담하는 허용 전단응력

U_a : 전단보강이 있는 부재의 최대 허용 전단응력

β_c : 집중하중 또는 반력의 작용면에서 짧은 변에 대한 긴변의 비

A_c : 지지한 콘크리트의 전면적(mm²)

A_b : 지압을 받는 재하면적(mm²)

철근의 허용응력은 ‘콘크리트 구조설계기준’에 따라 계산할 수 있으나 이는 일반적인 철근의 허용응력이고 특별한 경우, 즉 교량의 바닥판에 배치하는 철근은 바닥판이 활하중에 의하여 반복하중을 받고 있기 때문에 일반 철근 콘크리트 부재에 비하여 가혹한 하중상태에서 풍우에 노출되어 유해한 균열발생의 위험도가 높다. 그리고 바닥판이나 슬래브교의 파손은 인장철근의 파단에 기인하는 경우는 적고, 콘크리트에 발생한 균열이 반복하중에 의하여 더 벌어지고 최종적으로 콘크리트가 떨어져 나가게 된다.

또한 수중이나 지하수위 이하에 설치된 부재에 관해서는 철근이 부식하기 쉬운 환경에 놓이므로 일반 부재의 철근보다 취약하게 된다. 따라서 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.5 허용응력 설계법’의 규정에는 철근의 허용응력을 <표 5.2>와 같이 규정하고 있다.

<표 5.2> 콘크리트교의 철근 허용응력 (MPa)

응력, 부재의 종류			철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인 장 응 력	하중조합에 충돌하중 이나 지진의 영향을 포함시키지 않을 때	일반적인 부재	150	175	180	
		바닥판 및 지간 10m 이하의 슬래브교	150	160	160	
		수중 혹은 지하수위 이하에 설치하는 부재	150	160	160	
	하중조합에 충돌하중이나 지진의 영향을 포함시킬 때		150	175	180	
압 축 응 력			150	175	180	

(2) 콘크리트의 허용지압응력은 ‘도로교 설계기준 4.5.2’에 따른다.

(2) 허용지압응력을 계산할 때 국부재하를 하는 경우에는 다음 사항에 유의하여야 한다.

- ① 전면적이 경사진 면이거나 계단식일 경우에는 지압면의 각 변 또는 경계면으로부터 1:2(수직1, 수평2)의 기울기로 경사면을 부재단부까지 그려 지압면의 도심과 일치하는 가장 큰 닳은꼴을 그렸을 때의 피라미드형 각추대나 원추대의 면적을 전면적(A_c)으로 취한다.
- ② 처짐이나 편심하중으로 인하여 지압면 단부에 큰 응력이 작용할 경우에는 지압면상의 허용지압응력은 〈표 5.1〉 (4)항의 값에 0.75를 곱한 값을 취한다.

5.4.2 전단력을 받는 부재

- (1) 강도설계법에 따르고자 할 경우에는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.4.6 전단에 대한 설계’ 및 ‘콘크리트 구조설계기준 제7장 전단과 비틀림’을 참조한다.
- (2) 허용응력설계법에 의한 전단설계는 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.5.5 전단 및 비틀림설계’에 따른다.

(1) 강도설계법에서 전단을 받는 단면의 설계는 식(5.1)에 기초를 두어야 한다.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (5.1)$$

여기서, V_u : 계수전단력

$$V_n = V_c + V_s$$

ϕ : 강도 감소계수

여기서 V_c 는 ‘콘크리트 구조설계기준 제7장 전단과 비틀림 7.3.1 철근콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도’에 따른 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도이며 V_s 는 같은 시방서 ‘7.3.3 전단철근에 의한 전단강도’에 따른 전단철근이 부담하는 공칭전단강도이다.

(2)에 대하여

(가) 콘크리트가 부담하는 전단응력

(a) 전단과 휨만을 받는 부재

다음 두 식 중 어느 것으로 계산하여도 좋으나 식(5.2)를 초과할 수 없다.

$$v_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.2)$$

$$v_{ca} = 0.07 \sqrt{f_{ck}} + 7.8 \rho_w \frac{Vd}{M} \leq 0.13 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.3)$$

M은 고려하는 단면에서의 V와 동시에 발생하는 휨모멘트로 Vd/M 은 1보다 크게 취할 수 없다.

여기서, M : 설계휨모멘트

V : 설계전단력

d : 압축축 연단에서 인장철근 중심까지의 거리

ρ_w : $A_s/b_o d$

(b) 축방향 압축력을 받는 부재

다음 두 식 중 어느 것을 사용하여도 좋다.

$$v_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.4)$$

$$v_{ca} = 0.08 \left(1 + 0.087 \frac{N}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (5.5)$$

여기서 N/A_g 은 MPa로 표시하여야 한다.

(c) 축방향 인장력을 받는 부재

$$v_{ca} = 0.08 \left(1 + 0.57 \frac{N}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (5.6)$$

여기서 N은 인장력일 경우 부(-)의 값이며 N/A_g 은 MPa로 표시하여야 한다.

N은 V와 동시에 발생하는 단면에 수직한 설계 축방향력이며, A_g 는 총 단면적이다.

(d) 경량콘크리트가 부담하는 전단응력

① 쪼갬인장강도 f_{sp} 의 값이 명시된 경우 $\sqrt{f_{ck}}$ 는 $1.76f_{sp}$ 로 대체하되 $1.76f_{sp}$ 의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$ 이하라야 한다.

② f_{sp} 가 명시되지 않은 경우

$$\text{전 경량 콘크리트} \quad 0.75 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.7)$$

$$\text{모래경량 콘크리트} \quad 0.85 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.8)$$

(나) 전단철근이 부담하는 전단응력

설계 전단응력 v 가 콘크리트 허용전단응력 v_{ca} 를 초과하면 $v < v_{ca}/2$ 가 아닌 한 다음과 같은 규정에 따라 전단철근을 두어야 한다.

(a) $v_{ca}/2 \leq v \leq v_{ca}$ 인 경우

최소단면적의 전단철근을 두어야 한다. 그러나 슬래브와 확대기초, 총 높이가 250mm 이하이거나

플랜지 두께의 2.5배 또는 복부 폭의 1/2중 큰 값 이하인 보, 장선구조를 갖는 보에 대해서는 적용하지 않는다.

- 최소전단철근량

$$A_v = 0.35 \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

(b) $v > v_{ca}$ 인 경우

- ① 수직전단철근

$$A_v = \frac{(v - v_{ca})b_w \cdot s}{f_{sa}} \quad (5.9)$$

- ② 경사스터럽의 경우

$$A_v = \frac{(v - v_{ca})b_w \cdot s}{f_{sa}(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (5.10)$$

- ③ 1개의 절곡철근 또는 1조의 철근으로 전단철근이 구성될 때

$$A_v = \frac{(v - v_{ca})b_w \cdot s}{f_{sa} \sin \alpha} \quad (5.11)$$

여기서 $(v - v_{ca}) \leq 0.11 \sqrt{f_{ck}}$ 이어야 하고, $f_{sa} = 0.5f_y$ 이며, b_w 와 s 는 각각 복부의 폭과 전단철근 간격으로서 단위는 mm이다.

5.4.3 비틀림 모멘트를 받는 부재

비틀림 모멘트를 받는 부재에 대한 설계 역시 '5.4.2 전단력을 받는 부재'와 같이 각각 동일한 설계기준 조항을 따르도록 한다.

비틀림응력은 그 성질이 전단응력과 같으므로 설계에서는 비틀림을 전단에 포함시켜 생각하는 것이 보통이다.

(1) 강도설계법

도로교 설계기준 '4.4.7 비틀림에 대한 설계'에 준한다.

(2) 허용응력 설계법

도로교 설계기준 '4.5.5 전단 및 비틀림 설계'에 준한다.

5.5 슬래브교

5.5.1 종류와 적용

- (1) 슬래브교의 종류는 대체로 충실단면과 속빈단면으로 나눌 수 있고, 그 형상은 <그림 5.2>와 같다.

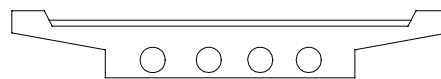
① 충실단면

(현장타설 콘크리트)



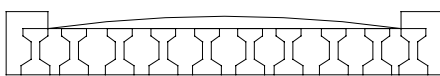
③ 속빈단면

(현장타설 콘크리트)



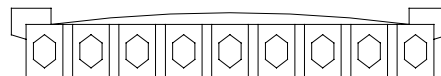
② 충실단면

(프리캐스트 I 형거더)



④ 속빈단면

(프리캐스트 박스형 거더)



<그림 5.2> 슬래브교의 단면형상

- (2) 단순지지 RC슬래브교는 보통 10m 이하의 짧은 지간에 대해서는 1방향 슬래브교가 경제적이다. 단순지지 속빈 RC슬래브교는 15m 정도의 지간에 사용되며, 경우에 따라 직사각형 모양의 속빈 슬래브교를 사용하기도 한다. 반면에 연속지지 속빈 RC슬래브교에서는 지간길이를 최대 25m 정도까지 가설할 수 있다.

- (1) 이 절에서는 단순지지되어 있는 슬래브교에 대하여 적용하는 것이며, 강결지지되는 라멘 슬래브교나 플랫 슬래브교 등에 대해서는 이 절의 규정 외에 ‘도로교 설계기준의 콘크리트편 4.12 라멘교’의 규정을 적용하여 설계하도록 한다.

- (2) 슬래브교의 단면형상과 적용범위의 구분은 <표 5.3>과 같이 한다.

〈표 5.3〉 슬래브교의 단면형상과 적용범위

구 분	①	②	③	④
단 면	충 실	속 빈	충 실	속 빈
캔틸레버부의 내 민 길 이	대	대	소	소
받 침 상 태	단순 & 연속	단순 & 연속	단 순	단 순
주 요 구 조 (교 각 방 향)	RC & PSC	RC & PSC	PSC	PSC
판 구 조	등 방 성	이 방 성	등 방 성	이 방 성
시 공 법	현장타설콘크리트	현장타설콘크리트	프리캐스트부재	프리캐스트부재

단순지지 PSC슬래브교는 20m정도 지간, 연속지지 PSC슬래브교는 30m 지간장 이상까지 설계가 가능하여 속빈 RC슬래브교의 적용 지간장보다 유사하거나 크다.

5.5.2 일반사항

- (1) 단면력을 판이론에 의하여 계산하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 원형단면을 갖는 속빈슬래브교는 등방성판으로 생각하여 단면력을 계산하여도 좋다.
- (3) 슬래브교 설계 시에는 ‘도로교 설계기준 제2장 설계일반사항 2.4.3 방호 울타리’의 난간 추력기준과 차량방호책에 작용하는 충돌하중의 영향을 고려한다.
- (4) ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.8 슬래브교’에 의하여 설계하는 경우에는 속빈 슬래브교를 제외하고 전단에 대한 검토를 생략할 수 있다.
- (5) 연속 슬래브 구조에서는 지점부에 현치를 두거나 이에 상응하는 철근보강이 필요하나 일반적으로 현치를 두는 것을 원칙으로 한다.

- (1) 슬래브는 판구조이므로 판이론에 의하여 단면력을 계산하는 것이 원칙이다. 그러나 판이론에 의한 구조해석은 매우 번잡하므로 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.5 바닥판의 설계 휨모멘트 및 응력의 검사’에 따라 설계휨모멘트를 구할 수 있다.
- (2) 속빈슬래브교는 엄밀한 의미에서 이방성판이지만 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.8.4 구조상세’의 규정에 맞는 최소치수를 확보할 경우에는 등방성 판으로 보고 단면력을 계산하여도 좋다.

- (3) 현치의 크기는 단면적 크기에 의하여 결정되므로 일반적으로 그 크기를 결정할 수 없으며, 현치구간도 설치구간을 길게 할 경우 교각부의 강성이 커져 정모멘트의 감소효과가 나타난다. 일반적으로 현치의 크기는 일반구간보다 300~500mm 더 크게 하고, 현치길이는 일반구간의 1/3~1/6 정도가 적당하다.

5.5.3 단면력 계산

- (1) 단순슬래브교의 활하중은 차도에 DB하중, 보도에 5×10^{-3} MPa의 등분포하중을 재하한다.

(가) 단순슬래브교의 차량하중에 의한 교축방향 설계휨모멘트는 주철근의 방향이 차량 진행 방향에 평행한 경우 식(5.12)로 계산된 바닥판 폭 E에 윤하중이 분포하는 것으로 보고 계산한다. 그러나 E값이 2.1m를 넘어서는 안 된다.

$$E = 1.2 + 0.06L \quad (5.12)$$

여기서, L : 지간 (m)

(나) 연속바닥판의 휨모멘트는 적당한 이론공식으로 모멘트를 구하도록 한다.

(다) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.8X + 1.14 \quad (5.13)$$

여기서, X : 윤하중 작용점까지의 거리 (m)

이때 폭 1m당의 휨모멘트는

$$M = \frac{P}{E} \cdot X \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(라) 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

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

$$E = 0.35X + 0.98 < 2.1\text{m} \quad (5.14)$$

이때 폭 1m당의 휨모멘트는

$$M = \frac{P}{E} \cdot X \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

- (2) 바닥판에는 주철근의 직각방향으로 배력철근이 필요하며, 주철근에 대하여 다음과 같은 백분율을 적용한 철근량 이상을 배근한다.

(가) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

$$\text{백분율} = \frac{120}{\sqrt{L}} \text{과 } 67\% \text{ 중 작은 값 이상}$$

(나) 주철근이 차량진행방향에 평행할 때

$$\text{백분율} = \frac{55}{\sqrt{L}} \text{과 } 50\% \text{ 중 작은 값 이상}$$

여기서, L : 경간(m)

(3) 배근되는 배력철근량은 온도 및 건조수축에 대한 철근량 이상이어야 한다. 이 때 바닥판 단면에 대한 온도 및 건조수축 철근의 비는 0.2%이다.

(4) 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위 폭(1m)당의 설계휨모멘트는 <표 5.4>에 의하여 계산하는 것으로 한다.

<표 5.4> 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위 폭(1m) 당의 설계휨모멘트(kN · m/m)

판 의 구 분	휨모멘트의 종류	바닥판 경간방향의 휨모멘트
단 순 판	지 간 휨 모 멘 트	$+ w \cdot \ell_d^2 / 8$
캔 틸 레 버 판	지 점 휨 모 멘 트	$- w \cdot \ell_d^2 / 2$
연 속 판	지 간 휨 모 멘 트	$+ w \cdot \ell_d^2 / 10$
	지 점 휨 모 멘 트	$- w \cdot \ell_d^2 / 10$

여기서, w : 등분포 고정하중 (kN/m²)

ℓ_d : 고정하중에 대한 바닥판의 경간 (m)

(1)에 대하여

(가) 단순슬래브교에서는 폭 1m에 대한 휨모멘트 값을 총격을 별도로 고려한 경우 지간 15m 이하에 대하여 개략적으로 다음과 같이 계산한다.

DB - 24 하중에 대하여 : 18 L (kN · m/m)

DB - 18 하중에 대하여 : 13.4 L (kN · m/m)

DB - 13.5 하중에 대하여 : 10 L (kN · m/m)

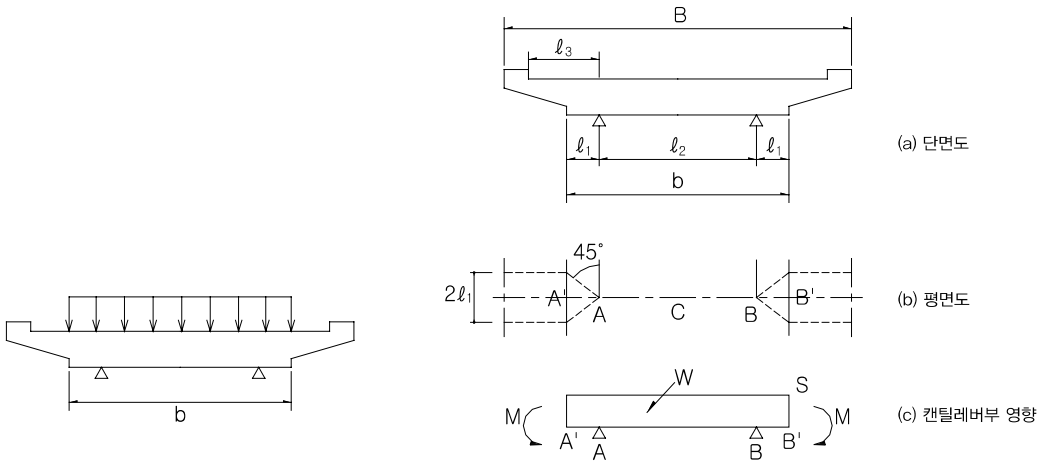
(나) 연속판의 적당한 이론공식이란 모멘트 분배법 등의 계산식을 말한다.

(2) 등분포 고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 양쪽단부에 위치한 경간과 중앙부에 위치한 경간이 다르지만 설계를 간략하게 하기 위하여 <표 5.4>와 같이 한다.

5.5.4 연속슬래브 지점의 구조해석

- (1) 연속슬래브지점의 설계를 하는 경우에는 연속슬래브의 지점을 포함하여 모멘트가 0인 점 사이의 거리를 경간으로 하고, 받침 반력을 집중하중으로 하는 가상 단순받침슬래브로 구조해석을 하여도 좋다.
- (2) 연속슬래브지점 교축직각방향의 설계는 교축방향에 대한 받침조건을 만족시키기 위하여 지점에 생기는 전단력을 지지하는 보로서 구조해석을 하는 것으로 한다.
- (3) 고정하중 및 활하중(등분포하중)에 의한 반력은 받침선상, 주판폭 내에 등분포하중으로 작용하는 것으로 생각한다. (<그림 5.3>)

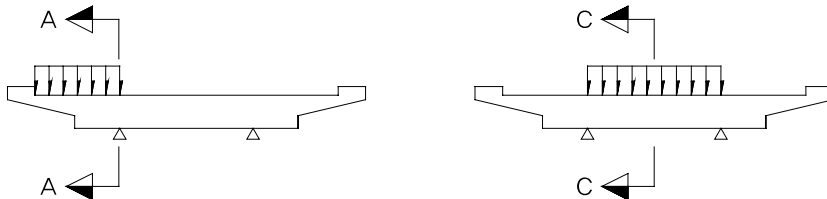
이 경우 캔틸레버부가 주판에 미치는 영향은 <그림 5.4>(c)의 M과 S로 생각하여도 좋다. 이때의 유효폭은 받침위에서 45° 분포하는 것으로 한다. (<그림 5.4>(b))



<그림 5.3>

<그림 5.4>

- (4) 활하중은 받침선상 각 단면에 최대응력이 생기도록 재하하는 것으로 한다. (<그림 5.5>)



<그림 5.5>

- (5) 고정하중 및 활하중에 의한 단면력은 다음 식으로 구한다.

- ① 고정하중 (<그림 5.4> 참조)

$$W_d = R_d/b \text{ (kN/m)} \quad (5.15)$$

휨모멘트는

$$M_A = -1/2 W_d \cdot \ell_1^2 - 2 W_d \cdot \ell_1 - 2 S_d \cdot \ell_1^2 \quad (5.16)$$

$$M_C = 1/8 W_d \cdot \ell_2^2 - 1/2 W_d \cdot \ell_1^2 \quad (5.17)$$

전단력

$$S_A = W_d \cdot \ell_1 + 2 S_d \cdot \ell_1 \quad (5.18)$$

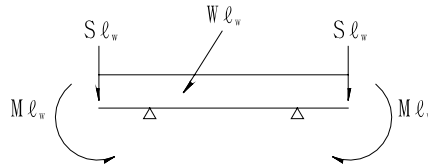
$$S_{AB} = 1/2 W_d \cdot \ell_2 \quad (5.19)$$

여기서, R_d : 교축방향 고정하중 반력 (kN)

M_d : 고정하중에 의한 캔틸레버부 슬래브에서의 교축방향 단위 폭 당 휨모멘트 (kN · m/m)

S_d : 고정하중에 의한 캔틸레버부 슬래브에서의 교축방향 단위 폭 당 전단력 (kN/m)

② 활하중 (<그림 5.6> 참조)



<그림 5.6>

②-1 등분포(등분포하중)에 대하여

$$W_{\ell w} = R_{\ell w}/b \text{ (kN/m)} \quad (5.20)$$

휨모멘트는

$$M_A = -1/2 W_{\ell w} \cdot \ell_1^2 - 2 S_{\ell w} \cdot \ell_1^2 \quad (5.21)$$

$$M_C = 1/8 W_{\ell w} \cdot \ell_2^2 \quad (5.22)$$

여기서, $R_{\ell w}$: 교축방향하중 및 충격에 의한 반력 (kN)

$M_{\ell w}$: 등분포하중에 의한 캔틸레버부 슬래브에서의 교축방향 단위 폭 당 휨모멘트 (kN · m/m)

$S_{\ell w}$: 등분포하중에 의한 캔틸레버부 슬래브에서의 교축방향 단위 폭 당 전단력 (kN/m)

②-2 집중하중에 대하여

$$W_{\ell p} = 96 \times \left(1 + \frac{15}{40 + L}\right) \text{ (kN/m)} \quad (5.23)$$

휨모멘트는

$$M_{AA} = -1/2 W_{\ell p} \cdot \ell_3^2 \quad (5.24)$$

$$M_C = 1/8 W_{lp} \cdot \ell_2^2 \quad (5.25)$$

여기서, L : 교량교축방향 지간장 (m)

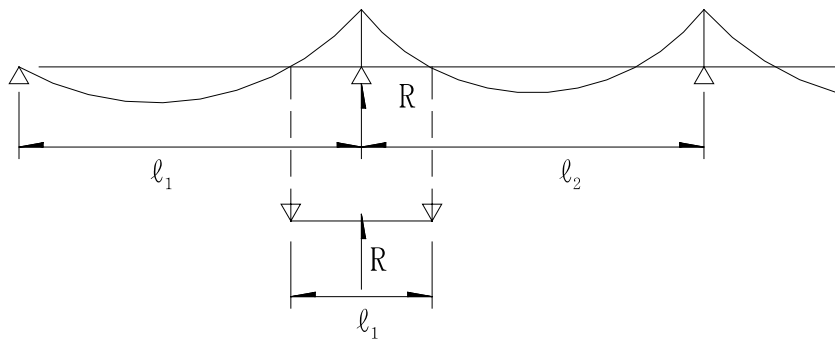
- (6) 받침간격이 크게 되는 경우에는 교축직각방향 휨모멘트를 줄이기 위하여 받침수를 늘여 받침간격을 단축하는 것으로 한다.

받침수가 3개 이상인 경우 가로보는 연속보로 해석하는 것을 원칙으로 한다.

단, 각 부분이 안전한 근사식을 사용하여도 좋다.

- (1) 연속슬래브 지점상의 (-)휨모멘트에 대한 하중분배는 슬래브의 강성, 받침위치 및 개수, 받침의 탄성계수 등에 의하여 영향을 받으며 그 해석법도 명확한 것은 아니다.

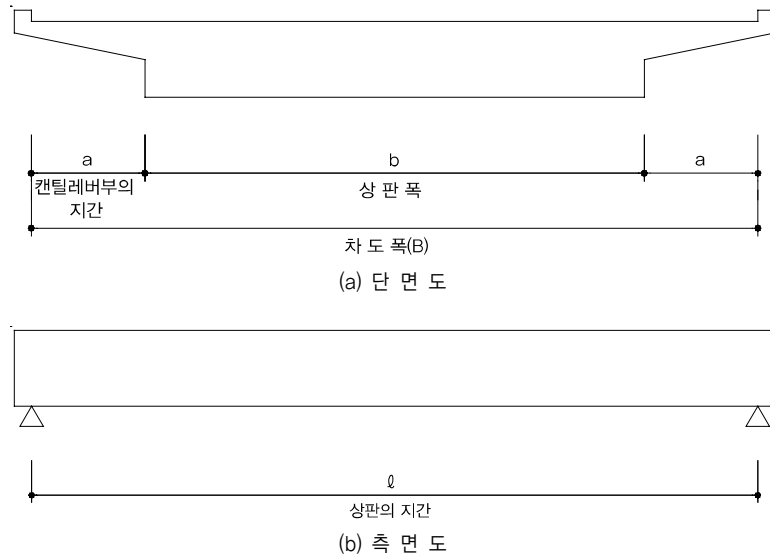
따라서 근사적으로 이 규정과 같이 정하였다.



〈그림 5.7〉

5.5.5 캔틸레버부를 갖는 슬래브교

- (1) 보도, 차도 구별이 없고 차도쪽 캔틸레버의 내민길이가 0.25m 이하인 슬래브교는 캔틸레버가 없는 슬래브교처럼 단면력을 산정하여도 좋으며 캔틸레버 부분이 있는 슬래브교의 구조해석은 캔틸레버 부분에 작용하는 하중 및 강성의 영향을 고려하여 설계하여야 한다.
- (2) 캔틸레버부를 갖는 〈그림 5.8〉과 같은 슬래브교는 캔틸레버부의 설계휨모멘트 계산을 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.7.5 바닥판의 설계 휨모멘트 및 응력의 검사’에 따르며, 주판의 설계 휨모멘트는 이 설계요령 ‘5.5.3 단면력계산’에 의한 값에 캔틸레버부의 영향을 가산하여야 한다.

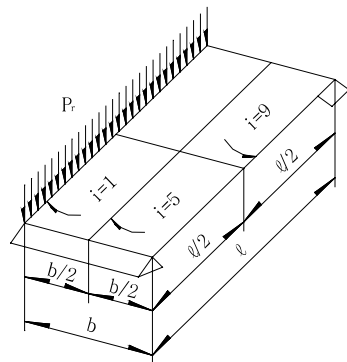
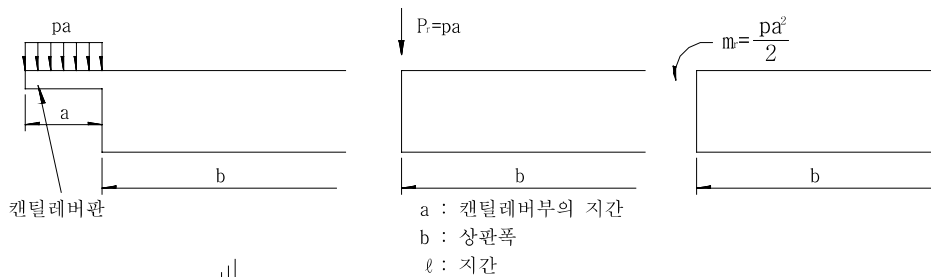


〈그림 5.8〉 캔틸레버를 갖는 슬래브교

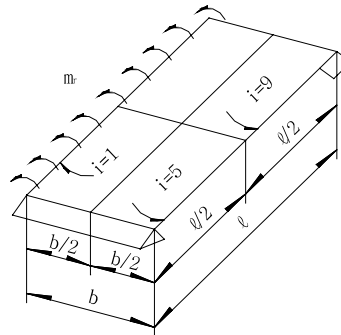
캔틸레버부의 영향을 고려하는 방법으로서 일반적으로 다음에 설명하는 olsen에 의한 간이방법이 있다.

(〈그림 5.9〉 참조)

캔틸레버부에 작용하는 활하중 및 고정하중을 상판 가장자리에 작용하는 모멘트와 전단력으로 구분하여 적용한다. 이 상판에 미치는 단위 폭 당 휨모멘트는 다음과 같다.



β계수를 적용하는 하중상태



γ계수를 적용하는 하중상태

〈그림 5.9〉 하중상태의 구분

$$M_{xi} = Pr \ell \beta_i + mr \gamma_i \quad (5.26)$$

$$M_{yi} = Pr \ell \beta'_i + mr \gamma'_i \quad (5.27)$$

여기서, M_{xi} : Pr 및 mr에 의한 상판 i점의 지간방향 단위 폭 당 휨모멘트

M_{yi} : Pr 및 mr에 의한 상판 i점의 지간직각방향 단위 폭 당 휨모멘트

ℓ : 주판의 지간

β_i, β'_i : Pr에 의한 직각의 위치에 미치는 계수로서 β_i 는 지간방향이고 β'_i 는 지간 직각방향의 계수임.

γ_i, γ'_i : mr에 의한 직각의 위치에 미치는 계수로서 γ_i 는 지간방향이고 γ'_i 는 지간 직각방향의 계수임.

Pr : 캔틸레버부로부터 상판연단에 작용하는 하중 (<그림 5.9> 참조)

mr : 캔틸레버부로부터 상판연단에 작용하는 모멘트 (<그림 5.9> 참조)

$\beta_i, \beta'_i, \gamma_i, \gamma'_i$ 는 <표 5.5> 참조

<표 5.5> 계수 $\beta_i, \beta'_i, \gamma_i, \gamma'_i$ 의 값

구 분			ℓ/b	0	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
선 하 중	$\frac{M_x}{P_r \ell}$	β_1	+0.247	+0.248	+0.248	+0.248	+0.248	+0.248	+0.248	+0.248	+0.248	+0.249	+0.250
		β_5	5	+0.002	+0.005	+0.010	+0.016	+0.030	+0.047	+0.063	+0.079	+0.096	
		β_9	0	+0.001	+0.002	+0.002	+0.002	+0.003	+0.080	+0.017	+0.025	+0.036	
	$\frac{M_y}{P_r \ell}$	β'_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		β'_5	0	-0.002	-0.004	-0.007	-0.011	-0.019	-0.027	-0.033	-0.038	-0.042	
		β'_9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
선 모 멘 트	$\frac{M_x}{m_r}$	X_1	+0.333	+0.333	+0.333	+0.333	+0.333	+0.333	+0.332	+0.332	+0.331	+0.329	
		X_5	0	-0.004	-0.007	-0.013	-0.020	-0.040	-0.050	-0.058	-0.062	-0.062	
		X_9	0	-0.001	-0.002	-0.002	-0.003	-0.007	-0.013	-0.027	-0.045	-0.062	
	$\frac{M_y}{m_r}$	X'_1	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	6-1.0
		X'_5	0	+0.003	+0.003	+0.003	+0.003	+0.003	-0.005	-0.030	-0.061	-0.091	
		X'_9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

구 분 \ l / b			0.9<l / b < 1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	3.5	4
선 하 중	$\frac{M_x}{P_r \ell}$	β_1	+0.253	+0.263	+0.277	+0.296	+0.316	+0.364	+0.491	+0.475	+0.532
		β_5	+0.110	+0.147	+0.181	+0.214	+0.247	+0.310	+0.374	+0.438	+0.500
		β_9	+0.048	+0.083	+0.119	+0.157	+0.193	+0.264	+0.333	+0.401	+0.469
	$\frac{M_y}{P_r \ell}$	β_1'	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		β_5'	-0.046	-0.050	-0.051	-0.050	-0.049	-0.044	-0.038	-0.035	-0.031
		β_9'	0	0	0	0	0	0	0	0	0
선 모 멘 트	$\frac{M_x}{m_r}$	X_1	+0.326	+0.317	+0.305	+0.296	+0.287	+0.274	+0.264	+0.259	+0.255
		X_5	-0.062	-0.054	-0.044	-0.035	-0.026	-0.015	-0.008	-0.004	-0.002
		X_9	-0.078	-0.117	-0.149	-0.175	-0.197	-0.220	-0.233	-0.240	-0.245
	$\frac{M_y}{m_r}$	X_1'	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
		X_5'	-0.122	-0.198	-0.267	-0.324	-0.365	-0.420	-0.454	-0.474	-0.486
		X_9'	0	0	0	0	0	0	0	0	0

(주) 포아손비 $\nu = 0$ 로 가정

M_X : 슬래브의 교축방향 단위 폭 당 휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

M_y : 슬래브의 교축직각방향 단위 폭 당 휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

P_r : 단위길이 당 연단하중 (kN/m)

m_r : 캔틸레버판에 의하여 주어진 단위 폭 당 모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)

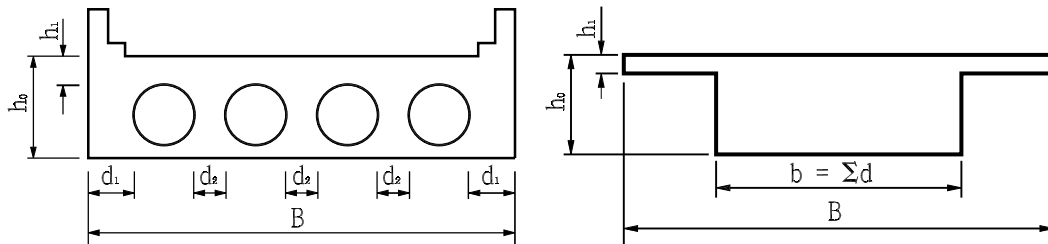
l : 슬래브의 지간 b : 슬래브 주판의 폭

5.5.6 속빈슬래브교의 전단력

속빈부분에서는 충실부의 폭의 총합을 복부폭으로 하는 T형거더 단면으로 전단력에 저항한다고 보아도 좋다. 받침부근에서는 중복단면으로 하는 것이 좋다.

속빈슬래브의 전단력에 대한 안전성을 증가시키기 위하여 받침부근에서는 채움단면으로 한다.

원통을 중단하는 위치는 T형거더의 단면에서 전단력에 충분히 저항할 수 있는 곳까지 연장하여야 한다.



(a) 속빈슬래브교의 단면형상

(b) 가상 T형 단면

〈그림 5.10〉 속빈슬래브교의 가상 T형 거더 단면

여기서, h_1 : 속빈부분상의 최소두께 (mm) ($h_1 \geq 200\text{mm}$)

h_o : 슬래브의 두께 (mm) ($h_o \geq 700\text{mm}$)

d_1 : 속빈부분과 슬래브측면의 최소 폭 ($d_1 \geq 300\text{mm}$)

d_2 : 속빈부분간의 최소 폭 (mm) ($d_2 \geq 250\text{mm}$ 또는 $h_o/5$)

B : 슬래브의 전폭 (mm), b : 환산 복부폭 (mm)

지점상의 전단보강에 대해서는 '5.7.4(1)' 참조

5.5.7 경사(skew)슬래브교

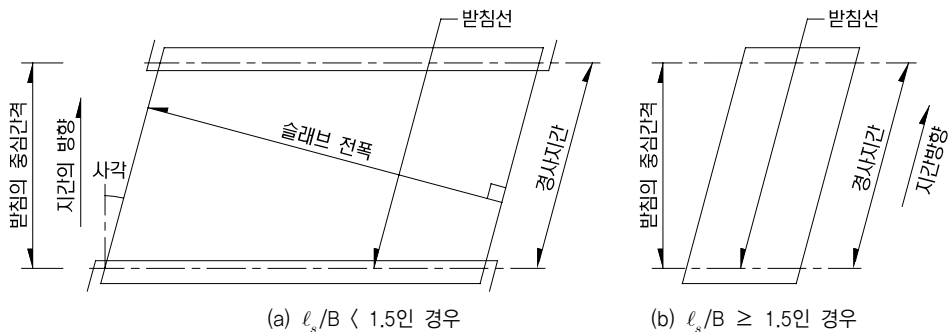
(1) 경사슬래브교의 경간은 사각이 45° 이하인 경우 아래 식으로 계산한다.

$$\ell_s/B \geq 1.5 \text{인 경우 } \ell = \ell_s \quad (5.28)$$

$$\ell_s/B < 1.5 \text{인 경우 } \ell = (\ell_s + \ell_n)/2 \quad (5.29)$$

여기서, ℓ : 슬래브교의 경간 ℓ_s : 경사지간

ℓ_n : 받침의 중심간격 B : 슬래브의 전폭



〈그림 5.11〉 경사슬래브교의 지간 방향

(2) 단면력 계산에 있어서 캔틸레버부가 없는 사각 ϕ 가 45° 이하인 단순 슬래브 사교는 다음과 같이 계산하여도 좋다.

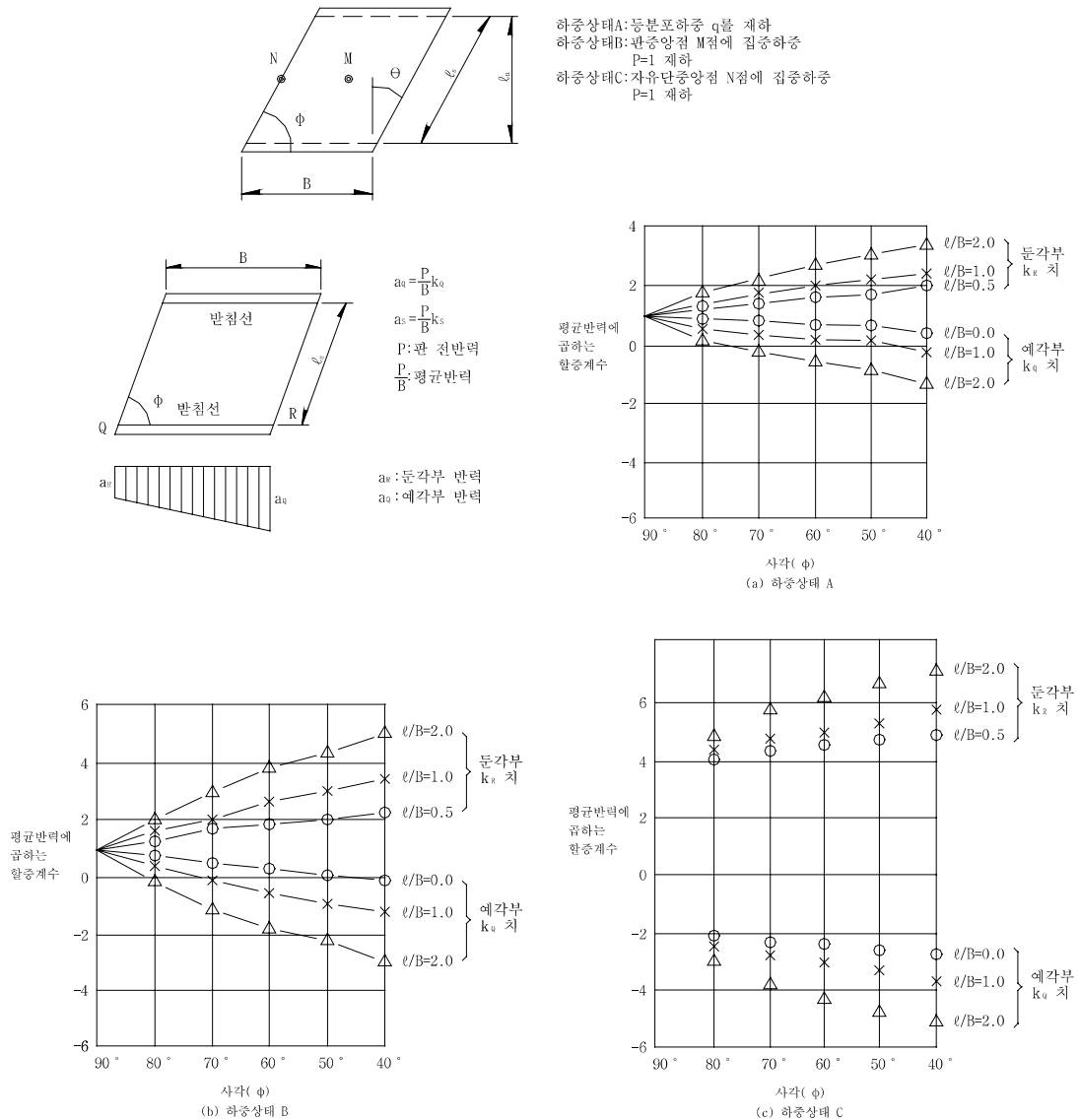
(가) 교축방향의 설계휨모멘트는 '5.5.3의 (2)'와 같은 요령으로 구한다.

(나) 교축직각방향의 배력철근량은 $\ell_s/B < 1.5$ 인 경우에는 '5.5.3의 (3)'에서 규정하는 배력철근량과 같고 $\ell_s/B \geq 1.5$ 인 경우에는 $\ell_s/B < 1.5$ 인 경우의 배력철근량에 $(2 - \phi/90)$ 을 곱한 양으로 한다.

(3) 경사슬래브의 받침반력은 사각의 영향을 고려하여 계산한다.

(3)에 대하여

경사슬래브교의 받침반력은 둔각부에 집중하게 되며 예각부는 평균반력 보다 작다. 예각부는 하중재 하상태에 따라 부반력이 생기기도 한다. 이러한 경향은 Vogt의 도표인 〈그림 5.12〉를 이용하여 근사적으로 계산할 수 있다. 단, 이 도표는 슬래브를 강체로 가정하고, 받침의 탄성변형을 고려하지 않았기 때문에 이들 영향을 고려하면 상당히 작은 값을 나타낼 것으로 생각된다. 따라서 〈그림 5.12〉를 사용하고자 할 경우에는 사각이 작은 경우 참고하는 정도로 그치는 것이 바람직하다.



〈그림 5.12〉 경사슬래브교의 받침반력의 하중계수와 사각의 관계

5.5.8 구조세목

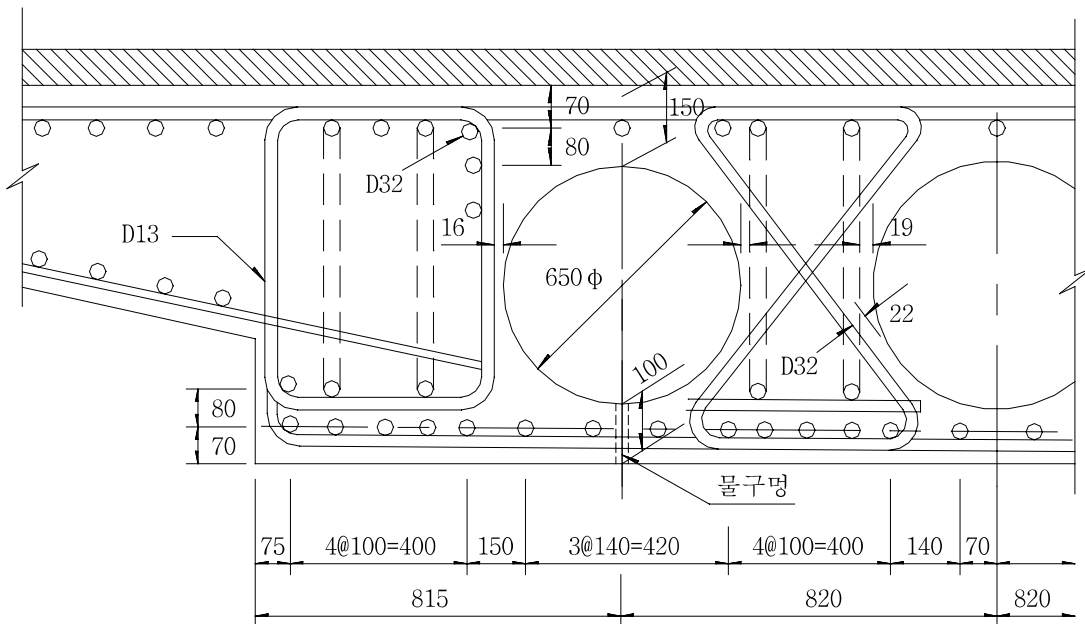
- (1) 상부철근, 하부철근 모두 횡방향으로 배치되는 철근은 원칙적으로 1단으로 배치한다.
이 경우 축방향 철근의 외측으로 배치하는 것이 좋다.
- (2) 횡방향 철근의 직경은 스티럽의 직경과 현저하게 상이해서는 안 된다.
- (3) 스티럽은 U형 혹은 X형을 사용하여도 좋다.
- (4) 원통형 거푸집 상하의 콘크리트 두께는 각각 150mm, 100mm로 한다.
- (5) 받침설계에 사용하는 활하중 반력은 주하중을 폭원방향으로 전폭 재하하여 구한 값을 받침개수로 나눈 값으로 한다.

배근의 일례를 <그림 5.13>에 나타낸다.

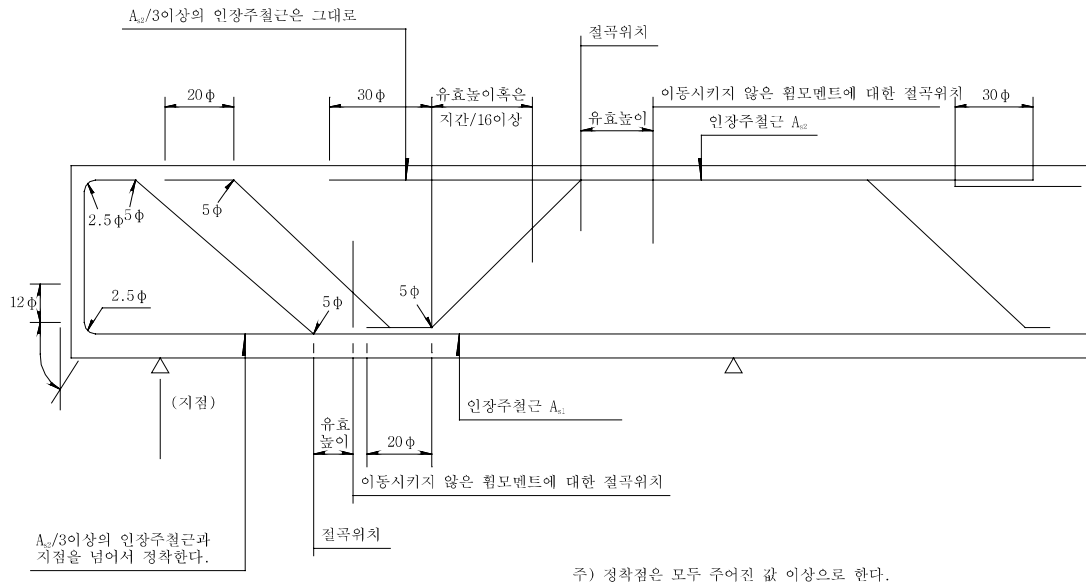
(5)에 대하여

임의격자이론으로 검토한바 조항에 규정한 방법으로 산출하는 경우와 큰 차가 없으므로 이 조항과 같이 했다.

고정하중에 있어서도 같은 방법으로 전 반력을 받침개수로 나눈 값을 사용한다.



<그림 5.13>



〈그림 5.14〉 축방향 인장주철근의 정착

5.6 라멘교

5.6.1 구조해석

- (1) 보와 기둥, 슬래브, 벽 등이 일체로 된 구조는 라멘으로 해석하여야 한다.
- (2) 라멘의 경우 부정정력은 탄성이론으로 구하는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 라멘은 일반적으로 부재의 강비 및 절점의 고정도를 고려해서 구조해석을 하여야 한다.
- (4) 보 또는 기둥의 크기가 특히 큰 경우에는 우각부의 강역을 고려하며 부재의 휨변형과 전단변형을 고려해서 라멘해석을 하여야 한다.
- (5) 라멘구조물은 기초의 부등침하·회전 등에 의하여 구조물에 변형이 생기지 않도록 기초를 설계하고, 동시에 절점의 고정도를 충분히 고려하여야 한다.

(4)에 대하여

부재길이에 비하여 부재 두께가 얇은 보통의 라멘에서는 휨에 의한 변형이 축방향력이나 전단에 의한 변형에 비해서 매우 크므로 라멘의 응력계산은 변형에 가장 영향을 주는 휨모멘트만을 고려하면 된다.

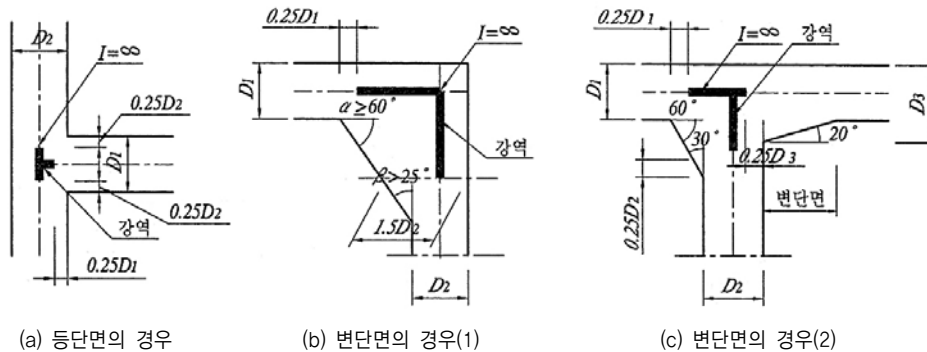
그러나 기둥과 보의 접합부분에 특히 큰 현차를 두거나, 벽식라멘처럼 부재길이에 비해서 부재두께가

큰 경우에는 접점부분은 강철이 되어 변형은 일어나기 어렵고, 보통의 라멘해법처럼 휨모멘트만을 고려한 것으로는 불충분하므로 휨변형 외에 전단변형도 고려해서 라멘의 구조해석을 실시할 필요가 있다.

이러한 경우에는 부재단부에 강역($I=\infty$)을 고려하는 것이 좋다. 일반적으로 부재두께와 부재길이의 비가 0.3 이상인 경우에는 이 조항에 따르는 것으로 한다.

일반적으로 강역의 범위는 다음과 같이 생각하여도 좋다.

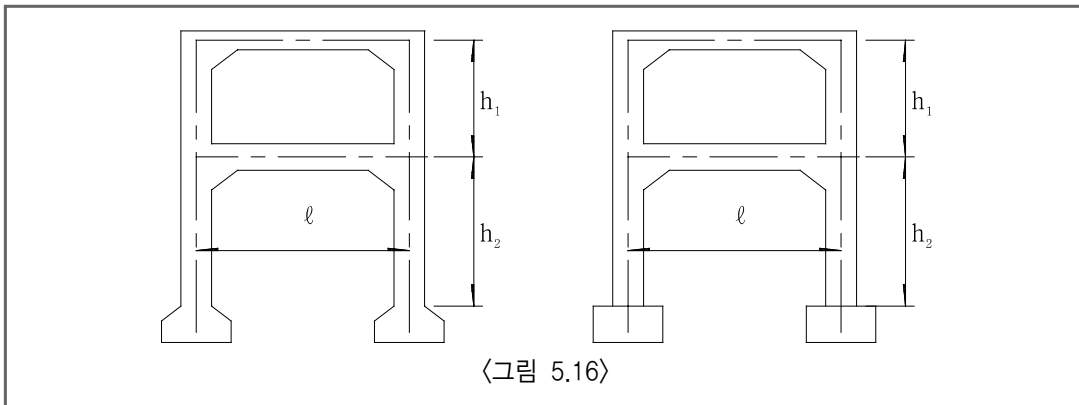
- (가) 부재 단부가 다른 부재와 강철로 접합될 때는 그 연단부에서 부재두께의 1/4 들어간 점까지로 한다.
- (나) 부재가 그 축선에 대해서 25° 이상 경사진 현치를 갖는 경우에는 부재두께가 3/2배가 되는 점까지로 본다. 다만 현치의 경사가 60° 이상의 경우에는 현치 시점부터 부재두께의 1/4 안쪽점으로부터 절점까지로 한다.
- (다) 좌우 현치의 크기가 다른 경우 등의 이유로 위에서 정한 점이 2점 이상 동시에 존재하는 경우에 큰 쪽을 강역의 범위로 취한다.



〈그림 5.15〉 강역의 범위

5.6.2 축 선

- (1) 라멘의 축선은 부재단면의 도심축선으로 한다. 단, 현치가 특히 큰 경우에는 현치의 영향을 고려하도록 한다.
- (2) 축선의 길이는 보에서는 기둥의 축선간의 거리 ℓ 로 하고, 기둥에서는 보의 축선간의 거리(h_1) 또는 보의 축선에서 고정받침의 경우 기초(footing) 상면까지(h_2), 힌지받침의 경우 힌지의 중심까지(h_2)로 한다.



(2)에 대하여

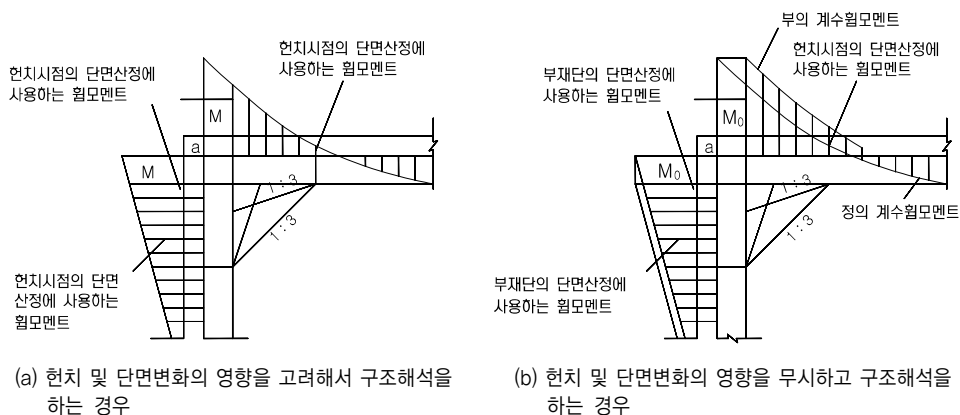
수평부재와 연직부재의 길이의 비가 4정도 이상이거나 단면의 변화가 매우 심한 경우 거더의 축선변화의 영향을 고려하여 단면력을 계산하는 것이 좋다.

5.6.3 단면력의 산정

(1) 부재접합부 및 현치단면의 단면계산

현치의 영향을 고려할 경우 받침부 면에서 부재의 단면을 산정하기 위한 휨모멘트의 값은, 보에 있어서 기둥 전면의 휨모멘트, 기둥의 경우 보의 상·하면 위치의 휨모멘트를 사용할 수 있다. (〈그림 5.17〉 참조)

단, 현치의 영향을 무시하고 구조해석을 할 경우는 절점 모멘트를 기둥 내측 또는 보의 단부까지 이동시켜 구한 값을 사용할 수 있다. (〈그림 5.17〉 참조)



〈그림 5.17〉 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트

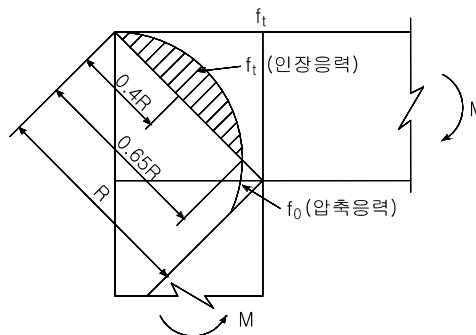
(2) 수평부재가 받는 축방향력

연직하중을 받는 경우 수평부재의 응력계산에 수평부재에 생기는 축방향력은 무시하고 휨모멘트만이 작용하는 것으로 해서 계산하여도 좋다.

(3) 토압이 작용하는 라멘교 벽식교각의 라멘교 등에서는 교각에 토압이 작용할 때 이를 고려하여야 한다.

(1) 라멘교의 절점부에 있어서 주철근은 단면력이 확실하게 전달되도록 배치하여야 한다.

(가) 라멘 단절점부에 외측인장 휨모멘트가 작용하는 경우



〈그림 5.18〉 외측인장 휨모멘트가 작용한 경우의 응력분포

① 〈그림 5.18〉에 나타난 인장응력의 최대값 $f_{t, \max}$ 는 식(5.30)에 의하여 구하여도 좋다.

$$f_{t, \max} = \frac{5M_o}{R^2 w} \quad (5.30)$$

여기서, $f_{t, \max}$: 〈그림 5.18〉에서 보여주는 인장응력의 최대값(MPa)

M_o : 절점휨모멘트(〈그림 5.19〉 참조)(N-mm)

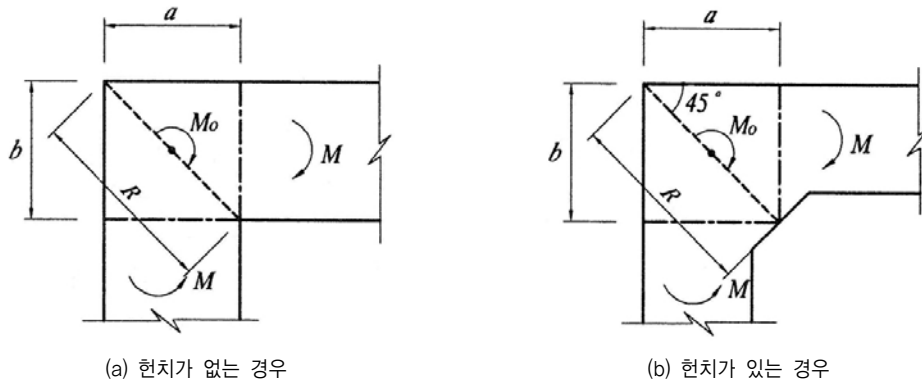
R : 절점부 대각선 길이(mm)

$$R^2 = a^2 + b^2$$

a : 연직방향부재의 폭(mm)

b : 수평방향부재의 높이(mm)

w : 절점부의 구조물 폭(mm)



〈그림 5.19〉 단절점부의 응력의 검사를 위한 단면

② 인장응력 f_t 에 대한 보강철근량은 식(5.31)에 의하여 구하여도 좋다.

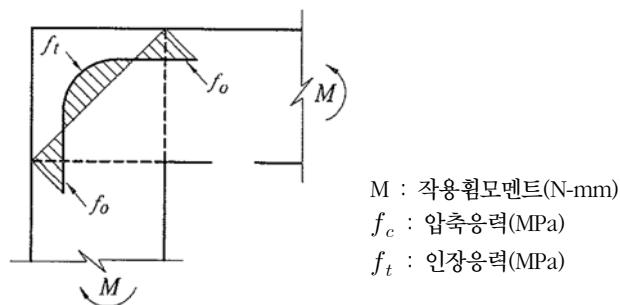
$$A_s = \frac{2M_o}{R \cdot f_{sa}} \quad (5.31)$$

여기서, A_s : 외측인장에 대한 보강철근량(mm²)

f_{sa} : 보강철근의 허용응력(MPa)

갈고리를 붙인 주철근 및 절점부에 접합하는 부재의 주철근 중에서 외측에 연하여 배치한 주철근 이외의 구부린 주철근으로 〈그림 5.18〉에 표시된 0.65R 범위에 배치된 철근은 보강철근의 일부로 보아도 좋다.

(나) 라멘 단절점부에 내측인장 휨모멘트가 작용하는 경우



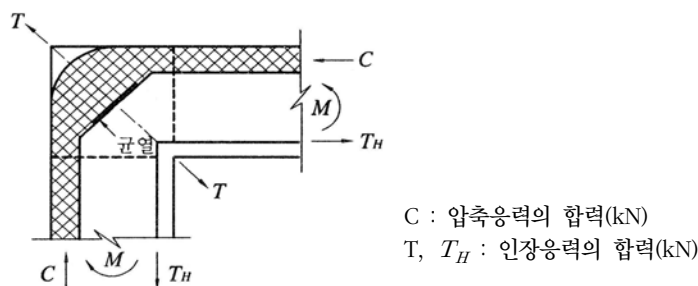
〈그림 5.20〉 내측인장 휨모멘트가 작용하는 경우의 응력분포

단절점부에 내측인장 휨모멘트가 작용하는 경우에는 대각선 방향으로 〈그림 5.20〉과 같은 응력상태가 되어 압축응력의 합력의 작용에 의하여 균열이 발생하는데, 이 때 인장력의 합력 T 는 식(5.32)에 의하여 구하여도 좋다.

$$T = \sqrt{2} T_H \quad (5.32)$$

여기서, T : 그림 5.20에 나타난 대각선방향의 인장응력의 합력(kN)

T_H : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장응력의 합력(kN)



C : 압축응력의 합력(kN)
 T, T_H : 인장응력의 합력(kN)

〈그림 5.21〉 내측인장 휨모멘트가 작용하는 경우의 응력분포

- (3) 토압이 여러 가지 요인에 의하여 설계대로 작용하지 않을 경우가 있다. 이렇게 토압이 작게 작용하는 경우에는 작은 토압을 고려하여야 한다. 시공 중에 토압이 작용하지 않을 경우, 혹은 부분적으로 작용하는 경우 등에 대해서도 검토할 필요가 있다.

5.6.4 우각부의 배근

라멘 우각부의 배근은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.12.5 구조상세’에 따른다.

5.7 T형거더교

5.7.1 거더의 설계휨모멘트

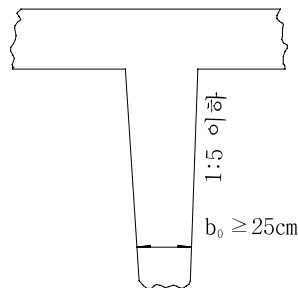
- (1) 거더 및 가로보의 단면력 계산은 격자구조이론에 의하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 사각 20° 이하인 교량의 경우에 격자구조이론에 의하여 단면력을 계산할 때에는 비틀림 강성을 무시하여도 좋다. 사각이 20° 초과인 사교의 경우에는 비틀림의 영향이 크게 나타나므로 비틀림 강성을 고려하여 격자구조이론에 의하여 해석을 수행하고 비틀림에 대하여 검토를 하는 것이 좋다.
- (3) 거더 및 가로보의 강성은 전폭유효로 해서 계산하여도 좋다.

‘4.8.2 단면력의 계산’ 참조

5.7.2 주 형

- (1) 복부의 두께는 현장타설시 250mm 이상, 프리캐스트보인 경우 150mm 이상으로 한다.
 (2) 부모멘트를 받는 부분의 인장철근은 유효폭 전체에 분산시키기로 한다.
 유효폭 이외에는 유효폭 내의 단위폭 당 철근량의 1/3 이상의 철근을 배근하는 것이 바람직하다.

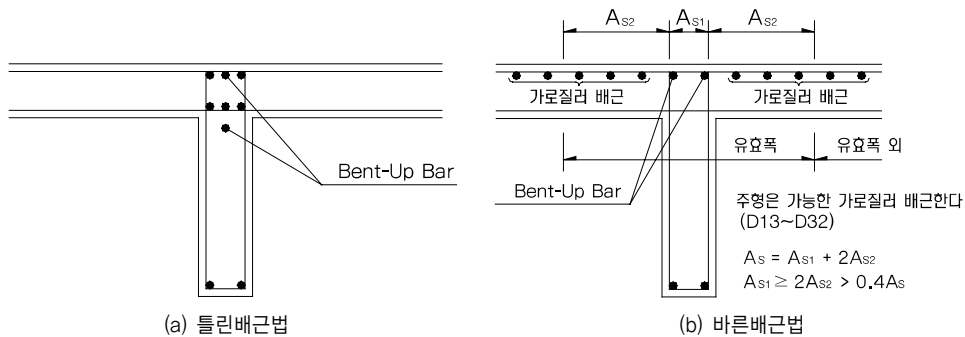
- (1) 복부의 최소두께는 시공상의 문제를 고려해서 정했다. 받침부에서 전단력이 현저히 크게 되는 경우는 복부의 두께를 크게 하여야 하는데 이 경우 1/5 이하의 경사로 한다. 단, 가로보와의 접속부에 헨치를 두는 경우에는 이 규정은 적용되지 않는다.



〈그림 5.22〉 거더의 복부

- (2) 연속 T형거더의 중간지점부근의 보강방법으로 지간중앙의 하측철근을 몇 군데 절곡시켜 플랜지의 복부폭 내에서 연결하기도 하지만, 이것은 돌출부가 약점이 될 뿐 아니라, 콘크리트 등 시공상의 결함이 생기기 쉽다. 또 균열폭의 확대를 막는 의미에서도 바람직한 방법은 아니다. 따라서 상측철근은 유효폭 전체에 분산하고, 직경이 작은 철근을 플랜지 전체에 사용하는 것이 바람직하다. 철근량은 유효폭 내 바닥판 부분에 40~50%의 비율로 배근하고 거더부분에 나머지를 배근하는 것이 좋다.

또 전단력의 1/2 이상은 스터럽으로 부담하는 것을 원칙으로 한다.



〈그림 5.23〉 중간지점의 인장철근 배치 예

5.7.3 가로보

- (1) 중간가로보는 각 지간에 1개 이상 또 15m 이하의 간격으로 설치하여야 한다. 또 거터의 지점 상에는 반드시 가로보를 설치하여야 한다.
- (2) 사교의 경우 가로보의 설치방법
 - ① $\theta > 20^\circ$ (θ 사각) : 가로보는 교대에 대하여 평행하게 설치한다.
 - ② $0^\circ < \theta \leq 20^\circ$: 가로보는 거터에 대하여 직각으로 설치한다.

‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.9.2 설계일반’을 참조하면 사각의 기준이 45° 이지만 이 설계요령에서는 본문과 같이 한다.

5.7.4 복부철근의 계산에 사용되는 비틀림모멘트 및 전단력

사각을 고려한 격자구조이론을 써서 전단력을 산정하는 경우 복부철근의 계산은 다음과 같이 구하는 것으로 한다.

- (1) 복부철근의 계산에 쓰이는 비틀림모멘트 및 전단력은 다음 2가지 경우의 활하중 재하에 의하여 구하는 것으로 한다.
 - ① 휨에 의한 최대전단력을 일으키는 재하형태에서의 비틀림전단력
 - ② 최대 비틀림모멘트를 일으키는 재하형태에서의 휨에 의한 전단력
 - ①②중 큰 쪽으로 복부철근을 산정한다.

이 규정은 사교로서 계산하는 경우에 적용하는 것인데, 사각 70° 이상의 경우는 직교와 마찬가지로 계산하며, 따라서 이 규정을 적용할 필요는 없다.

비틀림에 대한 설계는 도로교 설계기준 ‘4.4.7 비틀림에 대한 설계’를 참조한다.

5.7.5 구조세목

(1) 거더의 복부철근

거더의 전단보강은 스테럽 및 절곡철근으로 한다. 단, 이 경우 적어도 전단력의 1/2은 스테럽으로 받게 하여야 한다.

(가) 전단철근의 설계항복 강도는 400MPa을 초과할 수 없다.

(나) 전단철근의 간격제한

(a) 부재축에 직각으로 설치되는 스테럽의 간격은 철근콘크리트 부재에서 0.5d 이하 또는 600mm이하라야 한다.

(b) 경사스테럽과 절곡철근은 부재의 중간높이 0.5d에서 반력점 방향으로 주인장 철근까지 연장된 45°선과 한번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.

(c) 전단철근이 부담하는 공칭전단강도가 $\frac{\sqrt{f_{ck}}}{3}b_w d$ 를 초과하는 경우 (a), (b)에서의 최대간격은 절반으로 감소시켜야 한다.

(다) 최소 전단철근

(a) 계산전단력 V_u 가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c 의 1/2을 초과하는 모든 휨부재는 슬래브와 확대기초를 제외하고는 최소단면적의 전단철근을 두어야 한다.

(b) 전단철근이 없이도 계수 휨 모멘트와 전단력에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의하여 확인할 수 있다면 (a)의 최소전단철근은 적용하지 않아도 좋다.

(c) (a)또는 해석에 의하여 전단철근이 필요하고 비틀림을 고려하지 않아도 되는 곳의 최소 전단철근 철근량은 식(5.33)에 의하여 구하여야 한다.

$$A_{v, \min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_y} \quad (5.33)$$

여기서 b_w 와 s 의 단위는 mm이다.

(d) 계수 비틀림 모멘트 T_u 가 $\phi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{12} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ 보다 크고 (a) 또는 해석에 의하여 복철근이 필요한 곳에서의 폐쇄스테럽의 최소단면적은 식(5.34)에 따라야 한다.

$$(A_v + 2A_t) = 0.35 \frac{b_w s}{f_y} \quad (5.34)$$

(2) 전단철근으로 사용된 스테럽과 기타 철근 또는 철선은 압축연단에서 거리 d 까지 연장되어야 하며, 철선의 항복강도를 발현할 수 있도록 '콘크리트 구조설계기준 제8장 정착 및 이음 8.5.4 복부철근의 정착'에 따라야 한다.

실험결과에 의하면 전단균열폭을 작게 하기 위해서는 스테럽만을 쓰는 경우가 가장 좋은 것으로 되어 있다. 그러므로 이와 관련하여 전단력의 1/2 이상은 스테럽이 받도록 하였다.

5.8 다경간 연속고가교

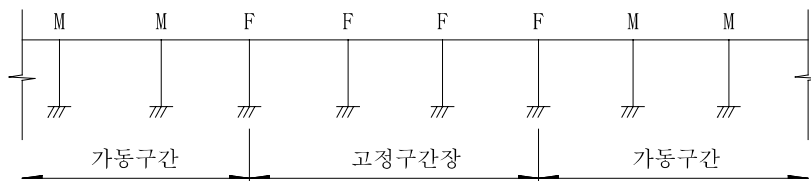
5.8.1 적 용

여기에 규정하는 사항은 다경간 연속고가교의 설계에 적용한다.

여기서 말하는 다경간 연속고가교란 다음과 같은 구조의 RC 속빈슬래브교를 말한다.

- ① 상부슬래브가 여러 경간 이상 연속된 구조
- ② 고정형식이 다교각 고정인 구조
- ③ 고정구간길이(〈그림 5.24〉)가 40m 이상인 구조

다경간 연속고가교는 신축장치의 수를 적게 할 목적으로, 상부슬래브를 가능한 연속구조로 하고 지진력의 분산을 도모하기 위해서 다교각 고정식으로 한 것이다. 이 형식은 특히 고속도로의 경우 주행성이 뛰어나고 고차의 부정정구조로 되므로 극한내력의 증대, 내진성의 향상 등 구조적으로 뛰어난 면을 갖는다.



〈그림 5.24〉 고정구간길이

5~6경간연속 RC 속빈슬래브교도 본래는 다경간 연속고가교의 일종이라고 말 할 수 있다.

그러나 이 경우는 2~3교각 고정이고, 〈그림 5.24〉와 같은 고정구간길이가 고작 15~30m 정도이므로 설계에 있어서는 상·하부구조를 분리해서 각각에 대하여 해석을 하였었다.

이에 대하여 더욱 고정교각의 수를 늘려 고정구간 길이가 길게 되면, 상부슬래브의 온도변화나 건조수축의 영향이 상당히 크게 되어 부재 단면의 결정시 지배적인 요인이 된다. 또 교각의 강도나 기초지반의 상태도 단면력에 영향을 미치게 된다. 이 때문에 설계 시 상·하부구조를 일체로 하여서 해석할 필요가 있다. 이러한 이유에서 이 요령에서는 고정구간길이가 40m 이상인 RC 속빈슬래브교를 다경간 연속교로 정의하고, 종래의 5경간 연속 RC 속빈슬래브교와는 구별하였다.

5.8.2 다경간 연속고가교의 적용조건

고정구간내의 조건이 다음 각 항과 같은 경우에는 다경간 연속고가교를 적용할 때 사전에 충분한 검토를 하여 채용여부를 결정하여야 한다.

- ① 토질조건 및 교각의 강도가 불규칙하게 변화하는 경우
- ② 곡률반지름 500m 이하의 평면선형구간에 있는 경우
- ③ 교각이 사각배치되어 있는 경우
- ④ 기초형식이 직접기초인 경우

다경간 연속고가교인 경우는 상부슬래브의 온도변화, 건조수축이나 기초지반의 상태, 교각의 강도 등의 요인이 서로 연관되어 부재의 단면력 산출에 큰 영향을 미치게 된다. 이 때문에 해석에 있어서 상하부 구조를 일체로 취급하고 있지만 온도변화, 건조수축량의 결정 또는 기초지반 상태의 추정이나 현 단계에서는 명확하지 않아 다경간 연속교량과 같은 부정정구조물의 실제변동을 정확히 파악하고 있다고 말할 수 없어서 고정구간에 대하여 다음과 같이 조치할 것을 권장한다.

- ㉠ 온도변화, 건조수축에 의한 영향이 교량중심에 대해서 가능한 한 좌우대칭으로 생길 것.
- ㉡ 지진하중 및 온도변화, 건조수축에 의한 수평력이 모든 고정교각에 가능한 균등하게 분산되고, 일부 고정 교각에만 치우치지 않을 것.
- ㉢ 교량의 각 부재에 비틀림 등 복잡한 단면력이 생기지 않을 것.

본문 중에 보인 ①~③의 각항이 고정구간 내에 있는 경우에는, 어느 경우에도 ㉠~㉢의 조건을 만족시킬 수 없게 된다.

- ①항의 토질조건 및 교각의 강도가 불규칙하게 변화하는 경우란,
- ㉠ 기초지반이 균일하지 않고 기초지반의 상태를 스프링정수로 치환할 때에 한 교량단위로 평균수치를 결정할 수 없는 경우
- ㉡ 교각의 높이 또는 기초의 근입깊이가 불규칙하게 변화하는 경우 등을 생각할 수 있다.
또 다음과 같이 교각의 강도가 규칙적으로 변화하는 경우에도 온도변화, 건조수축에 의한 영향을 구속하거나 교량중심에 대해서 좌우 어느 한쪽으로 기우는 구조계는 바람직하지 않다.
- ㉢ 종단경사가 큰(2% 정도 이상) 경우

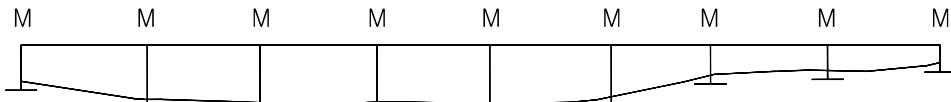
②항의 평면곡선구간에 있는 경우에는 곡률반지름이 100m · 300m · 500m의 3종류에 대하여 계산한 결과에 의하면 어떤 경우에도 다경간 연속고가교로서 설계가 가능하지만, 곡률반지름이 적은 경우는 교각의 방향이 각각 크게 달라지므로 구조물의 거동이 복잡하게 되고, 지진력의 재하방향도 명확치 않으므로 다경간 연속고가교를 쓰는 것이 바람직하지 않다.

곡률반지름이 커서 500m 정도가 되면, 이들 영향이 적고 직선교로 취급하여도 거의 차이가 없다. 한편 고속도로의 경우 곡률반지름이 500m 이하의 평면곡선으로 하는 것이 거의 없다고 하는 현상도 감안하여서 조문과 같이 정했다.

③항의 교각이 사각배치 되는 경우는 계산결과에 의하면 사각 15° 는 물론 비교적 작은 사각인 경우에도 다경간 연속고가교를 쓰는 것은 부적당하다. 단 교량 중앙부의 몇 개 교각만이 사각배치되는 경우에는 사각 30° 정도까지 허용된다는 결과가 나와 있다. 그러나 이 경우에도 교각 및 메나제 힌지의 비틀림 등 복잡한 응력이 작용하게 되므로 극히 경미한 사각인 경우 이외에는, 다경간 연속고가교를 쓰지 않는 것이 좋다.

④항의 기초형식이 직접기초인 경우에는 온도변화, 건조수축에 대한 교각의 구속강도가 말뚝기초인 경우에 비해서 2배 정도가 되고 교량각부의 단면력도 증가하게 되므로 주의하여야 한다.

이상 서술한 것은 모두 고정구간 내에서의 주의사항이다. 따라서 <그림 5.25>와 같이 강도가 다른 교각 또는 사각 배치된 교각이 부분적으로 있는 경우에는 이것을 가동교각으로 하여 고정구간 밖에 놓이게 하는 등의 배려가 필요하다.



<그림 5.25>

5.8.3 구조해석

교축방향 수평력에 대한 구조해석은 교각 및 기초의 변형을 고려하여야 한다.

다경간 연속고가교의 구조해석이 일반적인 경우와 다른 것은 교축방향 수평력(지진하중, 온도변화, 건조수축)에 대한 것 때문이다. 다른 하중상태에 대해서는 일반적인 경우와 동일하게 계산한다.

지진하중은 정적인 수평력으로 치환해서 해석해도 좋다. 이 경우 각 고정교각의 강성이 같은 경우는 지진하중은 각 고정교각에 같게 분배된다고 생각해도 좋으므로 문제가 없지만 강성이 다른 경우 각 고정교각 사이의 하중분담이 다르다. 이 때문에 각 교각의 강성을 고려하는 해석이 필요하다.

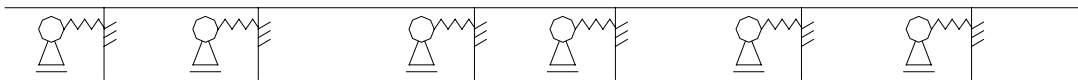
다음에 온도변화, 건조수축에 대해서 고려하면, 건조수축은 일반적으로 온도변화와 같이 취급할 수 있으므로 여기서는 온도변화에 포함해서 생각한다. 온도변화는 지진하중과 같은 외력과는 성질이 다른 것이고 변형이 구속되고 있는 경우에만 단면력이 생긴다. 다경간 연속고가교의 경우 온도변화에 따라서 슬래브는 신축하지만, 이 신축을 구속하기 위하여 고정교각에서는 수평력 및 휨모멘트가 생기고 역으로 슬래브에서는 축방향력이 작용하게 된다.

고정구간길이가 짧은 교량은 이러한 단면력이 일반적으로 작으므로 설계에서 문제가 되지 않는다. 그러나 다경간 연속교가교처럼 고정구간길이가 길게 되면 설계에 지배적인 영향을 미친다. 이 때문에 여기서는 이들 단면력을 가능한 한 정확히 구하도록 교각 및 기초의 변형을 고려해서 해석하는 것을 정한 것이다.

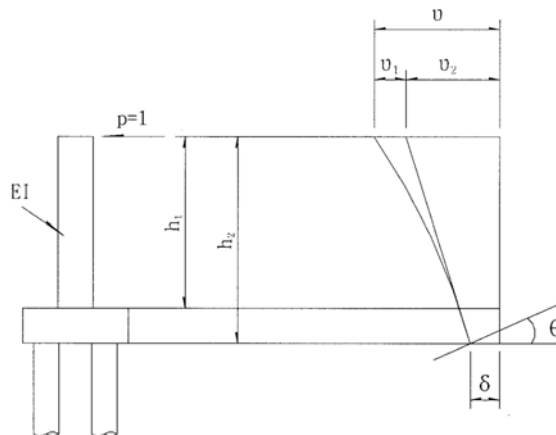
해석 시 설계모델은 〈그림 5.26〉과 같이 고정구간 내의 교각 및 기초의 특성을 수평스프링정수(K)로 치환하는 것이 적당하다.

각 지점의 핀의 위치는 본래 슬래브의 도심축에서 편심되어 있지만, 이 편심의 영향은 슬래브의 설계에서 무시하여도 좋은 정도이므로 수평스프링은 슬래브의 도심위치에 매달려 있다고 생각하여도 좋다. 단 지진하중에 대해서는 슬래브에 작용하는 지진력만 아래와 같이 계산하고 교각 자체에 작용하는 지진력에 대해서는 별도로 계산을 하여야 한다.

교각 및 기초의 수평스프링정수(K)의 산정은 교각 상단에 단위하중($P=1$)을 작용시켜서 다음과 같은 순서로 한다.



〈그림 5.26〉 계산모델



〈그림 5.27〉 교각의 수평스프링 계산모델

- ① 교각의 힘에 의한 교각상단의 수평변위 v_1 을 계산한다. 단 이 경우 교각기둥 콘크리트는 전단면 유효로 하고 기초는 강체로 생각하여도 좋다.

$$v_1 = \frac{h_1^3}{3EI} \quad (5.35)$$

- ② 기초하면에 작용하는 모멘트($M=h_2 \cdot P$)와 수평력 P 를 이용하여 기초의 수평변위 δ 및 회전각 θ 를 계산한다.

- ③ 기초의 변형에 의한 교각 상단의 수평변위 v_2 를 계산한다.

$$v_2 = \delta + h_2 \cdot \theta \quad (5.36)$$

- ④ 교각 상단의 전 수평변위 v 를 계산한다.

$$v = v_1 + v_2 = \frac{h_1^3}{3EI} + \delta + h_2 \cdot \theta \quad (5.37)$$

- ⑤ 이상에서 교각의 수평스프링정수 K 는 식(5.38)로 나타낸다.

$$K = \frac{P}{v} = \frac{1.0}{\frac{h_1^3}{3EI} + \delta + h_2 \theta} \quad (5.38)$$

교축방향 수평하중에 대한 개략적인 설계순서는 다음과 같다.

- ① 지진하중에 대해서 기준변위량을 기초로 고정구간 내의 소요 말뚝개수를 계산해서, 각 고정교각에 배분한다.
- ② 교각의 단면을 정하고 수평스프링정수(K)를 계산한다.
- ③ 슬래브에 작용하는 지진력(H_E)에 대한 각 고정교각의 분담하중(H_{1i})을 식(5.39)로 계산한다.

$$H_{1i} = \frac{K_i}{\sum_i K_i} \cdot H_E \quad (5.39)$$

- ④ 각 고정교각 위치에서 수평방향에 스프링 지지된 구조계(〈그림 5.26〉)에 대한 온도변화에 의한 각 교각의 수평력(H_{2i})을 계산한다. 단 교각에 의한 구속이 슬래브의 신축에 주는 영향은 적으므로, 구조계가 교량중심에 대해서 좌우대칭이고 교각의 강성이 비교적 작은 경우에는 온도변화에 의한 슬래브의 신축(V_{si})을 교각에 의한 구속이 없는 것으로 구하고 $H_{2i} = K_i \cdot V_{si}$ 에 의하여 교각에 작용하는 수평력을 구하여도 좋다.

- ⑤, ③ 및 ④에서 계산된 H_{1i} , H_{2i} 및 교각자체에 작용하는 지진 시 수평력을 이용하여 교각 및 기초의 응력, 변위를 조사한다.

- ⑥ H_{2i} 를 작용시켜서 슬래브의 응력을 조사한다.

또, 교량이 평면곡선구간에 있는 경우는 곡률반지름이 500m 이상이면 이것을 전개한 직선교로서 취급하여도 좋다.

5.8.4 온도변화, 건조수축 및 크리프

- (1) 부정정력의 계산에 사용하는 온도변화의 범위는 15℃를 표준으로 한다. 단 한랭지는 제외한다.
- (2) 부정정력의 계산에 사용하는 콘크리트의 건조수축은 ‘도로교 설계기준 제4장 콘크리트교 4.2.2.3 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 영향에 의한 부정정력’에 의한 것으로 한다.
- (3) 부정정력의 계산 시 콘크리트 및 기초지반의 크리프는 고려하지 않는 것으로 한다.

- (1) ‘도로교 설계기준 제2장 설계일반사항 2.1.12 온도변화’에서 온도변화에 의한 영향이 콘크리트 크리프에 의해서 완화되고, 매시브한 콘크리트인 경우 온도변화의 영향이 적은 것을 고려해서, 단면의 최소크기가 700mm 이상인 경우는 온도변화의 범위를 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 로 규정하고 있지만 다경간 연속고가교의 경우는 다음과 같은 이유에서, 안전을 고려하여 온도변화의 범위를 일반적인 경우보다도 큰 값으로 규정하기로 했다.

- ① 온도변화가 부재단면의 설계에서 지배적인 요인이 됨.
- ② 일일 온도변화에 대해서도 비교적 민감한 거동을 나타내고, 슬래브의 콘크리트 온도가 외기온도와 거의 동등한 상승, 하강을 나타내며 반드시 매시브한 콘크리트라고는 말할 수 없는 것.

또 한랭지에서는 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 에서 위험하게 될 가능성이 있으므로 충분한 조사 후 결정하는 것이 바람직하다.

단 신축장치, 받침 등의 신축량의 산정은 ‘도로교 설계기준 제2장 설계일반 2.4 신축이음, 받침 및 방호울타리’에 따르도록 한다.

- (2) 일반 콘크리트의 건조수축은 장기에 걸쳐서 지속적으로 진행되지만, 콘크리트 타설 후 수 주간은 상당히 급속하게 진행한다. 따라서 이 기간에 건조수축이 잘 되도록 시공하면 어느 정도 건조수축에 의한 영향을 경감시키는 것이 가능하다. 또 팽창 콘크리트를 사용하여 재료면에서 건조수축에 의한 영향을 경감하는 것도 유효한 수단의 하나라고 생각된다.

그러나 이들 방법이 어느 정도 유효한 가는 현 단계에서 정량적으로 파악하기 어렵고 실적도 적으므로 확실한 결과가 얻어지기까지는 그 효과를 고려하지 않고 설계하는 것이 좋다.

- (3) 콘크리트의 크리프에 대해서는 온도변화량 및 건조수축량의 결정 시 이미 약간 고려되고 있으며 기초지반에 대해서도 크리프현상은 당연히 예상되는 것이지만, 이에 관한 측정 자료도 적고 현 단계에서는 정량적으로 파악하기 어려우므로 어느 것도 설계에는 고려하지 않는 것으로 했다.

5.8.5 상부슬래브 콘크리트의 시공이음

상부슬래브 콘크리트에 시공이음을 만드는 경우 이음위치는 설계 및 시공 상 적절한 위치로 하고, 또 신규 콘크리트의 밀착을 유지하도록 하여야 한다.

일반적으로 5경간 연속의 RC속빈슬래브교인 경우에는 콘크리트량이 500m^3 정도이므로, 통상 시공이음을 만들지 않고 콘크리트를 일괄 타설한다. 그러나 다경간 연속고가교처럼 연속 경간수가 많아지면 1일 콘크리트 타설능력 또는 지보공, 거푸집 준비의 관계로 슬래브를 분할 시공하지 않을 수 없게 된다. 또 설계상으로도 건조수축에 의한 영향을 조금이라도 경감한다는 의미에서 분할 시공하는 쪽이 바람직하다.

다경간 연속고가교처럼 다교각 고정형식인 경우 온도변화 및 건조수축에 의해서 상부 슬래브에도 축방향 인장력이 작용하게 되므로 시공이음의 처리는 신중하게 하여야 한다. 통상 RC속빈슬래브에는 D13~D16mm의 철근이 교축방향에 150~200mm 간격으로 배근되어 있으므로 보강철근 등을 필요로 하지 않지만, 신규콘크리트의 타설 시기가 1개월 이상 차이가 있는 경우에는 콘크리트 접착제를 도포하여 신규콘크리트가 밀착되게 하여야 한다.

5.8.6 기타 검토

5.8.6.1 메나제힌지의 허용회전변형

고정받침으로써 메나제힌지를 이용하는 경우 힌지의 회전변형량은 <표 5.6>에 나타난 값 이하로 하여야 한다.

<표 5.6> 메나제힌지의 허용회전변형

하 중 의 조 합		허용회전변형 (rad)
상 시	고정하중 + 활하중 + 온도변화 + 건조수축	4 / 1,000
지 진 시	고정하중 + 온도변화 + 건조수축 + 지진하중	7 / 1,000

일반적으로 교량에 사용되는 메나제힌지의 경우 철근 교차부에서 완전한 힌지가 형성되는 것으로 생각하여 연직하중 및 수평하중에 대해서 축방향력만이 철근에 작용하는 것으로 설계하고 있다.

힌지부의 회전변형이 작은 경우에는 이러한 근사적인 가정을 이용해도 지장이 없다. 그러나 다경간 연속고가교와 같이 단부 부근 교각 위의 힌지의 회전변형이 크게 되는 경우 철근에 축방향력 뿐 아니라 상당한 휨응력이 생기므로, 본문과 같이 힌지의 최대회전 변형량을 규정했다.

이 규정에 의한 경우 메나제힌지의 설계는 종래의 방법으로 설계하면 좋다. 단 이상 서술한 것은 메나제힌지의 형상(철근, 철근의 교차각, 높이 등)이 현재 일반적으로 사용되고 있는 형상의 경우에만 적용시키는 것이므로 주의하여야 한다.

5.8.6.2 기초지반의 스프링정수

- (1) 말뚝의 축방향 스프링정수의 추정은 '도로교 설계기준 제5장 하부구조 5.8.8.1 말뚝의 축방향 스프링정수'에 따른다.
- (2) 횡방향 지반반력계수 추정은 '도로교 설계기준 제5장 하부구조 5.8.8.2 말뚝의 축직각방향 스프링정수'에 따른다. 단, 변위량이 10mm일 때의 값을 쓰기로 한다.

다경간 연속고가교의 경우 '5.8.1 적용'에서 기술한 바와 같이 기초지반의 상태가 부재 각부의 단면력에 영향을 미치므로 지반 스프링정수의 추정은 일반 교량에 비하여 보다 정밀하고 신중한 조사가 필요하다.

지반이 고정구간 내에서 같다면 스프링정수의 추정오차가 부재의 단면력에 미치는 영향은 비교적 적다.(스프링정수의 추정오차가 2배인 경우 교각하단 휨모멘트의 변화는 수십% 정도이다) 그러나 고정구간 내에서 각 교각마다 스프링정수가 틀리는 경우에는 교량의 거동도 복잡하게 되고 부재의 단면력에 미치는 영향도 크다고 생각된다. 이러한 취지에서 고정구간 내인 경우 기초지반의 상태를 스프링정수로 치환할 때에는 하나의 교량단위로 평균적인 수치를 쓰는 것이 좋다. 따라서 지반이 일정하지 않고, 각 교각마다 스프링정수의 추정치가 변화하는 경우 다경간 연속고가교를 쓰지 않는 것이 좋다.

또, 횡방향 지반반력계수의 추정 시 변화치 10mm일 때의 값을 쓰기로 한 것은 '5.8.6.3 말뚝의 수평변위량'에서(고정하중+온도변화+건조수축)시의 허용변위량을 15mm로 억제하고 있는 것과 지진 시와 같은 급속재하인 경우에는 스프링정수가 커지기 때문이다.

5.8.6.3 말뚝의 수평변위량

고정구간의 기초말뚝에 대해서는 말뚝머리 교축방향의 수평변위량이 다음 항을 만족하여야 한다.

- ① (고정하중+지진하중)시 말뚝머리의 기준변위량은 15mm, 허용변위량은 25mm로 한다.
- ② (고정하중+온도변화+건조수축)시 말뚝머리의 수평변위량은 15mm 이하이어야 한다.
- ③ (고정하중+지진하중+온도변화+건조수축)시 말뚝머리의 수평변위가 25mm를 넘는 경우 당초 가정한 구조계 외에 해당 교각의 메나제철근, 스테럽, 말뚝의 철근 정착, 말뚝의 스테럽 등 구조세부에 대해서 특히 안전하도록 설계하여야 한다.

이 조문은 고정구간 내 기초말뚝 교축방향의 말뚝머리 수평변위에 대해서 규정한 것이다.

따라서 가동교각이나 교대 또는 고정구간 내의 교축직각방향에 대해서는 종래 기준에 따라 설계하여야 한다.

①항에 지진하중만에 의한 변위량을 규정한 것은 다경간 연속고가교라 해도 구조물 전체로서 지진시 거동이 종래의 1~2교각 고정형식의 교량과 동등한 강성을 가질 필요가 있기 때문이다. 고정구간 길이가 길어지면 상부슬래브의 온도변화, 건조수축의 영향이 매우 커지고 교량 단부 부근의 교각에서는 기초말뚝의 수평변위가 크게 되어 허용치를 넘을 가능성이 있다.

그러나 다경간 연속고가교와 같이 부정정차수가 높은 구조물인 경우에는 일부 교각 또는 기초말뚝이 허용치를 넘는다 하여도 종래의 단일 고정교각과는 달리 다른 교각에 응력재분배를 하므로 즉시 구조계 전체가 불안정상태로 되지는 않는다. 실제 지진 시와 같은 급속재하인 경우에는 스프링 정수가 커진다.

이러한 취지에서 특히 지진하중과 온도변화, 건조수축을 조합시키는 경우 구조계 전체로서의 안전성 및 메나제철근, 스테럽, 말뚝의 철근 정착, 말뚝의 스트럽 등 구조세부의 안전성을 확인하면 허용변위량을 넘어도 좋은 것으로 했다.

또 (온도변화+건조수축)시에 있어서도 앞에서 언급한 구조물로서의 특성을 생각하면 지진 시와 같다고 할 수 있지만 이런 하중상태는 통상 일어날 수 있는 상태이고, 이와 같이 상시에 가까운 상태에서 기초말뚝에 큰 변형을 허용하는 것은 교각의 부등침하 등으로 연결될 우려가 있으므로 본문의 ②항과 같이 말뚝머리의 수평변위량을 15mm 이하로 억제했다.

5.8.6.4 말뚝 축방향 인발력

고정구간 내의 기초말뚝에 대해서 교축방향 수평력에 의한 말뚝의 인발력은 다음 각 항의 규정을 만족하여야 한다.

- ① (고정하중+온도변화+건조수축)시 말뚝의 인발력은 말뚝의 수중중량 이하이어야 한다.
- ② (고정하중+지진하중+온도변화+건조수축)시 말뚝의 인발력이 식(5.40)에서 계산되는 축방향 허용인발력을 넘는 경우 당초 가정한 구조계 외에 해당교각의 지반이 말뚝의 수중중량 이상은 인발력에 저항하지 않는 것으로 한 구조계에 대해서도 안전하게 설계하여야 한다.

$$P_a = \frac{1}{3} P_u + W \quad (5.40)$$

여기서, P_a : 말뚝머리에서 허용되는 축방향 인발력 (kN)

P_u : 지반에서 정하는 말뚝의 극한인발력 (kN)

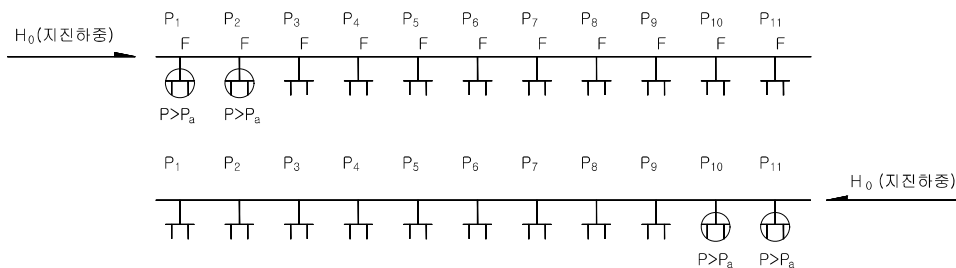
W : 말뚝의 수중중량 (kN)

‘5.8.6.3 말뚝의 수평변위량’과 같은 취지에서 본문과 같이 규정했다.

‘5.8.6.4 말뚝의 축방향 인발력’에 대해서 지진시의 해석순서를 나타내면 다음과 같다.

- ① 기초지반의 상태가 당초 가정한 상태를 유지하는 것으로 해석하고 인발력 P 를 계산한다. 모든 교각에서 $P \leq P_a$ (지진 시 허용인발력)로 되는 경우는 이 상태로 교량 각부의 단면을 설계한다.

예를 들면 <그림 5.28>과 같이 단부 부근의 교각에서 $P > P_a$ 로 될 때 다음의 순서로 계산한다.



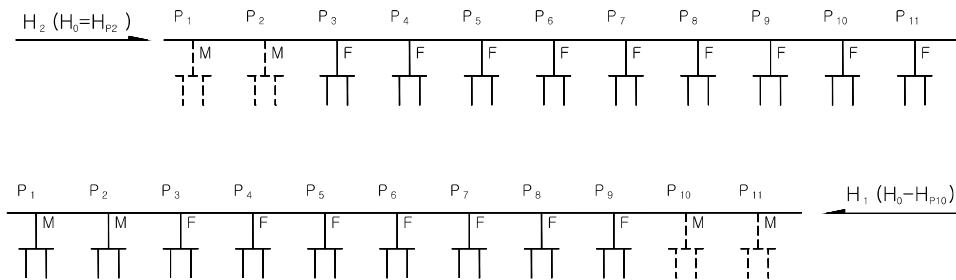
<그림 5.28>

- ② 중앙부 부근의 교각 기초말뚝 개수를 약간 증가시켜, <그림 5.29>와 같은 구조계에 대해서 $P_3 \sim P_{11}$ ($P_1 \sim P_9$)의 교각 및 기초말뚝의 단면을 설계한다. 단 작용시키는 지진하중 H_1 은 P_2 (P_{10})가 부담하는 지진력 H_{p2} (H_{p10})을 뺀 값으로 한다.

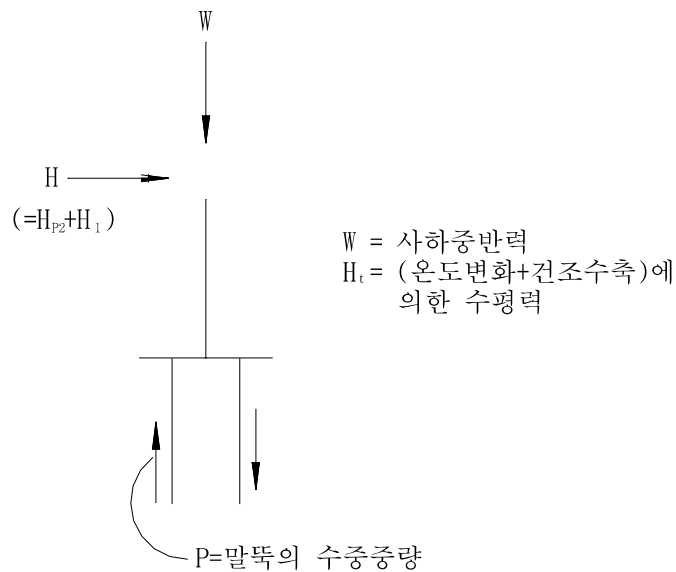
H_{p2} (H_{p10})는 <그림 5.30>과 같이(지진하중+온도변화+건조수축)시 말뚝에 작용하는 인발력

이 말뚝의 수중중량에 도달하는 상태가 되기까지의 지진하중이다.

단 지반의 상태는 당초 가정한 상태를 유지하는 것으로 한다.

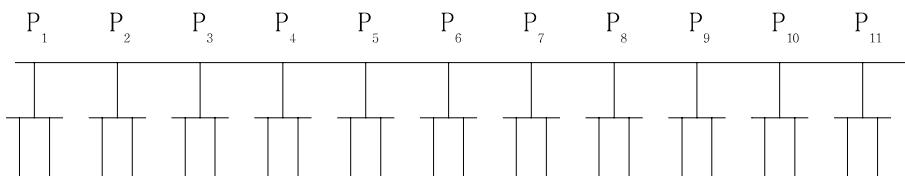


〈그림 5.29〉



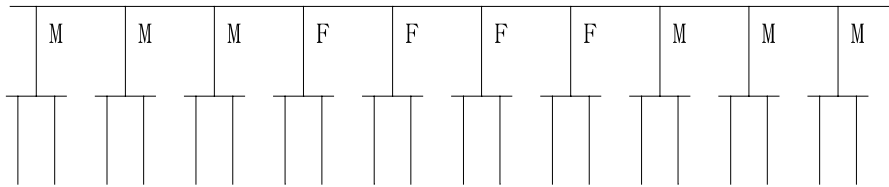
〈그림 5.30〉

- ③ 〈그림 5.31〉과 같은 구조계에 대해서, 기초지반의 상태가 당초 가정한 상태를 유지하는 것으로 하여, P1, P2(P10, P11)의 교각 및 기초말뚝의 단면을 설계한다.



〈그림 5.31〉

지진시의 경우 구조물 전체로서의 극한내력은 가능한 많은 교각을 고정시킨 쪽이 높다고 생각된다. 이를 위하여 약간 복잡하지만, 앞의 해석순서를 거침으로써 구조물 전체로서의 안전성을 확인하면 단부 부근 교각의 기초말뚝이 허용치를 넘어도 좋은 것으로 했다. 그러나 어느 정도의 연속경간수가 가능하면 반드시 온도변화, 건조수축의 영향이 큰 단부 부근의 교각을 고정으로 할 필요는 없다. 예를 들면 <그림 5.32>와 같이 단부 부근은 가동교각으로 하고, 고정구간 내 기초말뚝의 수평변위량 및 인발력을 허용치 내에 억제하는 것도 가능하다.



<그림 5.32>



6. 케이블교

6.1 총 칙

6.1.1 적용 범위

이 설계요령은 케이블 도로교의 상부구조설계에 적용하기 위한 것이다. 이 요령에서 언급하지 않는 사항은 도로교설계기준을 따라야 한다. 이 요령의 규정은 교량의 안전성을 확보하기 위하여 필요한 최소한의 요구 조건을 제시한 것이다. 다만, 널리 알려진 이론이나 시험에 의하여 기술적으로 증명된 사항에 대해서는 관련설계지침의 적용을 대체할 수 있다.

- 이 설계요령은 케이블 강교량의 상부구조설계를 위하여 케이블강교량설계지침(2006, 대한토목학회)를 참고하여 작성한 것이다.
- 도로교설계기준은 원칙적으로 지간길이 200m 이하의 교량에 적용할 수 있다. 이 요령의 목적은 지간길이에 관계없이 케이블 교량 설계에 필요한 규정 중 도로교설계기준에 규정되지 않았거나 또는 장지간 교량에 확대 적용이 불합리하다고 판단되는 규정을 보완하기 위함이다.
- 도로교설계기준의 규정 중 많은 부분이 200m 이상의 교량에도 그대로 적용될 수 있으므로 이러한 조항에 대해서는 별도로 언급하지 않거나 아주 간단히 설명하는 것으로 하였다. 따라서 이 요령에서 규정되지 않은 조항에 대해서는 도로교설계기준 등 관련 설계기준을 따라야 한다.
- 이 요령의 규정은 케이블 도로교의 상부구조설계에 적용할 목적으로 검토된 것으로서 가설 관리 등 다른 목적에는 원칙적으로 사용하지 않는다. 예를 들어 제작 및 가설오차의 영향에는 설계시 검토되어야 할 각종 오차를 포괄하여 검토 기준을 제시하였으나 이 값들이 가설관리 등의 기준값으로 활용하는 것의 타당성 여부는 이 요령의 범위를 벗어나는 사항이다.
- 장지간 케이블 교량의 설계이론은 날로 발전하고 있으므로 합리적 근거를 바탕으로 설계자의 창의적 설계가 가능하도록 이 요령의 규정 적용에 융통성을 부여하였다.
- 케이블 교량은 현장 상황, 구조형식 등에 따라 매우 다양한 기준 및 요건이 요구되므로 필요 시 각 사업별로 별도의 특별설계기준을 작성하여 따를 수 있다.

6.1.2 관련 기준

- (1) 케이블강교량설계지침 : 대한토목학회에서 2006년에 발행한 케이블강교량설계지침을 의미한다.
- (2) 도로교설계기준 : 한국도로교통협회에서 발행하는 도로교설계기준으로서 2005년 개정판을 의미한다. 다만, 해설은 대한토목학회의 2008년 도로교설계기준·해설을 참고하는 것으로 하였다.
- (3) 본주사국공단기준 : 일본 本州四國, 連絡橋公團에서 1989년 발행한 上部構造, 設計基準·同解説을 의미한다. 다만, 활하중에 대해서는 1995년 개정판의 내용을 따른다.
- (4) BS5400 : BSI(British Standards Institution)에서 발행한 Steel, concrete and composite bridges 를 의미한다. 특히 활하중과 관련된 조항은 1999년판 BSI 12 를 의미한다.
- (5) AASHTO LRFD(교량설계기준) : AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials)에서 2004년 발행한 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications를 의미한다.
- (6) AASHTO(도로교설계기준) : AASHTO에서 2002년 발행한 Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition 을 의미한다.
- (7) PTI Recommendation : PTI(Post-Tensioning Institute)에서 허용응력설계법에 기초하여 1993 년에 발행한 Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation을 의미한다. LRFD 에 기초한 2001년판을 참고하는 경우에는 별도로 이를 명시하였다.
- (8) FIB Recommendation : 2003년에 발행한 Recommendations for the Acceptance of Stay Cable Systems using Prestressing Steels 를 의미한다.
- (9) SETRA Recommendation : 2002년에 발행한 Cable Stays - Recommendations of French interministerial commission on Prestressing 를 의미한다.

6.1.3 항로에 대한 다리밑 공간

항로부 교량의 필요 다리밑 공간은 온도변화와 활하중(충격 제외)에 의하여 처짐이 발생하는 경우에도 확보될 수 있도록 한다. 다리 밑에 검사차를 설치하는 경우에는 검사차의 주행 레일은 필요한 다리밑 공간을 침범하여서는 안 된다. 다리밑 공간의 기준해수면은 약최고 고조면(A.H.H.W.L)으로 하며 이를 설계 도면에 명시하여야 한다.

- 항로부 교량은 선박의 항해에 대하여 충분한 다리 밑 공간을 확보할 수 있도록 하여야 한다.

- 교량의 계획단계에서는 교량가설 예정지점의 관할기관과 충분히 협의 하되, 통행선박의 현황 및 특성을 고려하여 항로부의 합리적인 다리밑 공간의 크기와 형상을 검토하여 적용할 수 있다.
- 처짐 검토 시에는 최대 처짐 발생과 설계 선박의 통행이 동시에 발생할 확률이 작음을 감안하여 온도변화의 영향+활하중(충격제외)에 대해서만 검토하는 것으로 하였다.
- 약최고고조면(A.H.H.W.L) : Approximate highest high water level 의 약자로 해안선의 기준이 되는 해수면을 의미한다.

6.1.4 교량의 등급

교량의 등급 분류는 도로교설계기준을 따른다. 교량의 내용연수는 100년을 기준으로 한다.

- 교량의 등급은 도로교설계기준을 따르는 것으로 하였다.
- 교량 설계를 위한 내용연수에 대하여 도로교설계기준에 명시된 바는 없지만 풍하중은 50년을 대상으로 하고 있다. 각 하중별 설계 시 목표로 하는 내용연수는 통일될 필요가 있으며, 이 때 이 요령이 다루는 교량의 규모나 사회적 중요도를 감안하는 것이 바람직하다. 발주자가 특별히 규정하지 않는 경우 100년의 내용연수를 기준하는 것으로 하였다.

6.2 하 중

6.2.1 하중의 종류

설계에 있어서는 다음 하중을 고려한다.

(1) 주하중 (P)	고정하중(D)
활하중(L)	충격(I)
(2) 부하중(S)	풍하중(W)
온도변화의 영향(T)	지진의 영향(EQ)
(3) 주하중에 상당하는 특수하중(PP)	지반변동 및 지점이동의 영향(SD)
제작 및 가설오차의 영향(EO)	
(4) 부하중에 상당하는 특수하중(PA)	케이블 교체(PS1) 및 파단(PS2)
가설시하중(ER)	충돌하중(CO)
기타	

- 이 요령에서 다루고 있는 하중의 종류를 열거하였다.
- 현수교의 포장, 연석, 방호울타리 등 2차 고정하중에 의한 응력이나 사장교 케이블의 긴장력 등은 도로교설계기준 2.1.6에 규정된 「프리스트레스 힘」과는 다르다. 이는 고정하중에 대한 케이블 교량의 설계형상 결정으로 인하여 유발되는 하중이므로 고정하중으로 간주하는 것이 바람직하다.

6.2.2 고정하중

고정하중을 산출할 때는 <표 6.1>에 나타난 단위질량을 사용하여야 한다. 다만, 실질량이 명백한 것은 그 값을 사용한다.

<표 6.1> 재료의 단위질량 (kg/m^3)

재 료	단위질량	재 료	단위질량
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주 철	7,250	시멘트 모르타르	2,150
알미늄	2,800	목 재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트	2,500	아스팔트 콘크리트 포장	2,300
콘크리트		강바닥판상아스팔트포장	2,400

- 고정하중의 산출은 도로교설계기준 2.1.2를 바탕으로 케이블 교량의 설계에 필요한 사항을 추가하였다.
- 경량콘크리트, 스테인레스강, 수지 등의 단위중량은 종류와 배합 등에 따라 변하기 때문에 실중량을 사용하는 것이 바람직하다. 철근콘크리트에 대해서도, 철근량이 특히 많은 경우에는 단위질량이 $2,500kg/m^3$ 보다도 커지는 경우가 있으므로 주의할 필요가 있다.
- 아스팔트포장에 대해서도 종류와 배합 등에 따라 단위중량이 변하기 때문에 주의를 필요로 한다. 강바닥판에 대한 아스팔트포장은 표층에 개질 아스팔트, 기층에 구스 아스팔트를 사용하는 경우가 많아 외국의 사례를 바탕으로 $2,400kg/m^3$ 로 하였다.
- 부착시설물 등의 중량도 고정하중에 포함한다. 다만 부착시설물 중량에는 가설 완료 시점에 부착되지 않는 중량도 포함되는 경우가 있으나, 이 경우 고정하중에 포함하는 것이 반드시 안전 측으로 설계되지 않는 경우도 있기 때문에 주의할 필요가 있다. 또한, 향후 방음벽의 설치가 예상되는 교량에 대해서는 미리 고정하중에 포함하는 것으로 한다.

6.2.3 주거더, 현수교의 보강거더 · 주탑 · 주케이블 · 행어, 사장교의 주거더 · 주탑 · 케이블을 설계하는 경우의 활하중

(1) 차도하중의 크기

차도부분에는 교축방향으로 차로당 1 대의 DB 하중 또는 1 차로분의 DL 하중 가운데 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 재하한다. 다만 지간길이가 200m 를 초과하는 경우에는 DL 하중의 등분포 차로하중을 지간길이에 따라 감소하여 적용할 수 있다. 이 때 DL 하중의 감소 방안은 <표 6.2>와 같다.

<표 6.2> 지간길이에 따른 DL 하중(DB-24 의 경우)

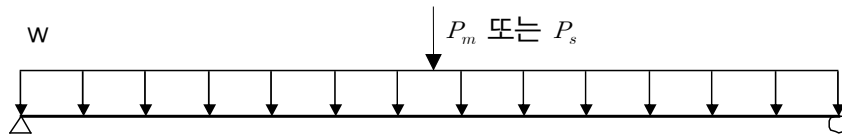
지간길이(m)	적용하중		비 고
$L \leq 200$	집중하중	$P_m = 108 \text{ kN}$ $P_s = 156 \text{ kN}$	도로교설계기준
	등분포 차로하중	$W = 12.7 \text{ kN/m}$	
$L > 200$	집중하중	$P_m = 108 \text{ kN}$ $P_s = 156 \text{ kN}$	도로교설계기준의 등분포 차로하중에 지간길이에 따른 감소계수 적용
	등분포 차로하중	$W = 12.7 \times \left(0.57 + \frac{300}{500 + L} \right) \text{ kN/m}$	

여기서, L : 지간길이(m). 다만, 중앙 지간길이가 200m 이상인 교량에 대해서는 원칙적으로 중앙 지간길이를 취한다.

- ASCE Report(Recommended Design Load on Bridges, J. of Structural Division, ASCE, ST7, 1981)에서도 활하중에 대한 여유가 충분한 것으로 보고되고 있으며 최근 국내에서 개통한 서해대교, 영종대교 등의 계측결과에서도 활하중의 여유가 상당한 것으로 확인되었다. 이와 같은 취지에서 본주사국공단기준은 장대교량 설계 시 지간길이에 따라 설계활하중을 감소하는 것을 제안하고 있다. 따라서 이 요령에서도 지간이 200m를 초과하는 경우 등분포 차로하중을 감소시키는 방안을 제안하게 되었다.
- BS5400이나 ASCE Report(1981) 안은 지간길이 대신 영향선 재하길이를 바탕으로 활하중 감소안을 제시하고 있다. 논리적으로는 영향선 재하길이를 적용하는 것이 타당하다고 판단되나 이 경우 도로교설계기준과의 부합성을 유지하기 곤란하므로 지간길이에 따른 감소방안을 채택하게 되었다.
- 장대교량의 활하중 저감을 위한 연구 과정에서 당초 검토된 방안은 국내 통행트럭 자료를 바탕으로 도로교설계기준의 등분포 차로하중과 집중하중 자체를 줄이는 것이었다. 그러나 이는 기존 도로교설계기준 활하중과의 혼란이 예상되어 보다 충분한 검토가 필요한 것으로 판단되었다. 현 요령안과

구별하여 당초 검토된 안을 이하 검토 안이라 하였다. 현 요령안의 도출 근거를 제시하고 후속 연구의 기초 자료로 활용할 수 있도록 이하 설명을 추가하였다.

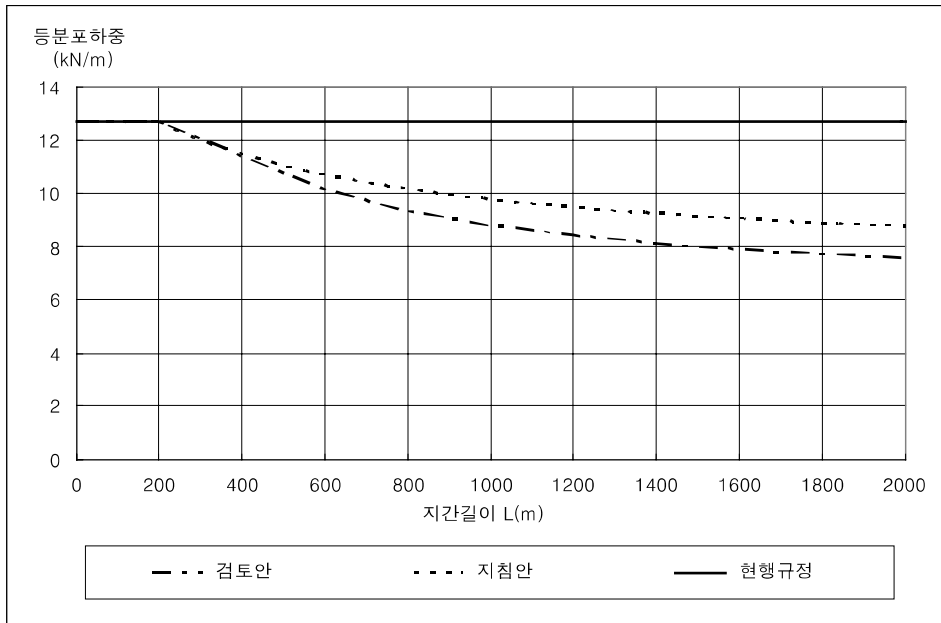
- 검토 안은 <그림 6.1>과 같다. 본주사국공단기준 및 AASHTO-LRFD의 활하중 도출과정을 참고하고 앞서 언급한 바와 같이 국내 통행 트럭을 근거로 장대교량에 적합하게 산정된 것이다. 참고의 목적으로 이 검토안과 국내외 설계활하중 효과를 비교하여 보았다. 장대교량에 대한 비교 범위 내에서 검토 안은 외국의 설계하중과 비슷한 수준의 하중효과를 도출하는 것으로 보아 합리적인 하나의 안이 될 수 있을 것으로 판단되나 보다 충분한 자료를 활용한 신뢰도 분석이 뒷받침 되어야 함은 부인할 수 없다.



지간길이(m)	적 용 하 중		비 고
$L \leq 200$	집중하중	$P_m = 108 \text{ kN}$ $P_s = 156 \text{ kN}$	도로교설계기준
	등분포하중	$W = 12.7 \text{ kN/m}$	
$200 < L \leq 500$	집중하중	$P_m = 108 \text{ kN}$ $P_s = 156 \text{ kN}$	도로교설계기준과 검토안의 직선보간
	등분포하중	$W = 12.7 - 1.96 \times \frac{L - 200}{300} \text{ kN/m}$	
$L > 500$	집중하중	$P_m = 108 \text{ kN}$ $P_s = 156 \text{ kN}$	검토 안에 지간길이에 따른 등분포 차로하중 감소계수 적용
	등분포하중	$W = 10.74 \times \left(0.57 + \frac{300}{200 + L} \right) \text{ kN/m}$	

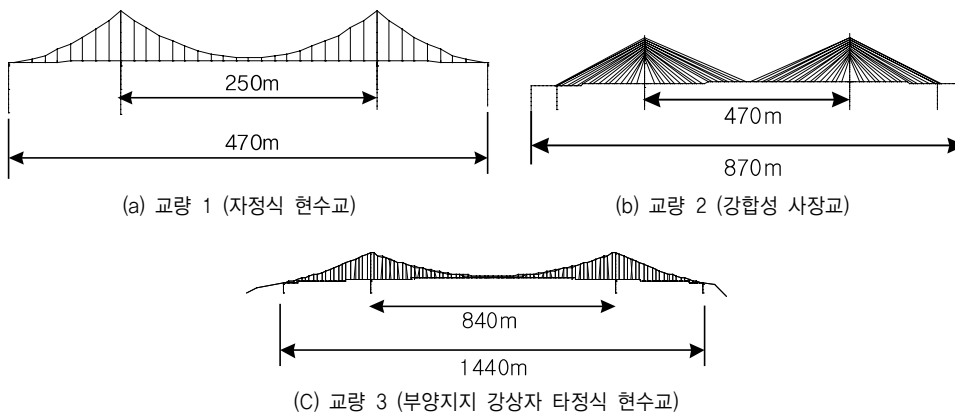
<그림 6.1> 국내 통행 트럭을 토대로 도출된 검토 안

- 이 요령에서 제시된 등분포 차로하중의 강도는 지간이 200m를 초과함에 따라 도로교설계기준의 등분포 차로하중 강도보다 작게 되나 검토 안의 하중강도 보다는 약간 크다. 이를 지간길이에 따라 비교하면 <그림 6.2>와 같다.



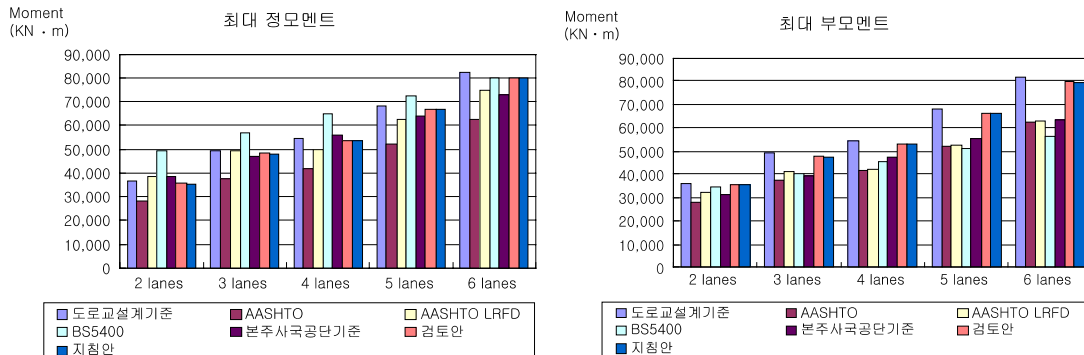
〈그림 6.2〉 지간길이에 따른 등분포 차로하중

- 지간길이에 따른 등분포 차로하중의 감소계수를 적용하는 경우의 활하중 효과는 도로교설계기준과 같거나 작은 수준이지만 AASHTO, AASHTO-LRFD, BS5400, 본주시국공단기준의 활하중 효과와는 동등 이상의 수준이다. 이를 확인하기 위하여 국내에서 설계된 교량 3개를 선택하여 검토하여 보았다. 3개의 교량은 〈그림 6.3〉과 같다.

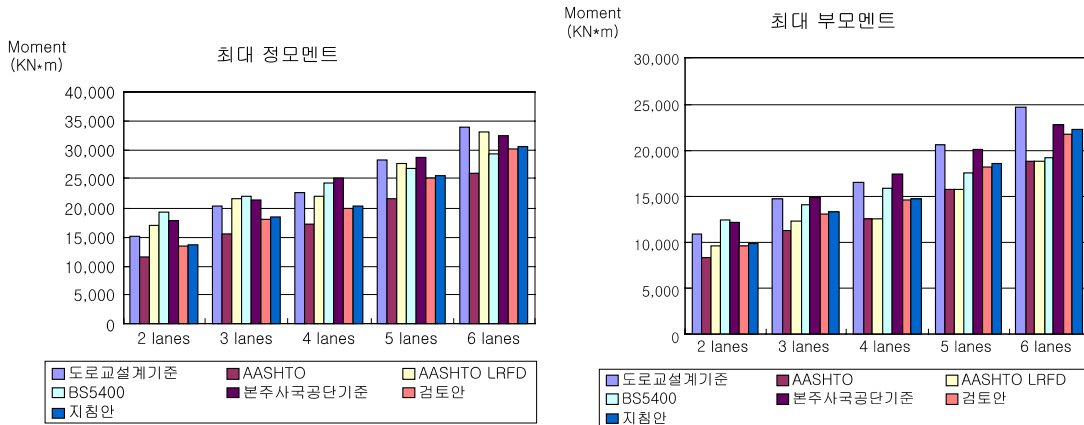


〈그림 6.3〉 검토 교량

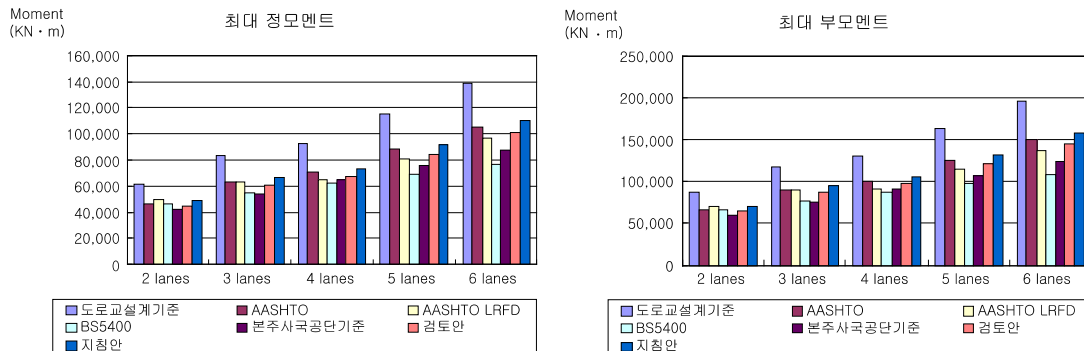
- 검토교량을 대상으로 각 설계기준의 하중계수를 적용하지 않은 활하중 효과만을 고려하여, 최대 정모멘트와 부모멘트를 비교하면 다음과 같다.



(a) 교량 1



(b) 교량 2



(c) 교량 3

〈그림 6.4〉 설계기준에 따른 활하중 효과의 비교

(2) 차도하중의 횡방향 재하

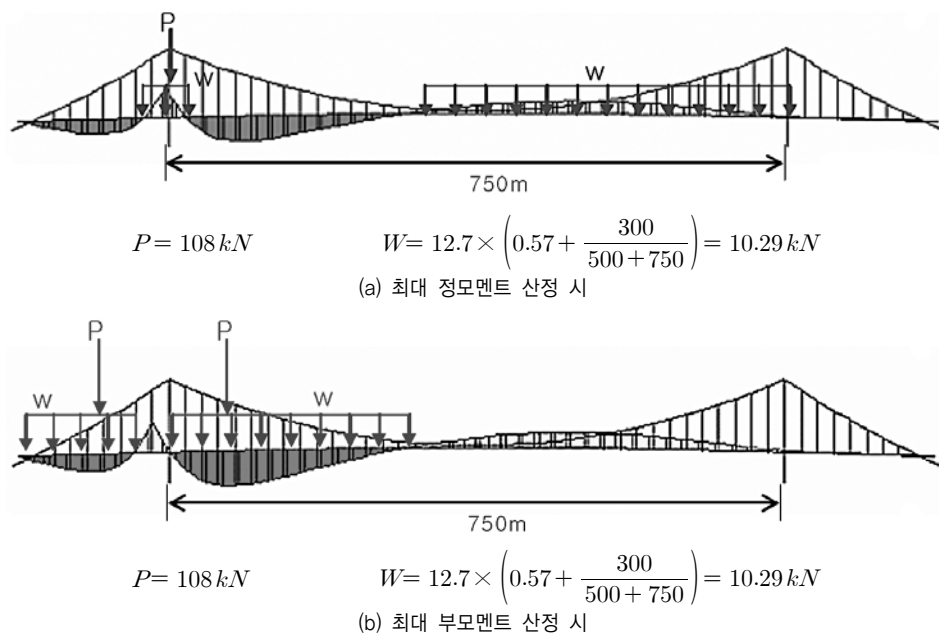
- (가) DB 하중이나 DL 하중의 점유폭은 3m 로 본다. 설계 시에 이 하중은 원칙적으로 표준차로폭 3.6m 안에 두어야 한다.
- (나) 연석, 방호울타리(중앙분리대 포함) 간의 교폭 W_c 에 따른 설계차로의 수 N 은 $W_c/3.6$ 의 정수부로 한다. 주행차로폭이 표준차로폭 3.6m 보다 작을 경우, 설계차로의 수는 주행차로수와 동일하게 취하며 설계차로의 폭은 주행차로폭으로 한다. 교폭 W_c 가 6m 이상 7.2m 미만일 경우에는 설계차로의 수를 2로 하며 교폭의 절반을 설계차로의 폭으로 한다.
- (다) 차도부분에서 DB 하중이나 DL 하중은 교축 직각방향으로 설계차로폭마다 차로를 침범하지 않는 범위 내에서 설계부재에 가장 불리한 응력을 발생시키도록 동시 재하한다.
- (라) 다만, 곡선교와 같이 차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 교량에서는 (나)항에서 규정한 설계차로폭에 관계없이 DB 하중이나 DL 하중을 표준 점유폭인 3m 마다 연속시켜서 설계차로 수 이내로 최대의 편심효과가 일어날 수 있도록 재하한다.

- 현행 도로교설계기준의 설계차로의 수 결정식에 따르면 교폭이 커짐에 따라 설계차로 수가 선형적으로 증가하지는 않는다. 즉, 교폭이 커짐에 따라 설계차로 수가 표준 차로폭 3.6m에 가까워지거나 교폭이 작은 경우에는 표준 차로폭에 비하여 상대적으로 더 작은 설계차로폭이 산정될 수 있다. 케이블 교량의 경우에도 표준 차로폭 외에 길어깨나 중앙분리대 여유폭 등으로 인하여 주행차로 수에 비하여 설계차로 수가 많게 산정되는 사례가 적지 않다.
- 케이블 교량은 그 규모상 일반 도로교와는 달리 경제적 설계가 중시되어야 하므로, 비록 설계차로의 수가 접속교와 상이할 수 있다 하더라도 도로교설계기준을 그대로 준용하는 것은 바람직하지 않다고 판단하였다. 따라서 (나)항에서는 표준차로폭 3.6m를 기준으로 설계차로의 수를 산정하는 것을 제안하게 되었다. 이렇게 함으로써 편도 1~2차로 케이블 교량에 대하여 필요 이상의 활하중을 재하하게 되는 가능성을 줄이고자 하였다.
- 교폭 산정 시의 방호울타리 또는 중앙분리대는 고정시설물에 한정한다.
- 종래 케이블 교량 설계 시 곡선교가 아닌 경우에도 (라)항에 따라 설계하는 사례를 볼 수 있다. 이는 과다설계에 해당되는 것으로 곡선교가 아닌 경우에는 (다)항을 적용하여 설계하는 것이 바람직하다.

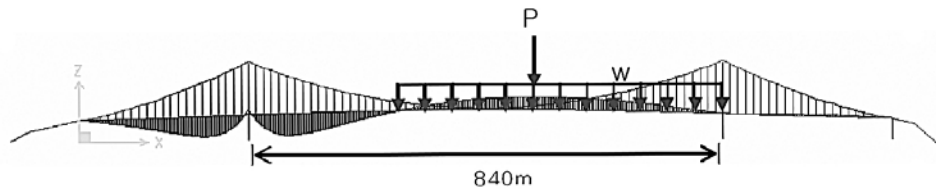
(3) 차도하중의 종방향 재하

케이블 교량의 보강거더나 주거더에서 <표 6.2>를 적용한 DL 하중으로 최대 부모멘트를 구할 때 전체 부모멘트 영향선 구간에는 <표 6.2>에서 규정한 등분포 차로하중을 재하하고 검토 단면의 좌우 부모멘트부 영향선의 최대 종거에는 각각 집중하중을 두어야 한다. 한편, 어떤 단면의 최대 정모멘트를 구할 때는 등분포 차로하중을 최대 정모멘트가 발생하도록 영향선에 따라 불연속으로 재하하고 검토단면의 위치에 한 개의 집중하중을 놓는다.

- 차도하중의 종방향 재하방법은 영향선에 근거하여 설계부재에 가장 불리한 응력이 발생하도록 재하하여야 한다. 이는 도로교설계기준과 같은 개념이다. 다만 케이블교량의 경우 사장재나 행어가 탄성지점과 같은 역할을 하므로 영향선의 형상이 연속보와 다를 수 있다.
- 검토단면에 불리한 효과를 유발하는 영향선 구간에는 등분포 차로하중을 재하하는 것을 원칙으로 하였으며 집중하중은 정모멘트에 대해서는 검토단면 위치에 한 개만을 재하하되 부모멘트 구간에 대해서는 검토단면 좌우에 하나씩 총 2개의 집중하중을 재하하는 것으로 하였다.
- 등분포 차로하중의 크기는 <표 6.2>에 규정한 바와 같이 지간길이에 따라 다를 수 있다.
- 이와 이해를 돕기 위하여 몇 개의 교량에 대한 영향선과 하중재하 방법을 그림으로 나타내었다.



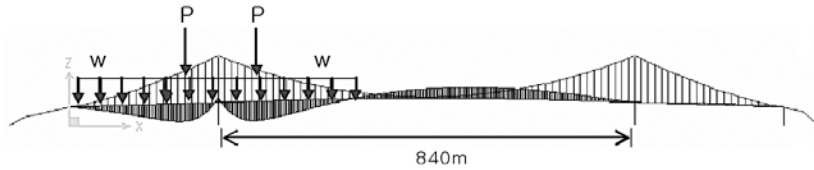
<그림 6.5> 교량 1의 활하중모멘트 산정 시 하중재하 방법



$$P = 108 \text{ kN}$$

$$W = 12.7 \times \left(0.57 + \frac{300}{500 + 840} \right) = 10.08 \text{ kN}$$

(a) 최대 정모멘트 산정 시

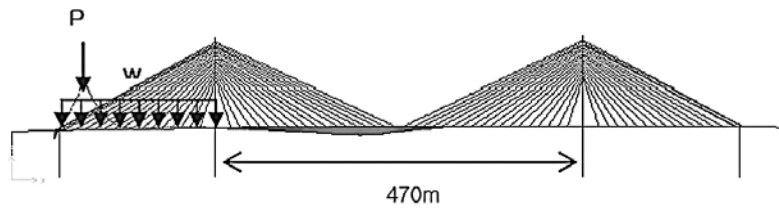


$$P = 108 \text{ kN}$$

$$W = 12.7 \times \left(0.57 + \frac{300}{500 + 840} \right) = 10.08 \text{ kN}$$

(b) 최대 부모멘트 산정 시

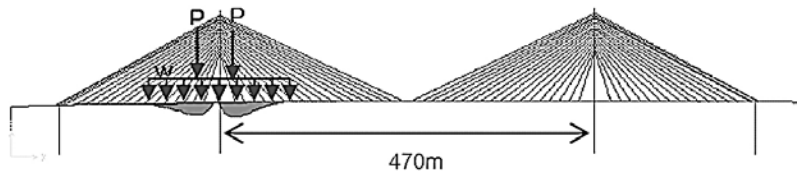
〈그림 6.6〉 교량 2의 활하중모멘트 산정 시 하중재하 방법



$$P = 108 \text{ kN}$$

$$W = 12.7 \times \left(0.57 + \frac{300}{500 + 470} \right) = 11.17 \text{ kN}$$

(a) 최대 정모멘트 산정 시

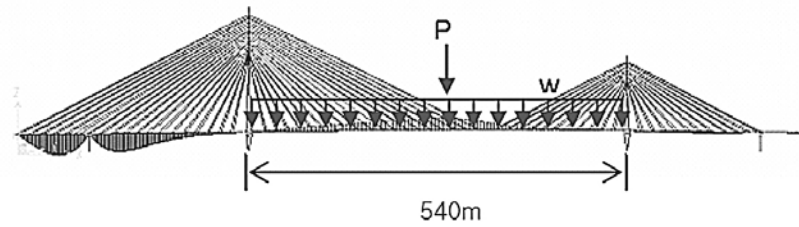


$$P = 108 \text{ kN}$$

$$W = 12.7 \times \left(0.57 + \frac{300}{500 + 470} \right) = 11.17 \text{ kN}$$

(b) 최대 부모멘트 산정 시

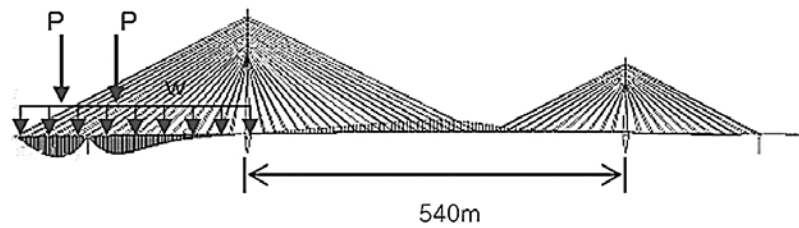
〈그림 6.7〉 교량 3의 활하중모멘트 산정 시 하중재하 방법



$$P = 108 \text{ kN}$$

$$W = 12.7 \times \left(0.57 + \frac{300}{500 + 540} \right) = 10.90 \text{ kN}$$

(a) 최대 정모멘트 산정 시



$$P = 108 \text{ kN}$$

$$W = 12.7 \times \left(0.57 + \frac{300}{500 + 540} \right) = 10.90 \text{ kN}$$

(b) 최대 부모멘트 산정 시

〈그림 6.8〉 교량 4의 활하중모멘트 산정 시 하중재하 방법

(4) 보도하중

보도 등에는 〈표 6.3〉의 등분포하중을 재하한다.

〈표 6.3〉 보도 등에 재하하는 등분포하중

지간길이(m)	$L < 80$	$80 \leq L < 130$	$130 \leq L < 200$	$L \geq 200$
하 중 (MPa)	3.5×10^{-3}	$(4.3 - 0.01L) \times 10^{-3}$	3.0×10^{-3}	$\frac{0.6}{L}$

L : 주거터 등의 지간(m). 다만, 중앙 지간길이가 200m이상인 교량에 대해서는 원칙적으로 중앙 지간길이를 취한다.

- 보도 등에 재하하는 등분포하중의 강도에 대하여 지간길이 200m까지는 도로교설계기준과 동일하게 취하나 200m를 초과하는 경우에는 지간길이에 따라 감소계수를 적용하는 것으로 하였다.
- 지간길이 130~200m까지는 자동차 활하중과 동시에 재하되는 보도하중의 최대 밀도를 $5 \text{ 인}/\text{m}^2$ ($300 \text{ kg}/\text{m}^2$)으로 계산한 것이며, 지간길이가 200m를 초과하는 경우에는 더 이상의 총 하중 증가는 고려하지 않고, 밀도지간보도폭이 일정하도록 제안한 것이다.

(5) 피로의 영향을 검토하는 경우의 활하중

뒷바퀴 사이의 간격을 9m 로 일정하게 유지한 DB-24 하중을 피로하중으로 하여 설계 부재에 불리하도록 1차로에만 재하한다. 이때 적용하는 충격계수는 충격계수 조항을 참 조한다.

- AASHTO-LRFD의 경우 피로 검토시의 하중을 활하중 재하 트럭 모델에서 4.3m~9m인 뒷바퀴 사이 간격을 9m로 고정하여 사용한다. 이때 사용된 모델이 우리나라 도로교설계기준의 DB-18 하중과 거의 같다. PTI Recommendation (2001)에서는 장대교량의 경우에는 AASHTO-LRFD에서 제시한 피로트럭을 재하하여 구한 값에 1.4를 곱하여 설계피로응력범위로 사용하도록 하고 있다. 하지만, 우리나라의 경우에는 피로하중 연구가 부족하므로 피로검토 시에 DB-24하중을 재하하되, AASHTO-LRFD 기준에서와 같이 차륜 간격을 9m로 고정하였다.

6.2.4 충격

활하중은 충격을 일으키는 것으로 보며 이 때 상부구조의 충격계수는 <표 6.4>와 같이 산출 한다. 그러나 보도 등에 재하하는 등분포하중과 현수교에 대한 활하중에 대하여서는 충격을 고려하지 않는다.

〈표 6.4〉 충격계수

부 재	충격계수 I
(a) 바닥판 · 바닥틀 · 주횡트러스 · 주구조 및 주거더	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$
(b) 사장교의 주거더 · 탑 · 케이블 · 케이블 정착부	
(c) 현수교의 보강거더 · 행어 · 주케이블 · 주탑	고려하지 않음

여기서, 시간길이 L 은 도로교설계기준 표 2.1.5의 값으로 원칙적으로 활하중이 등분포하중 인 경우에 설계부재에 최대 응력이 일어나도록 활하중이 재하된 시간부분의 길이 (m)이다.

- 바닥판 · 바닥틀 · 주횡트러스 · 주구조 및 주거더의 충격은 도로교설계기준 2.1.4의 규정을 따르는 것으로 하였다.
- 사장교의 충격계수에 대해서는 아직 확립된 산정방법이 없어 기존의 국내외 사례를 종합적으로 반영 하여 적용하고 있는 실정이다. 시간 200m을 초과하는 사장교에 대한 기존 사례는 크게 다음 4종 류로 대별할 수 있다.

- (1) 케이블에 의하여 탄성적으로 지지된 지점을 교각이나 교대 위의 지점과 마찬가지로 취급하여 산정한다.
- (2) 교각, 교대를 지점으로 하는 지간장으로 부터 도로교설계기준의 연속보의 충격계수 산정법을 따른다.
- (3) 동적응답해석을 수행하여 동적증폭률을 구하고, 이를 바탕으로 충격계수를 산정한다.
- (4) 영향선 해석을 수행하여 설계부재에 최대 응력이 발생하도록 활하중을 재하할 때의 재하 길이를 지간장으로 보고 충격계수를 산정한다.

- 멀티케이블 형식이나 장지간의 사장교에서는 1)에 의하여 거더의 연직변위가 케이블 정착부에서 구속된다고 가정하여 지간장을 구하면 차량의 주행에 따른 거더의 진동 특성이 실제와는 상당히 다르게 되어 충격계수가 과대하게 평가될 우려가 있다. 2)와 같이 3경간 연속보의 개념으로 충격계수를 산정하면 3)의 동적응답해석에 의한 충격계수보다 일반적으로 작은 값을 얻게 된다. 그러나 외국의 사례에 따르면 실교량에 대한 실차시험 결과는 전반적으로 낮은 값을 보이며 2)의 산정법에 의한 결과와 비슷한 수준이거나 더 낮은 값을 나타낸다고 보고된 바 있다. 4)는 도로교설계기준 2.1.4에서 권장한 방법이며 현재로서는 가장 합리적인 방법이라고 판단되어 4)의 방법을 따르는 것으로 하였다.
- 사장교 탑과 케이블의 충격계수에 대해서도 아직까지는 명확히 규명되지 못하였으므로 거더와 동일한 방법으로 산정하는 것으로 하였다.
- 지간 200m를 초과하는 사장교에서는 일반적으로 케이블이 다수 배치된 멀티 케이블 형식이 채택되는 것을 염두에 둔 것으로서 그렇지 않은 형식에 대해서는 별도의 검토가 필요하다.
- 도로교설계기준 2.1.4에 따르면 현수교의 주케이블과 보강거더에 대해서는 충격을 고려하지 않지만 행어에 대해서는 충격을 고려하여야 하는 것으로 규정되어 있다. 그러나 고정하중 응력이 차지하는 비율이 상당히 크고 반대로 활하중 응력 자체가 작기 때문에 행어에 대해서도 실용상 충격의 영향을 무시하여도 문제가 없을 것으로 판단되어 현수교의 보강거더 · 행어 · 주케이블 · 주탑에 대한 충격은 고려하지 않는 것으로 하였다.
- 피로 검토시의 충격계수는 일반 활하중에 대한 값보다 저감시키는 것이 합리적일 것으로 판단된다. 그러나 이 요령의 주 대상교량인 현수교나 사장교를 대상으로 판단할 때, 현수교는 충격을 고려하지 않으며 또한 사장교의 경우에도 기존 설계사례를 참고할 때 약 0.12~0.23정도의 충격계수가 예상되기 때문에 이에 대한 연구가 뒷받침되기 전까지는 일반 활하중에 대한 충격계수를 동일하게 적용하는 것으로 하였다.

6.2.5 풍하중

풍하중은 6.6의 내풍설계 편을 따른다.

6.2.6 온도변화의 영향

(1) 케이블과 타 부재의 온도차

케이블과 타 부재 사이의 온도 차에 따른 영향을 설계에 고려하여야 한다. 케이블에 대한 온도의 영향을 최소화하기 위하여 케이블의 마감에는 흰색 테이프나 밝은 색 도장 등을 고려할 수 있다.

(2) 설계 시 선팅창계수

강재의 선팅창계수는 1.2×10^{-5} 으로 한다. 강재와 콘크리트의 합성거더에 대해서는 강재 및 콘크리트의 선팅창계수는 모두 1.2×10^{-5} 으로 할 수 있다. 케이블의 선팅창계수도 1.2×10^{-5} 으로 한다.

(1)에 대하여

- 케이블과 바닥판 또는 케이블과 탑 사이의 온도차는 보강거더의 설계 등에 영향을 미칠 수 있다.
- 사장교의 경우, 바닥판과 케이블 또는 탑과 케이블 사이의 온도차는 현장 여건에 따라 결정되어야 하나 통상 케이블 바깥 면을 흰색 테이프나 밝은 색 도장으로 마감한 경우에는 8℃, 검은색으로 마감한 경우에는 22℃를 적용할 수 있다.
- 현수교의 경우, 경험적으로 다음과 같은 값을 적용한 사례를 참고할 수 있다.
 - 행어와 보강거더 사이 $\pm 15^{\circ}\text{C}$
 - 행어와 주케이블 사이 $\pm 10^{\circ}\text{C}$
 - 보강거더와 주케이블 사이 $\pm 25^{\circ}\text{C}$

(2)에 대하여

- 강교에서의 강재의 선팅창계수는 1.2×10^{-5} 로 하였다.
- 강재 거더와 콘크리트 바닥판의 합성거더에 대해서는 설계의 단순화를 위하여 강재와 콘크리트 모두에 대하여 1.2×10^{-5} 를 적용할 수 있는 것으로 하였다.
- 본주사국공단기준에서는 아연도금강선의 선팅창계수로 1.1×10^{-5} 를 사용하고 있지만 설계의 단순화를 위하여 일반 강재의 선팅창계수와 동일한 값을 적용하는 것으로 하였다.

6.2.7 지진의 영향

지진의 영향은 6.7의 내진설계 편을 따른다.

6.2.8 지점이동의 영향

부정정 구조물에서 지반의 압밀침하 등으로 인하여 장기간에 걸친 지점의 이동 및 회전의 영향을 고려하여야 할 경우에는 최종 이동량을 추정하여 단면력을 산정한다. 마땅한 자료의 확보가 불가능할 경우, 다음의 기준 이동량을 참고로 한다.

$$1) \text{ 주탑 기면의 회전변위 : } \theta = 1.8(L/H) \times 10^{-4} (\text{rad}) \quad (6.1)$$

$$2) \text{ 앵커리지의 교축방향 변위 : } 0.2 L (\text{mm}) \quad (6.2)$$

여기서, L : 중앙 지간장(m)

H : 주탑 높이(m)

6.2.9 가설 시 하중

교량의 가설 시 가설 방법과 가설 중의 구조계를 고려하여 고정하중, 가설장비, 바람 등의 영향에 대하여 필요한 검토를 하여야 한다.

- 가설시의 바람에 대해서는 가설기간에 따른 재현빈도를 고려하고 구체적인 것은 6.6의 내용설계를 따른다.

6.2.10 제작 및 가설오차의 영향

(1) 주 탑

현수교 및 사장교 주탑의 설계에서는 탑기면의 수평도 오차, 탑주의 제작 및 가설오차, 케이블 제작 및 가설오차를 아래 식과 같은 교축방향의 탑정변위로 환산하여 고려한다.

$$\delta_T = \frac{h_T}{2,000} (m), h_T : \text{탑 저면으로부터 케이블 최상단 정착점까지의 높이(m)} \quad (6.3)$$

(2) 보강거더

현수교 보강거더의 설계는 케이블의 제작 및 가설오차 등을 아래 식과 같은 케이블의 새 그로 환산하여 고려한다.

$$\delta_C = \frac{L}{5,000} (m), L : \text{측경간 및 중앙경간 길이(m)} \quad (6.4)$$

(3) 행 어

현수교의 행어 설계는 행어의 제작장 오차, 케이블 밴드의 제작 오차 등의 제작오차와 보강형의 휨오차, 케이블 밴드의 설치오차 등의 가설오차를 고려한다.

- 제작 및 가설오차는 설계의 목적에만 적용되며 가설 시 정도관리오차는 별도로 한다.

6.2.11 선박충돌

선박충돌의 영향은 “케이블 강교량 설계지침” 부록2의 선박충돌 편을 따를 수 있다.

- 이 요령은 케이블 교량 상부구조를 대상으로 하나, 케이블 교량에 대한 선박충돌의 영향이 최근 이슈가 되고 있으므로 선박 충돌하중 결정방안중 하나의 방안을 출처를 제시함으로써 참고하게 하였다.

6.2.12 케이블 교체

케이블 교체에 따른 영향을 설계에 반영하여야 한다.

- (1) 케이블 교체는 해당 케이블 인접 최소 1개 설계차로 통제의 조건으로 검토한다.
- (2) 케이블 교체에 따른 구조계의 영향은 적절한 해석법으로 검토되어야 한다. 이 경우의 하중조합과 허용응력 증가는 6.3.2를 따른다.

- 사장재 및 행어의 교체 시에 적용한다.

(1)에 대하여

- 케이블 교체 시 부득이 교통통제를 실시하여야 하는 경우를 감안하여, 교체하는 케이블의 인접 최소 1개 설계차로를 제외한 후 활하중을 재하 한다. 다만, 케이블의 형식 · 케이블 배치 형태 · 장비 및 구조적 요건에 따라 합리적으로 통제 차로수를 정하고 활하중을 배치한다.
- 중앙 1면에만 케이블을 배치한 경우에는 한편에서만 통제하는 것으로 한다.

(2)에 대하여

- 하중 조합에 따른 케이블 장력을 구하고, 각 케이블이 제거되었을 때를 구현하기 위해서 케이블을 제거하고 앞에서 구한 장력을 반대로 주탑 및 거더 등의 구조계에 작용시키는 등의 합리적 방법으로 그에 따른 영향을 검토한다.
- 케이블 교체 시 잔여 케이블의 장력은 하중 조합에 따른 장력과 교체되는 케이블이 제거되어 추가된 장력을 더하여 최종 장력을 산정한다.
- 케이블 교체시의 허용응력은 25%를 증가시킨다.

6.2.13 케이블 파단

케이블의 파단 영향을 설계에 반영하여야 한다.

- (1) 케이블 파단에 대한 검토 시에는 전체 차로에 활하중을 재하한다.
- (2) 케이블 파단에 따른 구조계의 영향은 적절한 해석법으로 검토되어야 한다. 이 경우의 하중조합과 허용응력 증가는 6.3.2를 따른다.

- 사장재 및 행어 파단 시 적용한다.

(1)에 대하여

- 케이블 파단에 대한 검토 시에는 전체 차로에 활하중을 재하한다.

(2)에 대하여

- 하중 조합에 따른 케이블 장력을 구하고, 각 케이블이 갑작스럽게 파단되었을 때의 동적 효과를 포함한 하중 효과를 구현하기 위해서 케이블을 제거하고 고정하중과 활하중이 만재된 상태에서 구한 정적 장력의 2.0배를 반대로 구조계에 작용시키거나, 동적해석을 수행하여 그에 따른 영향을 검토한다. 동적해석에 의한 경우에도 정적 장력의 1.5배 이상의 동적효과를 적용하여야 한다.
- 선형해석에 의하여 중첩의 원리를 사용할 때, 고정하중과 활하중의 영향은 케이블이 제거되기 전의 원 구조계에 대한 것이며, 파단에 의한 효과는 케이블이 제거된 상태의 변형 구조계에 적용하여 계산되는 것으로서 그 두 가지 결과를 중첩한다. 만일, 동적해석을 수행하는 경우에는 고정하중과 활하중이 만재된 상태에서 초기화 된 동적 모델을 사용한다.
- 케이블 파단 시의 허용응력은 50%를 증가시킨다.

6.3 설계방법 및 허용응력

6.3.1 설계방법

이 요령은 케이블 교량의 상부구조 설계에 적용되는 것으로서 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교의 경우 강도설계법을 따른다.

- 현행 도로교설계기준에 따르면 강교와 강재교각은 허용응력설계법을 따르고, 콘크리트교와 콘크리트 교대·교각 등은 원칙적으로 강도설계법을 따르되 허용응력설계법도 사용할 수 있는 것으로 규정하고 있다.
- 최근 강교에 대하여 LRFD 설계법을 도입하려는 연구가 진행되고 있어 멀지 않아 강교에 대한 설계법이 바뀔 것으로 예상되나 아직은 준비가 부족하다고 판단되며 도로교설계기준과의 통일성 등을 감안하여 허용응력설계법을 따르는 것으로 하였다.
- 콘크리트 거더·주탑·교대 및 교각 등의 RC 구조물은 원칙적으로 강도설계법을 적용하는 것으로 한다.

6.3.2 하중조합 및 허용응력 증가계수

부재 각 부분의 설계에 대하여 원칙적으로 <표 6.5> 하중조합을 고려한다. 이 경우의 허용응력은 허용응력에 <표 6.5>에 주어진 증가계수를 곱한 값으로 한다.

<표 6.5> 하중조합 및 허용응력 증가계수

구 분	하중조합		증가계수
완성계	1	P+PP	1.00
	2	P+PP+T	1.15
	3 ^{*)}	W	1.50
	4	D+PP+W+T(W)	1.50
	5	D+PP+EQ+L(EQ)+T	1.50
	6	P+CO	1.70
	7	P+PS1	1.25
	8	D+L(PS2)+I(PS2)+PS2	1.50
가설계	9	ER(D+T)	1.25
	10	ER(D+T)+ER(W)	1.50
피로검토	11	D+L(F)+I	1.00

*) 횡방향 구조부재 및 윈드슈 설계 등에 적용한다.

여기서, P : 주하중(D, L, I 등) 또는 이에 따른 단면력
 D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 I : 충격 또는 이에 따른 단면력
 PP : 주하중에 해당하는 특수하중(SD, EO 등) 또는 이에 따른 단면력
 SD : 지점침하 또는 이에 따른 단면력
 EO : 제작 및 가설오차 또는 이에 따른 단면력
 T : 온도하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력 또는 이에 따른 단면력
 T(W) : 풍하중 적용시의 온도($=35^{\circ}\text{C}$) 또는 이에 따른 단면력
 EQ : 지진하중 또는 이에 따른 단면력
 L(EQ) : 지진과 조합할 때의 활하중 또는 이에 따른 단면력, 다만 활하중에 의한
 관성력은 고려하지 않아도 된다. $= 0.5L^*(H)$
 여기서, $L^*(H)$: 영향선 재하가 아닌 전체 교량에 재하된 자동차하중 또는 이에 따른
 단면력
 CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
 PS1 : 케이블 교체에 따른 단면력
 PS2 : 케이블 파단에 따른 단면력
 L(PS2) : 케이블 파단 검토시의 활하중 또는 이에 따른 단면력 $= 0.5L$
 I(PS2) : 케이블 파단 검토시의 충격 또는 이에 따른 단면력 $= 0.5I$
 ER(D+T) : 고정하중, 가설장비 및 온도변화의 영향 등과 같은 가설 시 하중 또는
 이에 따른 단면력
 ER(W) : 가설 시 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L(F) : 피로 검토시의 활하중 또는 이에 따른 단면력

- 하중조합과 허용응력 증가계수는 도로교설계기준과 지간 200m이상의 교량에 대한 규정이 정의된 본주사국공단기준 및 기존 적용사례 등을 참고하여 정의하였다.
- 완성계의 하중조합에서 지점침하(SD), 가설오차(EO) 및 온도하중(T)은 항시 작용하는 하중으로 보고 대부분의 조합에 포함하였다.
- 도로교설계기준의 경우 활하중 재하 시 풍하중의 크기를 절반으로 줄여 검토하는 하중조합이 제시되어 있다. 그러나 케이블교량의 경우 보강형 높이에서의 평균풍속이 $20\text{m/s} \sim 25\text{m/s}$ 정도면 통상 교통통제가 이루어질 것이다. 풍하중을 1/2로 낮추면 풍속은 $1/\sqrt{2} = 0.71$ 로 낮춰지고, 1/3로 낮추면 풍속은 $1/\sqrt{3} = 0.58$ 로 낮춰진다. 또한 풍하중을 1/4로 낮추면 풍속은 $1/\sqrt{4} = 0.50$ 으로 낮춰진다. 설계풍속을 50m/s 로 가정한다면 1/4의 풍하중 효과는 풍속 25m/s 에 해당한다.

이 풍속 이상에서는 차량의 통행이 곤란할 것으로 판단되므로 활하중 작용시의 풍하중은 $W/3 \sim W/4$ 를 취하는 것이 합리적이라고 판단된다. 그러나 이 수준의 풍하중과 만재 활하중과의 조합은 설계 풍하중 효과에 비하여 그 효과가 크지 않을 것으로 판단하여 활하중과 조합되는 풍하중 조합경우는 고려하지 않는 것으로 하였다. 따라서 풍하중에 대해서는 조합경우 4에서 풍하중만에 의한 횡방향 구조부재나 윈드슈 등의 부재력을 검토하고 조합 경우 5에서 풍하중과 고정하중, 주하중에 해당하는 특수하중 및 온도하중에 대해서만 검토를 수행하는 것으로 하였다.

- 가설 시 발생하는 풍하중에 대해서는 가설기간을 고려하여 결정한다.
- 케이블 교체 및 파단은 원칙적으로 1개의 케이블에 대하여 적용하며, 이때의 작용력(PS1과 PS2)은 6.2.12와 6.2.13에 설명한 바와 같이 고정하중과 활하중 재하시의 해당 케이블 장력을 역으로 구조체에 재하할 때의 힘을 의미하며 파단 시에는 동적효과를 고려하여 역으로 가하는 장력을 6.2.13과 같이 증가시킨다.
- 제동하중, 원심하중 등의 특수하중을 고려할 필요가 있는 구조물의 경우에는 도로교설계기준 2.2.2의 규정을 적용하여 추가의 검토를 수행하여야 한다.
- 콘크리트 부재를 포함한 구조물의 하중조합에서는 <표 6.5>의 주하중에 프리스트레스 힘과 크리프 및 건조수축의 영향을 포함하여 검토한다.
- 콘크리트 거더 및 주탑 · 교각 · 교대 등은 도로교설계기준 2.2.3에 정의되어 있는 강도설계법의 하중조합 규정을 적용하는 것으로 한다.

6.3.3 구조용 강재의 허용응력

- (1) 구조용 강재의 허용축방향인장응력 · 허용휨인장응력 · 허용축방향압축응력 · 허용휨압축응력 · 허용전단응력 및 허용지압응력은 도로교설계기준 3.3.2.1을 따른다. 다만, 판두께에 따라 항복점이 변화하지 않는 강재를 사용하는 경우에는 판두께의 증가에 따른 허용응력 감소를 고려하지 않아도 좋다.
- (2) 받침부 및 기타부에 사용하는 주단조품의 허용응력은 도로교설계기준 3.3.2.2를 따른다.
- (3) 용접부 및 이음용 강재의 허용응력은 도로교설계기준 3.3.2.3을 따른다.

- 판두께에 따라 항복점이 변화하지 않는 강재를 사용할 경우에는 40mm를 초과하는 판두께에 대한 항복점을 40mm 이하인 것과 동일한 값으로 할 수 있다. 따라서 이러한 경우의 허용응력은 강재의 판두께에 상관없이 판두께 40mm 이하인 경우의 규정값과 동일한 값으로 하여도 좋다.

6.3.4 콘크리트의 허용응력 및 설계기준강도

- (1) 바닥판 콘크리트의 허용응력은 도로교설계기준 3.6.1.9의 규정을 따른다.
- (2) 합성거더 콘크리트의 허용응력은 도로교설계기준 3.9.3.1의 규정을 따른다.
- (3) 콘크리트의 거더 · 주탑 · 교대 및 교각의 허용응력은 도로교설계기준 4.5.2.1의 규정을 따른다.
- (4) 콘크리트 케이블교의 설계기준강도는 도로교설계기준 2.3.2.2와 4.2.3의 규정을 따른다.

6.3.5 케이블과 행어 등의 허용응력

주케이블 및 행어의 허용인장응력은 강선 또는 강봉의 인장강도(f_s)에 대하여 다음 값으로 규정한다.

〈표 6.6〉 케이블과 행어의 허용응력

항 목	허용응력
사장교용 주케이블	$0.45f_s$
현수교용 주케이블	$0.40f_s$
현수교용 행어	$0.33f_s$

- 미국이나 유럽, 일본에서 실제 설계에 적용하고 있는 값을 기준으로 결정하였다.
- 현수교에서 행어는 활하중에 의한 응력변동이 크다는 것과, 시공오차에 따른 추가 장력을 도입하는 점 등을 감안하여 허용응력을 $0.33f_s$ 로 정했다. 또한 행어를 케이블 둘레에 감아서 그 위에 직접 걸치는 방법을 사용하는 경우가 있는데, 이 경우 행어는 국부적으로 많이 휘기 때문에 그 영향을 추가로 고려하여야 한다.
- 위에서 언급한 행어는 일반적으로 사용하는 와이어로프에 대한 것이나 최근 평행강선케이블을 행어로 사용하는 경우도 있다.
- 사장교용 주케이블의 허용응력은 저릴랙세이션의 평행강선케이블(PWC)과 평행강연선케이블(PSC)을 기준으로 산정한 값이다.
- 기타의 경우는 교량의 특성에 따른 각종 시험과 그 간의 시공실적에 근거한 제 설계기준을 통하여 합리적으로 그 값을 산정하였다면 별도로 정할 수 있다.

6.3.6 케이블의 허용피로응력범위

케이블의 종류와 반복횟수에 따른 허용피로응력범위는 다음 표에 주어진 값을 사용한다.

〈표 6.7〉 허용피로응력범위(Δf_a)

케이블 종류	반복횟수	허용설계 피로 응력범위 (MPa)	시험 피로 응력범위 (MPa)	구성 요소의 시험피로 응력범위 (MPa)
평행강연선케이블 (PSC)	2×10^6	133	200	300
	5×10^5			380
	1×10^5			500
평행강선케이블 (PWC)	2×10^6	133	200	370
	5×10^5			465
	1×10^5			610
강봉	2×10^6	73	110	180
	5×10^5			220
	1×10^5			280

- 시험에 관련되어 요령에 언급되어 있지 않은 사장교 주케이블 부분은 FIB Recommendation을 우선적으로 따른다.
- 구성요소란 평행강연선케이블의 경우에는 강연선 · 평행강선케이블의 경우에는 강선을 의미한다.

6.4 설계일반

6.4.1 설계계산

- (1) 설계계산은 최종단계에서 유효숫자를 3자리 이상 얻도록 하는 것을 원칙으로 한다.
- (2) 케이블 부재나 트러스 부재 등의 축력 부재는 휨에 의한 2차응력이 가능한 한 적게 되도록 설계하여야 한다.
- (3) 해석에 사용하는 구조 모델은 실구조물을 표현할 수 있어야 하며 해석 목적에 부합되어야 한다. 해석 결과의 신뢰도를 유지할 수 있는 범위 내에서 가능한 한 단순화하는 것이 바람직하다.

6.4.2 설계계산에 사용하는 물리상수

설계계산에 사용하는 강재의 물리상수 값은 제작사의 제시 값이 없는 경우에는 〈표 6.8〉의 값을 사용한다.

〈표 6.8〉 설계계산에 사용되는 강재의 물리상수

종 류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수	$2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
주철의 탄성계수	$1.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
강과 주강의 전단탄성계수	$8.1 \times 10^4 \text{ MPa}$
강과 주강의 포아송 비	0.30
주철의 포아송 비	0.25
스트랜드 로프의 탄성계수	$1.3 \times 10^5 \text{ MPa}$
나선 로프의 탄성계수	$1.6 \times 10^5 \text{ MPa}$
평행 강선 케이블의 탄성계수	$2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
평행강연선 케이블의 탄성계수	$1.95 \times 10^5 \text{ MPa}$
강봉의 탄성계수	$2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

- 상부구조 설계계산에 사용하는 강재의 탄성계수는 도로교설계기준 2.3.3과 3.12.4에 규정된 값과 동일하다.
- 로프의 탄성계수는 유효단면적에 대한 값이다.
- 스트랜드 로프 및 나선 로프는 공장에서 미리 잡아당겨서 가설 도중 늘어나는 것을 사전에 제거한 후 사용하여야 한다.

6.4.3 처짐의 허용값

지간 200m를 초과하는 교량의 허용처짐은 교량의 거동특성을 충분히 고려하여 검토한다.

- 지간 200m 이하의 교량에 대한 처짐의 허용값은 도로교설계기준 3.2.3에 규정되어 있다.
- 지간 200m를 초과하는 교량에 대해서는 지간길이와 구조형식에 따라 거동의 차이가 커서 허용처짐을 일률적으로 정의하기가 어렵다. 배수에 대한 역경사, 시거의 장애 또는 국부적으로는 포장체의 파손 등을 포함한 교량의 특성을 충분히 검토하도록 한다.

6.4.4 받침에 작용하는 부의 반력

- (1) 받침은 예상되는 부의 반력에 대하여 충분한 안전성을 확보하여야 한다. 이를 위하여 설치되는 부반력 받침, 타이-다운 케이블이나 링크 슈, 중량물(counter weight)과 같은 부반력 제어장치 및 부속장치는 초과하중에 대하여 검토되어야 한다. 초과하중에 대한 검토시 6.3.2절의 하중조합을 기본으로 하되 다음 중 큰 값을 적용한다.
- 활하중과 충격계수를 100% 증가시킨 하중조합에서 산출된 부반력의 100%
 - 사용하중조합에서 산출된 부반력의 150%
- (2) 위 조건 하에서 응력을 받는 앵커볼트나 다른 구조부재들을 설계할 때 허용응력은 150% 할증한 값을 사용한다.

- 현수교나 사장교와 같은 교량에서 부반력에 의하여 받침이 파손되면 구조계가 변하여 교량의 각 부분에 예측하기 어려운 응력이 발생할 우려뿐만 아니라 낙교의 위험성도 있으므로, 받침에 작용하는 부반력에 대해서는 충분한 검토를 행할 필요가 있다. 이에 대한 대비책으로 부반력 받침, 타이-다운 케이블(tie-down cable)이나 링크 슈(link shoe) 또는 중량물(counter weight) 등을 사용한다.
- 부반력을 상쇄하기 위하여 중량물을 사용하는 경우, 이 중량물은 고정하중과 동일하게 취급할 수 있다. 즉, 중량물의 크기를 산정할 때는 6.4.4절의 초과하중을 적용하지만 이후에는 중량물을 고정하중에 포함시킨 6.3.2절의 하중조합으로 검토한다.
- 대표적인 예로서 타이-다운 케이블을 사용하는 경우 다음과 같은 설계개념을 적용한다.

(1) 필요성 판단

6.3.2절의 하중조합(사용하중조합) 또는 6.4.4절의 초과하중에 대하여 부의 반력이 발생할 경우 타이-다운 케이블을 설치한다.

(2) 도입 장력 결정

최대 부반력 상태에서 타이.다운 케이블이 탄성한계상태를 유지할 수 있으면 받침의 이격이 구조적인 문제가 되지는 않는다. 따라서, 초과하중에 의하여 얻어진 부반력에 대해서는 신축이음장치의 허용단차량 등을 감안하여 설계자의 판단에 따라 약간의 받침이격은 허용한다. 그러나, 일상조건에서 부반력이 발생하면 사용성이 현저히 저하되고 교량손상의 원인이 되므로 일상조건이라 할 수 있는 6.3.2절의 사용하중조합에 대해서는 부반력이 발생하지 않도록 타이-다운 케이블의 초기 긴장력을 결정한다.

(3) 단면 설계

6.4.4(1)의 조합 중 최대 부반력에 대하여 허용응력설계를 수행한다. 이 때, 허용응력의 할증은 150%로 한다. 단, 타이-다운 케이블을 사용할 경우 타이-다운 케이블의 허용응력은 그 응력의 변동폭을 감안하여 결정하여야 하며 할증된 허용응력값은 다음 값을 초과해서는 안 된다.

- 축력만 고려할 경우 : 0.65GUTS
- 휨 영향을 같이 고려하는 경우 : 0.75GUTS

(4) 타이-다운 케이블 교체

타이-다운 케이블 교체를 검토할 경우에는 6.3.2절의 케이블 교체에 대한 하중조합과 허용응력증가계수를 따른다. 이때의 활하중 배치는 그 현장에서의 장비 및 구조적 요건에 따라 설계자가 합리적으로 통제 차로수를 정한다.

6.5 구조세목

6.5.1 현수교용 케이블의 구조세목

- (1) 정착
 - (가) 주케이블 및 행어는 소켓에 의하여 정착하는 것을 표준으로 한다.
 - (나) 다만, 에어스피닝 공법에 의한 주케이블은 스트랜드슈에 의하여 정착한다.
- (2) 주케이블 및 행어 곡률반지름
 - (가) 주케이블의 절곡점에 설치하는 새들(saddle)의 곡률반지름은 케이블 지름의 8배 이상으로 한다.
 - (나) 주케이블이 정착되는 스트랜드슈의 반지름은 강선지름의 50배 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.
 - (다) 행어에 곡선부를 설치하는 경우 곡선부의 곡률반지름은 행어의 지름의 5.5배 이상으로 한다.
- (3) 방식
 - (가) 주케이블의 부식 방지를 위해서 적절한 방식방안을 고려하여야 하며, 특히 밴드 부분·새들 부분·정착 부분의 방수에 대하여 주의하여야 한다.
- (4) 케이블 밴드
 - (가) 주케이블 밴드는 케이블을 균일하게 죄고, 죄는 힘의 감소가 가능한 한 적은 구조로 하여야 한다. 활동에 대한 안전율은 4.0을 표준으로 하고 체결력의 감소에 대한 대비와 안전성 확보 시 3.0까지 저감할 수 있다.

6.5.2 사장교용 케이블의 구조세목

- (1) 정착
 - (가) 공장에서 제작되는 케이블은 소켓에 의하여 정착하는 것을 표준으로 한다.
 - (나) 다만 현장에서 직접 조립 설치하는 케이블은 정착판에 의하여 정착한다.
 - (다) 주케이블의 정착부에는 가설 시 또는 완공 후의 장력 조절을 위한 별도의 조정장치를 설치하여야한다.
- (2) 방식
 - (가) 주케이블의 부식 방지를 위해서 이를 구성하는 개개의 강선 또는 강봉에 대한 방식 방안과 주케이블의 표면에 대한 방식방안을 고려하여야 한다.
 - (나) 주케이블에는 가급적 복수 이상의 방식을 실시하여 완벽한 방식이 되도록 설계하여야 한다.
- (3) 진동저감장치
 - (가) 케이블의 진동저감장치로 댐퍼를 설치할 때 설치위치는 케이블의 새그(sag) 변화를 고려하여 충분한 유격(stroke)이 확보되도록 설계되어야 하며 설치 후 현장 검측을 실시하여야 한다.
- (4) 각 편의
 - (가) 사장교 케이블 정착부 구성요소의 설계 시에는 특별한 규정이 없는 한 ± 25 밀리 rad ($\pm 1.43^\circ$)의 각 편의에 의한 케이블 횡력을 고려하여야 한다.

(4)에 대하여

- 사장교 케이블의 각 편의는 상당한 크기의 하중을 줄 수 있고, 피로 측면에서도 좋지 않으므로 설치 오차 외의 각 편의를 고려하여야 한다.

6.6 내풍설계

6.6.1 내풍설계 일반

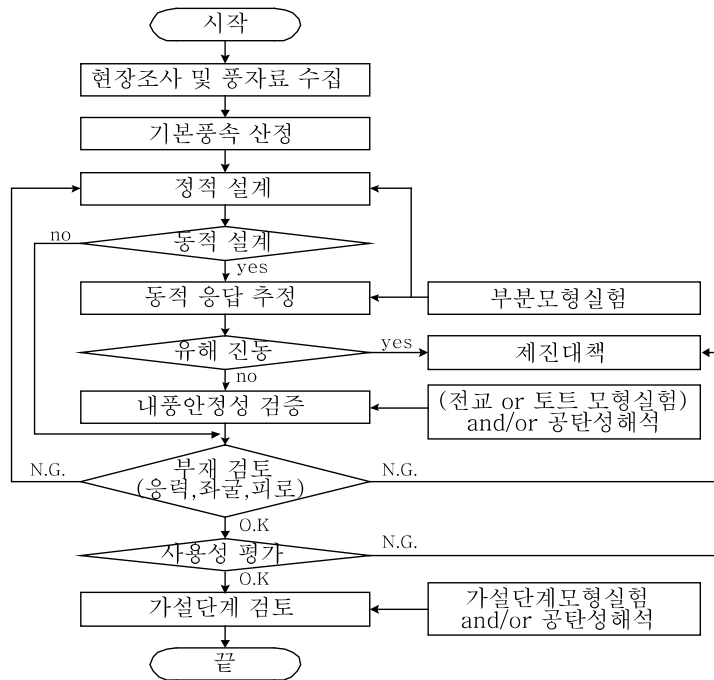
- (1) 교량은 완성 시 및 시공 중 모두에 대하여 풍하중에 충분히 견딜 수 있도록 설계되어야 한다.
- (2) 케이블 교량의 내풍안정성은 적절한 절차를 거쳐서 검토하여야 한다. 여기에는 현지 풍 환경과 풍속자료의 수집 · 정적 설계 · 풍동실험 및 공탄성해석을 통한 동적응답 추정 · 부재의 안정성 검토 · 사용성 검토 등의 과정을 포함한다.

(1)에 대하여

- 내풍설계의 목적은 설계수명 동안에 풍하중에 의하여 교량의 안전성과 사용성에 지장이 없도록 하는 것이다.
- 내풍설계 시에 정적 풍하중뿐만 아니라 동적 풍하중도 고려하여야 한다.

(2)에 대하여

- 내풍설계 시 필요한 절차는 <그림 6.9>에 참고로 나타내었다.
- 교량 건설현장의 풍환경과 각종 자료를 수집하여 기본풍속을 결정함으로써 내풍설계가 시작된다. 기본 풍속의 산정은 설계를 위한 하중을 결정하는 과정이므로 가장 중요한 부분 중의 하나이다.
- 정적설계에서는 여러 가지 방법(기존 교량 · 문헌 · 수치해석 등)으로 가정한 정적 공기력계수를 바탕으로 교량의 초기 기본 단면을 산정하며, 차후 풍동실험을 통하여 측정한 정적 공기력계수로 대체한다.
- 소규모 교량과 같이 동적 내풍설계가 필요 없는 경우를 제외하면 풍동실험을 통하여 동적 응답을 추정하고, 이를 바탕으로 유해진동 발생 여부를 파악하여 필요 시 제진대책을 마련한다.
- 최종적인 내풍안정성의 검증은 전교모형실험(혹은 토트모형실험)이나 수학적인 해석모델(공탄성해석)을 통하여 수행한다. 교량의 중요도 · 경간장 · 가설위치의 특이성에 따라 실험과 해석을 동시에 할 수도 있고, 선택하여 하나만 할 수도 있다.
- 실험과 해석을 통하여 추정된 교량의 응답을 바탕으로 부재의 응력 · 좌굴 · 피로 등을 검토한다. 만약 일부 부재에 문제가 있으면 제진대책을 강구하거나 정적설계로 되돌아가서 구조계를 수정한다.
- 마지막 단계로 사용성을 평가하고, 가설단계에 대한 검토를 수행한다.



〈그림 6.9〉 내풍설계 순서

6.6.2 풍속 및 난류특성

(1) 기본풍속

기본풍속 V_{10} 은 지표조도구분 II 인 개활지에서 지상 10m 높이에서의 재현기간 200년(내용연수 100년, 비초과확률 60%)에 해당하는 10분 평균 풍속으로 정의한다.

- 기본 풍속은 각 지역별 기상관측소의 장기풍속기록을 통계 처리하여 구한다. 이때 기상관측소 주변 지형과 고도, 풍속계의 설치 높이 등을 합리적인 방법으로 보정하여야 한다.
- 도로교설계기준의 기본풍속은 교량의 내용연수 50년을 기준으로 비초과확률 60%를 적용하여 재현기간 100년에 대한 풍속으로 산정하였다. 교량의 내용연수에 대해서는 논란의 여지가 있지만, 케 이블 교량의 경우에는 그 중요도에 비추어 내용연수를 100년 정도로 추정하는 것이 합리적이라 판단되므로 동일한 비초과확률을 적용하여 재현기간을 200년으로 상향 조정하였다.
- 기본 풍속은 그 인근 지역을 통과한 태풍 기록과 태풍 모델을 바탕으로 시뮬레이션 기법을 사용하여 구할 수도 있다.
- 1990대에 들어오면서 급속한 도시화로 기상관측소 주위의 지표조도가 크게 변화한 곳이 많다. 따라서 교량 가설지역 인근의 기상관측소로 부터 풍속자료를 수집할 때, 기상관측소 주변 지형의 변

화에 대한 보정을 하여야 한다. 아울러 이러한 보정에 어려움이 있을 때는 몬테카를로 시뮬레이션 기법 등을 사용하여 풍속자료의 정확성을 검토할 필요가 있다.

(2) 설계기준풍속

설계기준풍속 V_D 는 대상 지역의 기본 풍속과 교량의 고도, 주변의 지형과 환경 등을 고려하여 합리적인 방법으로 결정한다.

- 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에 지표조도와 고도가 다른 타 지역 풍속 V_1 으로부터 현장 풍속 V_2 를 구하기 위하여 식(6.5)를 사용할 수 있다. 이때 지표조도계수, 경고도 z_G , 최소높이 z_b 그리고 조도길이 z_o 는 <표 6.9>의 값을 사용하고, 지표조도구분은 도로교설계기준의 것을 따른다.

$$V_2 = C_t \cdot V_1 \cdot \left(\frac{z_2}{z_{G2}} \right)^{\alpha_2}, z_2 \geq z_b$$

$$= C_t \cdot V_1 \cdot \left(\frac{z_b}{z_{G2}} \right)^{\alpha_2}, z_2 < z_b \quad (6.5)$$

여기서 C_t 는 고도 및 조도 보정계수로 V_1 지역에 해당하는 값을 입력한다.

$$C_t = \left(\frac{z_{G1}}{z_1} \right)^{\alpha_1} \quad (6.6)$$

<표 6.9> 지표조도구분에 따른 계수값

지표조도구분	I	II	III	IV
α	0.12	0.16	0.22	0.29
Z_G (m)	500	600	700	700
Z_b (m)	5	10	15	30
Z_o (m)	0.01	0.05	0.3	1.0

- 식(6.6)에 지표조도구분 II에 해당하는 값을 대입하고, 식(6.5)에 $V_1 = V_{10}$ 과 교량 현장의 z_2, z_{G2}, α_2 을 대입하면, 기본풍속을 사용하여 설계기준풍속을 구할 수 있다. 이때 고도 및 조도 보정계수 C_t 는 1.925가 된다.
- 설계기준풍속을 산정하기 위한 기준고도로 거더는 중앙경간의 평균고도를 사용하고, 행어나 사장재는 거더 높이와 주탑 높이의 중간을 사용한다.

(3) 시공기준 풍속

교량의 공사기간 동안에 필요시 별도의 시공기준풍속 V_C 을 정하여 시공 중 발생할 수 있는 문제를 검토할 수 있다.

- 시공기준 풍속은 시공 중인 교량뿐만 아니라 가설구조물을 포함한 공사현장 임시구조물의 설계에도 사용될 수 있다.
- 시공기준 풍속은 공사기간 동안 최대풍속의 비초과확률 80%에 해당하는 재현기간의 풍속을 교량의 고도, 주변 지형 등을 고려하여 보정한 10분 평균 풍속이다. 비초과확률 $P_{\neq}$, 공사기간 N , 재현기간 R 의 관계는 아래의 식을 사용할 수 있다.

$$R = \frac{1}{1 - (P_{\neq})^{1/N}} \quad (6.7)$$

- 건설공사가 이루어지는 기간이 교량의 내용연수에 비하여 현저히 짧고, 태풍이 주로 내습하는 기간과 많이 중복되므로 기본풍속 산정 시와는 달리 비초과확률을 80%로 상향 조정하였다.
- 공사기간에 대해서는 논란의 여지가 있으나, 역학적인 검토를 위해서는 주경간 교량의 실제공사기간을 사용한다. 한편, 기술자의 판단에 의하여 특별한 공정만을 검토하기 위한 시공기준풍속을 별도로 정할 수 있다.
- 교량 독립주탑의 경우에 기준고도로 주탑 높이의 65%를 사용한다.

(4) 한계풍속

한계풍속은 발산진동(플러터, 갈로핑 등)의 검토를 위한 풍속으로 다음과 같다.

$$V_{cr} > C_{SF} \cdot V_R \quad (6.8)$$

여기서, V_R 은 기준풍속이고, C_{SF} 는 안전계수이다.

- 한계풍속은 동적 불안정현상만을 검토하기 위한 풍속으로, 기상자료 · 구조해석 · 풍동실험 등의 불확실성에 의한 교량의 붕괴 가능성을 줄이고자 일정한 안전율을 확보하기 위한 풍속이다.
- 완성계에 대해서 기준풍속은 설계기준풍속 V_D 를 사용한다. 이때 위험도 해석 등의 합리적인 방법으로 안전계수를 산출한 경우에 이를 사용할 수 있으나, 안전계수는 1.2 이상이어야 한다.
- 시공 중에 대해서 기준풍속은 시공기준풍속 V_C 를 사용하며, 시공기준풍속 산정 시 비초과확률을 높였으므로 안전계수는 1.0 이상이어야 있다.

(5) 바람의 난류 특성

바람의 난류 특성은 교량가설위치 인근에서 측정한 자료를 바탕으로 산정한 값을 사용하여야 한다.

- 바람의 난류 특성은 교량가설위치 인근에서 측정한 자료를 바탕으로 산정한 값을 사용하여야 한다. 단 실측이 여의치 않으면 아래의 값을 사용할 수 있다.
- 고도 z 에서 난류의 기류방향(u)·수평방향(v)·수직방향(w) 성분의 난류강도는 각 변동성분의 표준편차(σ)와 평균풍속($\bar{V}$)의 비율로 다음과 같이 정의된다.

$$I_i = \frac{\sigma_i}{\bar{V}} \quad (6.9)$$

- 고도에 따른 기류방향 난류강도 I_u 는 아래 식을 사용하여 산정할 수 있다. 이때 지표조도계수 α 최소높이 z_b 그리고 조도길이 z_0 는 해설 <표 6.9>의 값을 사용한다.

$$\begin{aligned} I_u &= \frac{1}{1n(30/z_0)} \cdot \left(\frac{30}{z} \right)^\alpha, & z_b < z < 100m \\ &= \frac{1}{1n(30/z_0)} \cdot \left(\frac{30}{z_b} \right)^\alpha, & z \leq z_b \end{aligned} \quad (6.10)$$

- 수평방향(v) 및 수직방향(w)의 난류강도는 각각 아래의 값을 사용할 수 있다.

$$\begin{aligned} I_v &= 0.80 \cdot I_u \\ I_w &= 0.50 \cdot I_u \end{aligned} \quad (6.12)$$

- 교량이 해안선을 따라서 가설될 경우에 육지풍과 해양풍은 특성이 다르다. 이와 같이 풍향에 따라서 지표조도가 현저히 달라질 경우에 교축을 기준으로 양쪽을 구분하여 난류강도를 산정하여야 한다.
- 각 방향 난류 스펙트럼은 von Karman이나 Davenport 등의 모델과 같이 널리 알려진 값을 사용하여야 한다.

6.6.3 정적 풍하중

(1) 거더에 작용하는 정적 풍하중

교량에 작용하는 단위길이 당 정적 풍하중은 다음과 같이 구한다.

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^2 \cdot C_S \cdot G \cdot B_R \quad (6.13)$$

여기서, ρ 는 공기밀도(1.25 kg/m^3), V_D 는 설계기준풍속, C_S 는 정적 공기력계수, G 는 거스트계수, B_R 는 대표길이(m)

- 거스트계수는 풍속의 평균성분과 더불어 짧은 시간 동안에 난류성분에 의한 순간적인 변동에 따른 풍압의 변화를 고려하기 위한 계수이다. 고도 z 에서의 각 방향 거스트계수는 난류강도를 사용하여 아래 식으로부터 구할 수 있다.

$$G = 1 + 7 \cdot I_i(z) \quad (6.14)$$

- 항력계수(C_D), 양력계수(C_L), 피칭모멘트계수(C_M)와 같이 단면의 형상을 보정하는 정적 공기력계수는 풍동실험에서 구한 값을 사용한다. 한편 설계초기에 전산유체역학기법과 같은 수치해석으로 공기력계수를 구할 때는 입력값 · 경계조건 · 요소의 수 등에 상당히 주의하여야 하며, 최종적으로 풍동실험에서 구한 값과 비교 · 검증하여야 한다.

- 거더에 작용하는 단위길이 당 풍하중은 항력계수(C_D)와 풍동실험 시 정의된 대표길이(B_R) 그리고 거스트계수(G_u)를 대입하여 구할 수 있다.

- 비대칭 단면의 경우에 거더에 작용하는 단위길이 당 비틀림 풍하중은 아래 식을 사용하여 구할 수 있다. 이때 대표길이(B_R)는 풍동실험 시 정의된 기준을 사용하고, 거스트계수는 G_u 를 사용한다.

$$M_P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_d^2 \cdot C_M \cdot G_u \cdot B_R^2 \quad (6.15)$$

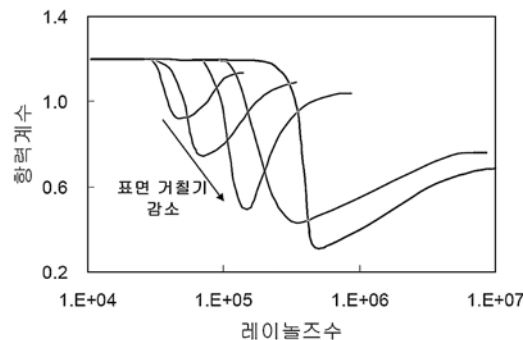
- 거더에 작용하는 교축방향 풍하중은 일반적으로 재하하지 않지만, 트러스와 같이 구조계의 특성상 영향이 클 것으로 판단되면 교축직각방향 풍하중의 25%를 재하할 수 있다.

(2) 주 부재에 작용하는 정적 풍하중

주탑이나 케이블과 같은 교량의 주부재에 작용하는 정적 풍하중은 풍동실험이나 수치해석 등의 합리적인 방법으로 산정하여야 한다.

- 주탑에 작용하는 정적 풍하중은 거더에 작용하는 정적 풍하중식을 사용하여 구할 수 있다.
- 주탑 단면의 형상이 단순할 경우에 정적 공기력계수는 풍동실험뿐만 아니라 기존문헌·수치해석 등의 방법으로 구할 수 있다.
- 일반적인 케이블과 같은 원형 단면의 항력계수(C_D)는 레이놀즈수(Re)에 따라 큰 범위에서 변하며, 표면 거칠기 등의 여러 가지 인자에 영향을 받는다(〈그림 6.10〉 참조). 따라서, 케이블의 항력계수를 일률적으로 지정하기는 힘들지만 낮은 레이놀즈수에 해당하는 1.2를 사용하는 것이 안전 측이다. 하지만, 레이놀즈수가 임계영역($10^5 \sim 10^6$)에 속하는 경우에는, 항력계수가 급격히 변하므로 실물 풍동실험을 통하여 구하거나 동등한 방법으로 케이블 제조사 등에서 제시한 값을 사용하는 것이 바람직하다. 한편 레이놀즈수가 임계영역보다 큰 경우에는 사용 중 표면 거칠기 등의 변화를 고려하여 항력계수로 0.7을 사용할 수 있다. 레이놀즈수는 아래 식을 사용하여 구할 수 있다. 이때 V_R 은 6.6.2절에서 정의한 기준풍속, D 는 케이블 직경, ν 는 동점성계수로 $15 \times 10^{-6} m^2/s$ 이다.

$$Re = V_R D / \nu \quad (6.16)$$



〈그림 6.10〉 원형 단면의 항력계수

- 기타 부재의 경우에도 수평면적 넓어서 교량에 작용하는 정적 풍하중을 증가시킬 수 있다고 판단되면 이를 포함하여야 한다.

6.6.4 동적 풍하중

동적 풍하중에 의한 진동(버페팅 · 와류진동 · 갈로핑 · 플러터 · 간섭효과 등)이 교량이나 교량 부재의 성능에 해로운 영향을 끼쳐서는 안 된다.

(1) 동적 풍하중에 의한 응답산정

동적 풍하중에 의한 교량의 응답은 풍동실험, 수학적 해석모델 등의 널리 알려진 방법으로 산정하여야 한다.

- 교량의 대표 면적이나 공기력을 변화시킬 수 있는 다른 하중(예를 들면 차량)의 영향은 고려하여야 한다.
- 교량의 한계감쇠에 대한 구조감쇠 비는 유사한 형식의 교량 등에서 측정된 합리적인 추정치가 없을 경우에 <표 6.10>에 주어진 값을 사용할 수 있다. 만약 감쇠를 증가시키기 위한 특별한 장치를 교량에 설치한다면 적절한 이론적 혹은 실험적 방법으로 추가 감쇠량을 산정하여야 한다.

〈표 6.10〉 기본모드에 대한 구조감쇠 추정치

구조형식			한계감쇠에 대한 구조감쇠 비(%)
사장교/현수교	강재	용접	0.40
		고장력볼트	0.50
		일반볼트	0.80
	합성		0.60
	콘크리트		0.80
독립주탑	강재		0.20
	콘크리트		0.50

(2) 한정진동

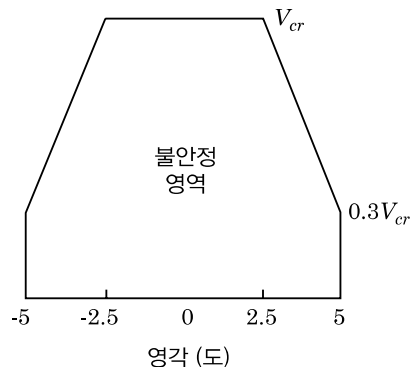
한정진동에 의한 교량의 응답은 풍동실험이나 널리 알려진 수학적인 해석모델을 사용하여 추정할 수 있으며, 이를 바탕으로 피로문제를 포함한 구조적인 검토를 하여야 한다.

- 한정진동은 버페팅 및 와류진동 등과 같이 발산하지 않고 진폭이 일정하여 교량에 사용성과 피로 문제를 발생시키는 진동을 의미한다.
- 수학적인 해석모델(예를 들면 Davenport나 Scanlan 등의 모델)을 사용할 경우에 공기역학적 입력 자료는 부분모형 풍동실험에서 추출한 값을 사용하여야 하며, 난류의 특성은 6.6.2(5)에 기술된 값을 사용할 수 있다.
- 한정진동에 대한 피로문제는 풍속 · 풍향 · 응력의 발생빈도를 고려한 확률론적인 방법을 사용하여 검토하여야 한다.
- 시공 중 한정진동의 검토 시, 전체 구조계에 영향을 미치는 임시 가설구조물(예를 들면 거더의 내풍 케이블 혹은 독립 주탑의 셋백 케이블 등)의 영향을 고려하여야 한다.

(3) 동적 불안정현상

완성계와 시공 중인 교량에서 동적 불안정현상(플러터, 갈로핑 등)의 발생 풍속은 식 (6.8)의 한계풍속보다 커야 한다.

- 바람의 영각과 풍속은 상당한 상관관계가 있으므로 교량 현장에서 실측한 자료를 바탕으로 영각에 따라 한계풍속을 적절히 저감시킬 수 있다. 만약 이러한 실측 자료가 없다면 평탄한 지형에서 〈그림 6.11〉의 기준에 의하여 영각별로 한계풍속을 줄일 수 있다. 단 계곡이나 인근에 기류의 흐름을 바꿀 수 있는 장애물이 있는 지형에서는 〈그림 6.11〉의 기준을 적용할 수 없다.



〈그림 6.11〉 영각별 한계풍속

- 동적 불안정현상의 발생풍속은 풍동실험에서 확인하여야 한다.

(4) 세장 부재의 진동

교량의 세장 부재에서 독립적인 국부 진동이 발생할 수 있으므로 이에 대해서 충분히 안전하도록 설계하여야 한다.

- 교량 전체의 진동이 아닌 국부적인 세장 부재만의 진동(특히 와류진동 혹은 갈로핑)이 발생하는 경우가 있으므로 이에 대하여 충분히 검토하여야 한다.
- 국부적인 진동이 발생할 가능성이 있는 교량의 세장 부재로는 독립 주탑, 케이블, 행어, 트러스부재 등이 있다.

6.6.5 실험 및 해석

- (1) 풍동실험은 실제 상황을 적절히 축소한 모형에 대하여 수행하여야 하며, 목적에 따라 부분모형실험 · 토트스트립모형실험 · 전교모형실험 · 시공단계모형실험 중에서 일부 혹은 전부를 수행할 수 있다.
- (2) 부분모형 풍동실험에서 추출한 자료를 바탕으로 구성된 수학적 해석모형을 사용하여 교량의 내풍안정성을 평가할 수 있다.

(1)에 대하여

- 풍동 실험구간에서 자연적인 바람을 만들기 위하여 풍속의 고도분포 · 난류강도 · 난류크기 · 난류 스펙트럼 등을 가능한 한 교량 현장 조건과 유사하게 모사하여야 한다. 등류에 대한 실험도 비교를 위하여 수행하여야 한다.
- 교량 현장 부근에 바람의 흐름을 변화시킬 수 있는 방해물(언덕 · 섬 · 기존 교량 등)이 가까이 있다면 이에 대한 영향을 고려하여야 한다.
- 전교모형실험과 토트모형실험은 목적이 유사하나 방법이 다른 실험이므로 필요 시 선택하여 할 수 있다.
- 시공단계모형실험에는 독립주탑모형실험과 거더의 여러 시공단계를 모사한 실험을 포함하며, 필요에 따라 일부분만을 선택하여 할 수 있다.
- 풍동실험 결과를 실제 교량으로 환산할 때 적절한 수학적 방법에 바탕을 두어야 한다. 아울러 교량 현장의 바람과 풍동실험에서 구현한 기류의 차이나 교량 모형의 제작오차는 수학적 모델을 사용하여 적절히 보정하여야 한다.
- 교량에 작용하는 평균 풍하중을 산정하기 위하여 아래의 자료를 풍동실험에서 구하여야 한다.
 - ① 풍속과 진폭의 관계
 - ② 교량 거더에 작용하는 항력 · 양력 · 피칭모멘트를 시간에 대하여 평균한 정적 공기력계수. 정적 공기력계수는 영각 $-10^{\circ} \sim +10^{\circ}$ 범위에서 구하여야 한다. 단 계곡과 같이 특별한 지형에서 $\pm 10^{\circ}$ 이상의 영각으로 바람이 불 가능성이 있을 때는 충분한 영각 범위에 대하여 공기력계수를 구하여야 한다.
 - ③ 교량 거더에 작용하는 진폭 의존적인 공기력을 모사하는 비정상 공기력계수.
 - ④ 와류진동 발생 시 진폭과 감쇠의 관계.

(2)에 대하여

- 전체 내풍안정성 해석은 바람에 대한 공기력 해석모델과 교량 구조계에 대한 탄성 해석모델을 적절히 결합하여 바람-교량 상호작용을 모사할 수 있는 공탄성 해석을 의미한다.
- 전체 내풍안정성 해석에 사용될 수 있는 수학적인 해석방법으로는 버페팅 응답을 추정하기 위한 추계학적 해석모델, 동적 불안정현상에 대한 복소고유치 해석모델, 와류진동응답을 추정하기 위한 해석모델 등이 있다.
- 교량 현장 주위가 평탄한 지형이고, 주경간장이 길지 않으며, 거더의 단면과 구조형식이 일반적으로 널리 사용되는 형상인 경우에 전교모형실험과 시공단계모형실험을 생략하고 수학적인 해석모델을 사용한 전체 내풍안정성 해석을 통하여 교량의 응답을 추정할 수 있다. 단 이때 해석모델에 사용되는 기본 입력자료는 부분모형실험으로부터 구한 값에 바탕을 두어야 한다.
- 전체 내풍안정성 해석은 널리 알려진 방법을 사용하여야 하며, 사용한 모든 방법·절차·공식·계수·입력자료가 명확하여야 한다.

6.6.6 사용성 기준

바람에 의하여 교량의 거더·주탑·사장재·행어 등에서 주목할 만한 진동이 발생하지 않아야 한다. 아울러 완공 후 및 시공 중에 바람에 의하여 바람직하지 않은 진동이 발생하지 않도록 충분한 주의를 기울여야 한다.

- 고속속에서는 차량이나 보행자의 통행이 불가능하므로 사용성의 평가는 일반적으로 차량통행제한 풍속인 상부구조 위치에서의 10분간 평균풍속 $25m/s$ 이하로 제한한다. 통행제한 규정은 한국도로공사의 연구보고서 “강풍 시 고속도로 차량주행성 확보를 위한 실험적 연구” 2002를 참조함.
- 교량의 사용성은 진동으로 인한 직접적인 신체의 불쾌감뿐만 아니라 시각적인 효과에 의한 심리적인 영향도 동시에 고려하여 검토하여야 한다. 이런 점을 고려하여 교량 거더에서 풍하중에 의한 차로의 수평 및 수직 최대 가속도는 풍속 $25m/s$ 이하에서 $0.5m/s^2$ 을 넘지 않아야 한다.
- 가속도 사용성 기준은 교량을 통과하는 차량이나 보행자에 대한 기준이므로 완성계에만 적용하며, 시공 중에는 작업자의 안전·작업성·가설장비 등을 고려한 개별 현장에 적합한 별도의 기준을 정하여야 한다.
- 필요시 교량을 통행하는 차량의 주행안정성을 확보하기 위한 대책을 강구하여야 한다.

6.6.7 케이블의 내풍설계

케이블 교량의 케이블은 시공 중 혹은 완공 후 발생할 수 있는 각종 진동에 대하여 설계단계에서 충분히 검토하고 검증된 방법에 의한 내풍대책을 강구하여 적용하여야 한다.

- 케이블 교량이라 함은 현수교와 사장교를 포함하는 것으로 현수교의 경우 진동에 비교적 취약한 케이블 부재는 행어이다. 하지만 행어는 설치되는 각도나 그 형상에 있어서 진동문제가 크게 대두되고 있지 않은 실정이다. 따라서 이 절의 내용은 사장교 케이블에 적용된다.

(1) 바람에 의한 진동

사장재 케이블은 교량 설계 단계부터 버페팅 · 와류진동 · 풍우진동 · 갬로핑 그리고 주탑이나 인접 케이블에 의한 웨이크 갬로핑과 같은 바람 및 비바람에 의한 진동에 대하여 발생 가능성을 충분히 검토하여야 한다.

- 일반적으로 사장교 케이블에서 발생 가능한 바람 및 비에 의한 국부진동은 위의 조항에 열거된 것들이 주요한 원인이다.
- 버페팅은 바람의 변동성분에 의한 진동으로 사장교 케이블에 대해서는 대부분 면외방향의 진동을 발생시킨다. 케이블의 공기역학적 감쇠 비는 일반적으로 면내방향보다 면외방향이 훨씬 크므로 적절한 방법을 이용하여 버페팅 검토를 할 경우, 공기역학적 감쇠 비를 고려하는 것이 타당하다.
- 와류진동은 바람방향으로 케이블 후면에 발생하는 주기적인 와류에 의한 진동으로, 고주파의 저진폭 진동이라는 특징이 있다. 또한 와류진동에 의한 케이블 가진력은 케이블의 운동과 서로 상호작용이 일어나지 않는다. 따라서 발산진동의 형태가 되지 않는다. 하지만 이러한 진동이 케이블에서 중요하게 다뤄지는 이유는 케이블에 피로문제를 야기할 수 있기 때문이다. 와류 생성 진동수는 아래 식을 사용하여 계산할 수 있다.

$$n = S_t \frac{U}{D} \quad (6.17)$$

여기서 U 는 풍속, n 는 와류생성진동수 그리고 D 는 케이블 직경이다. S_t 는 스트로할 수로 원형 단면의 경우 0.15이다. 케이블의 와류진동은 위의 식을 이용하여 와류 생성 진동수를 구하고 이것을 케이블의 고유진동수와 비교함으로써 검토할 수 있다. 일반적으로 케이블의 고유모드는 4차 이상을 사용하여 검토하여야 한다.

- 풍우진동은 빗물이 케이블 표면을 따라 흘러내려 발생시키는 케이블 길이방향 물줄기에 의한 케이블 단면의 비대칭 형상에 기인한 바람방향의 수직 성분 공기력의 차이로 발생한다. 바람 방향으로 아

래로 기울어진 케이블에서 발생하며, 발생풍속은 비의 양과 케이블 표면상태에 따라 달라진다. 풍우진동에 대한 안정조건은 스크루톤 수(S_c)와 관련이 있으며, 매끈한 원형 단면의 경우 일반적으로 아래와 같다.

$$S_c = \frac{m\xi}{\rho D^2} > 10 \quad (6.18)$$

여기서 m 은 케이블 단위길이 당 질량, ξ 는 케이블의 임계 감쇠 비 그리고 ρ 는 공기밀도 (1.25 kg/m^3)이다. 공기역학적 표면처리가 된 단면의 경우 위의 계산값보다 낮아질 수 있다는 연구가 있으나 아직까지 현장에서 검증되지는 않았다.

- 웨이크 갤로핑은 다른 구조요소들에서 발생한 와류속에 케이블이 존재하여 발생하는 공기역학적 불안정 현상으로 여러 다발로 이루어진 케이블 시스템이나 사장교에서 바람의 방향이 교량축방향인 경우에 발생할 수 있다. 현장측정이나 풍동실험 결과에 의하면 W/D (여기서, W : 케이블 중심간 거리, D : 케이블 직경)가 1.5에서 6 사이에 있는 경우 하류측 케이블이 불안정해진다고 한다.
- 이외에도 발생 가능한 진동현상으로 갤로핑을 들 수 있다. 갤로핑은 케이블 단면의 비대칭 형상에 기인한 바람방향의 수직 성분 공기력의 차이로 발생한다. 원형단면 케이블의 경우에는 경사진 케이블에서 발생하며(galloping of dry inclined cable), 표면에 얼음이 덮인 케이블에서도 발생가능하다. 경사 케이블의 갤로핑은 이론적으로 가능하며 현재까지 실제로 발생하였는지에 대해서는 명확하지 않다. 최근의 연구결과에 따르면 케이블 감쇠가 0.3% 이상인 경우, 와류진동과 경사케이블의 갤로핑은 발생하지 않는다. 이 경우 스크루톤 수는 3 정도 되는 것으로, 풍우진동의 발생 임계치인 10보다 작은 값이다. 따라서 풍우진동을 방지할 수 있을 정도의 감쇠 비이면 경사 케이블의 갤로핑은 충분히 방지할 수 있다고 알려져 있다.

(2) 지점가진에 의한 진동

사장교 케이블은 교량 설계단계부터 주탑이나 보강형의 진동에 의한 지점 가진 진동에 대해서 충분히 검토하여야 한다.

- 바람이나 주행차량에 의하여 유발되는 주탑이나 데크의 진동은 경사진 케이블 지점을 케이블 현의 수직 방향(external excitation)과 현 방향(parametric excitation)으로 가진시키게 된다. 데크나 주탑의 고유진동수와 케이블의 고유 진동수가 특정한 관계로 연결될 때 공진이 발생할 수 있으며 응답 진폭은 과다하게 나타난다. 설계단계에서 공진 가능성 검토 시, 가진진동수나 케이블의 고유진동수는 이론적인 계산에 의한 것이므로 두 진동수가 일치하는 정도는 어느 정도 여유를 둘 필요가 있다. 여유량은 해당 기술자의 판단에 의할 것이지만 일반적으로 20% 이내의 값을 사용할 수 있다.

- 공진가능성이 있는 케이블에 대해서는 적절한 방법으로 가진 진폭을 산정하고 그에 대한 케이블의 응답을 적절한 수치해법이나 아래의 방법으로 계산하여 6.6.7 (4)의 제한 진폭과 비교하여 보아야 한다. 이때 지점 가진에 의한 진동은 케이블에 대해서는 바람이 직접적인 원인이 아니므로 진동진폭 산정 시 6.6.7 (3)의 해설편에 제시된 공기역학적 감쇠 비를 고려할 수 있다.
- 사장교 케이블에서 지점 가진에 의한 진동은 케이블 현의 직각방향과 현 방향가진 두 가지에 의한 1차 진동만 고려하면 된다.
- 케이블 현의 직각 방향(중력방향) 가진에 의한 응답진폭은 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$A = \frac{2}{\pi} \frac{X_v (w_{exc}/w_s)^2}{\sqrt{1 - (w_{exc}/w_s)^2 + [2\xi(w_{exc}/w_s)]^2}} \quad (6.19)$$

여기서 X_v 는 가진 진폭 · w_{exc} 는 가진 진동수 · w_s 는 케이블 고유진동수 그리고 ξ 는 케이블의 구조감쇠 비이다.

- 케이블 현 방향 가진에 의한 응답진폭은 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$A = 2L \sqrt{\frac{4T_o}{3\pi^2 EA} \left\{ \left(\frac{w_{exc}}{2w_1} \right)^2 - 1 + \sqrt{\left(\frac{EA X_v}{2T_o L} \right)^2 - (2\xi)^2 \left(\frac{w_{exc}}{2w_1} \right)^2} \right\}} \quad (6.20)$$

여기서 L 은 케이블 길이 · w_{exc} 는 가진 진동수 · w_1 는 케이블 기본 고유진동수 · T_o 는 케이블 장력 그리고 EA 는 축방향 강성이다.

(3) 진동 제어 설계

- (가) 6.6.7의 (1)과 (2)에 의한 검토 결과 케이블의 진동 가능성이 우려되는 경우에는 적절한 진동 저감방안을 수립하여 설계에 반영하여야 한다.
- (나) 사장교 케이블의 과도한 진동에 대하여 항상 주의하여야 하며, 시공 중 혹은 완공 후 예상치 못한 케이블 진동에 대한 저감대책이 설계단계에서 수립되어 있어야 한다.
- (다) 풍우진동을 저감시키기 위한 공기역학적 진동저감 방법을 사용할 경우에는 풍동실험을 통하여 그 효과가 검증된 방법이어야 한다.
- (라) 감쇠증가에 의한 진동제어 설계 시 타당한 방법으로 검증된 케이블 자체감쇠, 공기역학적 감쇠 등의 추가적인 감쇠효과를 고려할 수 있다.

- 일반적으로 케이블의 진동 제어 방법은 크게 공기역학적인 방법, 감쇠 증가에 의한 방법 그리고 고유진동수 변화에 의한 방법이 있다.

- 공기역학적 방법은 사장교 케이블 덕트의 표면에 helical fillet, dimple, axial stripe 등을 설치하는 것으로 케이블의 공기역학적 특성을 바꿀 수 있다. 이러한 돌출물을 설치하여 제진을 피하고자 할 경우, 반드시 풍동실험을 거쳐야하며 대상 진동현상 외에 다른 종류의 진동원인이 될 수 있는지에 대한 검토가 필요하다. 또한 변화된 각종 공기역학적 계수값을 실험을 통하여 다시 산정하여야 한다.
- 길이가 긴 케이블에서는 정상시의 바람 세기에도 큰 공기역학적 감쇠가 발생한다. 공기역학적 감쇠는 일종의 케이블 자체 감쇠로 생각할 수 있으므로 바람에 의한 진동 검토, 지점가진에 의한 진동 검토 그리고 진동 제어 설계 시 케이블의 자체 감쇠에 추가량으로 고려할 수 있다. 다만, 갈로핑과 풍우진동 등은 음의 공기역학적 감쇠가 발생하는 경우이므로 이러한 진동현상 검토 시는 고려할 수 없다. 케이블의 공기역학적 감쇠 비는 아래 식으로 산정할 수 있다.

$$\xi_{aero} = \frac{\rho D C_D}{4w_n m} V_{eq} \quad (6.21)$$

여기서 V_{eq} 는 등가 직각 풍속, C_D 는 케이블의 항력 계수이다.

- 케이블의 자체 감쇠량은 케이블의 길이 및 재질 그리고 형식에 따라 달라진다. 대부분 케이블의 진동은 감쇠에 민감하게 변하므로 케이블의 자체 감쇠량도 고려하는 것이 좋다. 자체 감쇠가 민감한 사항이 되는 경우는 현장 실험에 의하여 산정하는 것이 좋다. 그렇지 않은 경우, 일반적인 케이블의 형식에 따른 경험적 구조 감쇠 비는 아래 표의 값을 사용할 수 있다.

〈표 6.11〉 케이블 형식에 따른 구조감쇠 비(damping to critical)

케이블 형식	구조감쇠 비(%)
grouted stay	0.08 to 0.13
locked coil	0.15 to 0.30
HDPE duct with galvanized Strands and filled with wax	0.10 to 0.18
HDPE duct with individually protected strands	0.12 to 0.20*

* $\xi(\%) = 0.24 - 6 \times 10^{-4} \times L(m)$

- 케이블의 진동에 대한 위험성은 케이블의 길이가 늘어나면 커진다. 경험에 의하면, 길이 70~80m 이하의 짧은 케이블은 파라메트릭 공진을 제외하면 진동 위험성이 없다. 따라서 짧은 케이블에 대해서는 특별한 제진대책이 필요 없다고 할 수 있다. 하지만 길이 80m 이상의 긴 케이블에 대해서는 진동에 주의하여야 하며, 일반적으로 케이블 감쇠비로 0.5% 이상을 추천한다.
- 감쇠량 증가를 위하여 사용되는 케이블 댐퍼는 주로 수동 댐퍼가 사용되며, 형식으로는 점성 댐퍼 · 점탄성 댐퍼 · 마찰 댐퍼 · 탄소성 댐퍼 등이 있다. 일반 구조물에 사용하는 댐퍼는 모두 사용 가능

하다. 다만 케이블은 상시 진동을 하므로 적용되는 댐퍼의 피로 내구성 및 반복적인 작동에 의한 온도 상승으로 저하되는 감쇠능력이 적절한 방법으로 검증되어야 한다. 특히 설계된 댐퍼는 실내 실험을 통하여 설계물성치와 제작된 댐퍼의 물성치를 비교하는 것이 필요하다.

- 선형 댐퍼를 사용할 경우 케이블의 진동 모드에 따라서 댐퍼에 의한 부가 감쇠비가 달라지므로 댐퍼 설계 시 진동 제어를 하고자 하는 케이블 모드를 정하는 것이 좋다. 바람에 의한 케이블의 진동 현상 중 가장 중요하게 다루어지는 풍우진동의 경우 기존의 관측에 의하면 케이블은 2차 모드로 진동하는 것이 지배적인 것으로 알려져 있다. 따라서 이러한 경우 댐퍼는 2차모드에서 최적의 감쇠비가 나타나도록 설계하는 방법을 선택할 수 있다.
- 케이블 댐퍼는 현장의 시공 정밀도에 따라 부가 감쇠비가 변할 수 있으므로 댐퍼 설치 후 현장실험에 의한 검증이 필요하다. 특히 내부설치형 댐퍼의 경우, 설치되는 공간이 협소하여 댐퍼의 설계 시 설계변위 등의 정밀한 계산이 필요하고, 현장시공 시에도 설계 댐퍼 스트로크가 확보되도록 정밀하게 시공하여야 한다.
- 교량의 개통 후에도 장기변형에 의한 케이블 새그의 변화에 따라 내부설치형 댐퍼의 clearance가 변하여 설계 스트로크가 나올 수 없는 경우가 있으므로 정기적인 점검이 필요하다. 케이블 댐퍼는 진동 저감 효과 외에 케이블의 진동이 앵커부로 전달되는 것을 막는 역할(디비에이터의 역할)도 하므로 케이블 댐퍼 설치 시 디비에이터는 생략할 수 있다.
- 보조 케이블에 의한 진동 제어 방법은 사장교 케이블을 서로 엮어 매는 것으로 부가 감쇠의 효과도 있으나 주로 케이블의 진동장을 감소시켜 고유진동수를 높이는 역할을 한다. 고유진동수가 변화될 경우 케이블의 공진을 막을 수 있고 바람에 의한 진동 시 임계 풍속을 증가시킬 수 있다. 보조케이블은 부가 감쇠 효과보다는 고유진동수 변화의 효과가 더 크다. 보조케이블에 의한 진동 제어 방법은 효과는 좋으나 유지관리에 신경을 써야 하고 교량의 미관을 해칠 수 있다는 단점이 있다. 또한 보조케이블은 사장교 케이블의 자유로운 변형을 구속할 수 있으므로 주 케이블 및 보조 케이블 각 부분에서 발생하는 응력 집중에 대하여 충분히 검토하여 설계하여야 한다.

(4) 케이블 진동 진폭 제한

바람, 비 그리고 지점 가진 등에 의한 사장재 케이블의 단기적인 진동은 교량 안전성에 문제가 없지만 교량의 사용성을 확보하기 위하여, 데크높이에서 10분 평균풍속이 20m/sec 이하일 때, 최대변위가 사장재 케이블 길이의 1/1600 배를 초과하여서는 안 된다.

- 바람, 비 그리고 지점가진 등에 의한 사장재 케이블의 단기적인 진동은 교량 안전성에 문제가 없다. 다만 변위 제한치는 교량의 사용성 측면에서 필요하다고 할 수 있다. 바람에 의한 케이블 진동 시

검토 풍속은 20m/sec 내외를 사용하며 서해대교 계측 결과 및 일반적인 사장교 현장의 공용 중 풍속 또한 20m/sec를 넘지 않는다. 따라서 이 풍속대가 발생 빈도가 가장 높고 케이블 진동발생에도 위험풍속이라고 볼 수 있다.

- 이 항의 진동 제한치는 진동 제어 설계시의 목표값으로 사용될 수 있다. 다만, 현재까지의 연구를 보면 비나 바람에 의한 진동 진폭은 이론적으로 산출하기가 어려운 실정이며 이러한 현상 발생 후 실측에 의한 방법밖에 없다. 하지만 지점 가진에 의한 진동은 설계단계에서 이론적으로 산정이 가능하며 이때 이 항의 제한치를 적용하여 적절한 진동 제어 방법 및 제어량을 결정할 수 있다.

6.7 내진설계

6.7.1 일반사항

이 장은 신설 케이블 교량의 내진설계에 적용한다. 단, 교대의 설계는 도로교설계기준의 내진설계 편을 따른다.

- 이 요령은 교량에 대한 설계지진(design earthquake)과 성능수준(performance level)을 2단계로 나누어 보다 진보된 성능기반의 내진설계를 요구한다.
- 다만, 현재로서는 목표내진성능에 대한 이해나 정보가 충분하지 않은 것이 사실이다. 이러한 현실을 감안하여 목표내진성능의 설정이 곤란한 경우에는 현행 도로교설계기준을 따라 설계하도록 한다.

6.7.2 용어의 정리

이 장에서 사용하는 용어의 의미는 다음과 같다.

- (1) 가속도계수(acceleration coefficient) : 내진설계에 있어서 설계지진력을 산정하기 위한 계수로서, 지진구역과 재현주기에 따라 그 값이 다르다.
- (2) 기능수행수준 : 지진 후 교량의 기능에 장애가 발생하지 않는 수준으로 교량의 부재에 보수 또는 보강을 필요로 하는 어떠한 피해가 발생하여서는 안 된다.
- (3) 기능복구수준 : 교량의 2차 부재에는 비교적 큰 변형이나 손상이 발생하더라도 주요부재에는 피해가 최소화되어 보수보강에 의하여 기능회복이 가능한 수준
- (4) 다중모드스펙트럼해석법(multimode spectral analysis method) : 여러 개의 진동모드를 사용하는 스펙트럼해석법
- (5) 목표내진성능수준 : 구조물이 설계 지진 시 확보하여야 되는 성능의 목표수준

- (6) 시간이력해석법(time history analysis method) : 특정한 입력지진운동에 대하여 구조물의 응답을 시간영역에서 구하는 해석 방법
- (7) 전단파속도(shear wave velocity) : 진동원에서 발생한 전단파가 지반을 통하여 전파되어 가는 속도
- (8) 지반계수(site coefficient) : 지반상태가 탄성지진응답계수에 미치는 영향을 반영하기 위한 보정계수
- (9) 지반종류(soil; profile type) : 지진 시 지반의 응답특성에 따라 공학적으로 분류하는 지반의 종류
- (10) 탄성지진응답계수(elastic seismic response coefficient) : 모드스펙트럼해석법에서 등가정적 지진하중을 구하기 위한 무차원량

6.7.3 기호

이 장에서 사용하는 기호와 정의는 다음과 같다.

- A : 6.7.5(1) 절에서 결정하는 가속도계수(무차원량)
- a_x : 타원형 또는 사각형기초의 지진력 방향으로의 단면크기의 1/2
- a_y : 타원형 또는 사각형기초의 지진력 직각방향으로의 단면크기의 1/2
- B : 식(6.31)의 그룹하중 조합 시에 사용되는 부력으로 인한 하중
- C_D : 식(6.23)에서 감쇠비에 따른 탄성지진응답계수를 보정하기 위한 감쇠보정계수
- D : 식(6.31)의 그룹하중 조합 시에 사용되는 고정하중으로 인한 하중
- d : 식(6.33)의 지반에 대한 상부구조의 총 변위($d_i + d$)(mm)
- d_i : 고려방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위(mm)
- d : 등가지진력에 의한 하부구조의 지진 시 변위(mm)
- EQ : 식(6.31)의 그룹하중 조합 시에 사용되는 설계지진력
- F : 식(6.31)의 그룹하중 조합 시에 사용되는 유체압으로 인한 하중
- H : 식(6.31)의 그룹하중 조합 시에 사용되는 토압으로 인한 하중 또는 식(6.32)에서 정의된 기둥 또는 교각의 높이(m)
- K : 직사각형 단면 기초의 가상의 부가질량을 산정하는데 있어 단면형상에 대한 보정계수
- L : 식(6.32)에서 정의된 교량 상부구조의 길이(m)
- m_a : 지진 시 기초에 작용하는 수압의 영향을 고려하기 위한 단위길이당의 가상 부가질량
- N : 식(6.32)에서 정의되는 주거터의 최소지지길이(mm)
- R : 원형단면 기초의 가상의 부가질량 산정하는데 있어 기초의 지름

r_i	: 식(6.24)의 주탑의 반력
S	: 6.7.5(2) 에서의 지반계수(무차원량)
S_a	: 식(6.22) 및 식(6.24)의 설계응답가속도
T	: 식(6.22)에서 교량의 m번째 진동모드의 주기(초)
Δl_c	: 식(6.33)의 콘크리트 크리프에 의한 이동량(mm)
Δl_i	: 식(6.33)의 상부구조의 여유간격(mm)
Δl_s	: 식(6.33)의 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량(mm)
Δl_t	: 식(6.33)의 온도변화에 의한 이동량(mm)
ξ	: 식(6.23)에서 정의되는 구조감쇠 비(%)
ϕ_i	: i차 진동모드의 구조전체의 모드벡터
θ	: 식(6.32)에서 최소받침지지길이를 계산하는데 사용하는 받침선과 교축직각방향의 사잇각(도)

6.7.4 내진설계의 기본 방침

이 장의 기본목적은 설계지진에 대하여 완성된 케이블 교량의 피해 정도를 최소화 하는데 필요한 설계요구조건을 규정하는데 있다.

(1) 내진설계의 기본 개념

- (가) 교량은 설계 지진 시 그 기능이 유지되도록 설계되어야 한다.
- (나) 지반운동의 세기는 낮으나 발생빈도가 높은 지진 시 교량의 부재에 피해가 발생하지 않도록 설계하여야 한다.
- (다) 지반운동의 세기는 높으나 발생빈도가 낮은 지진 시 교량의 부재에 다소의 피해를 허용하나 이로 인하여 교량의 기능에 장애가 발생하지 않도록 설계하여야 한다.

- 아래의 <표 6.12>는 교량에 대한 설계지진(design earthquake)과 성능수준(performance level)을 나타내고 있다(recommanded lrfd guidelines for seismic design of highway bridges, atc-49a(draft) & mceer-02-sp01, 2001). 성능수준을 “operational”로 설정하게 되면 “rare earthquake(mce)”에 대해서도 피해수준은 최소화(minimal)되어 교량의 기능에 문제가 없어야 된다. 케이블 교량의 경우 교량의 중요도 측면에서 보면 내진성능수준을 “operational”수준으로 하는 것이 타당하다. 따라서 지반운동의 세기는 높으나 발생빈도가 낮은 지진(rare earthquake) 발생 시에도 교량의 주요부재의 피해가 최소화 되어 교량의 기능이 조속히 회복될 수 있도록 설계하여야 한다.

〈표 6.12〉 Design Earthquakes and Seismic Performance Objectives

		performance level	
design earthquake		life safety	operational
rare earthquake(mce) ⁽¹⁾	service	significant disruption	immediate
	damage	significant	minimal
expected earthquake ⁽²⁾	service	immediate	immediate
	damage	minimal	minimal to none

(1) 3% probability of exceedance in 75 years/1.5 median deterministic

(2) 50% probability of exceedance in 75 years

(2) 설계지반 운동수준

- (가) 지반운동의 세기는 낮으나 발생빈도가 높은 지진의 설계지반운동은 평균재현주기 200년의 지진지반운동(100년 내 비초과확률 60%)으로 한다.
- (나) 지반운동의 세기는 높으나 발생빈도가 낮은 지진의 설계지반운동은 평균재현주기 2400년의 지진지반운동(100년 내 비초과확률 96%)으로 한다.

- 건설교통부의 “내진설계기준연구(ii)”(1997. 12)에서 케이블교량의 내진등급은 내진특등급에 해당하며, 이의 기능수행수준 및 붕괴방지수준의 설계를 위한 설계지반운동은 각각 평균재현 주기 200년 및 2400년이다. 이는 〈표 6.12〉의 design earthquake과도 유사한 수준이다.
따라서, 이를 케이블 교량의 각각의 설계지반운동 수준으로 한다.
- 붕괴방지수준의 설계를 위한 설계지반운동의 재현 주기 2400년은 250년 내 비초과확률 90%에 해당하는 것으로서 이 요령에서는 교량의 내용연수를 100년으로 규정하였기 때문에 동일한 재현 주기가 산정될 수 있도록 비초과확률을 96%로 정의한 것이다.

(3) 목표내진성능 수준

- (가) 교량의 목표내진성능은 아래와 같은 2단계의 성능수준으로 한다.
- 1) 기능수행수준
 - 2) 기능복구수준
- (나) 평균재현주기 200년의 설계지진에 대해서는 기능수행수준을 만족하여야 한다.
- (다) 평균재현주기 2400년의 설계지진에 대해서는 기능복구수준을 만족하여야 한다.

- 기능수행수준은 지진 후 교량의 기능에 장애가 발생하지 않는 수준으로 교량의 부재에 보수 또는 보강을 필요로 하는 어떠한 피해가 발생하여서는 안 된다. 이를 위해서는 설계 지진 시 교량 부재의 지진거동은 탄성 또는 탄성에 준하는 영역 내에서 한정되어야 한다.
- 기능복구수준은 교량의 2차부재에는 비교적 큰 변형이나 손상이 발생하더라도 주요부재에는 피해가 최소화되어 보수보강에 의하여 기능회복이 가능한 수준이다. 이를 위해서는 교량 부재의 허용 피해수준은 <표 6.13>과 같이 제한되어야 하며 상부구조의 낙교와 부재간의 충돌에 의한 피해가 발생하지 않아야 한다. <표 6.13>에 정의되는 피해수준은 다음과 같다.
 - 최소피해(minimal damage): 기본적으로 탄성영역 내의 거동이다. 비록 작은 비선형거동이 발생하더라도 지진 후 콘크리트의 균열은 작아야 하고 2차 강재부재의 항복이 발생해서는 안 된다.
 - 복구가능피해(repairable damage): 콘크리트의 균열, 철근의 항복, 피복콘크리트의 작은 박리, 구조용 강재의 작은 항복이 일어나는 정도의 비선형 거동을 허용한다. 그러나 지진 후 보강재 또는 구조용 강재의 교체 없이 지진 전의 상태로 복원될 수 있어야 한다. 차량통행 제한 없이 보수가 가능하여야 한다.
 - 중대피해(significant damage): 피해복구를 위하여 차량 통제가 필요한 정도까지의 피해를 허용한다. 콘크리트의 균열, 철근의 항복, 피복콘크리트의 큰 손상이 허용된다.
- 지진 시 받침지리지의 부족에 따른 상부구조의 낙교가 발생하여서는 안 되며, 또한 상부구조 부재간의 충돌에 의하여 부재에 피해가 발생하여서는 안 된다. 이를 위하여 충분한 받침지리지 길이와 상부구조의 여유간격을 확보하거나 또는 보호장치를 고려하여야 한다.

〈표 6.13〉 교량 구조부재의 허용피해수준

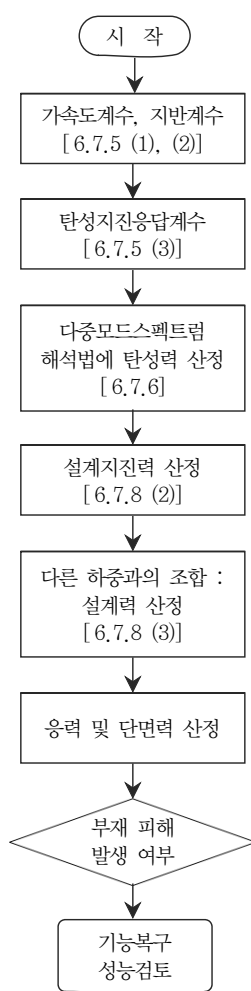
구조부재	P/S ⁽¹⁾	허용피해수준
파일	P	최소 피해
파일 캡	P	최소 피해
주탑 및 측경간 교각	P	복구 가능 피해
상부구조의 구조요소	P	최소 피해
상부구조의 비구조요소	S	중대 피해
버퍼	P	피해 없음
받침 및 전단키	S	복구 가능 없음
신축이음장치	S	중대 피해
케이블시스템	P	최소 피해

(1) P : primary member, S : secondary member

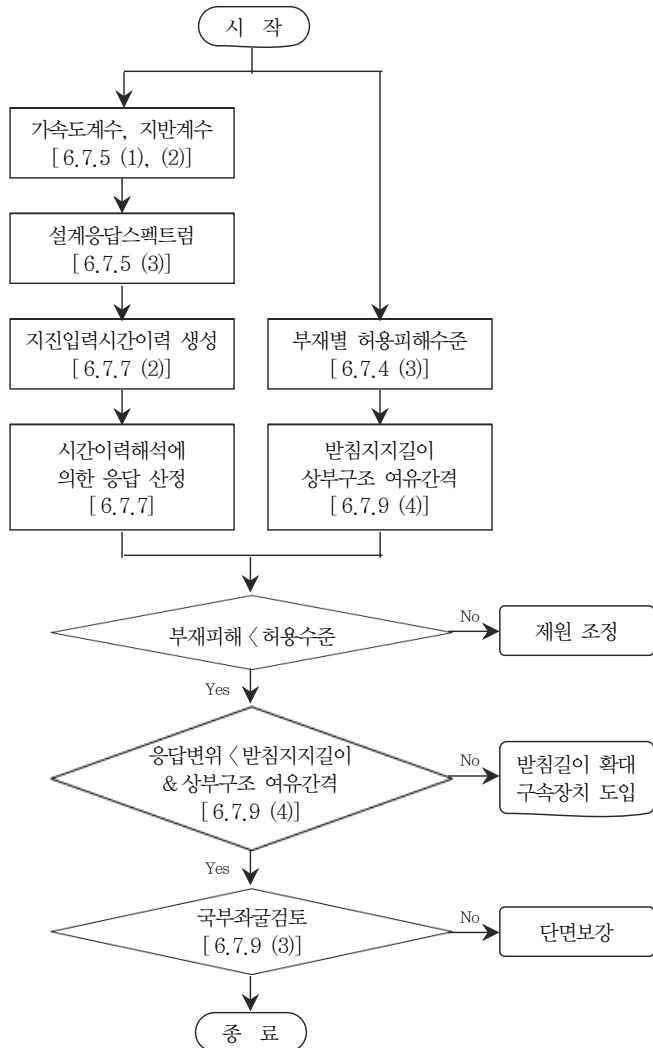
(4) 설계 및 해석 방법의 기본방침

- (가) 교량부재의 단면은 교량의 동적거동 특성을 충분히 반영할 수 있는 방법으로 설계하여야 한다.
- (나) 완성교량은 목표내진성능을 확보하고 있는지 검토하여야 한다.

- 재현주기가 200년인 설계지진에 대하여 교량의 거동은 탄성 또는 이에 준하는 영역 내에 머물러야 한다. 따라서 단면설계는 다중모드스펙트럼 해석법으로 수행할 수 있다. 다만, 지진 보호장치의 도입에 따라 교량이 비선형거동을 하는 경우 또는 주탑 사이의 거리가 600m 이상 이어서 주탑에서의 입력지반운동의 차이를 고려하여야 하는 경우에는 시간이력해석을 수행하여야 한다. 이 때 시간이력 해석법은 6.7.7에 따르며 입력지반운동으로 고려하는 시간이력 운동 수는 6.7.9 (2)에 따른다.
- <표 6.13>과 같이 재현주기 2400년 지진에 대하여 교량 부재의 피해를 허용하고 있다. 따라서 완성된 교량에 대하여 시간이력해석을 수행하여 각 부재가 허용피해수준을 만족하는지 검토하여야 한다.
- 내진설계의 다음과 같은 흐름으로 수행할 수 있다.



〈그림 6.12〉 기능수행수준 설계단계 (모드해석)



〈그림 6.13〉 기능복구성능 검토단계(시간이력해석)

6.7.5 설계 및 해석 일반

(1) 가속도계수

(가) 우리나라의 지진구역은 〈표 6.14〉와 같이 설정한다.

(나) 교량이 위치할 부지에 대한 지진지반운동의 가속도계수 A 는 〈표 6.15〉와 같다.

〈표 6.14〉 지진구역 구분

지진구역		행정구역
I	시	서울특별시 · 인천광역시 · 대전광역시 · 부산광역시 · 대구광역시 · 울산광역시 · 광주광역시
	도	경기도 · 강원도 남부 · 충청북도 · 충청남도 · 경상북도 · 경상남도 · 전라북도, 전라남도 북동부
II	도	강원도 북부 · 전라남도 남서부 · 제주도

※ 강원도 북부(군·시) : 홍천 · 철원 · 화천 · 횡성 · 평창 · 양구 · 인제 · 고성 · 양양 · 춘천시 · 속초시
 강원도 남부(군·시) : 영월 · 정선 · 삼척시 · 강릉시 · 동해시 · 원주시 · 태백시
 전라남도 북동부(군·시) : 장성 · 담양 · 곡성 · 구례 · 장흥 · 보성 · 여천 · 화순 · 광양시 · 나주시 · 여천시 · 여수시 · 순천시
 전라남도 남서부(군·시) : 무안 · 신안 · 완도 · 영광 · 진도 · 해남 · 영암 · 강진 · 고흥 · 함평 · 목포시

〈표 6.15〉 가속도계수, A

지진구역	I	II
재현주기 200년	0.08	0.05
재현주기 2400년	0.22	0.14

(다) 지진재해도 분석을 통하여 설계지반가속도를 합리적으로 산정할 수 있다면 이를 적용할 수 있다.

(2) 지반의 분류

(가) 지반의 영향은 교량의 지진하중을 결정하는데 고려되어야 한다. 〈표 6.16〉에 명시된 지반계수 S 는 〈표 6.17〉에서 정의된 지반종류에 근거를 두고 있다.

(나) 지반종류 V는 부지의 특성 조사가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반으로서, 전문가가 작성한 부지종속 설계응답스펙트럼을 사용하여야 한다.

- 1) 액상화가 일어날 수 있는 흙, 키클레이와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
- 2) 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반
- 3) 매우 높은 소성을 갖은 점토지반
- 4) 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

〈표 6.16〉 지반계수

지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

〈표 6.17〉 지반의 분류

지반 종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값		
		전단파속도 (m/s)	표준관입시험 (N치 ⁽¹⁾)	비배수전단강도 (kPa)
I	경암지반 보통암지반	760 이상	—	—
II	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
III	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
IV	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
V	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

주: (1) 비점착성 토층만을 고려한 평균 N

(3) 설계응답스펙트럼

(가) 설계지진력의 산정에 사용되는 설계응답스펙트럼(설계응답가속도)은 아래 식으로 구한다.

단, 이는 감쇠 비 5%의 경우이다.

$$S_a(T) = \frac{1.2AS}{T^{\frac{2}{3}}} \quad T \leq 4(\text{sec}) \quad (6.22)$$

$$S_a(T) = \frac{3AS}{T^{\frac{4}{3}}} \quad T > 4(\text{sec})$$

여기서, S_a : 설계응답가속도(g) A : 가속도계수(g)

S : 지반계수 T : 진동모드의 주기(sec)

다만, S_a 값은 2.5 A 보다 크게 취할 필요는 없다.

(나) 감쇠 비가 5%가 아닌 경우의 설계응답가속도는 다음의 감쇠보정계수(C_D)를 곱하여 산정한다.

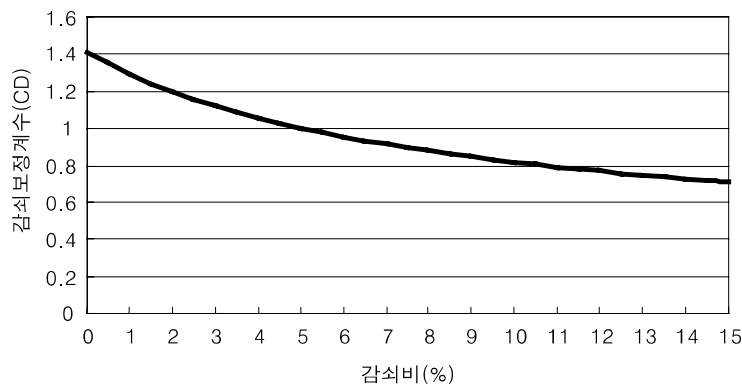
$$C_D = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55, \quad \xi = \text{감쇠 비}(\%) \quad (6.23)$$

(다) 주탑의 지반이 상이하여 동일한 설계응답스펙트럼을 적용할 수 없다면 지진응답이 크게 산정되는 설계응답스펙트럼을 사용하거나 아래 식과 같은 부지 평균 설계응답스펙트럼을 사용한다.

$$S_a(T) = \sum (r_i / \sum r_i) S_i(T) \quad (6.24)$$

여기서, r_i 는 주탑의 반력, $S_i(T)$ 는 주탑의 토질조건을 고려한 설계응답스펙트럼

- (6.22)식으로 주어지는 설계응답스펙트럼은 감쇠 비 5%의 경우에 적용된다. 그러나, (6.28)식에서와 같이 진동모드별 구조감쇠는 교량 구조부재의 감쇠 비에 따라 산정되며 교량 구조부재의 감쇠 비는 5%보다 작은 경우가 많다. 따라서, 각 진동모드의 구조감쇠가 5%보다 작은 경우의 지진응답 가속도는 (6.22)식으로부터 계산되는 설계응답가속도보다 크다. 이렇게 구조감쇠가 5%가 아닌 경우의 설계응답가속도는 (6.23)식의 감쇠보정계수(C_D)를 (6.22)식에 곱하여 산정하여야 한다. 〈그림 6.14〉은 감쇠 비에 따른 감쇠보정계수를 나타낸 것으로 감쇠 비가 5% 일 때 감쇠보정계수는 1.0이다. 감쇠 비가 2% 일 때의 감쇠보정계수는 1.22이므로 지진응답가속도는 1.22배 증가하게 된다.
- 모드스펙트럼 해석법에 의하여 교량의 탄성지진력을 산정 시, 주탑이 위치하는 지반의 토질조건이 상이하여 서로 다른 설계응답스펙트럼이 적용되는 경우에는 보다 안전 측인 설계를 위하여 지진응답이 크게 산정되는 설계응답스펙트럼을 적용하거나 주탑의 횡방향 반력 비에 따른 부지의 평균적인 응답스펙트럼을 사용하여야 한다.



〈그림 6.14〉 구조감쇠 비에 따른 감쇠보정계수

(4) 해석모델

- (가) 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위하여 적절한 연결부와 절점으로 구성된 3차원 공간 뼈대 구조물로 모형화하여야 한다.
- (나) 각 연결부와 절점은 6개의 자유도, 즉 3개의 이동 자유도와 3개의 회전 자유도를 가진다.
- (다) 구조 질량은 최소한 3개의 이동 관성향을 갖는 집중질량으로 모형화하여야 하며, 구조 질량은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려하여야 한다.
- (라) 교량의 구조거동에 영향을 주는 지반 및 물은 이로 인한 거동특성이 적절하게 반영될 수 있도록 모델화 한다.

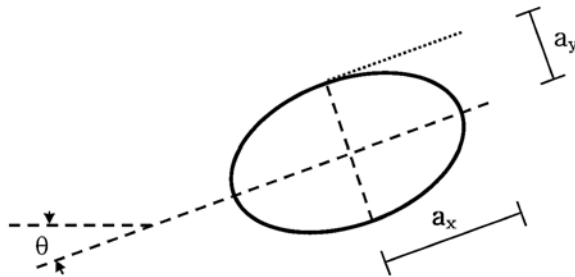
- 거더는 최소한 케이블과의 연결부, 주탑 및 각 경간단부의 연결부에 절점을 가진 공간뼈대부재의 집합체로 모형화하여야 한다. 신축이음부와 교대의 불연속 부분도 상부구조에 포함하여야 하며, 이 때 집중질량의 관성효과를 적절하게 분배시켜야 한다.
- 주탑은 최소한 주탑의 상하부 · 보강형 받침 및 가로보 위치 · 케이블과의 연결부에 절점을 가져야 하며 또한, 유연한 거동이 예상되는 요소에서는 2개 이상의 절점을 위치시켜 모형화하여야 한다.
- 주탑 또는 교각하부와 교대에서의 지반은 등가의 선형 스프링계수를 이용하여 모형화할 수 있다. 만약 지반의 신뢰성 있는 역학적 특성을 알 수 없다면 해석은 지반 강성의 최대값과 최소값을 가정하여 수행한다. 이 때 강성의 최대값은 교량 구성요소의 지진력의 산정시 사용하고 최소값은 지진응답변위의 산정에 사용한다.
- 교량 주위의 흙에 대해서는 스프링 및 감쇠작용은 고려하고 흙의 질량의 영향은 무시할 수 있다. 물의 경우에는 지진시의 수압을 다음과 같이 단위길이 당 가상질량(부가질량) m_a 로 환산하여 구조물에 부착하여 고려할 수 있다.

i) 반지름이 R 인 원형단면 교각의 경우

$$m_a = \rho \pi R^2 \quad \text{여기서, } \rho \text{는 물의 밀도이다.} \quad (6.25)$$

ii) 〈그림 6.15〉와 같이 장축 및 단축이 각각 $2a_x$, $2a_y$ 인 타원형 단면에 지진력이 x 축에 대하여 θ 의 각도로 작용하는 경우

$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \quad (6.26)$$

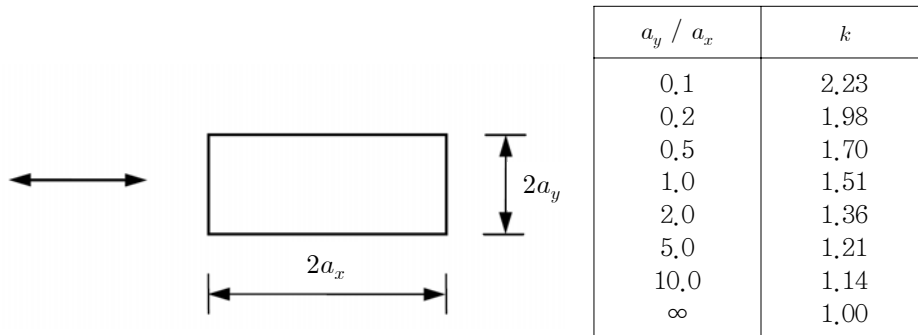


〈그림 6.15〉 타원형 단면 교각에 지진력이 경사지게 작용하는 경우

iii) 〈그림 6.16〉과 같은 직사각형 단면에 지진력이 x 축 방향으로 작용하는 경우

$$m_a = k \rho \pi a_y^2 \quad (6.27)$$

여기서, k 는 직사각형 단면의 형상에 관한 보정계수로 다음과 같다(내삽 가능).



〈그림 6.16〉 직사각형 단면에 지진력이 작용하는 경우

6.7.6 다중모드스펙트럼해석법

(1) 일반사항

(가) 다중모드스펙트럼해석법은 교량의 3 방향 연계 효과와 최종 응답에 대한 다중 모드의 기여효과를 결정하기 위하여 공인된 공간뼈대 선형 동적해석 프로그램을 사용하여 수행하여야 한다.

(나) 주탑의 지반조건이 상이한 경우, 설계응답스펙트럼은 지진응답이 크게 산정되도록 결정하거나 6.7.5 (3) (다)의 부지 평균 설계응답스펙트럼을 사용한다.

(2) 고려중인 방향에 대하여 해석에 필요한 교량의 주기와 모드형상은 지진에 저항하는 전체 시스템의 질량과 강성을 고려하여 이론적으로 확립된 방법에 의하여 계산하여야 한다.

(3) 진동모드의 차수와 구조감쇠

(가) 고려중인 방향에 대하여 해석에 필요한 교량의 주기와 모드형상은 지진에 저항하는 전체 시스템의 질량과 강성을 고려하여 이론적으로 확립된 방법에 의해 계산하여야 한다.

(나) 진동모드는 교량 구조부재에서 응답의 최대값이 충분하게 얻어지는 차수까지를 고려한다.

(다) 진동 모드별 구조감쇠는 안전측 설계가 되도록 적정하게 산정한다.

- 지진 시 응답의 계산에 고려하여야 하는 진동모드의 차수는 전체 구조응답에 기여도가 큰 주요 모드가 모두 고려되어야 한다. 주요모드의 포함여부는 각 방향별로 고려한 모든 진동모드의 질량참여도의 합이 90% 이상이면 이를 만족하는 것으로 판단할 수 있다. 대안으로 모드 하나를 추가로 고려하여 전체응답이 10% 이상 차이가 나지 않는다면 주요모드가 포함된 것으로 간주한다.

- 진동모드별 구조감쇠는 교량이 안전측으로 설계될 수 있도록 산정하는 것이 좋다. 케이블 교량의 주요부재의 감쇠비가 0.02인 점을 고려한다면 전체 교량시스템의 구조감쇠는 안전측으로 0.02로 할 수 있다. 만약 구조부재의 감쇠와 각 진동모드에서의 거동특성을 반영하여 보다 적정하게 선정하고자 하는 경우에는 아래에 기술한 구조부재의 감쇠를 고려하여 아래식과 같이 산정할 수 있다.
- 교량 구조부재의 감쇠와 관련한 시험자료 또는 충분한 자료가 있는 경우에는 이를 이용한다. 이와 관련한 적절한 자료가 없는 경우에는 아래의 값을 선택할 수 있다.

1) 강주탑 및 케이블 : 0.02

2) 보강형 : 0.02

3) 하부구조의 감쇠 비는 다음과 같다.

- 지반에 충분히 묻혀 있거나 기초저면이 커서 구조감쇠 보다 일산감쇠가 크다고 생각되는 기초 : 0.10
- 하부구조로서 지상으로 돌출된 높이가 크고 구조감쇠가 우세하다고 판단되지만 강구조가 주체인 경우 : 0.02
- 이에 속하지 않는 하부구조 : 0.05

각 진동모드의 구조감쇠는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^n \xi_j \{\phi_{ij}\}^T [K_{ij}] \{\phi_{ij}\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}} \quad (6.28)$$

여기서, $\{\phi_{ij}\}$: i차 진동모드의 구조부재 j의 모드벡터

ξ_j : 구조부재 j의 감쇠 비

$[K_j]$: 구조부재 j의 강성매트릭스

$\{\phi_i\}$: i차 진동모드의 구조전체의 모드벡터

n : 구조부재 수

(4) 모드의 조합

교량 구성요소의 최대응답성분(부재력·변위)은 각 모드에서의 최대응답성분을 공인된 방법으로 조합하여 산정한다.

- 개별 진동모드들로부터 얻어지는 각각의 응답성분(부재력, 변위)은 CQC(complete quadratic combination)으로 조합하여 계산한다.

6.7.7 시간이력해석법

(1) 일반사항

(가) 시간이력해석은 실험 또는 공인된 방법으로 검증된 적절한 재료 및 부재이력모델을 사용하여 수행하여야 한다.

(나) 시간이력해석은 두개의 직교하는 주축방향(교축 및 교축직각방향)으로 통계학적으로 독립된 지진입력이 동시에 작용하는 것으로 하여 해석한다.

(2) 지진입력 시간이력

(가) 지진입력 시간이력은 가설지점에서 실제 기록된 지진운동을 설계지진 수준으로 조정하여 사용하거나 설계응답스펙트럼에 잘 부합되도록 인공적으로 합성된 지진운동을 작성하여 사용한다.

(나) 모든 고정된 주탑에서 동일시점에서 동일한 지반운동을 가정할 수 없다면 지반운동 시간이력의 차이를 고려한다.

(1) 일반사항

- 두 지진입력 시간이력 사이의 시작시간 차이를 고려하여 계산된 상관계수함수의 최대절대값이 0.3을 넘지 않는다면 두 지진입력 시간이력은 통계학적으로 독립된 것으로 간주한다.

(2) 지진입력 시간이력

- 주탑 사이의 거리가 600m 이상인 교량의 경우에는 주탑의 지반운동시간이력의 차이를 고려하는 것이 좋다. 지반운동시간이력의 차이는 고정지점이 위치한 지형 및 지질조건 등에 의하여 차이가 있지만 여기서는 동일한 지반운동시간이력에 변위위상(displacement phase)의 차이만을 고려하기로 한다. 최대변위위상의 차이는 다음과 같다.

$$\text{최대변위 위상차} = \text{고정점사이 거리} / \text{전단파속도} \quad (6.29)$$

여기서, 전단파속도는 지질조사 결과 값으로부터 산정한다.

6.7.8 기능수행수준단계 설계에 대한 규정

(1) 일반사항

- (가) 기능수행수준단계의 설계는 다중모드스펙트럼해석법으로 할 수 있다.
- (나) 해석은 두 개의 직교축에 대하여 독립적으로 해석하고 6.7.8(2)절에 규정한 방법으로 조합한다. 이 때, 두 개의 직교축은 교량의 종방향축과 횡방향축으로 하는 것이 표준적이지만 설계자가 임의로 정할 수 있다.
- (다) 교량 구조부재에는 피해가 발생하여서는 안 된다.

(2) 설계지진력

설계지진력은 다음과 같이 조합한다.

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

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

(1)에 대하여

- 설계지진력은 6.7.8(3)에 나타난 것과 같이 다른 설계력과 조합하여야 하며 이렇게 조합된 설계력에 의하여 교량의 구조부재에는 피해가 발생하여서는 안 된다.
- 실제 지반운동은 임의의 방향으로 교량에 입력된다. 따라서 해석은 편의상 2개의 독립적인 직교축에 대하여 독립적으로 수행하고, 이를 6.7.8 (2)에서와 같이 조합하여 설계지진력을 산정한다.

(2)에 대하여

- x방향 모멘트에 대한 100%-30% 조합 예는 다음과 같다.

$$M_x^{LC1} = 1.0 M_x^T + 0.3 M_x^L \quad (6.30)$$

$$M_x^{LC2} = 0.3 M_x^T + 1.0 M_x^L$$

여기서, 위첨자 LC1 · LC2 는 각각 하중경우 1 · 2를 나타내고, T · L은 각각 횡방향(교축직각방향) · 종방향(교축방향)을 나타낸다.

(3) 다른 하중과의 조합

(가) 설계지진력은 다른 설계력과 함께 전체하중 조합식에 조합하여야 한다.

(나) 하부구조부재에 대한 최대하중은 아래 식으로부터 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

$$\text{최대하중} = 1.0(D + B + F + H + EQ) \quad (6.31)$$

여기서, D : 고정하중

B : 부력

F : 유체압

H : 횡토압

EQ : 6.7.8.(2)의 설계지진력

(다) 상부구조부재에 대한 하중조합은 6.3.2의 <표 6.5>를 따른다.

6.7.9 기능복구수준 성능 검토에 대한 규정

(1) 일반사항

(가) 기능복구수준의 성능 검토는 시간이력해석법으로 한다.

(나) 교량 구조부재의 피해수준이 허용피해수준 이하인지를 검토하여야 한다.

(다) 상부구조의 낙교 및 충돌에 의한 피해가 발생하지 않는 것을 검토하여야 한다.

(라) 지진력에 의한 주요구조부재의 국부손상(좌굴)이 발생하지 않는 것을 확인하여야 한다.

(2) 지진응답성분의 산정

시간이력해석에 의한 지진응답성분(단면력 및 변위)은 7쌍 이상의 시간이력(수평방향 지반운동)을 사용한 경우에는 평균값으로 하고 7쌍 미만의 지진입력 시간이력을 사용한 경우에는 응답성분의 최대값으로 한다. 단, 4쌍 이상의 지진입력 시간이력을 사용하여야 한다.

(3) 다른 하중과의 조합

시상부 및 하부구조의 설계지진력은 6.7.8(3)으로부터 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

- 교량의 구조부재에 발생하는 피해는 <표 6.13>에 나타난 피해수준 이하이어야 한다.
- 기능복구수준 성능 검토 단계의 설계지진은 재현주기 2400년 지진으로 Extreme load에 해당한다. 따라서 이 단계에서의 하중조합은 6.7.8(3)으로 한다. 따라서 상부구조의 경우에는 부력, 유체압, 횡토압이 없어 고정하중과 지진력의 조합만을 고려하게 된다.

(4) 설계변위

- (가) 모든 거더의 단부에서는 설계지진변위 이상의 받침지지길이를 확보하여야 한다.
 (나) 설계지진변위는 6.7.6절 및 6.7.7절의 해석에서 구한 상부구조의 최대응답변위와 아래에 규정된 최소받침지지길이(N) 중 큰 값으로 한다.

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125 \theta^2) \text{ (mm)} \quad (6.32)$$

여기서, L : 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m). 다만, 시간 내에 힌지가 있는 경우의 L 은 힌지 좌우측방향의 거리인 $L1$ 과 $L2$ 의 합으로 한다.

H : 다음 각 경우에 대한 평균 높이(m)

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

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이.

시간 내의 힌지 - 인접하는 양측 기둥 또는 교각의 평균높이.

θ : 받침선과 교축직각방향의 사잇각(도)

- (다) 지진 시 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조 간의 충돌에 의한 주요구조부재의 손상을 방지하고, 목표내진성능을 발휘할 수 있도록 상부구조의 단부에는 아래식에 규정된 간격 이상의 여유간격을 둔다.

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t \quad (6.33)$$

여기서, Δl_i : 상부구조의 여유간격(mm)

d : 지반에 대한 상부구조의 총 변위($d_i + d$) (mm)

d_i : 고려방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위(mm)

d : 등가지진력에 의한 하부구조의 지진 시 변위(mm)

Δl_s : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량 (mm)

Δl_c : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)

Δl_t : 온도변화로 인한 이동량 (mm)

- 시간이력해석에 의한 응답변위에 대해 상부구조의 낙교가 발생하지 않도록 받침지지길이가 확보되어야 한다. 현실적으로 이를 확보하는 것이 어려운 경우에는 상부구조의 이동을 제한하는 구속장치 설치와 같이 별도의 방법을 사용하여야 한다.
- 시간이력해석에 의한 응답변위에 대해 상부구조의 충돌이 발생하지 않도록 충분한 상부구조 여유간격이 확보되어야 한다. 현실적으로 이를 확보하는 것이 어려운 경우에는 상부구조의 충돌방지장치 또는 충돌에너지 흡수장치를 설치하여야 한다.

(5) 국부손상(국부좌굴)의 검토

(가) 교량 구조부재에는 국부손상(국부좌굴)이 발생하지 않아야 한다.

(나) 국부좌굴을 고려한 응력검토를 수행하여 국부손상(국부좌굴)을 방지할 수 있다. 이러한 응력검토가 곤란한 경우에는 상세해석이나 실험을 통해서 국부손상(국부좌굴)이 발생하지 않는지 확인하여야 한다.

- 강주탑과 같이 큰 축력을 받는 강재 부재의 경우 지진력에 의하여 부재에 발생하는 피해수준이 허용피해수준을 만족하더라도 부재에 국부좌굴이 발생하는 경우가 많다.

따라서 이러한 부재의 경우에는 설계지진력에 대하여 국부손상이 발생하지 않는다는 것을 상세해석이나 실험을 통하여 확인하여야 한다.

- 다만, 현행 도로교설계기준에는 국부좌굴을 고려한 허용응력이 제시되어 있으므로 이 규정에 따라 설계된 경우에는 별도의 국부손상(국부좌굴) 검토는 필요하지 않다.

6.8 케이블 강교량 부재일반

6.8.1 압축응력을 받는 판 및 보강판

(1) 압축응력을 받는 양연지지판

축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 양연지지판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 도로교설계기준 3.4.2.1을 따른다.

(2) 압축응력을 받는 자유돌출판

축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 도로교설계기준 3.4.2.2를 따른다.

(3) 압축응력을 받는 보강된 판

압축응력을 받는 양연이 지지된 보강된 판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 도로교설계기준 3.4.2.3을 따른다.

(4) 보강재

(3)에 의하여 설계되는 보강판의 보강재는 도로교설계기준 3.4.2.4의 규정을 만족시켜야 한다.

6.8.2 축방향력 및 휨모멘트를 받는 부재

축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재는 도로교설계기준 3.4.3에 따라 검사한다. 그러나 축방향력이 압축인 경우는 도로교설계기준 3.4.3(2) 대신에 아래의 식으로 검사를 대체할 수 있다.

$$\frac{f_c}{f_{caz}^*} + \frac{f_{bcy}^*}{f_{bagy}} + \frac{f_{bcz}^*}{f_{bao}} \leq 1.0 \quad (6.34)$$

$$f_c + f_{bcy}^* + f_{bcz}^* \leq f_{cal} \quad (6.35)$$

여기서, f_{caz}^* : 도로교설계기준 식(3.3.1)에 의하여 산출되는 약축(z축) 방향의 허용응력.

다만, 유효좌굴길이는 6.8.4에 제시된 방법으로 산출한다.

f_{bcy}^* , f_{bcz}^* : 각각 강축(y축) 및 약축(z축)둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력. 이때, 휨모멘트는 기하비선형 탄성해석 또는 2차 탄성해석(second-order elastic analysis)으로 산정한다.

- 일반적으로 유효좌굴길이 개념은 전체 구조시스템이 주목하는 압축재에 미치는 영향을 고려하기 위하여 도입되었으며, 이를 이용하게 되면 전체 시스템의 구조안정성검토는 개별 부재의 좌굴검토로 대신할 수 있다. 라멘구조의 경우에 유효좌굴길이는 선형유효좌굴길이계수표법을 적용하여 결정하는 것이 일반적이지만, 케이블교량의 경우는 케이블에 의하여 탄성지지되고, 케이블 정착부 구간마다 축방향력이 변화하기 때문에 선형유효좌굴길이계수표법은 적용하기 곤란하다.
- 최근에 시스템좌굴 고유치해석법을 이용한 케이블교량 주부재의 합리적인 유효좌굴길이 산정법이 국내외적으로 연구되었으며 위의 식 f_{caz}^* 의 산정규정은 이와 같은 연구 성과를 반영한 것이다.
- 6.8.4의 방법으로 산정한 유효좌굴길이를 도로교설계기준 식 (3.4.13)과 식 (3.4.14)의 오일러 좌굴응력 f_{Ey} , f_{EZ} 산정에 단순 적용하면, 사장교의 중앙 경간처럼 상대적으로 작은 압축력이 발생하는 부재의 안정성을 검토할 때 모멘트 증폭효과가 비합리적으로 커지는 문제가 발생할 수 있다. 이는 오일러 좌굴응력 f_{Ey} , f_{EZ} 과 허용압축응력 f_{caz}^* 산정 시 요구되는 유효좌굴길이의 정의가 서로 다름에도 불구하고 동일한 유효좌굴길이를 사용한 데 연유한다.
- 통상 케이블지지교량은 고정하중에 대한 초기치해석이 먼저 이루어지고, 활하중 응답해석을 수행하게 된다. 따라서 초기치 해석으로부터 얻는 케이블 초기장력과 거더, 주탑의 축방향력 의 영향을 고려한 접선강도행렬을 사용하여 2차 탄성해석 또는 기하비선형 해석을 수행하는 경우, 축압축력에 의한 휨모멘트의 증폭효과는 자연적으로 고려되므로 위의 식을 신설하였다.

6.8.3 바닥판의 유효폭

- (1) 케이블 강교량에 사용되는 강바닥판과 합성바닥판에 대한 유효 폭은 축력에 대한 것과 휨 및 전단력에 대한 것으로 구분하여 정의하였다.
- (2) 케이블 장력의 수평성분으로 인한 축력에 대해서는 전 폭이 유효한 것으로 본다.
- (3) 응력과 변형을 계산하기 위한 바닥판의 유효폭은 도로교설계기준의 규정을 따른다.

(1)에 대하여

- 도로교설계기준에서 강바닥판, 합성바닥판에 대한 유효 폭 산정은 플레이트거더교의 기준을 따르도록 하고 있다. 케이블 교량, 특히 사장교의 상부구조는 케이블 장력에 의한 축력의 작용을 크게 받고 있고, 케이블이 탄성지점의 역할을 하고 있기 때문에 단면계수 및 유효폭 산정에서 일반 교량에서 사용하는 규정을 적용하기 어렵다. 따라서 축력에 대한 유효 폭과 휨 및 전단력에 대한 유효 폭을 분리하여 규정하였다.
- 일반적으로 단면력 계산이나 처짐 산정을 위한 구조해석 시에는 전단면을 고려하며, 그 결과로 얻어진 단면력에 대한 응력평가 시에 유효폭을 사용한다.

(2)에 대하여

- 축력에 의한 응력의 경우 정착부에서는 힘의 집중현상을 보이지만 힘의 전달방향으로 가면서 균등한 분포를 보이게 된다. 특히, 다수의 케이블을 사용하는 사장교의 경우에는 축력의 분포가 길이 방향으로 중첩이 되기 때문에 이러한 힘의 집중현상에 의한 축력의 분포는 그 영향이 크지 않을 것으로 판단한다. 따라서, 설계를 위한 계산에서 전단면을 유효하다고 보고 계산한다.

(3)에 대하여

- 모멘트와 전단력에 대하여서는 BS5400 Part 3의 유효폭 규정을 적용하여 유효폭을 산정하기도 한다. 다만, 어느 경우이든 등가시간장 l 은 모멘트의 변곡점간의 거리를 사용한다. 엄밀하게 하면, 모든 하중 경우마다 모멘트 분포가 달라져 유효폭이 각기 다른 값을 가지게 되므로, 모든 경우를 고려하는 것은 현실적으로 바람직하지 않다.
- 케이블 교량에서는 일반적으로 사하중에 의한 모멘트 크기가 활하중에 의한 모멘트 크기에 비하여 크지 않기 때문에 각 단면에서 활하중에 의한 최대 모멘트 분포를 구하여 그 때의 값을 기준으로 등가시간장을 구한다.

- 사실상 유효폭 차이에 의한 계산응력의 차이가 크지 않기 때문에 실용적으로는 몇 개의 대표 구간으로 나누어 적용하기도 한다.

6.8.4 유효좌굴길이

- (1) 휨모멘트와 축방향력을 동시에 받는 케이블교량 주부재의 유효좌굴길이는 아래 식과 같이 탄성좌굴 고유치해석법을 사용하여 결정하는 것을 원칙으로 한다.

$$P\lambda_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (6.36)$$

여기서, P : 고정하중에 대한 개별부재의 축방향력

EI : 개별부재의 탄성 휨강성

$KL(=L_E)$: 개별부재의 유효좌굴길이

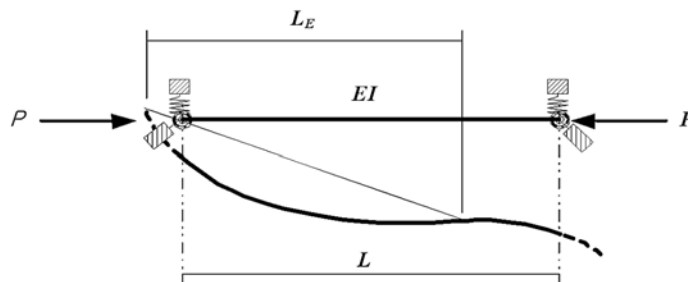
- (2) 비탄성좌굴 고유치해석법을 사용하는 경우, 유효좌굴길이는 아래 식으로 결정하며 비탄성좌굴 고유치해석법을 사용하여 얻은 유효좌굴길이가 탄성좌굴 해석에 의한 것보다 더 작아지는 부재에 대해서는 이 값을 택할 수 있다.

$$P\lambda_{cr} = \frac{\pi^2 E_t I}{(KL)^2} \quad (6.37)$$

여기서, P : 고정하중에 대한 개별부재의 축방향력

$E_t I$: 개별부재의 비탄성 휨강성

- 라멘구조에서 압축재의 유효좌굴길이 개념은 <그림 6.17>을 이용하여 설명할 수 있다. <그림 6.17>은 전체시스템에서 주목하는 압축재를 분리시켜서 구조물 전체의 좌굴발생 시 이 부재의 좌굴모드와 이에 대응하는 유효좌굴길이를 나타낸 것이다. 부재 양단은 이동 및 회전스프링으로 지지되며, 스프링 상수는 전체 시스템이 주목하는 부재에 미치는 영향을 간접적으로 나타낸 것이다.



<그림 6.17> 임의의 경계조건을 갖는 압축재의 좌굴모드와 유효좌굴길이

이러한 임의의 경계조건 하에서 부재길이가 이고 횡하중 없이 축방향력만 작용하는 부재의 좌굴방정식과 일반해는 각각 아래의 식으로 표시할 수 있다.

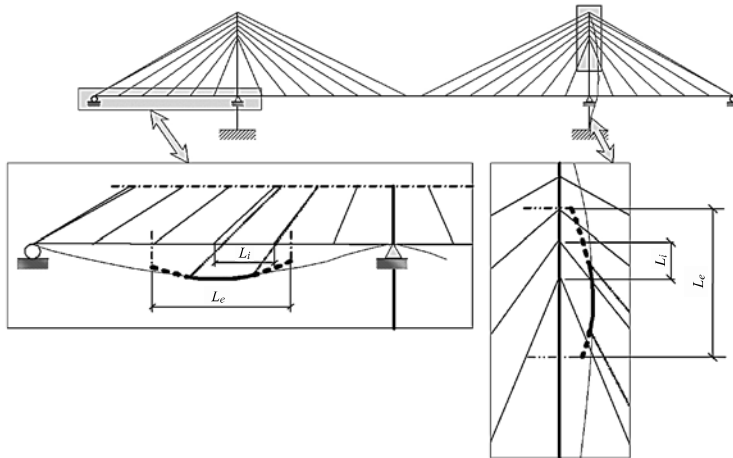
$$v'''' + k^2 v'' = 0 \quad (6.38)$$

$$v(x) = A \sin kx + B \cos kx + Cx + d \quad (6.39)$$

여기서, v : 부재의 횡변위

$$k^2 = P/EI \quad (6.40)$$

식(6.39)에서 세 번째와 네 번째 항은 부재의 강체회전 및 이동변위에 대응하므로 이를 제외시키면, 첫 번째 및 두 번째 항은 사인함수로 합성하는 것이 가능하다. 일반적으로 임의의 경계조건을 갖는 부재의 유효좌굴길이는 좌굴모드가 반주기 사인함수에 해당하는 길이로 정의 되므로, 이 점에 착안하면 <그림 6.17>에 표시된 바와 같이 부재길이 L 구간의 좌굴모드를 확장시켜 반주기 사인함수에 대응하는 길이 L_E 를 유효좌굴길이라고 설정할 수 있다. 따라서 전체시스템의 좌굴발생 시 주목하는 압축재의 좌굴하중 $P_{\lambda_{cr}}$ 이 결정되면 주목하는 압축재의 유효좌굴길이는 식(6.36)로 결정할 수 있다.

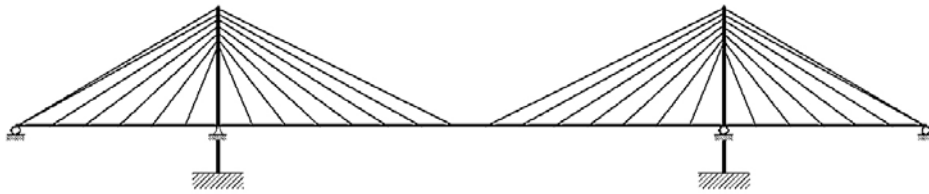


<그림 6.18> 사장교의 유효좌굴길이 개념도

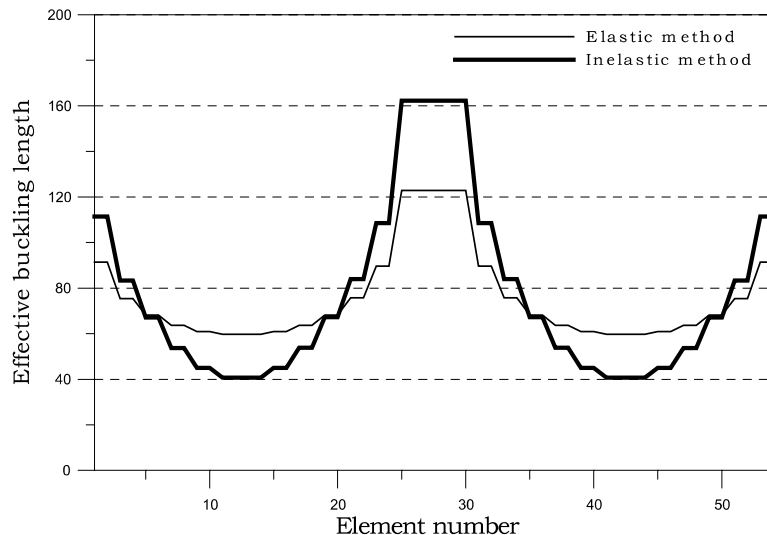
- 라멘구조에서 도입된 유효좌굴길이 개념은 자연스럽게 케이블교량의 경우로 확장시켜 적용할 수 있다. 예를 들어 <그림 6.18>과 같이 고정하중이 작용하는 사장교에서 케이블정착 구간 거더부재의 유효좌굴길이를 구하여보자. <그림 6.18>은 사장교 전체시스템의 좌굴해석으로부터 얻은 거더의 좌굴모드(실선)와 i 번째 케이블 정착부 구간의 좌굴모드는 특정한 사인함수를 취하므로 이를 연장하여 변곡점이 나올 때까지의 형상을 나타낸 것(점선)이다. 주목하고 있는 케이블 정착부구간의 거더길이 $\cdot$ 횡강성이 각각 $E_i L_i$ 이고, 전체 좌굴해석으로 구한 거더부재의 좌굴하중을 $P_{cr, i}$ 로 표시

하면 이 거더부재의 유효좌굴길이는 $L_{E,i} = \pi \sqrt{\frac{E_i L_i}{P_{cr,i}}}$ 이 된다.

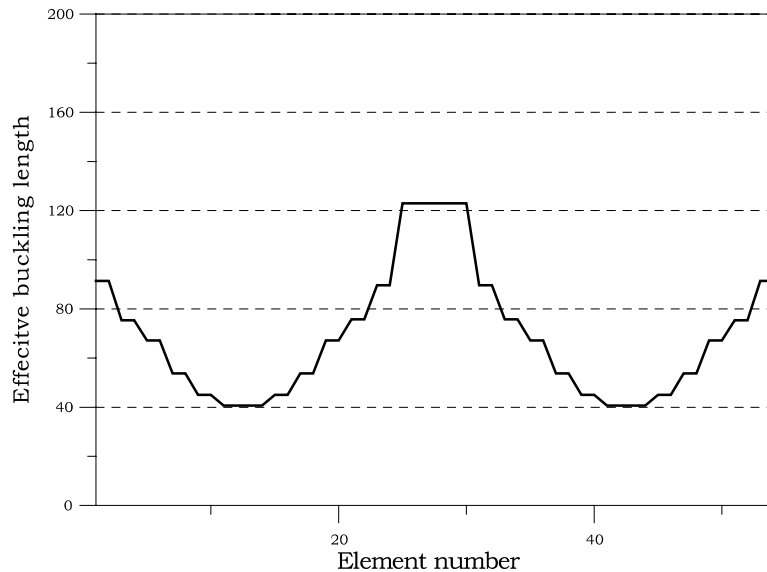
- 탄성좌굴 고유치해석법을 적용하면 압축력이 상대적으로 크게 발생하는 부재 (사장교의 주탑부 부근의 거더부재, 주탑부 부재 등)의 유효좌굴길이가 다소 큰 값을 나타낼 수 있다. 이 경우에 비탄성좌굴 고유치해석법을 동시에 적용하여 두 가지 방법으로 산정한 유효좌굴길이 중에 작은 값을 택하게 되면 보다 경제적인 설계를 유도할 수 있다. <그림 6.19>는 이러한 방법으로 산정한 사장교 거더부재 전체의 유효좌굴길이(<그림 6.19>(c))를 예시한 것이다.
- 압축력이 작게 발생하는 부재(사장교의 중앙경간의 중앙부 등)는 좌굴 고유치해석법으로 산정한 유효좌굴길이가 매우 큰 값을 보일 수 있다. 이렇게 얻은 유효좌굴길이는 허용압축응력을 결정하는데 효과적으로 적용할 수 있지만 압축력에 의한 휨모멘트 증폭효과(도로교설계 기준 3.4.2.4)를 고려하기 위하여 오일러응력을 산정하는 경우에는 휨모멘트가 불합리하게 증폭되는 결과를 가져오기 때문에 적용하기 곤란하다. 따라서 이 경우에 증폭 휨모멘트는 6.8.2에 제시된 2차 탄성해석법 또는 기하비선형 탄성해석법을 적용하여 산정할 것을 권장한다.



(a) 사장교의 좌굴 고유치해석 모델



(b) 탄성 및 비탄성좌굴 고유치해석에 의한 거더부재의 유효좌굴길이



(c) 6.8.4절의 방법으로 구하여진 거더부재의 유효좌굴길이

〈그림 6.19〉 두 가지 좌굴 고유치해석법에 의한 사장교 거더부재의 유효좌굴길이

- 거더에서 해당 부재의 유효좌굴길이를 구할 때 사용하는 축력이 실제 해당부재의 좌굴 축력보다 현저히 작다고 판단되는 경우에는 설계자의 판단에 따라 별도 방법을 적용하여 유효좌굴길이를 결정할 수 있다.

6.9 케이블 콘크리트 교량의 공용한계상태 제한 값

6.9.1 일반사항

구조물이 설계내용기간 중 충분한 기능을 유지하기 위하여 공용한계상태의 제한 값으로서 일반적으로 응력도, 균열, 변위·변형, 진동 등에 관한 제한 값을 설정하고 검토하여야만 한다.

- 구조물이 설계내용기간 중 충분한 기능을 유지하기 위해서는 응력도, 균열, 변위·변형, 진동 등에 관한 제한 값을 설정하고 검토하여야만 한다. 또한, 가설 시에도 똑같지만, 제한 값은 관계기관과 협의한 후에 적절히 정하는 것으로 한다.

6.9.2 응력도의 제한 값

콘크리트의 압축응력도와 인장응력도 · 철근의 인장응력도 · 긴장재의 인장응력도 및 사케이블의 축인장력도의 제한 값은 각각 아래의 값으로 한다.

- (1) 콘크리트의 휨압축응력도 및 축방향압축응력도의 제한 값은 영구하중 작용 시 $0.4f'_{ck}$ 로 한다. 여기에서 f'_{ck} 는 콘크리트 압축강도의 제한 값이다.
- (2) 콘크리트 인장응력도의 제한 값은 f_{tde} 로 한다. 여기에서 f_{tde} 는 치수효과를 고려한 설계 인장강도이고, 인장응력도가 이보다도 작은 경우는 휨균열의 검토를 행한다.
- (3) 철근 인장응력도의 제한 값은 f_{yk} 의 값으로 한다. 여기에서 f_{yk} 는 철근 항복응력도의 특성 값이다.
- (4) 긴장재 인장응력도의 제한 값은 $0.7f_{puk}$ 로 한다. 여기에서 f_{puk} 는 긴장재 인장응력도의 특성 값이다.

- 과도한 크리프 변위, 큰 압축력에 기인하여 생긴 축방향의 균열 등을 피하기 위하여 콘크리트의 압축응력도를 제한하였다. 제한 값은 콘크리트의 영계수 값과 크리프계수에 관한 규정이 성립하는 조건을 고려하여 정한 것이다.

- 공용한계상태에 대한 검토에 있어서 휨균열이 발생하지 않는 경우에는 그 검토를 생략할 수 있다.

$$f_{tde} = k_1 f_{tk} / \gamma_c \quad (6.41)$$

여기서, f_{tde} : 치수효과를 고려한 콘크리트의 설계인장강도 (N/mm^2)

$$k_1 = 0.6(h^{1/3}) \text{ 단, } 0.4 \leq k_1 \leq 1.0 \text{으로 한다.}$$

$$f_{tk} : \text{콘크리트 인장강도의 특성값 } (N/mm^2)$$

$$h : \text{부재의 높이 (m)}$$

$$\gamma_c = 1.0$$

- 콘크리트 균열 · 철근의 피로 등에 대한 검토를 하면, 특히 인장응력도를 제한할 필요는 없지만, 인장응력도가 탄성한계를 넘어가면 구조해석 · 응력도의 계산에 의한 가정이 성립이 되지 않는 등의 부적합한 것이 있으므로 항복응력도 이하로 할 필요가 있다.
- 긴장재 인장응력도의 제한 값은 구조해석 · 응력도의 계산에 따른 가정의 성립 또는 프리스트레스력을 외력으로 취급할 수 있기에 탄성한계응력도($0.75f_{puk}$)이하로 하였다.
- 사케이블은 높은 레벨에서 피로응력을 받기 때문에 피로한계상태의 검토에 의하여 공용한계상태의 제한 값을 결정하여야만 한다.

6.9.3 균열에 대한 제한 값

- (1) 구조물 또는 부재의 균열에 대한 제한 값은 구조물의 종류와 사용목적, 환경조건, 부재 조건 및 수밀성의 중요도를 고려하여 정한다.
- (2) 강재의 부식에 대한 균열폭의 제한 값은 콘크리트표면에 가장 가까운 주인장강재에 대한 것으로 하고 일반적으로 환경조건, 덮개 및 강재의 종류에 따라 정한다.
- (3) 미관이 특히 중요한 구조물에는 필요에 따라 균열폭의 제한 값을 정한다.

- 콘크리트 구조물 및 균열 제어 방법이 다름에 따라 PC구조 · PPC구조로서 RC구조로 구분할 수가 있다. 또, 콘크리트의 부재는 균열이 발생하지 않는 균열발생한계 부재와 균열이 발생하는 균열폭 한계부재로 구분할 수 있다. 따라서 콘크리트 구조물이 필요한 성능을 유지하기 위하여 적절한 구조와 부재의 선정 및 여기에 대응하는 제한값의 설정이 필요하다. 또, 대상으로 하는 균열은 기본적으로는 하중에 기인하는 균열이고, 특히 휨모멘트 · 전단력 · 비틀림모멘트 및 축방향력에 의한 것이다.
- 환경조건 및 강재의 종류에 따라 허용 균열폭의 값을 <표 6.18>에 나타낸다. 단, 적용할 덮개 c 는 100mm 이하를 표준으로 한다.

<표 6.18> 허용균열폭 $W_a(mm)$

강재의 종류	강재의 부식에 대한 환경조건		
	일반 환경	부식성 환경	특히 엄격한 부식성 환경
이형철근 · 보통원형강	0.005c	0.004c	0.0035c
PC강재	0.004c	—	—

- 구조물의 미관이 특히 중요한 경우, 필요에 따라 허용균열폭을 설정하고, (2)에 준하여 검토를 한다.

6.9.4 변위 · 변형에 대한 제한 값

구조물 또는 부재의 변위 · 변형량의 제한 값은 구조물의 종류와 사용목적 · 하중의 종류 등을 고려하여 정한다.

6.9.5 진동에 대한 제한 값

주거터, 탑, 사재 등 부재의 진동 제한 값은 필요에 따라 교량규모 및 구조형식 등을 고려하여 적절한 방법에 따라 정한다.

- 진동에 관한 제한값으로서 완성계의 교량에 관해서는 기본적으로

- ① 구조안전성에 관계한 것
- ② 공용 시 사용성에 관계한 것이 고려된다.

(1) 교량의 주거터 및 탑 또는 사재에는 다양한 외적요인(바람, 지진, 활하중 등)에 의하여 진동이 생긴다. 이들의 진동에 관한 제한값 고려방법으로서 진동에 의한 콘크리트, 철근, PC강재, 사재의 응력 또는 콘크리트의 균열폭이 만족하는 범위의 진동레벨 이내로 할 필요가 있다. 또, 바람에 의하여 사재에 생기는 진동, 특히 레인 바이브레이션 및 웨이크젤로핑은 구조의 안전성(사재 정착부의 구조)을 직접 위협하는 것은 아니어도 그 진폭은 매우 큰 진폭으로 이르는 것이 지금까지 많이 보고되었고 교량의 사용자에게 불안감을 주는 것이 예측되기 때문에 제진 대책을 시행하고 적합한 진폭의 범위 이내로 제어할 필요가 있다.

(2) 공용시의 사용성에 관한 진동 제한값으로는 바람, 지진 또는 활하중 등에 의하여 생기는 진동에 대하여 교통차량이나 열차 등의 주행성을 저해하는 진폭의 진동은 발생하지 않도록 대책을 세운다. 또 보도교의 경우에 대해서도 마찬가지로 사람의 보행을 방해하는 진동을 발생하지 않도록 한다.

예를 들면, (1), (2)에 관하여 (사)일본도로협회 「도로교 내풍 설계편람」(1991년 7월)에는 바람에 의하여 발생하는 진동에 관한 허용진폭을 정하는 것에 대해서 상세한 기술이 있다.



7. 복합구조

7.1 적용

이 장은 강구조와 콘크리트구조의 복합구조에 관한 일반적 기본사항을 나타낸 것이다. 다만, 강구조와 콘크리트구조의 특성을 적절히 평가하여 기술적으로 확인되지 않은 사항에 대해서는 필요에 따라 해석 및 실험을 통하여 검증하는 것으로 한다.

복합구조는 두 가지 이상의 재료를 혼합하여 적용함으로써 단일재료가 갖는 단점을 보완하고 장점이 최대로 발휘될 수 있도록 유도한 구조를 말한다. 가장 일반적인 복합구조는 강재와 콘크리트를 조합한 단면으로 설계하거나 강 부재, 콘크리트 부재, 혹은 프리스트레스 콘크리트 부재를 접합하여 하나의 구조부재로 설계 및 시공하고자 하는 시도이며 최근에는 특수한 신소재를 이용한 복합구조까지 등장하고 있다. 이와 같이 강재와 콘크리트를 적절하게 배치함으로 경제성과 안전성은 물론 시공성과 미관, 유지관리 측면에서 극대화한 구조라 할 수 있다.

따라서 이 장에서는 설계상 기본적인 표준을 기술한 것으로 구체적인 설계는 각종 관련된 시방서를 따른다.

- 도로교설계기준 (한국도로교통협회)
- 도로교표준시방서 (한국도로교통협회)
- 콘크리트구조설계기준(한국콘크리트학회)
- 콘크리트표준시방서 (한국콘크리트학회)
- 강도로교상세부설계지침 (한국강구조학회)

7.2 일반사항

7.2.1 일반

- (1) 복합구조는 힘의 전달이 확실히 행하여지는 접합부의 강도, 강성, 연성 및 내구성에 관하여 필요한 성능을 갖는 것이어야 한다.
- (2) 설계 시 시공방법 및 유지관리 방법을 충분히 검토하여야 한다.

- (1) 복합구조물의 설계에 있어서 그 사용 재료는 구조물의 각 부재 또는 각 부분별로 가장 적합한 것을 선택 및 조합하여 이용하도록 한다. 또 구조물의 각종 성능이 요구되기 때문에 구조물을 구성하는 각 부재나 그것들의 접합부는 필요한 모든 성능(강도, 강성, 연성, 내구성 등)을 갖는 것 이여야 한다.

- (2) 지금까지 교량형식의 가설방법에 대하여는 많은 검토가 이루어져 있으나 강과 콘크리트 각각의 분야로 독자적으로 검토되어 복합구조교량의 경제성이 발휘되지 못하는 시공방법의 경우가 생길 수 있으므로 설계 시 고려할 필요가 있다.

또한 복합구조 교량에 의한 새로운 구조형식에는 지금까지 공용되고 있는 교량에서 축적된 강재 방식 방법, 강결부 처리방법 등 중점 점검방법 및 손상이 생기는 경우의 대처법 등 유지관리에 대하여 검토하지 않으면 안 된다.

7.2.2 종류

복합구조는 단면구성에서 다른 종류의 재료가 조합된 합성구조와 부재구성에서 다른 종류의 재료가 조합된 혼합구조로 구분한다.

복합구조는 크게 합성구조와 혼합구조로 구별되며 합성구조는 단면 구성에서 다른 종류의 재료가 조합된 것을, 혼합구조는 부재 구성에서 다른 종류의 재료가 조합된 것을 말하고, 이것들의 총칭으로 복합구조라 하고 있다. 이러한 복합구조 교량은 강구조와 콘크리트 구조라고 하는 단일재료로는 얻을 수 없는 경제적, 합리적 구조를 자유로이 조합함에 따라 구축되는 것이다. 복합구조 교량의 종류는 아래와 같이 구분한다.

① 상부구조의 복합단면 구조

종래 강형 또는 콘크리트 형으로서 단면구성 되어있는 것을 강-콘크리트를 조합하여 합성구조로 한 것. 가장 일반적인 합성형 거더교에서부터 국내에서도 많이 적용된 프리플렉스 빔교는 물론

합성 라멘교 등 많은 형태의 교량들로 발전하고 있다 이와 함께 PSC 박스거더의 복부인 콘크리트 부재를 강 부재로 사용한 파형구조 및 복합 트러스 구조가 이 그룹에 해당한다. 종래 PC교의 30% 정도를 점유하는 복부를 경량의 파형강판 및 트러스 구조로 한 것으로 자중의 경감을 도모하고 경간장의 장대화와 시공의 성력화, 경제성을 증진시킨 혼합거더교가 발전하고 있다.

② 상부구조의 혼합구조

중앙경간에 강재를 쓰고 측경간에 콘크리트부재를 사용하는 등, 교량 종단방향에 다른 종류의 부재를 접합한 합성구조로 한 것, 연속화하는 것으로 주행성이 개선되었을 뿐 아니라 부등경간을 갖는 교량에 대하여 경제성이 기대된다. 근래 사장교 등 특수교량을 중심으로 활발하게 논의되어 오고 있다.

③ 상·하부 구조의 강결구조

강 상부구조와 RC 하부구조를 접합하여 라멘구조에 의하여 상하부 일체의 합성구조로 하는 것으로 받침이 필요 없게 되어 유지관리의 경감이 되는 동시에 내진성이 우수한 구조가 된다.

이러한 복합구조는 설계에 대하여는 아래에 기록한 항목에 대하여 고려할 필요가 있다.

(a) 다습기후이고 강재에 대하여 혹독한 부식환경인 점

(b) 대형차량의 점유율이 높고, 큰 반복 하중을 받는 점

(c) 지진발생빈도가 많으며 내진설계가 필요한 점

특히 강과 콘크리트의 강결부에 대하여 확실히 힘을 전달하는 구조로 하지 않으면 안 되지만, 강성이 다른 부재를 접합하는 부분으로 국부적인 응력이 발생하고, 피로에 의하여 손상 등의 염려가 있다. 그렇기 때문에 복합구조의 교량을 설계하는 경우에는 이러한 불명확한 점이 있는 것에 대하여 충분한 해석 및 실험을 하고, 검증함과 동시에 강결부에 물의 침입대책 등 장기적인 내구성의 확보가 필요하다.

〈표 7.1〉 토목분야에 있어서의 복합구조의 정의 및 분류 사례

분류	내용
1. 합성구조 Composite Structure	부재단면이 서로 다른 재료와 조합에 의하여 구성되어, 일체로 거동하는 구조
1) 합성거더 Composite Beam and Girder	강거더와 철근 콘크리트 바닥판을 전단연결재로 결합한 구조
2) H강 매립거더 또는 SRC거더 Concrete encased steel beam	H형강, 또는 용접I단면 강거더 등을 철근 콘크리트 보 속에 매립하여 일체로서 작용시킨 거더
3) 합성기둥 및 SRC기둥 Concrete encased steel column	철골을 철근 콘크리트 속에 매립하여, 일체로서 작용시킨 기둥
4) 강관 콘크리트 기둥 Concrete-filled tubular steel column	강관이나 장방형 단면의 강 기둥 속에 콘크리트를 충전한 것

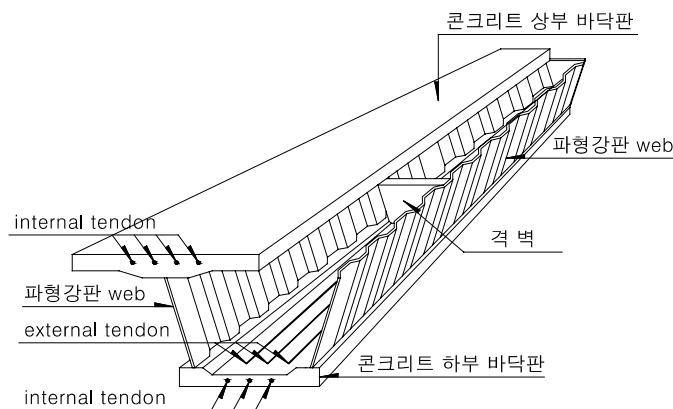
분류	내용
5) 합성벽 Composite Wall	흙막이나 기초 등을 위하여 연속한 강기둥 옆을 콘크리트로 피복한 벽체구조
6) 합성상판 Composite Slab	강재 상판구조를 콘크리트에 매립한 상판, 강판과 콘크리트를 합성한 상판, 박스단면의 강바닥판에 콘크리트를 충전한 상판 등
7) 합성 셸 Composite Shall	곡면 강판과 콘크리트를 복층으로 연결한 구조
2. 혼합구조 Mixed Structure System	서로 다른 재료로 구성되는 부재를 조합한 구조시스템으로 연결거더, 라멘교, 사장교 등의 다양한 구조형식에 적용

7.3 파형강판 Web PSC Box교

7.3.1 개요

파형강판 Web PSC교는 기존의 프리스트레스트 콘크리트에서 거더자중의 10~30% 정도를 차지하는 Web부분을 파형강판으로 대체한 콘크리트와 강재의 복합구조 교량의 한 형태이다.

7.3.2 단면형상



〈그림 7.1〉 파형강판 Web PSC Box교 단면 예제

- 거더 자중을 경감하여 상부구조뿐만 아니라 하부구조에서의 하중부담을 저감
- 파형강판의 신축하는 성질로 Prestress 도입의 효율 향상
- 전단좌굴강도를 개선하고 콘크리트 Web 경량화로 시공성 향상

7.3.3 설계 일반

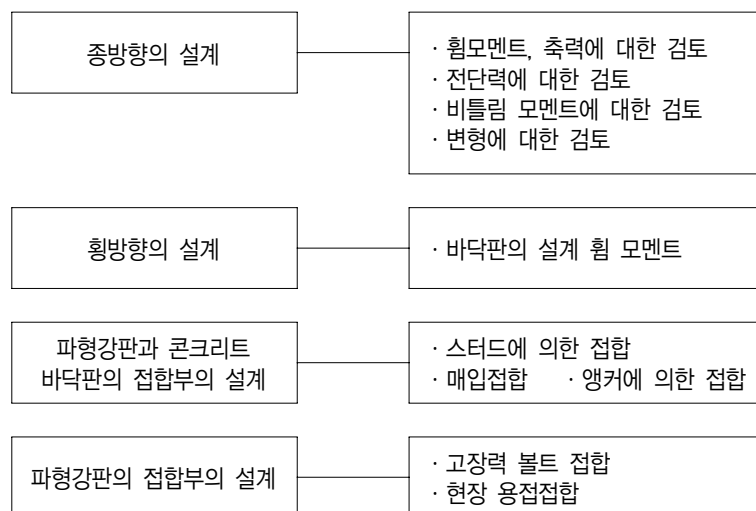
파형강판 Web PSC교의 설계는 휨에 대한 콘크리트부재와 전단에 대한 복부파형강판의 설계로 크게 나누어 구분할 수 있다.

구조물의 설계에서 파형강판은 교축 방향으로의 휨과 축력에 대해서는 저항하지 않는 것으로 해석하여 설계하며 이는 다수의 해석적 연구를 통하여서 확인되기도 한다.

파형강판 Web PSC교는 Web의 콘크리트 부재를 얇은 두께의 강판으로 대체하였으므로 비틀림 거동에 대한 적절한 평가가 필요하다. 일반 PSC 박스거더교와 파형강판 Web PSC 박스거더교의 강성을 비교하면 단면적과 단면2차 모멘트의 감소와 함께 휨 강성의 경우 지점부는 약 20%, 지간 중앙부는 약 10% 정도로 작은 값을 보이게 된다. 그러나 비틀림 강성의 경우 지점부는 약 70%, 지간 중앙부는 약 60% 가량 감소를 보이게 된다. 특히 이러한 비틀림 거동과 관련하여 시공 중에 있어서의 프리스트레싱 공정에 대한 합리적 분석을 바탕으로 구조물의 안정성에 대한 검토가 필수적으로 수행되어야 할 것이다.

이에 따라 충분한 강성을 지닌 횡형 및 격벽을 적절한 간격으로 설치하는 것이 중요하며 PC 강재를 정착, 편향하는 횡형 및 격벽은 PC 강재의 인장력 또는 편향력을 거더에 확실히 전달함과 동시에 거더에 대하여 충분히 안전한 구조이어야 한다. 편향부 또한 강성이 높은 격벽타입으로 형상을 설정하는 것이 안정적인 것으로 인식되고 있다.

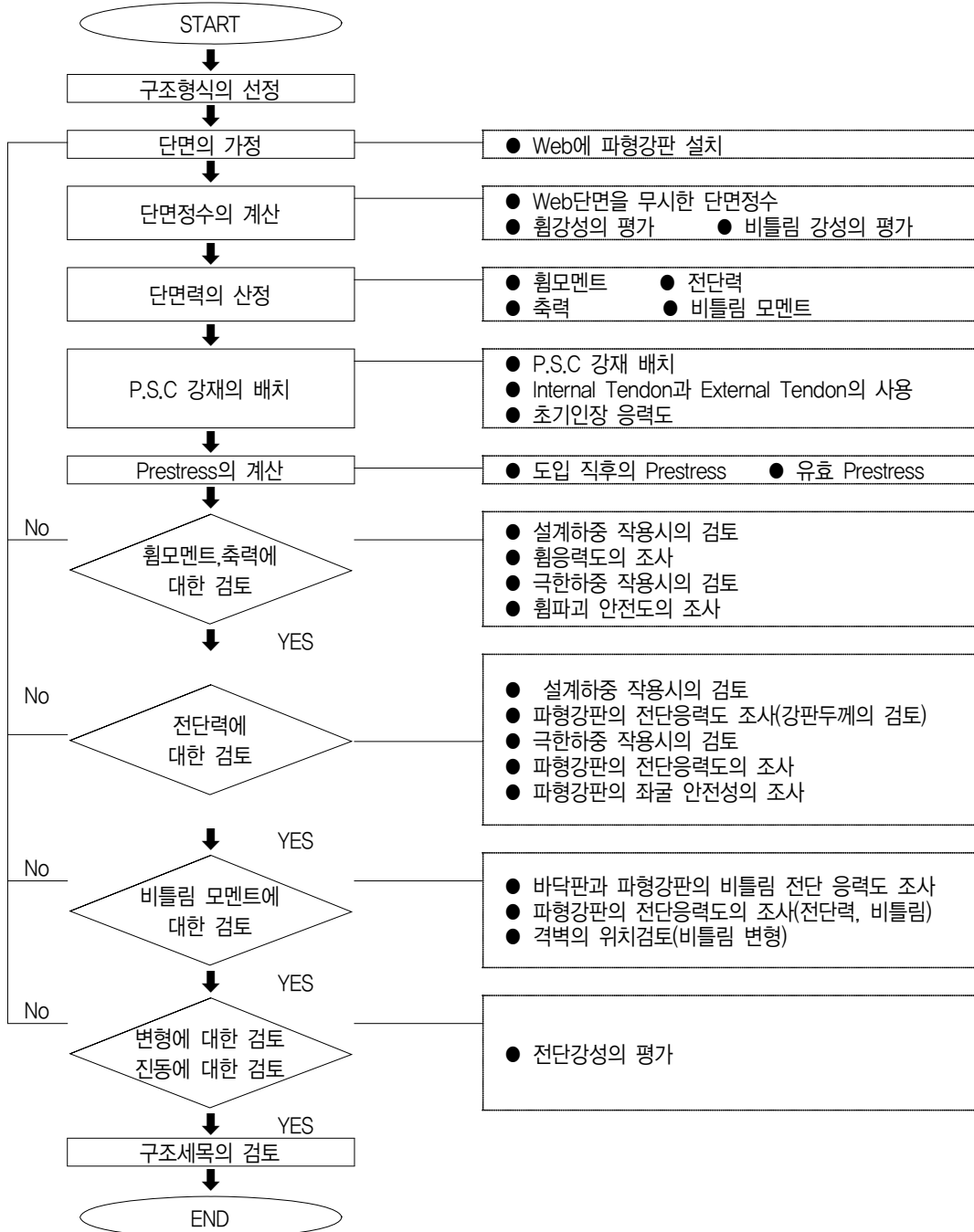
전단에 대해서는 복부 파형강판이 저항하는 것으로 해석하여 설계하는데 가장 실적이 많은 일본에서는 설계전단력을 복부파형강판의 기여분과 프리스트레싱 긴장재의 기여분을 합하여 산정하도록 제시하고 있다.



〈표 7.2〉 파형강판 Web PSC교의 설계 기술 내용

7.3.4 설계 흐름

파형강판 Web P.S.C교의 설계는 <그림 7.2>에 나타난 설계순서에 따라서 시행하면 된다.

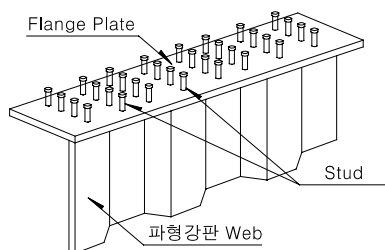


<그림 7.2> 거더의 설계 흐름도

7.3.5 콘크리트와 파형강판의 접합

콘크리트 바닥판과 파형강판 Web의 접합부는 파형강판 Web구조의 중요한 구성요소이며, 기존의 시공사례를 바탕으로 스테드에 의한 접합방법과 매입접합·앵커에 의한 접합방법으로 구분할 수 있다.

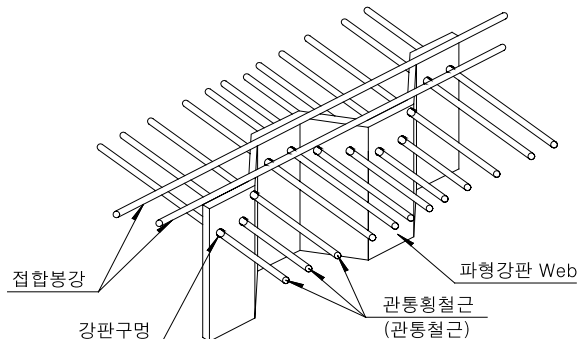
스테드에 의한 접합은 강형과 콘크리트 슬래브의 접합에 일반적으로 사용되고 시공실적이 가장 많아 설계방법이 확립되어 있다. 이러한 방식으로 설계하는 경우 플랜지 플레이트와 스테드의 용접에 따른 경제성 측면에서의 약점이 있다. 그러나 플랜지 플레이트에 의한 시공성 및 내구성 증진효과를 기대할 수 있으며 향후 바닥판을 교환하는 경우에도 상대적으로 유리한 방법으로 인식되고 있다.



〈그림 7.3〉 스테드에 의한 접합

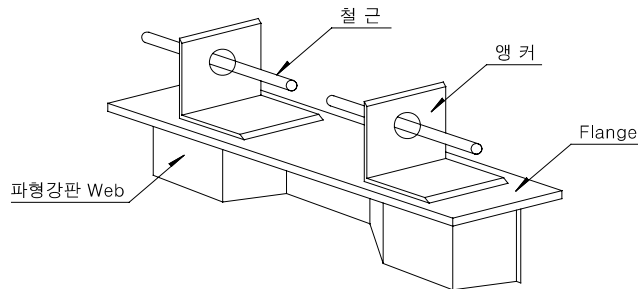
매입접합은 파형강판의 상·하단에 축방향의 철근을 용접한 후 파형강판에 구멍을 만들어 여기에 교축직각방향의 철근을 관통하여 콘크리트 바닥판에 매입하는 접합방법이다. 콘크리트바닥판에 매입된 파형강판의 사방향 판넬, 용접된 축방향 철근 및 강판구멍에 충전된 콘크리트가 구속되어서 작용하는 것을 이용한 것이다.

이 방법의 특징은 스테드 접합에 필요한 플랜지 플레이트의 용접과 스테드의 용접을 생략할 수 있는 장점이 있다.



〈그림 7.4〉 매입접합

앵커를 이용한 접합방법은 횡방향의 휨 거동에 대한 높은 저항성과 추가적인 철근배치로 콘크리트 플랜지와 의 일체성을 높일 수 있는 방법으로 인식되고 있다. 특히 스타드 방식과 같이 플랜지 플레이트가 용접되므로 파형강판의 직선성 유지와 거푸집 시공이 용이하다는 장점이 있다. 한편으로는 앵커의 용접에 따른 구조적, 경제적 문제점이 발생할 수 있으므로 접합방식에 대하여는 해외는 물론 국내에서도 기술개발 노력이 계속되고 있으며 접합 방법을 설계하는 경우 교량의 형상과 제원, 그리고 환경에 따른 신중한 접근이 요망된다.



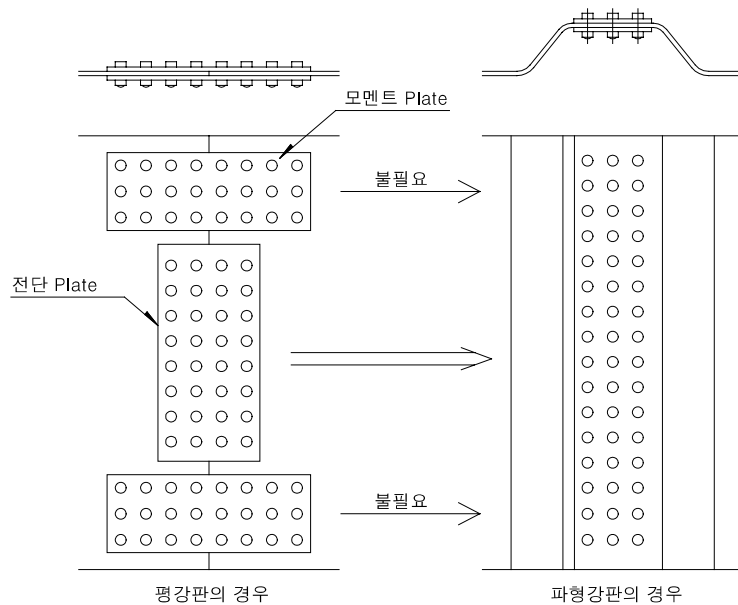
〈그림 7.5〉 앵커에 의한 접합

7.3.6 파형강판의 접합

파형강판의 접합은 일반적으로 고장력 볼트에 의한 마찰접합형식과 현장용접을 통한 홈용접과 필릿용접으로 구분할 수 있다.

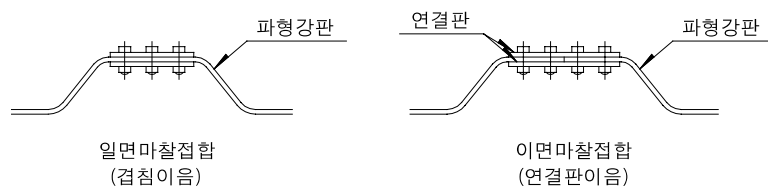
파형강판은 가공 상이나 운반 상 혹은 시공 상의 제한으로 교축방향으로 분할되어 현장에 투입되므로 거더 가설 시에 교축방향으로 접합하게 된다. 파형강판 Web은 그 특성상 교축방향의 강성이 극히 작아 축방향력을 분담하지 않으므로 강판의 접합부는 전단력에 대해서만 고려하면 된다.

고장력 볼트 접합에는 축방향 응력을 고려하지 않아도 되기 때문에 휨 모멘트에 저항하는 모멘트 플레이트가 필요하지 않다.



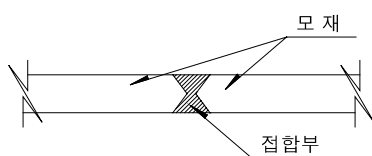
〈그림 7.6〉 접합부 볼트 배치

마찰접합에는 〈그림 7.7〉에 표시한 바와 같이 일면마찰접합과 이면마찰접합이 있다. 일반강교에는 Web이 축방향력을 전달하기 때문에 접합부의 부재축선에 어긋나는 일면마찰접합은 사용하지 않으나 파형강판 Web P.S.C교에는 Web은 축방향력을 전달하지 않기 때문에 일면마찰접합에 의한 접합방법을 사용하여도 좋다.

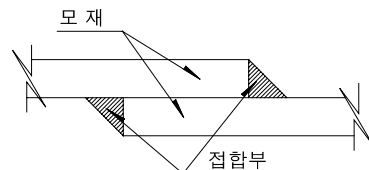


〈그림 7.7〉 마찰접합의 형식

현장용접접합에는 용접선에 직각방향인 축방향 응력을 받는 이음에 사용되는 홈용접이 있으나 합리적인 시공성과 경제성을 고려할 필요가 있으며 축방향 응력을 무시할 수 있기 때문에 전단력만 전달할 수 있는 필릿용접 적용이 가능하며 겹침이음으로 하는 것이 합리적이다.



〈그림 7.8〉 홈용접



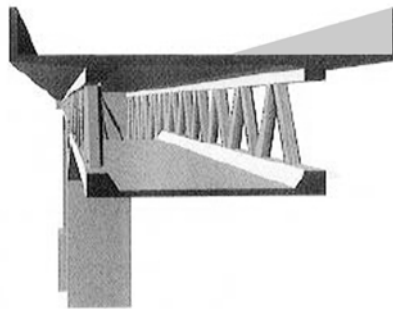
〈그림 7.9〉 필릿용접

7.4 복합트러스교

7.4.1 개요

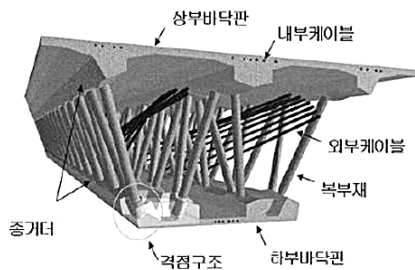
복합트러스교는 기존의 PSC 박스거더에서 자중의 10~30% 정도를 차지하는 콘크리트 복부를 강재 트러스로 대체한 콘크리트와 강재의 복합구조교량의 한 형태이다.

7.4.2 단면 형상

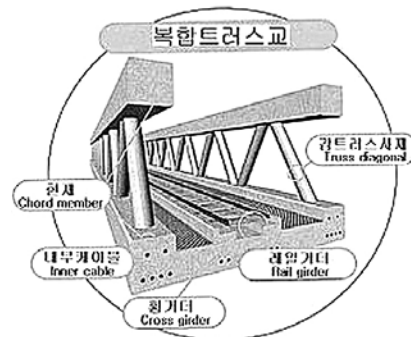


〈그림 7.10〉 복합트러스교의 단면 예제

- 복합트러스구조는 크게 트러스 Web구조와 스페이스 트러스 구조로 분류한다.
트러스 Web구조는 통상 PC상자형교에 콘크리트 복부를 강 트러스로 변환한 구조를 말하며, 하로형형식 및 상로식 적상판구조가 있다.
또한 스페이스 트러스는 하현재가 강부재, 상판이 콘크리트부재로, 강하현재 및 콘크리트상판을 강트러스부재로 결합한 트러스구조를 말한다.



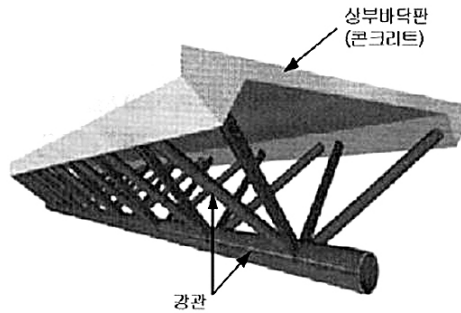
〈그림 7.11〉 PC 상판구조 단면 예



〈그림 7.12〉 하로형 구조 단면 예



〈그림 7.13〉 상로식 적상판 구조 단면 예



〈그림 7.14〉 스페이스 트러스의 단면 예제

7.4.3 설계 일반

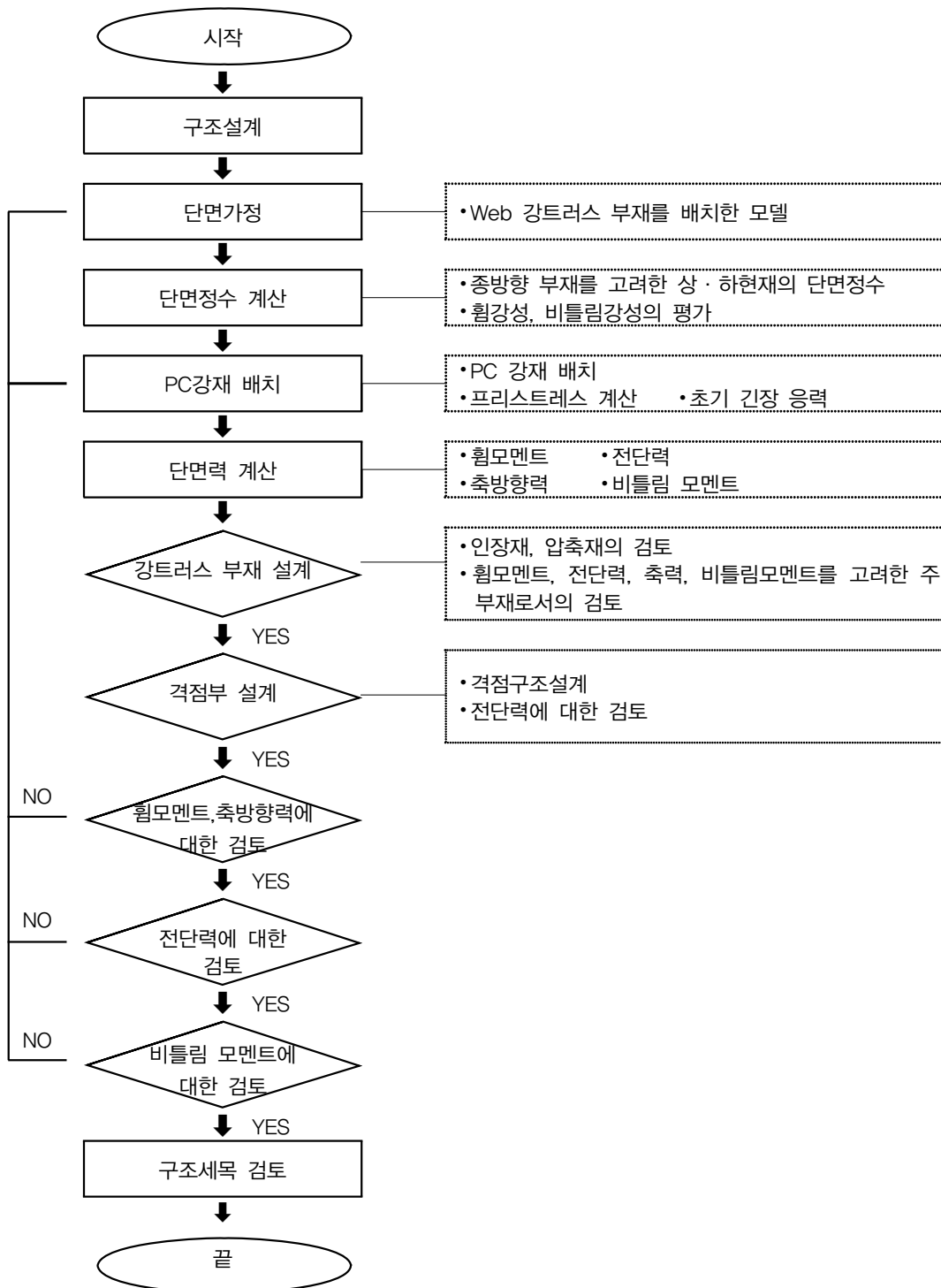
콘크리트 부재와 강트러스 부재의 결합부가 되는 격점구조는 구조특성, 내구성 및 경제성을 충분히 고려하여 선정하여야 한다.

콘크리트 부재와 강트러스 부재의 결합이 이루어지는 격점구조는 복합트러스교의 중요부위이다. 따라서 격점구조의 강트러스 부재에 작용하는 단면력을 확실히 콘크리트부재에 전달하고, 충분한 안정성이 있는 구조여야 한다.

격점구조는 규모와 시공성에 따라 여러 가지 제안되어, 모형시험에 의하여 내력피로 내구성 등이 검증되어 있다. 따라서 새로운 격점구조를 사용하는 경우는 시험을 실시하여 내력 등의 구조특성을 명확하게 하지 않으면 안 된다. 또한 격점부 구조는 종별에 따라 특허를 취득하고 있는 경우가 있으므로 그 적용에 대해서는 충분한 주의가 필요하다. 그 단적인 예로 PCT(prestress composite truss)교가 있다.

7.4.4 설계 흐름

복합트러스교의 설계는 〈그림 7.15〉에 나타난 설계순서에 따라서 시행하면 된다.



〈그림 7.15〉 복합트러스교의 설계 흐름도

7.5 혼합구조

7.5.1 개요

일반적인 혼합구조는 강재 거더와 콘크리트 거더부의 연결로 이루어지며, 콘크리트 거더는 프리스트레싱 텐던을 이용한 PSC구조를 적용하는 것이 일반적이다.

혼합 거더를 이용한 복합구조의 교량은 대표적으로 사장교와 같은 특수교량을 중심으로 활발하게 논의되어 오고 있다. 혼합거더의 채택에 따른 구조적 장점은 중앙 경간에 비해서 측경간이 극히 짧은 3경간 연속형에서 쉽게 파악할 수 있다. 즉 동일 형식의 교량으로 계획할 경우 측경간과 중앙 경간의 모멘트 균형이 매우 나쁘게 되고 끝 지점 인근 영역에서는 상시 부의 휨모멘트가 발생할 수 있다. 이러한 경우에는 측경간의 일부를 자중이 큰 콘크리트 거더로 대체하거나 중앙 경간의 일부를 강거더로 채택함으로써 교량전체의 균형을 기대할 수 있다.

최근에는 비교적 긴 경간의 교량형식 뿐만 아니라 일반 거더교에도 적용하려는 시도가 계속되고 있으며, 하천이나 넓은 폭의 도로를 횡단하는 고가교 구간에 있어서 인접 경간보다 긴 지간으로 하여야 하는 중앙 경간은 상대적으로 자중이 작은 강거더로 하고, 측경간은 콘크리트 거더로 하여 양자를 조합시킨 혼합교를 채택하면 단면력의 균형을 개선할 수 있을 뿐만 아니라 경제성 측면에서도 효과를 볼 수 있다. 이러한 복합구조는 최근 들어 더욱 대형화 및 다양화 되고 있는 구조물의 수요에 따라 그 적용이 급격하게 증가할 것으로 예상되며 획기적인 구조시스템의 출현을 기대하게 하고 있다.

7.5.2 설계 일반

- 1) 접합부의 위치는 구조계획 단계에서 결정되어 각 부재의 설계 후 접합부의 설계를 하여야 한다.
- 2) 구조해석은 접합부가 강결하여 거동하는 경우 접합부 가까운 지점을 제외하고 탄성이론을 따른다.

- (1) 접합부의 위치는 혼합구조를 채용하는 목적에 따라 결정되는 경우가 많으며 구조물의 강도, 외관 및 내구성을 해치지 않도록 결정되어야 한다. 이와 함께 시공의 용이성을 고려하는 일도 매우 중요하며 가능하면, 접합부 강성 저하의 영향이 구조물 전체에 큰 영향을 주지 않는 위치로 하는 것이 적절하다.

- (2) 구조해석에 있어서 각 구성부재의 강성을 적절하게 평가하는 것이 중요한데 혼합구조가 철근 콘크리트 부재, 프리스트레스 콘크리트 부재 및 철골 철근 콘크리트 부재에 의하여 구성되어있는 경우에는 단면력 해석을 위하여 강성의 평가는 전단면 유효로 하여 수행하여도 좋다. 다만, 콘크리트계 부재와 강 부재 또는 콘크리트 충전 기둥으로 구성되는 경우 콘크리트계 부재의 강성을 전 단면 유효로 평가하면, 해석 오차가 커질 수 있다. 이와 같은 경우에는 콘크리트 균열의 영향을 고려한 강성으로 하거나, 필요한 경우에는 비선형 해석을 수행하는 것이 바람직하다. 또, 구조물의 변형 해석을 수행하는 경우, 각 부재의 강성은 시공 오차를 고려한 상한값과 하한값 가운데, 안전측의 결과를 가져오는 것을 이용하는 등 신중한 평가가 필요하다. 또한, 접합부가 모멘트의 증대에 따라 회전 변형하는 경우에는 이를 고려하여 해석하여야 하는데 접합부가 먼저 소성범위에 들어가는 설계는 바람직하지 않기 때문에 이와 같은 해석이 필요한 경우는 거의 없다.

구조해석에 의하여 단면력을 산정한 후 각 부재의 설계와 분석은 부재의 종류에 맞게 이미 확립된 방법에 따르는 것이 가능하다. 이 경우, 강 부재는 허용응력 설계법, 콘크리트 부재는 강도 설계법으로 나누어 적용하는 것도 가능할 수도 있지만 설계법이 서로 다르면 하중이나 안전율에 대한 고려방법이 다르기 때문에 하나의 설계법으로 통일하는 것이 바람직하다.

접합부는 강도 및 강성을 구조물의 구성 부재보다 커지도록 설계하는 것이 원칙인데 복잡한 구조로 이루어지는 것이 보통이다.

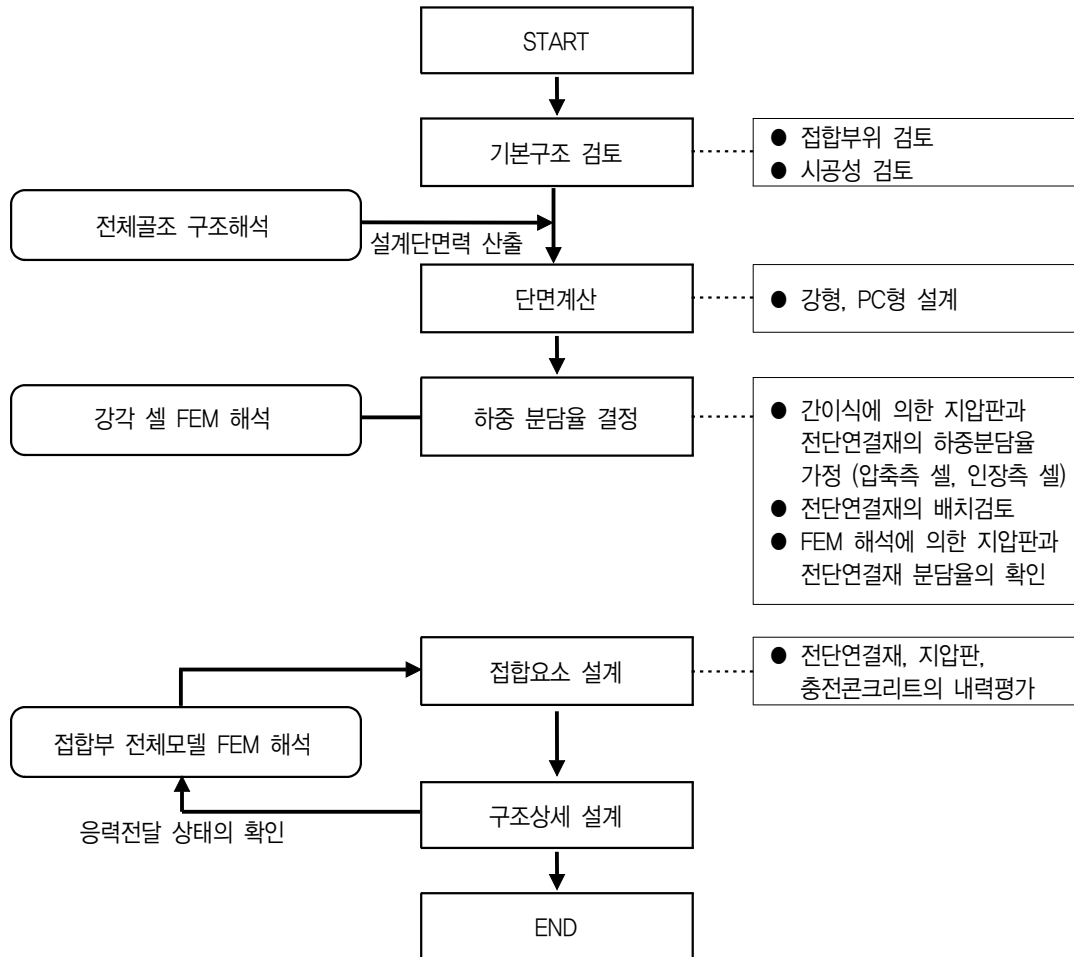
또한 접합부의 내력 또는 강성을 구하기 위해서는, FEM 해석에 따라야 하는 경우가 적지 않다. 이는, 접합부의 구조가 일반부에 비하여 매우 복잡하여지는 것을 피하고 싶기 때문이다. 접합부의 FEM 해석에서 큰 문제가 되는 것은, 강과 콘크리트의 부착 및 마찰거동과 스터드 이외의 전단연결재 모델화 등이다.

강과 콘크리트의 부착에 관해서는 많은 연구가 이루어졌는데, 부착에는 콘크리트 강도 · 강재의 형상 · 콘크리트의 횡보강 등 수많은 인자가 영향을 주기 때문에 해석을 이용하여 얻는 형태로 이를 정식화 한 경우는 극히 드물다. 또한, 돌기 부착 강판 · 중무늬 강판과 같이 특별히 부착을 크게 한 것을 제외하면, 부착강도는 그렇게 크지 않으므로 일반적으로 부착을 무시하는 경우가 많다.

마찰력은, 강과 콘크리트의 변형에 따라 크게 변화한다. 예를 들면, 콘크리트를 강재가 둘러싸고 있는 구조에서 콘크리트에만 축 압축력을 작용시키면 콘크리트가 횡방향으로 팽창하여 큰 마찰력이 작용하고, 강재에만 축 압축력을 작용시키면 마찰력은 거의 발생하지 않는다. 해석에 있어서는, 이러한 것을 충분히 고려하여 둘 필요가 있다.

7.5.3 설계 흐름

혼합구조의 설계는 <그림 7.16>에 나타난 설계순서에 따라서 시행하면 된다.

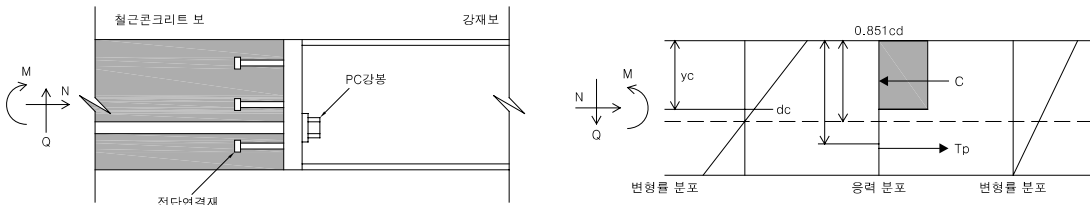


<그림 7.16> 접합부 설계 흐름도

7.5.4 접합부 구조

접합부는 강성이 다른 강거더와 콘크리트 박스거더가 접합되므로, 원활한 응력전달이 되도록 단면력 · 시공성 · 경제성 · 채택된 접합방식 등을 종합적으로 검토하여 결정하여야 한다.

철근 콘크리트 보와 강 보를 길이방향으로 연결시킨 혼합부재가 축력 · 전단력 및 휨모멘트를 받는 경우, 접합부에서도 이러한 힘을 원활하게 전달하지 않으면 안 된다.



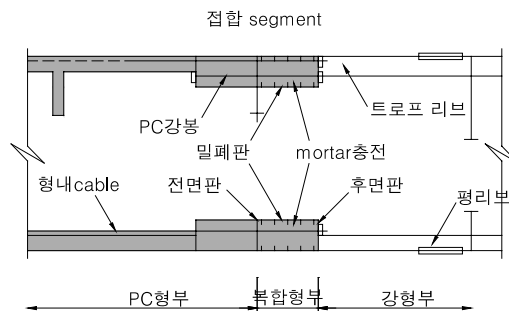
〈그림 7.17〉 강 보와 철근 콘크리트 보의 접합 예

축방향력은 플레이트 · 전단연결재 그리고 강판과 콘크리트 사이의 부착과 마찰이라는 세 가지 요소에 의하여 PSC거더로 전달되며, 강거더와 PSC거더를 연결하여 일체화 시공하는데 있어 변형이 서로 영향을 줄 수 있으며 특히, 크리프와 건조수축은 대표적인 사항 중의 하나이다.

측경간 PSC거더와 중앙경간 강 보강형을 접합하는 순서는 지보공 상에서 PSC거더의 최종 블록을 접합부와 일체로 시공하는 방법, PSC거더의 자립 완성 후 충전 콘크리트를 타설하는 방법 등이 시공사례로 있으며 이 경우, 후자의 방법은 PSC거더의 시공 시 크리프 및 건조수축이나 시공 오차의 영향을 충전 콘크리트로 흡수 할 수 있으며, 강 보강형의 가설 시 셀 내부에 콘크리트를 미리 공장에서 타설하는 방법이 가능하여 시공성이 용이하다.

(1) 전 · 후면 지압판 내부충전 콘크리트 방식

지압판으로서 전면판과 후면판을 모두 적용하고 콘크리트로 내부 충전하는 방식은 축방향력과 휨모멘트를 합성부의 전단 연결재와 전 · 후면판의 지압에 의하여 전달한다. 전단력과 비틀림 모멘트는 전면판의 스테드에서 강거더로 전달되는 구조이다. 이와 같은 연결부 접합방식은 접합 세그먼트의 콘크리트에 대해서도 PSC 거더와 같은 배근과 타설이 가능하기 때문에 품질확보가 용이한 장점이 있다. 특히, 전면판과 후면판, 그리고 합성부 스테드의 3개소에서 축방향력이 전달되기 때문에 기존의 방식에 비하여 콘크리트의 지압응력을 저감할 수 있으며 지압판에 발생하는 응력 또한 크게 경감시킬 수 있다. 합성부는 강셀의 밀폐구조로 이루어진다.

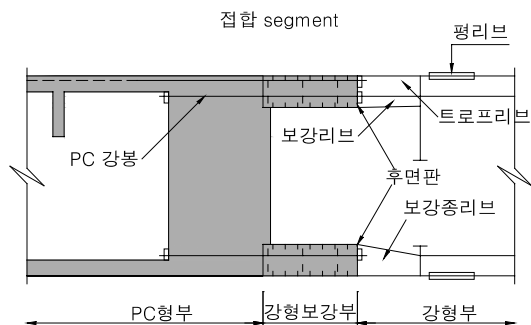


〈그림 7.18〉 전 · 후면 지압판 내부충전 콘크리트 방식

다만 합성부에 무수축 모르타르 충전이 필요한 것이 상대적인 단점으로 인식될 수 있으며 후면판 위치에서의 강 거더에서 국부적인 손상 발생의 가능성이 있지만 이와 같은 접합방식에 있어서의 발생 문제는 보고되지 않고 있다. 하중 전달 메커니즘이 가장 원활하며 접합면에서의 응력집중의 발생이 가장 작게 예상되는 구조로서 구조적 성능은 물론, 시공성과 내구성에서도 뛰어난 것으로 분석된다.

(2) 후면 지압판 내부충전 콘크리트 방식

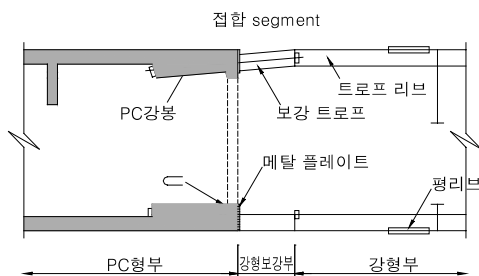
축방향력과 휨모멘트는 합성부의 전단연결재와 후면판의 지압에 의하여 강거더 보강부와 강거더로 전달되며, 전단력과 비틀림 모멘트는 강바닥판과 복부판, 그리고 플랜지에 배치된 스테드에 의하여 전달되는 구조이다. 이와 같은 접합방식은 강거더부에 보강 세로 리브를 설치하여 강성의 변화에 따른 영향을 완화하는데 트로프 리브에서의 힘의 전달은 원활한 방식이다. 합성부 강 셀 내에서의 응력은 균일하며 후면판 위치에서의 콘크리트 지압응력 또한 비교적 작게 발생한다.



〈그림 7.19〉 후면 지압판 내부충전 콘크리트 방식

후면 지압판 내부충전 콘크리트 방식은 시공사례가 있으며 원활한 힘의 전달을 기대할 수 있는 방법이지만 합성 거더부 강재의 제작성이나 좁은 부분에서의 배근 작업에 따른 시공이 어려우며, PSC거더와 합성거더에 일괄로 대량의 고유동 콘크리트를 타설하여야 하므로 품질관리에 따른 어려움 등의 문제점이 있다.

(3) 메탈 플레이트 방식



〈그림 7.20〉 메탈 플레이트 방식

지압에 의한 접합방식인 메탈 플레이트 방식은 축방향력과 휨모멘트를 메탈 플레이트에서의 지압에 의하여 강거더와 보강부로 전달되며, 전단력과 휨모멘트는 메탈 플레이트와의 마찰과 U 철근의 전단에 의하여 강거더에 전달되는 구조이다.

접합부의 콘크리트에 대해서도 일반부 PSC거더와 동일한 배근과 콘크리트 타설이 가능하다는 장점이 있으며, 메탈 플레이트에 작용하는 지압에 대하여 강거더에 보강이 요구되는데 후면 지압판을 채택한 방안에 비해서 강거더 제작성은 좋은 것으로 평가된다. 그러나 메탈 플레이트 위치에서의 콘크리트 지압 응력은 상대적으로 가장 커질 수밖에 없으며, 강성이 다소 급격하게 변하는 구조이므로 강거더 접합부에서의 손상발생 가능성이 상대적으로 높은 접합구조이다.

7.6 강결구조

7.6.1 적용

이 항은 강판형 또는 강상형과 RC교각의 강결구조의 설계에 적용한다.

이 항은 강판형 또는 강상형과 RC교각의 강결구조 설계에 적용하는 것으로 한다. 여기서 말하는 강판형은 PC상판을 갖는 소수거더교를 전제로 하고 있다.

또한, 상부구조의 형식이 트러스의 경우에는 거더간격 및 전단연결재, 다이아프램 등의 하중의 전달 기구에 대한 검토를 하는 것이 좋다. 그와 함께 강결부의 횡형에 배치한 스티트 등의 전단연결재에 작용하는 단면력이 거더근방에 집중하는 것 등이 고려되기 때문에 전단연결재 배치방법 등을 검토하는 것이 좋다.

7.6.2 설계의 기본

- (1) 강결구조 설계에 대하여는 지진에 대한 충분한 내진성능을 갖도록 설계하지 않으면 안 된다.
- (2) 시공 시에는 시공방법, 시공 중의 구조, 자중, 시공기재, 바람 및 지진의 영향을 고려하지 않으면 안 된다.

- (1) 지진을 고려한 설계에 대하여도 교량전체로서 충분한 내진성능을 갖는 것으로 하였다. 또한 지금까지 실시한 접합부의 축소 모형실험에 대하여는 설계하중에 대한 강결부의

안전성의 확인을 하지 않았지만 강결부를 파괴되게 하고, 그 때의 하중과 변형성능 등에 대하여 관계에 힌트를 얻은 해석사례가 적기 때문에 그러한 강결부의 거동에 대하여는 명확하게 되지 않은 점도 많다. 그렇기 때문에 하중과 변형 성능의 관계가 명확히 확인 가능하도록 강결부에 대하여는 소성화되지 않게 교각 기부가 선행한 소성화 할 수 있는 설계를 표준으로 하였다. 강상부 구조가 지진 시에 조판한 하중을 받는 경우의 거더의 소성역에의 내력 및 변형성능에 관하여는 미 해명된 부분이 많다. 거기에 연속 라멘 구조가 되는 본 구조는 지진에 대하여 강상부 구조를 항복시키지 않는 것이 바람직하다.

- (2) 강결부에 콘크리트를 충전하는 경우 시공 시에 타설하는 콘크리트에 따라 형새겸용 강재에 축압이 작용하고 강재가 팽창하는 경우가 있다. 그렇기에 형새겸용 강재의 계획을 하는 때에는 콘크리트 타설에 따른 축압을 하중으로서 고려하는 것이 필요가 있다. 시공시의 풍하중·지진하중을 하중강도의 시공시기·가설공법 등을 충분히 감안하고, 적절한 하중조건을 설정하는 것으로 한다. 또한 임시 가설비하중 및 작업하중에 대하여도 시공 상황에 맞추어 검토하는 것으로 한다. 또한, 라멘구조이기 때문에 설계에 대하여 시공 시 온도변화의 영향을 고려할 필요가 있다. 온도 차는 30℃로 예측하는 것이 좋다.

7.6.3 강결부의 구조

- (1) 강결부의 구조는 강상부구조의 단면력(휨 모멘트, 축력, 전단력)을 강형에서 확실하게 RC교각에 전달하는 것이 아니면 안 된다.
- (2) 상부구조의 형식에 PC상판이 있는 판형의 경우에는, 주거더 간격 및 전단연결재·다이아프램 등의 하중의 전달기구를 적용에 고려하는 것으로 한다.

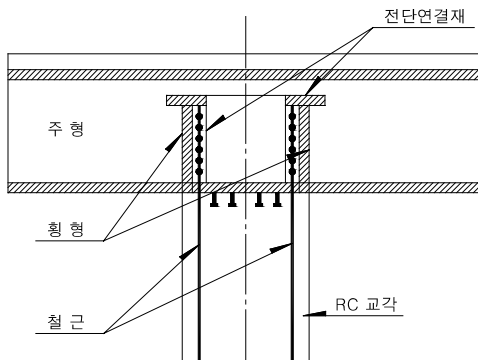
- (1) 강결부의 구조는 강형지점부에 횡형·다이아프램·횡량 등의 강형 전달부재를 설치하고, 그 강판면에 접합재로서 전단연결재를 배치하고 콘크리트 및 RC교각의 주철근을 통하여 접합하는 구조를 표준으로 한다.

강결구조를 채용한 강상부구조의 시공 사례에 대하여는 각각의 교량형식과 가설조건에 맞게 다른 접합 방법이 채용되어지지만 상부구조 형식에 대한 적용성과 시공성능을 고려한 기본구조를 다음에 나타낸다.

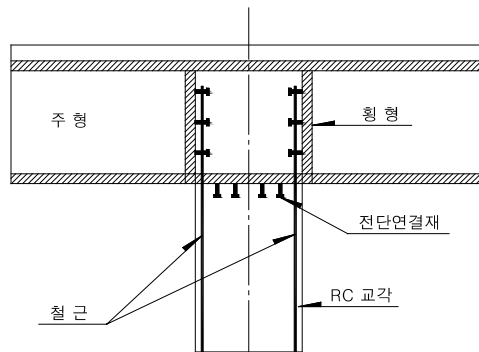
PC상판을 갖는 강판형에 대하여는, 스티드 및 강판 등의 전단연결재로 구속된 콘크리트 측에 배치되는 것이 바람직하다. 따라서, RC교각과 강거더복판(Web)과 횡형으로 둘러싸, 횡형간의 다이아프램 등을 배치하는 것에 의하여 강결부 내 콘크리트의 구속도를 높인 구조(그림 7.21)를 표준으로 한다.

또한, 상형에 대하여는 철근에 따른 거더 하부 플랜지부를 관통시켜 강결부의 충전 콘크리트에 정착시키는 구조(그림 7.22)를 표준으로 한다. 상부구조의 거더 형상과 형고에 제약이 있는 경우와 교각 주철근량이 많은 경우에는 하부 플랜지를 절단한 지압판을 설치하는 구조(그림 7.23)와 강재기둥을 RC교각에 매입하는 구조(그림 7.24)와 있다. 상형의 연결부의 구조선정에 대하여는 (그림 7.25)의 강결 구조 형식선정 순서도의 예를 참고하는 것이 좋다. 또한, 판형 및 상형에 대하여는 교축직각 방향에 대한 구조도 같은 양상의 접합방법을 표준으로 한다.

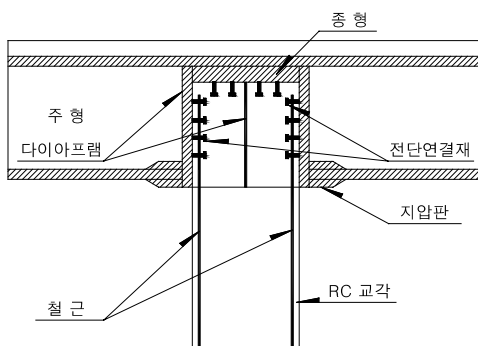
강결부의 접합방법에 대하여는 현재 새로운 형식이 제안되고 있는 것도 생각할 수 있으나, 여기에 나타나 있지 않은 형식을 채용하는 경우에는 강결부 구조의 안전성 실험 등에 따라 확인하는 것으로 한다.



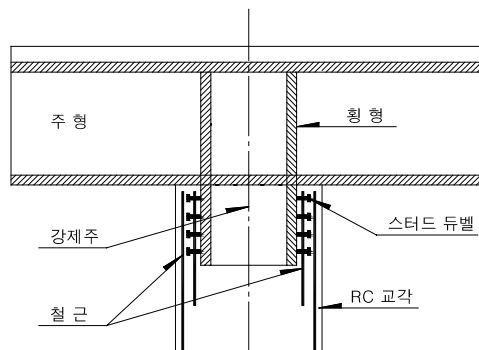
〈그림 7.21〉 판형(횡형) 형식 예



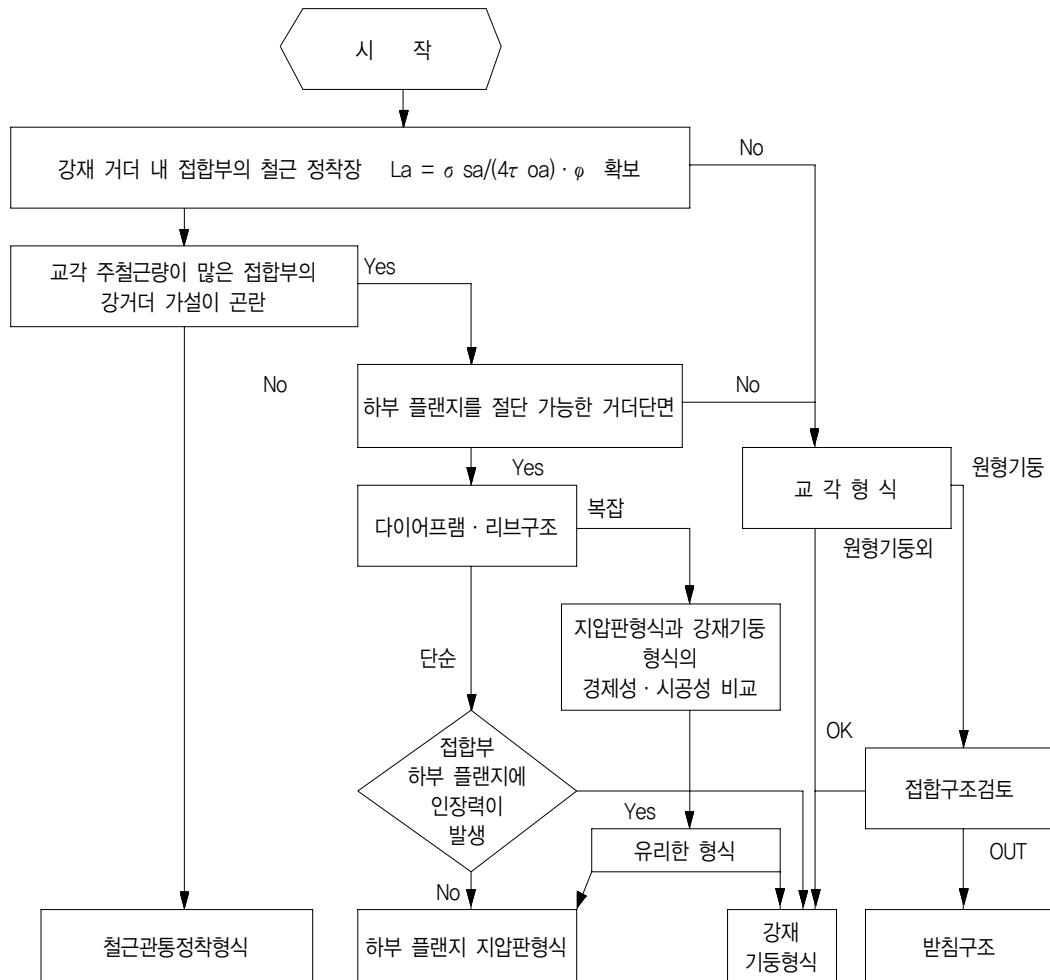
〈그림 7.22〉 상형(철근정착) 형식 예



〈그림 7.23〉 (하부플랜지 지압판) 형식 예



〈그림 7.24〉 상형(강재기둥) 형식 예



〈그림 7.25〉 상형 강결구조 형식 선정 순서도

7.6.4 강결부의 단면력 전달기구

강형과 RC교각의 강결부에는 강결부를 구성하는 각 부재의 강도 등, 그 구조특성을 적절히 평가하고 전달부재에 부담하는 힘을 정하는 것으로 한다.

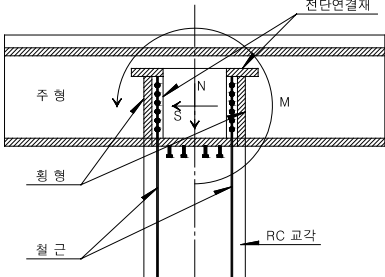
강형과 RC교각 간의 힘의 전달은, 직접 전달되는 것과 횡형을 통하는 전달되는 것의 2가지로 생각될 수 있다. 그러한 힘의 흐름이 어떻게 분담되어 가는지, 각 부재에 분포되는 지는 횡형의 구조와 강도에 따르는 것이 크다.

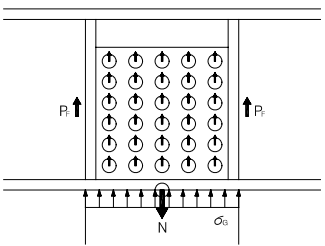
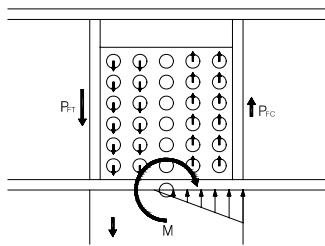
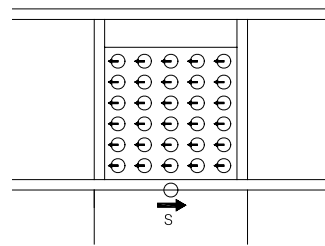
또한, 거더에 직접 RC교각에 전달되는 기구로서 하부플랜지 바로 밑의 지압 및 복판에 배치된 전단

연결재에 의한 것 이외에 거더 복판근처의 콘크리트에 압축 스트러트가 형성되어 전달되는 기구도 있는 것이 보고되고 있다.

이러한 강형과 RC교각간의 힘의 전달에 대한 현상은 명확하지 않은 부분도 많아 복합구조의 테마로서 연구가 진행되고 있는 현상에 있고, 설계계산에서는 정량화가 곤란하기 때문에 현시점에서는 판형, 상형 형식의 경우의 각 강결구조에 대하여 전달기구는 아래를 참고 한다.

① 2주판형(횡형) 방식

거더형식	판형	전달기구	판형→횡형→전단연결재→Con→철근→교각
전달부재	횡형		
	응력의 전달	M 휨모멘트	인장력: 횡형에 배치된 전단연결재에서 강결부 콘크리트에 정착 주철관에 전달 압축력: 거더와 하부플랜지 및 거더 횡형의 전단연결에서 교각 콘크리트에 전달
		N 축력	거더하부플랜지, 거더 및 횡형의 전단연결재에서 교각 콘크리트에 전달.
		S 전단력	거더, 횡형 전단연결재에서 교각 콘크리트에 전달

	축력 N	휨 모멘트 M	전단력 S
전달 기구도			
전달 경로	경로 1 ($\sigma_G \cdot A_G = N/2$) RC교각→하부플랜지→강형 ※콘크리트 간의 지압 경로2 ($P_F = N/2$) RC교각→콘크리트→다이아프램(수직 보강재)→횡형→강거더 ※횡형의 휨강성 A_G : 하부플랜지 지압면적	인장력 ($P_{FT} = M/D$) RC교각→주철근→콘크리트→천공한 다이아프램(천공한 수직보강재)→횡형→강거더 ※횡형의 휨강성 압축력 ($P_{FC} = M/2D$, $\sigma_G \cdot A_G = M/2D$) 축력과 같은 양상경로 1,2에서 전달 D : 교각 교축 방향폭	RC교각→다이아프램→횡형→강거더 ※2매의 횡형을 상하부플랜지 합성단면의 휨강성

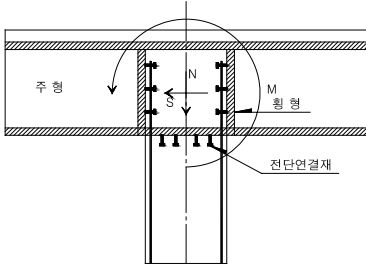
〈그림 7.26〉 강형-RC교각간의 힘의 전달기구

이 구조는 RC교각을 강거더 복판과 횡형으로 둘러싼 구조이며, 횡형간에는 거더간격을 1:2:1정도로 분할하는 것으로 천공한 다이아프램을 설치하고 있는 예가 있다.

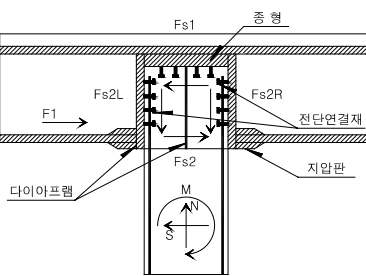
강결부에 걸리는 거더은, 단면 손실이 없이 연속한 구조로 되어 있기 때문에 강형-RC교각 간 전달되는 단면력은 교각 상에 발생하는 휨모멘트와 전단력의 차이를 주로 고려하는 것이 좋다. 다시 말하여 이러한 차이의 단면력이 각각, RC교각의 휨모멘트와 축력으로서 전달되는 것이 되지만, 편의상 RC교각에서 강거더에 전달되는 것으로서 설계계산을 행하면 좋다.

축력과 휨모멘트의 우력과의 합력이 압축력으로서 작용하는 축의 힘의 전달기구는 RC교각에서 직접 거더에 전달되는 경로와 횡형을 통하여 전달되는 경로의 2계통으로서 그 배분은 1:1 설계하면 된다. 축력과 휨모멘트의 우력과의 합력이 인장력으로서 작용하는 축의 힘의 전달기구도 그 배분은 1:1 정도로 하면 된다. 그러나 인장축의 횡형에 작용하는 응력은 인장축에 대하여도 거더의 하부플랜지 복판의 전단연결재에서 힘의 전달이 기대되지만 안전축의 배려로서 합력의 전체를 횡형이 받는 것으로서 계산하는 것이 좋다.

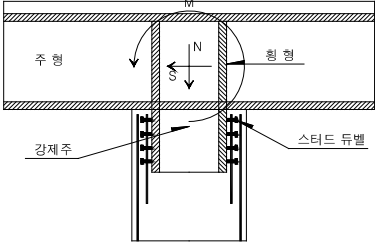
② 상형(철근정착) 형식

거더형식		상형	전달기구	판형→횡랑→Con→철근→교각	
전달부재		지점부횡랑			
	응력의 전달	M 휨모멘트	인장력: 횡랑에서 횡랑 내 충전 콘크리트에 정착된 주철근에 전달 압축력: 거더 하부플랜지에서 교각 콘크리트에 지압응력으로서 전달		
		N 축력	하부플랜지에서 그대로 교각 콘크리트에 압축응력으로서 전달		
		S 전단력	하부플랜지 하면에 설치된 전단연결재 또는 전단키에서 교각 콘크리트에 전단응력으로서 전달		

③ 상형(하부플랜지 지압판) 형식

거더형식	상형	전달기구	판형→다이아프램→전단연결재→Con→철근→교각
전달부재	거더+다이아프램		
	응력의 전달	M 휨모멘트	인장력:다이아프램, 종형에 설치된 전단연결재에서 충전콘크리트에 정착된 주철근에 전달 압축력:거더하부플랜지의 지압판에서 교각 콘크리트에 지압응력으로서 전달
		N 축력	강재 간격 내의 다이아프램의 전단연결재에서 교각 콘크리트에 전달 응력으로서 전달
		S 전단력	지압판 및 종형의 전단연결재에 따라 교각 콘크리트에 전달

④ 상형(강재기둥) 형식

거더형식	상형	전달기구	판형→강재기둥→전단연결재→철근→교각
전달부재	교각주두부		
전달기구도		M 휨모멘트	인장력: 강재기둥의 전단연결재에서 강결부 콘크리트에 정착된 주철근에 전달 압축력: 강재기둥의 스테드 콘크리트에 전달응력으로서 전달
		N 축력	강재주부 전단연결재에서 교각콘크리트에 전달응력으로서 전달
		S 전단력	강재주부의 전단연결재에서 교각콘크리트에 전달응력으로서 전달

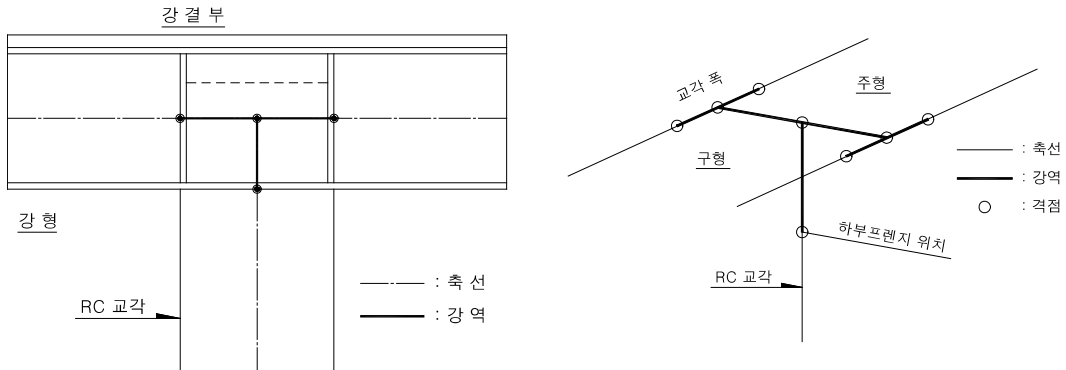
7.6.5 구조해석

- (1) 구조해석은, 상부구조, 하부구조 및 기초구조를 고려하여 강결부에 작용하는 단면력은 적절히 평가 가능한 해석법에 의하여 하는 것으로 한다.
- (2) 단면력의 산출에는 각 부재의 단면강성 및 강역의 영향을 적절하게 고려하여 해석하는 것으로 한다.

(1) 강결부에 작용하는 단면력은 지간분할 및 교각높이 및 지반 정수에 의하여 크게 변하기 때문에 상부공, 하부공 및 기초형식을 고려한 입체골조해석을 하는 것이 좋다.

(2) 구조 해석상의 강결부는 강역으로 취급하여도 좋다. 또한 강역은 접합방법에 관계없이 하부 플랜지면보다 위로하면 좋다. 다만 강결부의 해석모델 및 강역의 고려방법은 시방서 규정을 기본으로 하여 아래 그림을 참고로 하는 것이 좋다. RC교각의 강도는 콘크리트 전단면을 유효로 한 것으로 하여 탄성계수 비 n 은 7을 이용하여도 좋다.

콘크리트의 탄성계수는 압축강도에 의하여 달라지지만 이것이 다소 변화하여도 단면력에 미치는 영향은 그렇게 크지 않는 것이어서, 여기에서는 탄성계수 비를 일정하게 하여도 좋다. 또한, 특히 교각고가 다른 교량에서는 지반 강성의 영향이 거더, 교각 단면력에 주는 영향이 커지기 때문에 기초지반도 모델화하여 구조해석을 실시하는 것을 표준으로 한다.



〈그림 7.27〉 강결부의 해석모델

7.6.6 강결부 설계

7.6.6.1 거더

- (1) 강거더의 설계는, 강결부 경계면(강형사구부 및 RC교각 사구부)에 작용하는 단면력을 사용하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 강결부에서는 산정한 응력도가 접합재의 허용치이하 여야 함과 동시에 극한시의 단면력이 내력이하가 아니면 안 된다. 또한 RC교각 사구부 휨모멘트에 의하여 부가 전단력은 적절히 고려하는 것으로 한다.
- (3) 강결부의 설계에 이용하는 하중의 조합은 도시 II 2.2 또는 도시 IV 3.2에 의하는 것을 표준으로 한다. 또한, 극한하중 작용 시에 대하여도 충분히 안전하지 않으면 안 된다.
- (4) 강결부에 대한 합성응력도의 허용 안전율은 콘크리트의 충전을 고려하여 도시에 기초하여 설정하는 것을 표준으로 한다.
- (5) 강결부에 대하여는 전단력의 영향을 고려하는 것이 바람직하다.
- (6) 크리프, 건조수축에 의한 영향은 설계에 대하여 특히 고려하지 않아도 좋다.

- (1) 다른 종류의 부재 강결부는 그 접합방법에 의하여 단면력의 전달기구가 다르다. 그러함에도 그 모두에 대하여 그 전달기구가 충분히 해명되었다고는 말할 수 없다. 이에 따라 설계에서는 그 전달기구에 대하여 충분히 고려하고 문헌조사, 실험 등을 통하여 단면력이 확실히 전달되는 것을 확인할 필요가 있다. 다만, 시공실적이 있는 구조로 강상부구조의 단면력이 확실히 전달되는 것이 확인되는 것에 대하여는 그럴 필요가 없다. 강결부에 대하여 힘의 전달이 명확하게 해명되지 않았기 때문에 안전측의 설계를 하는 것이

기본으로 생각되어 강부재, 콘크리트부재 각각의 단독 단면으로 된 설계를 하는 것이 표준이 된다.

- (2), (3) 강결부 설계는 접합재에 적합한 허용치를 설정하고 산정한 응력도가 허용치 이하가 됨과 동시에 극한 시의 단면력이 내력이하로 되는 것으로 하였다. 또한, 극한 시에 대한 강결부의 강부재와 콘크리트 부재면에는 구개의 가능성이 생각된다. 이런 것을 확인하는 것을 목적으로 하여 축소모델에 의하여 실험을 했지만, 호결부의 구개를 확인하는 것은 불가능 하였다. 이것은 필요이상의 스테드 배치되었기 때문으로 생각된다. 하지만, 강결부의 구개를 방지하는 의미에서 콘크리트 교각측의 강재의 스테드 등을 배치하는 것이 바람직하다. 또한, 강결부에는 RC교각 사구부의 휨 모멘트 M_3 에 의하여 작용하는 부가전단력 $Q(=M_3/D)$ 에 대하여 아래의 조사를 하는 것을 표준으로 한다.

$$\sigma \leq \sigma_a \quad (\text{식 7.1})$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 \leq \tau_a \quad (\text{식 7.2})$$

σ : N_1 , M_1 및 N_2 , M_2 에 의하여 작용하는 강거더의 수직 응력도

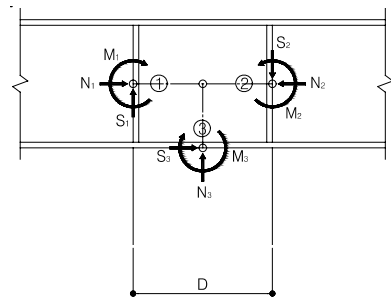
σ_a : 허용인장, 휨 압축응력도

τ_1 : S_1 및 S_2 에 의하여 작용하는 강거더의 전단력도
($=S_1/A_w$, S_2/A_w)

τ_2 : M_3 에 의하여 작용하는 부가전단력도($=Q/A_w$)

τ_a : 허용전단응력도

A_w : 거더복판의 단면력



〈그림 7.28〉 강결부의 단면력

- (4) 강결구조에 대하여 합성응력도의 안전율은 강결부의 콘크리트가 충전되어 지진 시에 강재가 항복에 도달한다고는 생각되기 어렵기 때문에 도시에 준거하여 1.2로 하였다.

$$(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2 \quad (\text{식 7.3})$$

σ : 휨모멘트에 의한 수직응력도 (N/mm^2)

τ : 휨에 따르는 전단응력도 (N/mm^2)

σ_a : 허용인장 응력도 (N/mm^2)

τ_a : 허용전단 응력도 (N/mm^2)

또한, 강재의 국부좌굴은 콘크리트로 충전되었기 때문에 고려하지 않아도 좋다.

- (5) 강결부재 내의 콘크리트를 충전한 경우의 전단현상은 FEM 해석 및 공시체 실험 등에 따르면 그 값은 특히 문제없는 크기이다. 그렇지만 실적으로서 충분히 안전하다고는 생각되지 않은 점 또한 전단이 발생한 콘크리트 충전도합의 관계를 명확히 할 필요가 있다. 여기에서 전단의 영향은 고려하는 것으로 하였다.
- (6) 강결부 콘크리트의 크리프, 건조수축에 의한 영향을 측정하는 것을 목적으로 스테드에 휘어짐을 측정하는 것을 부착하여 응력치를 측정하였다. 그 결과 측정수가 적은 것과 스테드에 생기는 건조수축, 크리프 등에 의한 응력치가 작은 것에서 설계계산에는 이러한 영향을 특히 고려하지 않는 것으로 하였다.

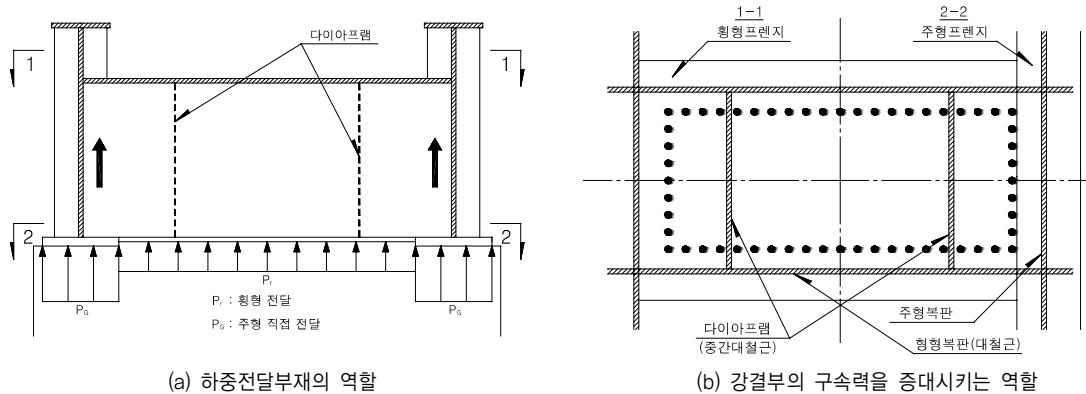
7.6.6.2 강2주판형의 횡형

- (1) 강2주판형의 횡형은 강결부의 하중전달에 기여하는 부재로서 설계하고 거기에 레벨 2 지진 시에 대해서도 강결부는 건전하게 되는 충분한 강성을 확보한 구조로 하는 것을 표준으로 한다.
- (2) 강2주판형의 횡형은 거더복판과 같이 강결부 콘크리트 타설 시에 걸리는 측압에 대하여 조사하지 않으면 안 된다.

(1) 강2주판형의 횡형은 아래에 유의하여 설계하는 것이 좋다.

횡형 강결부의 하중전달에 기여하는 비율 또는 그 힘의 흐름을 명확히 정의하는 것은 현시점에는 명확하지 않은 부분도 많기 때문에 안전측의 배려와 함께 그 하중분담율은 가정하고, 단면설계를 하는 것이 바람직하다. 게다가 극한하중시의 강결부 건전을 갖는 동시에 소성화되지 않기 위해서도 충분한 강성을 필요로 한다. <그림 7.29>에 나타난 것처럼 강결부에 대한 횡형은 강-콘크리트 간의 하중전달을 하는 것만이 아닌 극한하중 시에는 RC교각의 대철근으로서, 또한 횡형간을 묶는 다이아프램은 중간대 철근의 역할을 맡아 강결부 콘크리트 소성화를 방지하는 것이다.

주의점으로서의 횡형에 고재질 (60kg강)을 사용하여 횡형높이를 조절하는 것과 수평보강재를 배치하여 복판두께를 얇게 하는 것은 될 수 있는 한 피하는 것이 좋다. 강결부의 구속도를 높인다는 관점에서 횡형의 강성을 저하되지 않도록 배려할 필요가 있다.



〈그림 7.29〉 강결구조의 횡형의 역할

다만, 횡형높이를 낮게 맞추는 일은 유지관리용의 검사통로 확보 및 상판이 동거부집의 시공성을 고려한 경우에 필요하게 된다.

횡형 하부플랜지의 배치는 강결부의 시공성을 고려하고, 강결부 외측에 배치하는 것이 바람직하다. 다만, 하부플랜지를 강결부의 내측에 배치한 RC교각의 주철근을 관통하는 경우는 해부공 시공시의 배근에 대하여 플레이트를 사용하는 등 시공정도를 충분히 고려하여 관통구멍의 크기 및 배치를 결정하는 것이 바람직하다. 또한, 횡형면 외의 강성(특히 하부플랜지 근방)을 높이는 것은 강결부 내의 콘크리트가 압괴하여 밖으로 팽창하는 것을 제어하는 효과가 있는 것에서부터도 횡형플랜지는 거더복판 및 플랜지에 접합하는 것이 좋다.

여기에 표시한 것과 같은 강2주판형의 강결구조에 대한 횡형은 상시하중에 대하여도 전술한 하중분담의 단면설계를 하여 또한, RC교각의 보유 수평내력이 작용한 경우 또는 동적응답해석에 의하여 구하여진 강결사구부의 단면력에 대하여 항복하지 않은 것으로서 설계를 하는 것이 좋다.

$$q = P_f / g \quad (\text{식 7.4})$$

횡형의 설계단면력

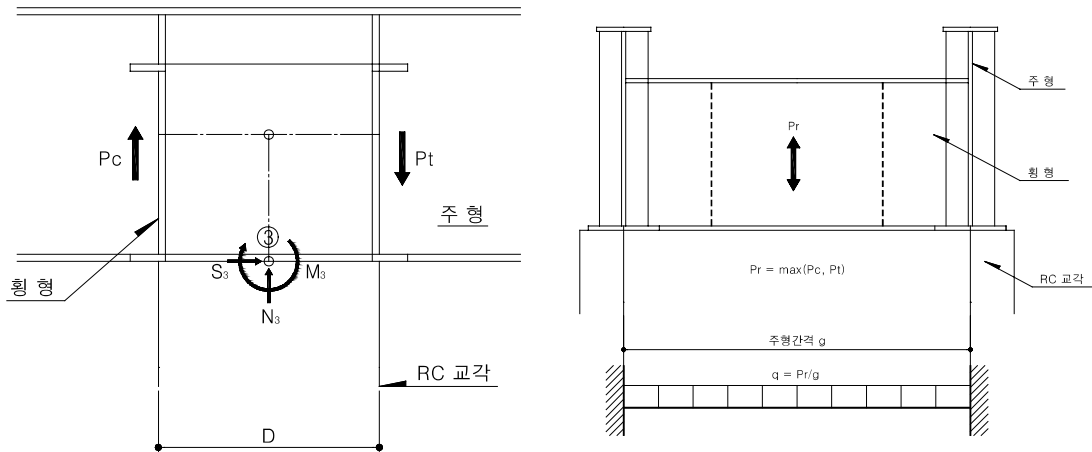
$$P_f = \max(P_c, P_t) \quad (\text{식 7.5})$$

압축의 횡형에 작용하는 단면력

$$P_c = \frac{N_3/2 + M_3/d}{2} \quad (\text{식 7.6})$$

인장축의 횡형에 작용하는 단면력

$$P_t = \frac{N_3}{2} - \frac{M_3}{d} \quad (\text{식 7.7})$$



〈그림 7.30〉 횡형의 작용력

(2) 콘크리트 타설에 대하여 작용하는 응력은 작지만 강재거푸집으로서 형상유지가 가능하게 조사를 하는 것으로 한다.

7.6.7 접합재 설계

7.6.7.1 전단연결재의 종류

- (1) 강결부 내의 전단연결재는 강-콘크리트간의 부착 및 각각의 힘의 전달을 적절하게 하는 것이 아니면 안 된다.
- (2) 동일방향의 힘에 저항하는 전단연결재는 한 가지 종류로 하는 것이 좋다.

(1) 전단연결재는 강-콘크리트간의 접합재로서 그 종류 및 배치를 고려하는 것이 기본이며, 천공 강판 또는 스티드를 표준으로 한다. 하부공의 시공정도에 대한 영향 및 강결부에 대한 배근의 합리화 등도 고려하는 것이 필요하다. 또한 강과 콘크리트간의 부착을 확보하기 위하여 필요에 대하여 전단연결재 및 용접철근을 배치하는 것이 좋다. 설계의 가정에 대하여 힘의 전달을 기대할 수 없는 전단연결재는 강-콘크리트의 부착(합성작용)을 확보하는 것에 의하여 강결부의 여유내력을 높이는 것이 된다. 그 종류의 전단연결재는 철근과의 배합을 고려하고 적당한 전단연결재를 설계하는 것으로 한다.

- (2) 스테드와 천공 강판의 특징을 비교하여 역학적으로 크게 다르지 않다고 하면, 스테드는 유연한 것이라는 것에 대하여, 천공강판은 강결한 다웰바로 하는 것을 들 수 있다. 상당히 강성이 다른 전단연결재를 일부 부재로 배치한 경우 강-콘크리트간의 전단력 및 최대 내력의 예측이 곤란하게 된다. 덧붙여 다른 종류의 전단연결재를 어쩔 수 없이 섞어 사용하는 혼재된 경우에는 각각의 허용전단력을 서로 더하여 산출하지 않으면 안 된다. 설계상 충분히 주의가 필요하다.

7.6.7.2 전단연결재의 설계

- (1) 강결부의 전단연결재의 설계에 이용하는 작용력은 각 부재별로 설정하는 것으로 한다.
 (2) 하나의 부재를 배치한 복수의 전단연결재에 작용하는 전단력은 균등하게 배치하는 것이 좋다.
 (3) 하나의 전단연결재에 작용하는 전단력은 하나의 전단연결재의 허용전단력 이하가 아니면 안 된다.

- (1) 횡형으로 배치되어진 전단연결재는 FEM 해석 등을 실시하는 경우 거더부근의 응력이 집중하는 경향이 있다. 그러나 동일부재에 배치된 전단연결재가 국부적으로 최대내력에 도달하였더라도 파단에 이르기까지에는 큰 변형성능을 가지게 되는 것에서 전단력의 재배분이 이루어져 일부 용접되어진 전단연결재가 균등하게 부담하는 것으로 생각되어진다.

- (2) 하나의 부재에 배치되어진 복수의 전단연결재에 작용하는 전단력을, 식(7.8)에 의하여 필요 본수(공수) N_{req} 를 산출하여도 좋다.

$$P \leq N_{req} \times Q_a$$

(식 7.8)

여기서, P : 일부재 전달전단력

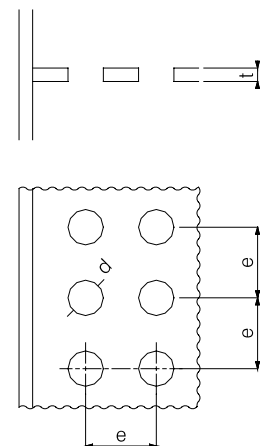
Q_a : 전단연결재의 허용전단력

① 천공강판 듀벨의 허용전단력

천공강판 듀벨의 허용전단력은 다음 식에서 구하여진다.

$$Q_a = 0.3 \cdot d^2 \cdot f_{ck}$$

(식 7.9)



〈그림 7.31〉 천공강판

여기에서, f_{ck} : 콘크리트 설계기준강도, d : 공경

다만, 허용전단력 Q_a 를 갖는다는 조건으로 다음 식을 만족하는 것으로 한다.

강판 전단파괴 조사

$$A_s \geq 0.63 \cdot d^2 \cdot f_{ck} / f_y \quad (\text{식 7.10})$$

공내 콘크리트 지압파괴 조사

$$d/t \leq 8.0 \quad (\text{식 7.11})$$

여기에서 A_s : 공간과 강판 단면적 $\{=(d-e) \cdot t\}$

f_y : 강판의 항복점

t : 철판두께

② 스테드의 허용 전단력

도시 II 11.5.5 준하면 된다.

1) 강2주판형 (횡형 형식) 설계방법

RC교각에서 횡형에서의 힘의 전달은 다이아프램 및 수직보강재를 배치한 전단연결재에 의하여 행하여지는 것으로 하면 된다. 여기에서, 천공 강판을 사용한 경우에 대하여 기술한다. 천공 강판은 〈그림 7.32〉에 표시한 RC교각사구부에서 횡형에 전달되는 힘 P_t 에 대하여 필요공수 N_{req} 를 산출하고, 다이아프램 및 수직보강재에 배치한다. 다만, 다이아프램의 유효공은 〈그림 7.33〉에 표시한 것과 같이 횡형간의 1/4정도로 하여도 된다.

$$N_{req} = P_t / Q_a \quad (\text{식 7.11})$$

여기에서, 횡형에 전달되는 힘 P_t

$$P_t = \max(P_c, P_i) \quad (\text{식 7.12})$$

압축측 횡형에 작용하는 전단력

$$P_c = \frac{N_3/2 + M_3/D}{2} \quad (\text{식 7.13})$$

인장측 횡형에 작용하는 전단력

$$P_t = \frac{N_3}{2} - \frac{M_3}{D} \quad (\text{식 7.14})$$

M_3, N_3, S_3 : RC교각사구분에 작용하는 단면력, D : 횡형간격

또한, 다이아프램의 유효공 및 수직보강재의 천공으로 균등하게 전단력을 부담하는 것으로서 전단응력도 조사를 다음 식으로 행한다.

$$\tau = P / A_d \leq \tau_a$$

$$P = P_f \cdot \frac{\text{조사부재 공수}}{\text{하중전달 전공수}} \quad (\text{식 7.15})$$

여기에서 A_d : 조사단면의 순단면적(천공면적 뺀 값은 고려)

천공 다이아프램은 교각사구부의 전단력 S_3 에 대하여도 전달에 기여하기 때문에 다음 식에 따라 조사를 하는 것이 좋다.

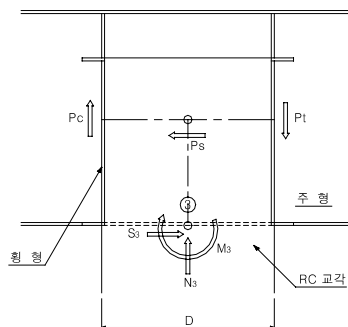
거더에 작용하는 전단력

$$P_s = S_3 \quad (\text{식 7.16})$$

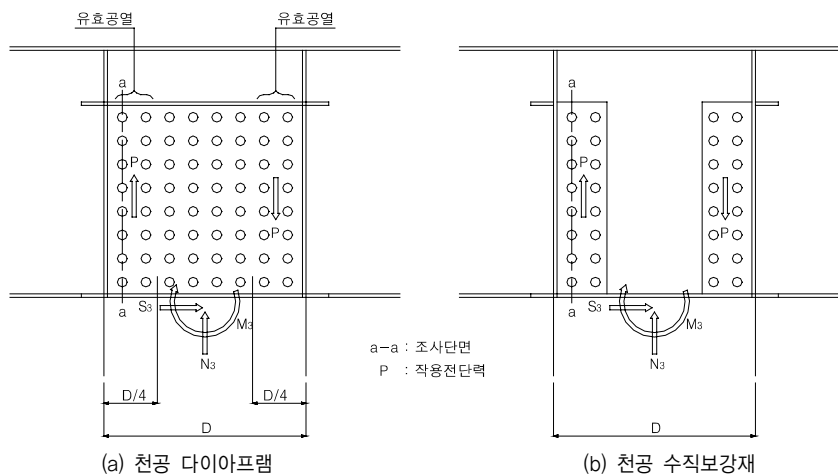
$$\sqrt{P^2 + (S_3/N_D)^2} < Q_a \quad (\text{식 7.17})$$

여기에서, P : 구멍 1개 당 작용하는 전단력, N_D : 다이아프램의 전체 공수

또한, 천공강판은 다이아프램 및 수직보강재 등의 구조부재에 이용되기 때문에 부재에 작용하는 전단력에 대하여 단면결손을 고려한 전단응력도의 조사를 만족하는 것으로 한다.



〈그림 7.32〉 전단연결재에 작용하는 전단력



〈그림 7.33〉 천공 강판의 조사단면

하부플랜지 및 복판 등 하중전달에 기여하지 않는 부재에 대하여는 강-콘크리트 사이의 박리 방지를 위하여 스테드를 이용하는 예가 있다. 이러한 때 스테드 필요본수 N_{Sreq} 은, 콘크리트가 부담할 수 있는 평균 전단응력도를 스테드로 확보할 수 있도록 결정하는 것으로 하고, 다음 식을 이용하여 산출하면 된다.

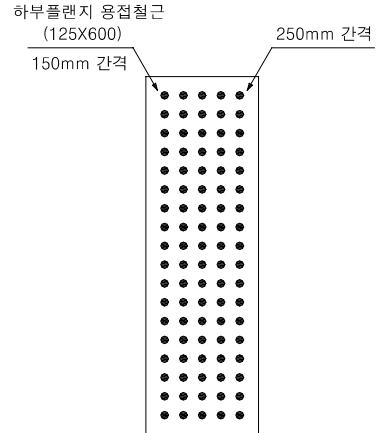
$$N_{Sreq} = \frac{A_{CG} \cdot \tau_{ca}}{Q_a} \quad (\text{식 7.18})$$

여기에서, A_{CG} : 거더복판과 콘크리트의 접촉면적

τ_{ca} : 콘크리트가 부담가능한 평균 전단응력도(도시Ⅲ)

Q_a : 전단연결재에 허용 전단내력

강판-콘크리트 간 부착특성의 향상과 여유내력을 기대하여 <그림 7.34>에 표시한 것과 같은 철근(나사철근)을 하부플랜지에 설계하는 예도 있다.



<그림 7.34> 하부플랜지의 용접철근 배치 예

2) 상형(하부플랜지 지압판 형식)의 설계방법

강결부 휨모멘트는 다이아프램과 종형 하부플랜지 스테드에 의하여 전달되는 것으로서 계산하는 것이 좋다.

$$Fs1 = N/2 + M/D - S \cdot H1/2D \quad (\text{식 7.19})$$

$$Fs2 = N/2 - M/D + S \cdot H1/2D \quad (\text{식 7.20})$$

$$Fs3 = Fc3 = S/2 \quad (\text{식 7.21})$$

$Fs1, Fs2$: 다이아프램에 작용하는 전단력

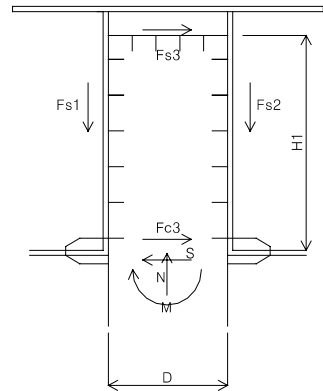
$Fs3$: 종형 하부플랜지에 작용하는 전단력

$Fc3$: 지압판에 작용하는 지압력

D : 다이아프램 간격(m)

$H1$: 종형 하부플랜지와 지압판의 간격(m)

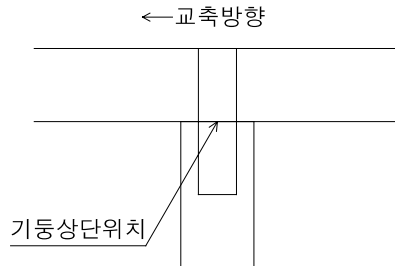
스테드 필요본수는 (식 7.8)에 따른다. 다만, 지압판에 인장력이 발생하는 경우에는 2힘의 전달방법은 별도로 검사하는 것이 좋다.



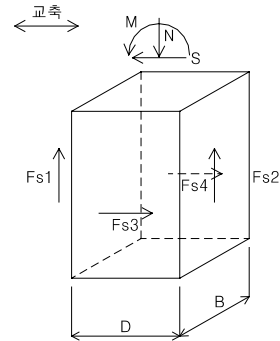
<그림 7.35> 하부플랜지 지압판 형식의 설계 방법

3) 상형 (강재기둥을 RC교각에 매입방법)의 설계방법

강결부의 설계단면력은 입체해석에 의하여 산출된 기둥상단위치에서의 단면력과 휨모멘트를 우력으로 산출하여 각각의 플랜지, 웨브의 연직·수평방향력은 분해한 수치를 이용하여 계산을 한다.



〈그림 7.36〉 설계단면력 산출위치



〈그림 7.37〉 강재기둥 형식의 설계방법

$$F_{s1} = N \cdot B/2(B+D) + M/D \quad (\text{식 7.22})$$

$$F_{s2} = N \cdot B/2(B+D) - M/D \quad (\text{식 7.23})$$

$$F_{s3} = F_{s4} = S/2 \quad (\text{식 7.24})$$

또한, 강재기둥의 스테드는 상기에 기술한 교축방향의 단면력 외에 교축직각방향의 단면력 및 기둥 축방향 둘레의 비틀림에 대하여도 부담하기 때문에 그것들의 합력에 의하여 본수를 결정하는 것으로 한다.

도시에 표시되어진 스테드의 필요 본수의 산출방법은 합성형을 대상으로 한 것으로, 강결부의 접합재로서 최적의 것이라 말할 수 없다. 스테드의 작용력의 부담률 및 적절한 허용치의 평가 방법 등 불명확한 점도 있기 때문에 도시 11.5에 의하여 설계하여도 좋다.

강결부에 걸리는 작용력은 실제에는 스테드만이 아니라 거더 및 횡형의 플랜지부에도 지압응력으로서 분담되어진다. 다만, 도시에서 표시되어진 스테드는 전에 기술한 것처럼 합성형을 대상으로 하고 있으며, 변형을 고려한 것이 아니다. 허용응력도는 항복에 대하여 3배, 파괴에 대하여는 6배의 안전율을 가지고 있고, 강결부의 접합재로서 설계하는 것이 안전측이라고 판단된다. 그렇기 위해서 스테드는 강결부의 접합재로서 설계하는 때에는 스테드 작용력의 부담률 및 적절한 허용치의 평가방법을 실험 등에 의하여 확인하고 적절한 본수를 검토하여 설계에 반영하는 것이 좋다.

횡형 스테드를 배치하는 방법은 거더부근의 스테드에 응력을 집중하기 쉽기 때문에 횡형이 긴 경우에는 스테드를 응력전달방법에 의하여 충분한 검토가 필요하다.

강재기둥의 스테드를 배치하는 방법에는 연직방향의 응력을 하부로 전달될수록 작아지기 때문에 그것을 고려한 스테드 배치를 하는 것도 검토하는 것이 좋다.

상부구조의 설계로서, 거더의 횡형에 스테드를 배치하는 접합방법 및 상형의 철근정착형식, 하부플랜지 지압판형식의 계산식과 강재기둥을 RC교각에 매입한 방법을 표시하였지만 이것은,

타 부채에 걸리는 전달기구로 하기 보다는 그 우위성이 있는 것을 고려하였기 때문에 타 부채보다 전달하는 것을 부정한 것이 아니다. 다른 부채에 의하여 전달하는 것도 유리할 수 있고, 다음 기술된 4)거더의 복판에 의한 전달방법에 대한 계산식을 예시한다.

4) 거더복판 스티드에 의한 방법

$$PS = S/n \quad (\text{식 7.25})$$

$$PM=M/\sum y_i^2 \cdot y_i \quad (\text{식 7.26})$$

$$P = PS + PM \quad (\text{식 7.27})$$

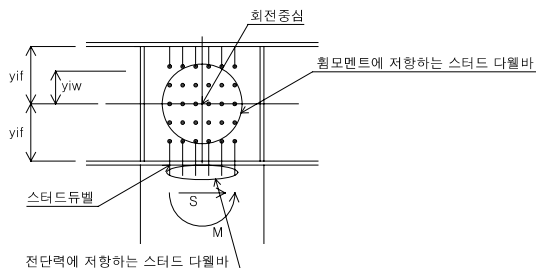
PS,PM : 전단력 및 휨모멘트에 의하여
스터드 1개당에 작용하
는 전단력(N)

n : 유효 스터드의 총 개수

yif : 플랜지의 스테드에 대한 거리(m)

 y_{iw} : 웨브의 스택드에 대한 거리(m)

또한, 힘에 저항하는 스퍼드에 전달되는 응력은 주철근을 통하여 교각에 전달되어 진다.

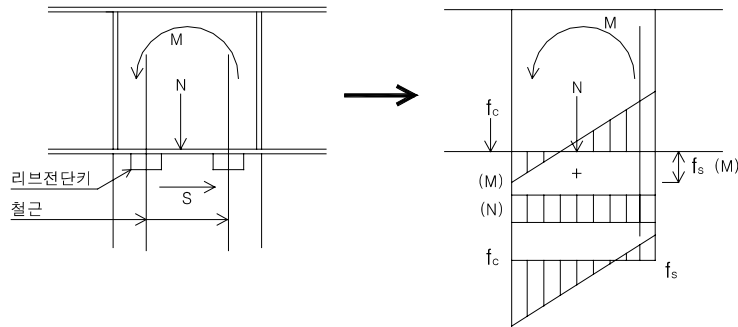


〈그림 7.38〉 스테르드에 의한 설계

7.6.7.3 철근의 설계

- (1) 강결부 근방의 교각의 설계는 강결사구부에 작용하는 단면력을 이용하여 RC단면으로서의 평면유지에 기초한 단면계산을 행하면 된다.
- (2) 교각의 축방향 철근은 강결부에 충분한 정착장을 갖고, 확실하게 일체화 되어진 것을 원칙으로 한다.

- (1) 교각부의 설계는 아래 그림에 표시된 단면계산에 의하여 행하는 것에서, 휨모멘트에 대하여는 철근에 의하여 저항하는 것을 고려하고, 철근의 인장응력도에 의하여 조사하며 교각부 콘크리트의 지압을 콘크리트 압축응력도에 의하여 조사하는 것으로 생각한다.
- 또한, 전단력에 관하여는 <그림 7.39>에 의하여 철근 및 형하단에 설치된 리브전단키 등에 의하여 전단응력도를 조사하고, 구조의 안전성 확인하는 것도 좋다.



〈그림 7.39〉 교각부의 설계방법

(2) 도시에 의하면 「장축철근은 부재의 유효고의 1/2만을 정착부에 넣은 위치에서 필요 정착장 L_o 를 확보한다.」고 기재되어있고, 정착장 L_o 는 차식에 의하여 구하는 것으로 하였다.

$$L_o1 = f_{sa} / 4\tau_c \cdot \phi \quad (\text{식 7.28})$$

여기에서, f_{sa} : 철근의 허용인장응력도(N/mm^2)

τ_c : 콘크리트의 허용 부착응력도(N/mm^2)

ϕ : 철근의 직경

콘크리트의 부착에 의하여 정착이 곤란한 경우에는 철근 후크를 설계하는 것에서, 도시Ⅲ 4.4.4에 표시되어 있는 것처럼, (식 7.28)에 규정된 정착장의 2/3이상으로 하여도 된다.

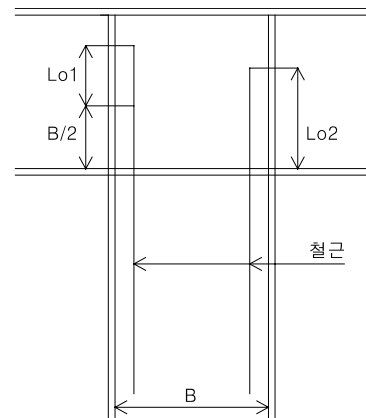
그러나, 교각치수가 커서 어쩔 수 없이 높이 내에 정착장을 확보하지 못하는 경우는 (식 7.29)의 산정식의 허용인장응력도를 변형하여 철근의 항복응력도를 이용한 정착장을 확보하는 것으로 하는 것도 좋다.

$$L_o2 = f_{si} / 4\tau_c \cdot \phi \quad (\text{식 7.29})$$

f_{si} : 철근의 항복응력도(N/mm^2)

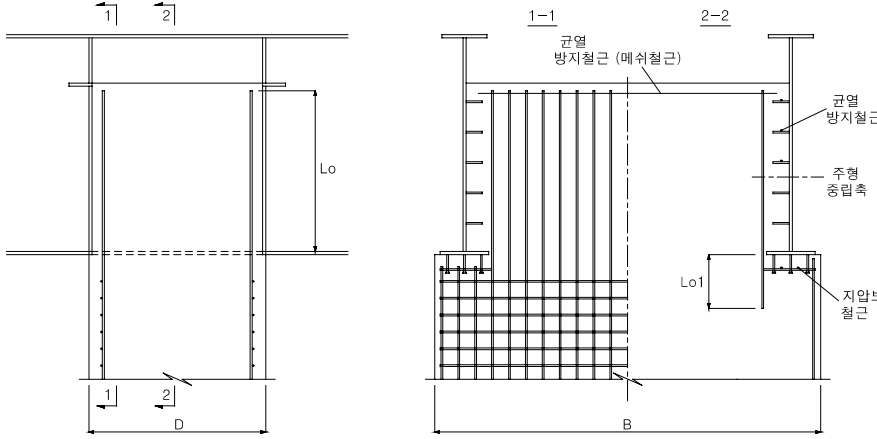
τ_c : 콘크리트의 허용부착응력도(N/mm^2)

ϕ : 철근의 직경

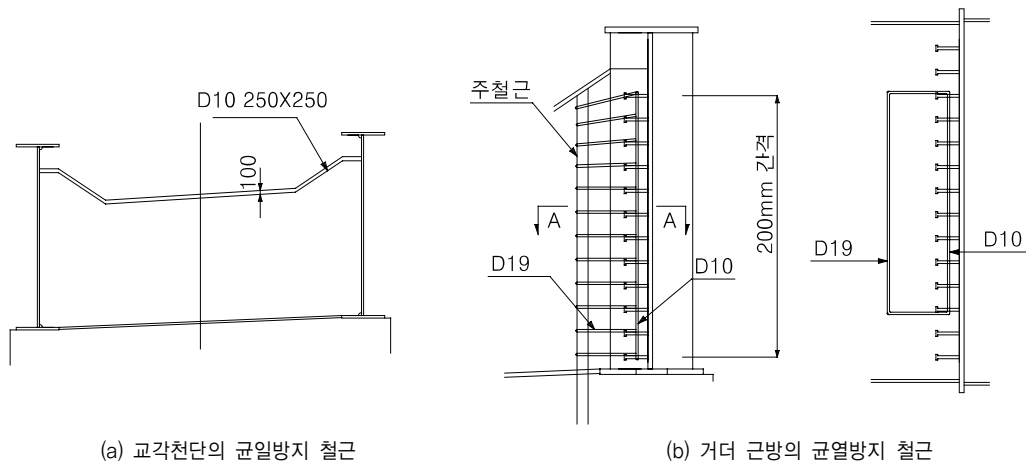


〈그림 7.40〉 인장철근의 정착장

또한, 콘크리트의 부착에 의하여 정착이 곤란한 경우에는 철근에 후크를 설계하여 정착시키는 방법도 있다. 다만, 그러한 경우 철근의 배치방법 및 시공방법에 대하여 충분한 검토를 행하는 것으로 한다.

강결부 배근도	
개요	(i) 강거더의 주철근은 관통 시키지 않고 사구부에서 절단한다. (ii) 교직방향 주철근은 하부측에 둘러 쌓여진 강거더를 피하여 강결부 내에 배치한다. (iii) 강결부에는 대철근을 배치하지 않는다. (iv) 하부플랜지 바로 밑에는 지압력에 대한 보강철근을 배치한다. (v) 강결부의 천단에는 균열방지용의 매트철근은 배치한다. (vi) 거더근방의 인장영역에는 균열방지 철근을 배치한다.

〈그림 7.41〉 RC교각의 배근 예



〈그림 7.42〉 방지 철근

강2주판형의 강결구조는 RC교각은 거더·횡형으로 둘러싸는 구조로 되어 있기 때문에 강결부 내에서는 기본적으로 대철근은 필요하지 않아도 된다. 다만 횡형간에 설계한 다이아프램은 중간대 철근의 역할을 지나치게 하여 항복시에 대하여도 충분한 구속효과를 발휘하는 것으로 고려하여 시공성을 떨어뜨리는 강결부 내의 대철근 및 중간구속철근의 배치는 하지 않아도 된다.

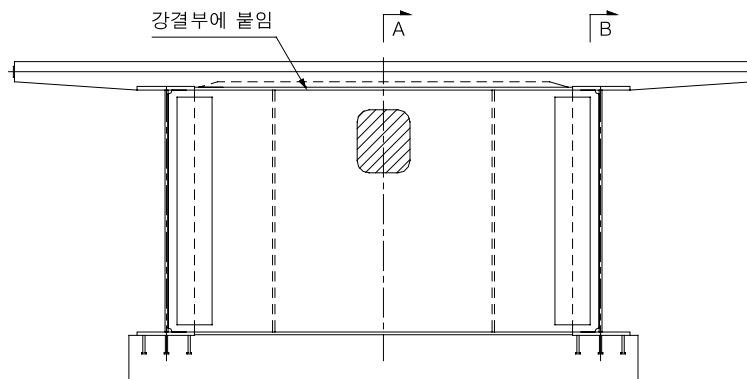
RC단면의 초기항복 시 및 항복 시에 거더직하의 응력 집중부에 대하여 설계상의 배려에서 지압에 대한 보강근을 배치하는 것을 검토하는 것이 좋다. 다만, 정량적으로 결정하는 것이 곤란하긴 하지만 방청상의 배려에서 거더근 및 천단위치의 균열방지철근을 배치하는 것이 좋다. 균열방지철근의 배근 예를 <그림 7.42>에 표시한다.

7.6.8 강2거더판형의 강결부의 상판

강결부 근접의 상판에 포스트 텐션방식으로 프리스트레스를 도입하는 경우에는 거더간의 고속의 영향을 충분히 고려하는 것으로 한다.

강결부 부근의 일반부 PC상판도 강결부가 구속하는 것에 의하여 프리스트레스의 손실이 생긴다.(형단부의 신축장치부근과 같은 현상, 따라서 PC강재의 배치 및 상판의 형상·긴장순서 및 후시공목지의 설치에 대하여 충분히 검토를 하는 것으로 한다. <그림 7.43>에 대쳐 예를 표시한다.

프리스트레스 손실이 생기는 상판 지간부에 대하여 강결부에 붙여서 고정활하중에 대하여 발생하는 응력은 저감시키는 방법이 있다. 이럴 때 강결부 콘크리트와 상판콘크리트와는 연결하기 때문에 각각의 힘이 전달이 되지 않도록 배려를 하는 것이 좋다.

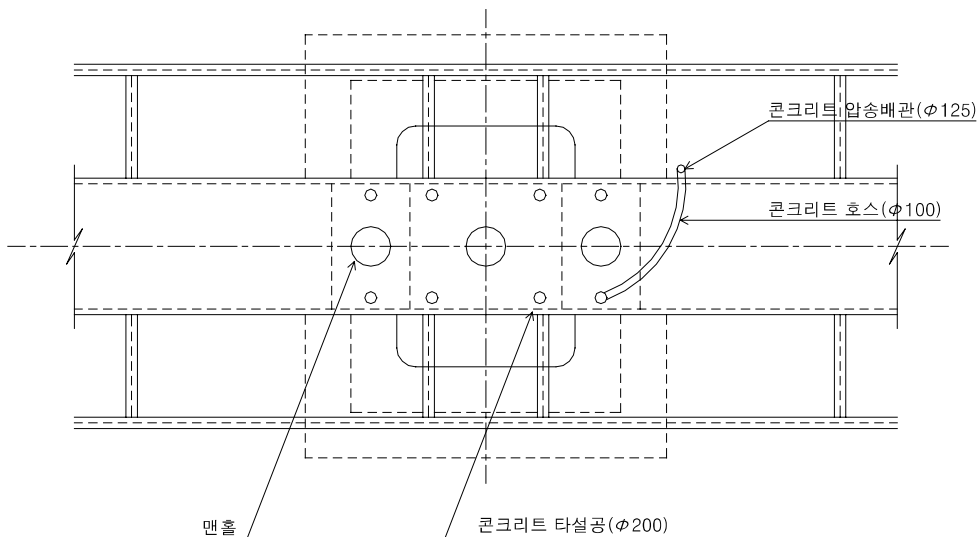


<그림 7.43> 강결부 근접의 상판의 예

7.6.9 구조세목

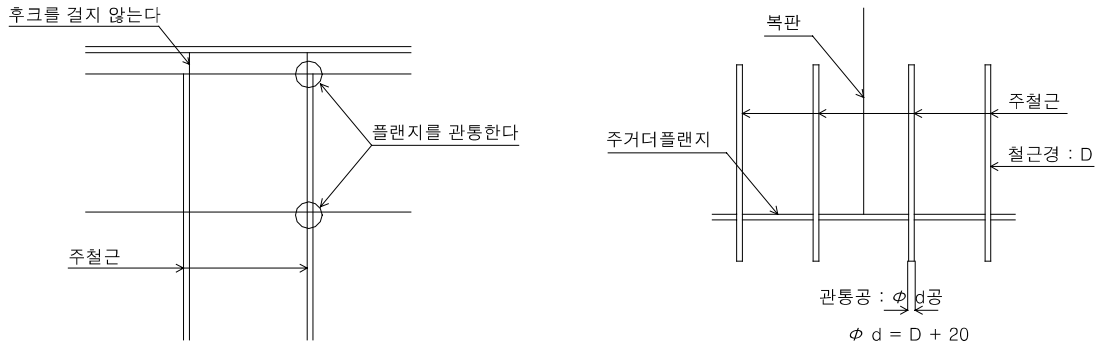
- (1) 강결부에는 시공성을 고려하여 관통공을 설치하는 것이 좋다.
- (2) 관통부를 설치하는 경우에는 타설공 · 공기공과 동양의 관통공의 단면결손을 고려한 설계를 행하는 것으로 한다.
- (3) 콘크리트가 충전되어진 강결부에 대하여는 상부구조 검사로의 배치에 주의하는 것으로 한다.

- (1) 강결부의 콘크리트 타설 시에 콘크리트타설공 및 공기공의 설치를 시공성을 향상시키기 위하여 설치하는 것을 표준으로 하였다. 다만 그때의 빈 단면은 단면결손으로 설계를 하는 것으로 한다.



〈그림 7.44〉 타설공 · 공기공의 예

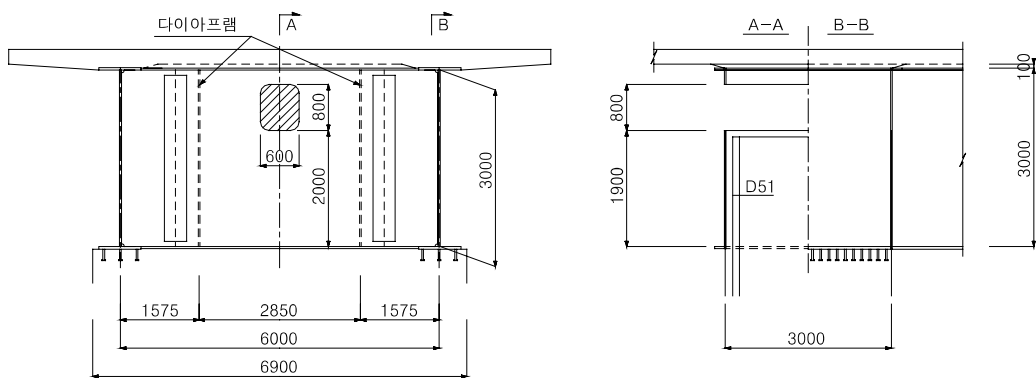
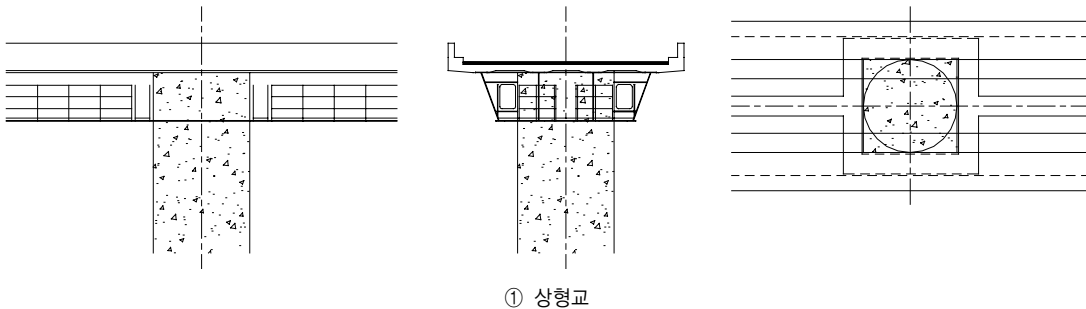
- (2) 관통구멍의 크기는 강결부에 대치되어진 철근직경의 20mm정도의 여유를 생각한 경우 목안으로 한다.



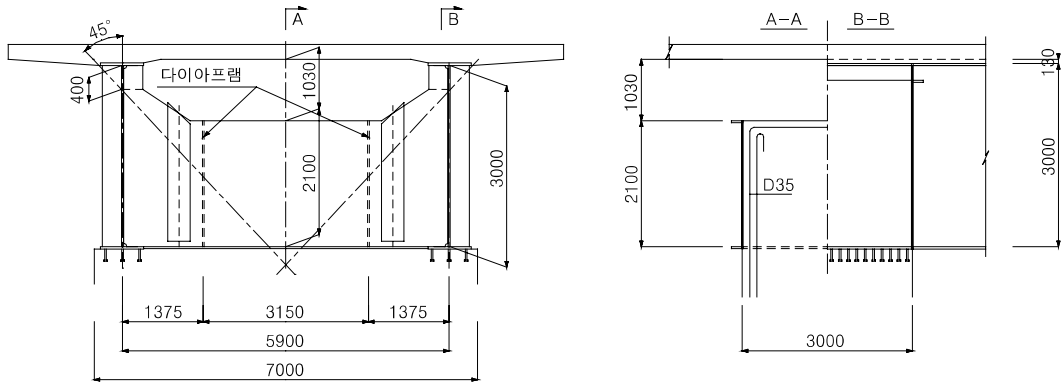
〈그림 7.45〉 관통구멍의 크기

(3) 검사로 등의 설치 예를 아래에 표시하였다.

검사로가 단절되지 않고 연속성이 확보 가능한 통로 등을 확보하는 것이 좋다.



② I형교(강결부 내에 검사로를 확보한 예)



③ I형교(횡형 단면도로서 검사로·이동거푸집의 스페이스를 확보한 예)

〈그림 7.46〉 검사로의 설치 예

〈그림 7.46〉 ②는 강결부 내의 검사통로를 확보하여 그 위치에서 철근정착장이 확보되어지지 않는 것으로 강결부의 구속도는 충분히 높은 구조이다. 〈그림 7.46〉 ③은 횡형고를 변단면으로 하는 것으로서 검사통로 및 상판이 동거푸집의 시공성을 확보한 예이다. 횡형중앙부에서는 후크를 설치하여 정착장을 확보하고, 또한, 거더근방에서는 횡형높이도 확보한 구조로 한 것이다. 다만, 철근정착장은 확보되어진 것의 횡형고가 거더고의 절반정도의 강결구조를 채용하는 경우에는 시험·해석 등의 검토를 하고, RC교각 사구부가 소성화되어도 강결부의 건전성이 확보되어지는 것을 확인하지 않으면 안 된다.