

11-1611000-002422-14

콘크리트구조기준

2012

국토해양부

머 리 말

지난 50년간 건설산업은 안전하고 편리한 국토실현과 국가경제발전에 중요한 전략적인 역할을 담당하였으며, 대표 건설재료로써 콘크리트의 질적, 양적 발전이 큰 기여를 하여왔습니다. '99년에 콘크리트 구조설계기준이 제정되었으나, 콘크리트 기술발전에 따라 최근 구조물의 고층화, 대형화 등 국내외 건설환경의 변화는 재료의 고강도화와 함께 사용성, 내구성 등에 대한 신뢰를 더욱 요구하고 있습니다.

이에, 정부는 한국콘크리트학회와 함께 '콘크리트구조기준' 개정안을 마련하게 되었습니다. 기존 '콘크리트구조설계기준'에서 '콘크리트구조기준'으로 명칭을 변경한 이유는 설계단계에서 뿐만 아니라, 시공 및 유지관리단계에서도 설계의 의도를 충분히 이해하고 반영해야 한다는 의미를 담기 위해서입니다.

이번에 새로 개정한 '콘크리트구조기준'에서는 그 동안 국내외에서 수행되어 온 콘크리트의 사용성 및 내구성과 관련된 다양한 연구결과를 반영하였으며, 고강도콘크리트, 고강도철근의 적용 범위도 확대하였습니다. 또한 성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입기반을 마련하였으며, 기존 구조물에 대한 안전성 평가 방법도 포함하였습니다.

앞으로도 콘크리트 구조물의 품질향상을 통한 SOC의 성능 및 안전 향상을 위하여 설계기준을 발전시켜, 세계적인 설계기준이 될 수 있도록 지속적으로 보완해 나가겠습니다. 또한, 실무에서도 쉽게 적용할 수 있도록 다양한 노력을 함께 해나갈 계획입니다.

끝으로 콘크리트구조기준의 개정을 위하여 헌신적으로 참여해 주신 (사)한국콘크리트학회 집필·검토위원 및 자문위원, 중앙건설기술심의위원 그리고 관계 공무원 여러분의 노고에 감사드리며, 이 기준이 콘크리트구조분야의 기술발전과 국민의 편의와 안전에 도움이 되기를 기원합니다.

2012년 10월

국토해양부 기술안전정책관 이 화 순

이 화 순

설계기준 개정에 따른 경과조치

이 콘크리트구조기준 발간시점에서 이전에 이미 시행중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

제 1 장 총칙	23
1.1 목적	23
1.2 적용 범위	23
1.3 설계 고려사항	24
1.4 용어의 정의	24
1.5 구조설계 도서	40
1.6 참고 기준	41
제 2 장 재료	43
2.1 일반 사항	43
2.1.1 적용 범위	43
2.1.2 기호	43
2.2 재료	44
2.2.1 콘크리트 구성재료	44
2.2.2 콘크리트	46
2.2.3 강재	50
2.3 콘크리트의 품질	51
2.3.1 시험 일반	51
2.3.2 콘크리트 배합의 선정	51
2.3.3 콘크리트의 평가와 사용 승인	53
2.3.4 콘크리트 시험	55
2.4 철근의 시험	56
제 3 장 해석과 설계 원칙	57
3.1 일반 사항	57
3.1.1 적용 범위	57
3.1.2 기호	57
3.2 하중과 외력	59

3.2.1 적용 하중	59
3.2.2 하중의 계산	59
3.3 강도	59
3.3.1 일반 사항	59
3.3.2 소요강도	60
3.3.3 설계강도	61
3.3.4 철근의 설계강도	61
3.4 구조해석 일반	62
3.4.1 해석 방법	62
3.4.2 연속 휨부재의 모멘트 재분배	63
3.4.3 탄성계수	63
3.4.4 경량콘크리트	64
3.4.5 강성	64
3.4.6 유효강성	65
3.4.7 경간	65
3.4.8 기둥	65
3.4.9 활하중의 배치	66
3.4.10 T형보	66
3.4.11 장선구조	67

제 4 장 사용성 및 내구성

69

4.1 일반 사항	69
4.1.1 적용 범위	69
4.1.2 기호	69
4.2 균열	70
4.3 처짐	70
4.3.1 1방향 구조	70
4.3.2 2방향 구조	73
4.3.3 프리스트레스트콘크리트 구조	74
4.3.4 합성 구조	75
4.4 피로	75
4.4.1 적용 범위	75
4.4.2 피로에 대한 검토	75
4.5 내구성 설계	76
4.5.1 설계 일반	76
4.5.2 내구성 설계기준	76
4.5.3 노출 범주 및 등급	77

4.5.4 내구성 허용기준	78
4.6 보수·보강 및 유지관리	80
4.6.1 설계 일반	80
4.6.2 보수·보강 설계	80

제 5 장 철근 상세

81

5.1 일반 사항	81
5.1.1 적용 범위	81
5.1.2 기호	81
5.2 철근 가공	81
5.2.1 표준갈고리	81
5.2.2 구부림의 최소 내면 반지름	82
5.2.3 철근 구부리기	83
5.2.4 철근의 표면 상태	83
5.3 철근 배치	83
5.3.1 원칙	83
5.3.2 간격 제한	84
5.4 최소 피복 두께	85
5.4.1 프리스트레스하지 않는 부재의 현장치기콘크리트	85
5.4.2 프리스트레스하는 부재의 현장치기콘크리트	86
5.4.3 프리캐스트콘크리트	87
5.4.4 다발철근	88
5.4.5 확대머리 전단 스티드	88
5.4.6 특수 환경에 노출되는 콘크리트	88
5.5 부재의 횡철근	89
5.5.1 휨부재의 횡철근	89
5.5.2 압축부재의 횡철근	89
5.6 기둥 및 접합부 철근의 특별 배치 상세	91
5.6.1 읍셋굽힘철근	91
5.6.2 강재 심부	92
5.6.3 접합부	92
5.7 수축·온도철근	93
5.7.1 설계 일반	93
5.7.2 1방향 철근콘크리트 슬래브	93
5.7.3 1방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브	93
5.8 구조 일체성 요구 조건	94
5.8.1 현장치기콘크리트 구조	94

5.8.2 프리캐스트콘크리트 구조	95
--------------------------	----

제 6 장 휨 및 압축

96

6.1 일반 사항	96
6.1.1 적용 범위	96
6.1.2 기호	96
6.2 설계 일반	99
6.2.1 설계 가정	99
6.2.2 일반 원칙	100
6.3 휨부재 설계의 제한 사항	101
6.3.1 휨부재의 횡지지 간격	101
6.3.2 휨부재의 최소 철근량	101
6.3.3 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치	102
6.3.4 깊은보의 설계	103
6.4 압축부재 설계의 제한 사항	103
6.4.1 압축부재의 설계단면치수	103
6.4.2 압축부재의 철근량 제한	104
6.5 압축부재의 장주설계	104
6.5.1 압축부재의 장주효과	104
6.5.2 확대휨모멘트에 대한 일반 사항	105
6.5.3 비선형 2차 해석	105
6.5.4 탄성 2차 해석	106
6.5.5 휨모멘트 확대 일반 사항	106
6.5.6 횡구속 골조 압축부재의 확대휨모멘트	107
6.5.7 비횡구속 골조 압축부재의 확대휨모멘트	108
6.6 2축 휨을 받는 압축부재	109
6.7 슬래브 구조를 지지하는 압축부재	109
6.7.1 슬래브를 지지하는 압축부재	109
6.7.2 바닥판 구조를 통한 기둥하중의 전달	109
6.8 지압강도	110

제 7 장 전단과 비틀림

111

7.1 일반 사항	111
7.1.1 적용 범위	111
7.1.2 기호	111
7.2 전단설계 원칙	115

7.2.1 전단강도	115
7.3 콘크리트에 의한 전단강도	116
7.3.1 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도	116
7.3.2 프리스트레스트콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도	118
7.4 전단철근에 의한 전단강도	120
7.4.1 전단철근의 형태	120
7.4.2 전단철근의 간격 제한	120
7.4.3 최소 전단철근	120
7.4.4 전단철근의 설계	121
7.5 비틀림 설계	123
7.5.1 비틀림을 고려하지 않아도 되는 경우	123
7.5.2 계수비틀림모멘트의 계산	123
7.6 비틀림강도 계산 및 철근 상세	125
7.6.1 비틀림강도	125
7.6.2 비틀림철근량 산정	125
7.6.3 비틀림철근의 상세	127
7.6.4 최소 비틀림철근량 및 간격	127
7.6.5 대체 비틀림 설계법	128
7.7 전단마찰	128
7.7.1 설계 일반	128
7.7.2 전단마찰 설계 방법	128
7.7.3 접촉면의 처리	130
7.8 깊은보에 대한 전단 설계	130
7.8.1 설계 일반	130
7.8.2 최소 철근량 산정 및 배치	130
7.9 브래킷과 내민받침에 대한 전단 설계	131
7.9.1 설계 일반	131
7.9.2 설계단면력 및 강도의 계산	131
7.9.3 철근 상세	132
7.10 벽체에 대한 전단 설계	132
7.10.1 설계 일반	132
7.10.2 전단강도 계산	133
7.10.3 최소 철근량 및 배치	134
7.11 기둥에 전달되는 휨모멘트로 인한 전단	134
7.12 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계	134
7.12.1 전단 설계 단면	134
7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도	135
7.12.3 전단철근	137

7.12.4 전단머리 보강 설계	137
7.12.5 확대머리 전단스터드 설계	139
7.12.6 슬래브의 개구부	139
7.12.7 휨모멘트 전달을 위한 편심전단 설계	140

제 8 장 정착 및 이음

143

8.1 일반 사항	143
8.1.1 적용 범위	143
8.1.2 기호	143
8.2 철근의 정착	145
8.2.1 정착 일반	145
8.2.2 인장 이형철근 및 이형철선의 정착	145
8.2.3 압축 이형철근의 정착	147
8.2.4 다발철근의 정착	147
8.2.5 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 정착	148
8.2.6 확대머리 이형철근 및 기계적 인장 정착	149
8.3 용접철망의 정착	150
8.3.1 인장 용접이형철망의 정착	150
8.3.2 인장 용접원형철망의 정착	151
8.4 프리스트레싱 강연선의 정착	151
8.5 정착철근 상세	152
8.5.1 휨철근의 정착 일반	152
8.5.2 정모멘트 철근의 정착	152
8.5.3 부모멘트 철근의 정착	153
8.5.4 복부철근의 정착	154
8.6 철근의 이음	155
8.6.1 이음 일반	155
8.6.2 인장 이형철근 및 이형철선의 이음	156
8.6.3 압축 이형철근의 이음	157
8.7 용접철망의 이음	158
8.7.1 인장 용접이형철망의 이음	158
8.7.2 인장 용접원형철망의 이음	158
8.8 기둥 철근이음에 관한 특별 규정	158

제 9 장 프리스트레스트콘크리트

160

9.1 일반 사항	160
-----------------	-----

9.1.1 적용 범위	160
9.1.2 기호	160
9.2 설계 일반	161
9.2.1 설계 원칙	161
9.2.2 설계 가정	162
9.3 휨부재의 사용성	163
9.3.1 콘크리트의 허용응력	163
9.3.2 긴장재의 허용응력	164
9.4 프리스트레스의 손실	164
9.4.1 손실 원인	164
9.4.2 포스트텐션 긴장재의 마찰손실	165
9.5 휨부재 설계	165
9.5.1 휨강도	165
9.5.2 휨부재의 보강에 대한 제한 사항	166
9.5.3 최소 부착철근량	167
9.6 부정정구조물	168
9.6.1 설계 원칙	168
9.6.2 연속 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 부모멘트 재분배	168
9.7 압축부재 설계	169
9.7.1 설계 원칙	169
9.7.2 철근 배치	169
9.8 슬래브 설계	170
9.8.1 소요강도와 사용성	170
9.8.2 긴장재와 철근의 배치	170
9.9 프리스트레스 정착구역	171
9.9.1 포스트텐션 긴장재 정착구역	171
9.9.2 단일강연선 또는 16mm 직경의 강봉 정착구역의 설계	173
9.9.3 다발강연선 긴장재 정착구역 설계	174

제 10 장 슬래브

175

10.1 일반 사항	175
10.1.1 적용 범위	175
10.1.2 기호	175
10.2 1방향 슬래브	177
10.2.1 설계 원칙	177
10.2.2 철근콘크리트 보와 일체로 된 연속 슬래브	177
10.2.3 구조 상세	177

10.3 2방향 슬래브의 설계 절차	178
10.3.1 정의	178
10.3.2 해석 및 설계 방법	179
10.3.3 불균형휨모멘트의 전달	179
10.3.4 플랫 슬래브의 지판	179
10.4 직접설계법	180
10.4.1 제한 사항	180
10.4.2 전체 정적 계수휨모멘트	181
10.4.3 정 및 부계수휨모멘트	181
10.4.4 주열대의 계수휨모멘트	182
10.4.5 보의 계수휨모멘트	183
10.4.6 중간대의 계수휨모멘트	184
10.4.7 계수휨모멘트의 수정	184
10.4.8 보가 있는 슬래브의 계수전단력	184
10.4.9 기둥과 벽체의 계수휨모멘트	185
10.5 등가골조법	185
10.5.1 기본가정	185
10.5.2 등가골조	185
10.5.3 슬래브-보	186
10.5.4 기둥	186
10.5.5 비틀림 부재	186
10.5.6 활하중의 배치	187
10.5.7 계수휨모멘트	188
10.6 2방향 슬래브의 배근 상세	188
10.6.1 소요철근량과 간격	188
10.6.2 철근의 정착	188
10.6.3 외부 모퉁이의 보강철근	189
10.6.4 보가 없는 슬래브의 철근 상세	189
10.7 슬래브 시스템의 개구부	191

제 11 장 벽체

192

11.1 일반 사항	192
11.1.1 적용 범위	192
11.1.2 기호	192
11.2 설계 일반	193
11.3 최소 철근비	193
11.4 벽체의 설계	194

11.4.1 압축부재로서 벽체의 설계	194
11.4.2 실용 설계법	195
11.4.3 세장한 벽체의 대체설계법	195
11.5 비내력벽과 지중보	197

제 12 장 기초판

198

12.1 일반 사항	198
12.1.1 적용 범위	198
12.1.2 기호	198
12.2 설계 일반	198
12.3 기초판 설계	199
12.3.1 휨모멘트에 대한 설계	199
12.3.2 전단력에 대한 설계	200
12.3.3 기초판 철근의 정착	200
12.4 기둥, 벽체 또는 주각 밑면에서 힘의 전달	201
12.4.1 힘의 전달장치	201
12.4.2 현장치기콘크리트 시공에서 힘 전달	201
12.4.3 프리캐스트콘크리트 시공에서 힘 전달	202
12.5 특수한 기초판	202
12.5.1 경사 또는 계단형 기초판	202
12.5.2 벽기초, 복합기초 및 전면기초	202

제 13 장 옹벽

204

13.1 일반 사항	204
13.1.1 적용 범위	204
13.1.2 기호	204
13.2 설계 일반	204
13.2.1 설계 원칙	204
13.2.2 안정조건	205
13.3 구조해석	205
13.3.1 저판	205
13.3.2 전면벽	205
13.3.3 뒷부벽 및 앞부벽	206
13.4 구조 상세	206

제 14 장 아치

207

14.1 일반 사항	207
14.1.1 적용 범위	207
14.1.2 기호	207
14.2 설계 일반	207
14.3 구조 해석	208
14.3.1 일반 사항	208
14.3.2 좌굴에 대한 검토	209
14.4 구조 상세	209

제 15 장 라멘

210

15.1 일반 사항	210
15.1.1 적용 범위	210
15.1.2 기호	210
15.2 설계 일반	210
15.2.1 일반 사항	210
15.2.2 받침부 면에서 단면력의 산정	211
15.2.3 라멘 접합부의 설계	211
15.3 구조 상세	212

제 16 장 프리캐스트콘크리트

213

16.1 일반 사항	213
16.1.1 적용 범위	213
16.1.2 기호	213
16.1.3 참고기준	213
16.2 설계 일반	213
16.2.1 설계 원칙	213
16.2.2 접합부에서 힘의 전달과 분포	214
16.3 프리캐스트콘크리트 벽판을 사용한 구조물	215
16.3.1 일체성 확보 요건	215
16.3.2 3층 이상의 내력벽 구조	215
16.3.3 접합부의 설계	216
16.3.4 지압부	216
16.4 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량	217
16.4.1 프리캐스트콘크리트 세그먼트 이음부의 설계	217

16.4.2 설계 고려 사항	218
16.5 프리캐스트콘크리트 제품의 관리	218
16.5.1 매입물	218
16.5.2 제품의 구분과 표시	219
16.5.3 운반과 저장 및 설치	219
16.5.4 제품의 강도 평가	219

제 17 장 합성콘크리트 부재

220

17.1 일반 사항	220
17.1.1 적용 범위	220
17.1.2 기호	220
17.2 설계 일반	221
17.3 합성콘크리트 휨부재의 설계	222
17.3.1 수직전단강도	222
17.3.2 수평전단강도	222
17.3.3 수평전단에 대한 연결재	223
17.3.4 구조용 강재를 철근콘크리트로 보강한 합성휨부재	223
17.4 합성콘크리트 압축부재의 설계	224
17.4.1 일반 사항	224
17.4.2 콘크리트 심부를 둘러싸는 구조용 강재	224
17.4.3 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성부재	225
17.4.4 구조용 강재 심부 주위를 띠철근으로 보강한 합성부재	225

제 18 장 쉘과 절판부재

227

18.1 일반 사항	227
18.1.1 적용 범위	227
18.1.2 기호	227
18.2 설계 일반	227
18.2.1 설계 원칙	227
18.2.2 재료의 설계기준강도	228
18.3 철근 상세	228

제 19 장 구조용 무근콘크리트

231

19.1 일반 사항	231
19.1.1 적용 범위	231

19.1.2 기호	231
19.2 설계 일반	232
19.2.1 제한 사항	232
19.2.2 줄눈	232
19.2.3 설계 방법	233
19.3 강도	233
19.4 벽체	235
19.4.1 설계 일반	235
19.4.2 실용 설계법	235
19.4.3 제한 사항	236
19.5 기초판	236
19.5.1 설계 일반	236
19.5.2 무근콘크리트 기초판의 전단	237
19.6 주각	237
19.7 프리캐스트콘크리트 부재	238
19.8 내진설계와 무근콘크리트	238

제 20 장 기존 구조물의 안전성 평가	239
------------------------------	------------

20.1 일반 사항	239
20.1.1 적용 범위	239
20.2 조사 및 시험	239
20.3 평가입력값	240
20.3.1 평가를 위한 입력값	240
20.3.2 구조제원 및 치수	240
20.3.3 재료강도의 평가입력값	240
20.3.4 평가를 위한 강도감소계수	241
20.3.5 평가를 위한 하중 및 하중계수	241
20.4 해석에 의한 평가	241
20.5 재하시험에 의한 평가	242

제 21 장 내진설계 특별 고려 사항	243
-----------------------------	------------

21.1 일반 사항	243
21.1.1 적용 범위	243
21.1.2 기호	243
21.2 특기 사항	246

21.2.1 적용 범위	246
21.2.2 구조 부재의 해석과 설계	246
21.2.3 강도감소계수	247
21.2.4 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 콘크리트	247
21.2.5 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 철근	247
21.2.6 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 기계적이음	248
21.2.7 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 용접이음	248
21.3 특수모멘트골조의 휨부재	248
21.3.1 적용 범위	248
21.3.2 축방향 철근	249
21.3.3 횡방향 철근	249
21.3.4 전단강도 요구 조건	250
21.4 휨모멘트와 축력을 받는 특수모멘트골조 부재	250
21.4.1 적용 범위	250
21.4.2 기둥의 최소 휨강도	250
21.4.3 축방향 철근	251
21.4.4 횡방향 철근	251
21.4.5 전단강도 요구 사항	253
21.5 특수모멘트골조의 접합부	253
21.5.1 일반 사항	253
21.5.2 횡방향 철근	254
21.5.3 전단강도	254
21.5.4 인장철근의 정착길이	255
21.6 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보	256
21.6.1 적용 범위	256
21.6.2 철근	256
21.6.3 설계작용력	256
21.6.4 전단강도	256
21.6.5 휨모멘트와 축력에 대한 설계	257
21.6.6 특수철근콘크리트 구조벽체의 경계요소	257
21.6.7 연결보	259
21.6.8 시공줄눈	260
21.6.9 불연속 벽체	260
21.7 구조격막과 트러스	260
21.7.1 적용 범위	260
21.7.2 현장치기 복합-덧치기 슬래브 격막	260
21.7.3 현장치기 덧치기 슬래브 격막	261
21.7.4 격막의 최소 두께	261

21.7.5	철근	261
21.7.6	설계하중	262
21.7.7	전단강도	262
21.7.8	구조격막의 경계요소	262
21.7.9	시공줄눈	263
21.8	기초	263
21.8.1	적용 범위	263
21.8.2	기초판, 전면기초 및 말뚝캡	263
21.8.3	지중보와 지면 슬래브	264
21.8.4	말뚝, 교각 및 케이슨	264
21.9	지진력에 저항하지 않는 골조부재	265
21.9.1	적용 범위	265
21.9.2	설계변위 때의 단면력이 설계부재력 이내인 경우	265
21.9.3	설계변위 때의 단면력이 설계부재력을 초과하는 경우	266
21.9.4	프리캐스트콘크리트 골조	266
21.10	중간모멘트골조 요구 사항	266
21.10.1	적용 범위	266
21.10.2	설계규정 적용을 위한 부재 분류	266
21.10.3	설계전단강도	267
21.10.4	보	267
21.10.5	기둥	267
21.10.6	보가 없는 2방향 슬래브	268

부록 I 스트럿-타이 모델

269

I.1	일반 사항	269
I.1.1	적용 범위	269
I.1.2	기호	269
I.1.3	용어의 정의	270
I.2	스트럿-타이 모델 설계 절차	271
I.2.1	설계 절차 일반	271
I.2.2	설계 절차	271
I.2.3	설계 원칙	272
I.3	스트럿의 축강도	272
I.3.1	축강도 산정	272
I.3.2	유효압축강도	273
I.3.3	설계 상세	273
I.3.4	철근 효과	274

I.4 타이의 인장강도	274
I.4.1 강도 산정	274
I.4.2 중심선	274
I.4.3 정 착	274
I.5 절점영역의 강도	275
I.5.1 축강도 산정	275
I.5.2 공칭강도	275
I.5.3 유효압축강도	275
I.5.4 3차원 절점	276

부록 II 콘크리트용 앵커

277

II.1 일반 사항	277
II.1.1 적용 범위	277
II.1.2 기호	277
II.1.3 용어의 정의	280
II.2 설계 일반	282
II.3 앵커 강도에 관한 일반 규정	283
II.4 인장하중에 대한 설계 조건	286
II.4.1 인장력을 받는 앵커의 강재강도	286
II.4.2 인장력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도	286
II.4.3 인장력을 받는 앵커의 뽑힘강도	289
II.4.4 인장력을 받는 앵커의 콘크리트측면파열강도	290
II.5 전단하중에 대한 설계 조건	290
II.5.1 전단력을 받는 앵커의 강재강도	290
II.5.2 전단력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도	291
II.5.3 전단력을 받는 앵커의 콘크리트프라이아웃강도	294
II.6 인장력과 전단력의 동시 작용	294
II.7 쪼갬파괴를 방지하기 위한 연단거리, 앵커 간격, 두께	295
II.8 앵커 설치	296

부록 III 균열의 검증

297

III.1 일반 사항	297
III.1.1 적용 범위	297
III.1.2 기호	297
III.1.3 용어의 정의	298

Ⅲ.2 노출환경	299
Ⅲ.3 균열의 검증	299
Ⅲ.3.1 균열폭의 검증	299
Ⅲ.3.2 허용균열폭	300
Ⅲ.3.3 균열폭의 계산	300

부록 IV 장방형 슬래브 설계용 계수

303

IV.1 일반 사항	303
IV.1.1 적용 범위	303
IV.1.2 기호	303
IV.2 설계 방법	304
IV.2.1 제한 사항	304
IV.2.2 휨모멘트	304
IV.2.3 전단력	305
IV.2.4 지지보	305

부록 V 기존 구조물의 안전성 평가 세부 사항

310

V.1 일반 사항	310
V.1.1 적용 범위	310
V.1.2 기호	310
V.2 조사 및 시험	312
V.2.1 일반 사항	312
V.2.2 조사 및 시험 방법	312
V.3 평가입력값	313
V.3.1 일반 사항	313
V.3.2 재료 및 구조 특성의 평가입력값 산정 방법	313
V.3.3 재료 및 구조 특성의 평가입력값	314
V.3.4 하중 특성의 평가입력값	315
V.4 해석에 의한 평가	315
V.5 재하시험에 의한 평가	316
V.5.1 일반 사항	316
V.5.2 정적재하시험	317
V.5.3 동적재하시험	318
V.5.4 재하시험 결과의 적용	319

부록 VI 성능기반설계 기본 고려 사항

320

VI.1 일반 사항	320
VI.1.1 적용 범위	320
VI.1.2 용어의 정의	320
VI.2 설계 원칙	323
VI.2.1 일반 사항	323
VI.2.2 한계상태	323
VI.2.3 하중	324
VI.2.4 재료	324
VI.2.5 성능검증	324
VI.3 재료	325
VI.3.1 일반 사항	325
VI.3.2 콘크리트 압축강도	326
VI.3.3 콘크리트 인장강도	326
VI.3.4 콘크리트 탄성변형	327
VI.3.5 콘크리트의 크리프 및 건조수축	327
VI.3.6 콘크리트 응력-변형률 관계	327
VI.3.7 철근	327
VI.3.8 긴장재	327
VI.4 기본구조요소	328
VI.4.1 일반 사항	328
VI.4.2 1축콘크리트요소	328
VI.4.3 철근 및 긴장재 요소	328
VI.4.4 부착	329
VI.4.5 균열발생 이전의 2축응력요소	329
VI.4.6 균열발생 이후 2축응력요소	329
VI.4.7 2축응력요소의 강도	329
VI.4.8 곁판요소	330
VI.5 구조해석	330
VI.5.1 일반 사항	330
VI.5.2 구조물 및 부재의 이상화	330
VI.5.3 선형탄성 해석	330
VI.5.4 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석	331
VI.5.5 선형비탄성 해석	331
VI.5.6 소성해석	332
VI.5.7 비선형해석	332
VI.5.8 부재의 허용소성회전변형	332

VI.5.9 2차효과	333
VI.5.10 프리스트레스트콘크리트 부재의 해석	333
VI.6 안전성능검증-휨모멘트 및 축력	333
VI.6.1 일반 사항	333
VI.6.2 한계상태의 설정	334
VI.6.3 성능검증	334
VI.7 안전성능검증-전단력 및 비틀림모멘트	335
VI.7.1 일반 사항	335
VI.7.2 한계상태의 설정	335
VI.7.3 성능검증-전단철근이 없는 선부재	335
VI.7.4 성능검증-전단철근이 있는 선부재	335
VI.7.5 성능검증-선부재의 비틀림	336
VI.7.6 성능검증-슬래브의 2방향전단	337
VI.7.7 성능검증-면내응력 부재	337
VI.7.8 성능검증-벽체	338
VI.7.9 성능검증-전단마찰	338
VI.8 사용성능검증	338
VI.8.1 일반 사항	338
VI.8.2 사용한계상태 설정	338
VI.8.3 성능검증	339
VI.9 내구성능검증	340
VI.9.1 일반 사항	340
VI.9.2 성능저하인자의 한계상태 설정	340
VI.9.3 성능검증	340
VI.10 환경성능검증	341
VI.10.1 일반 사항	341
VI.10.2 한계상태 설정	341
VI.10.3 성능검증	342
▶ 일러두기	343
▶ (개정) 집필 검토위원	344
▶ 자체 심의위원	349
▶ 중앙건설기술심의위원	350
▶ 국토해양부 담당관	350

1.1 목적

이 콘크리트구조기준(이하 ‘구조기준’이라 함)은 무근콘크리트, 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 구조물을 설계, 시공 및 유지관리 단계에서 필요한 기술적 사항을 기술함으로써 콘크리트 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하는 것을 그 목적으로 한다.

1.2 적용 범위

- (1) 이 구조기준은 일반콘크리트 구조물을 설계, 시공 및 유지관리 단계에서 필요한 일반적이고 기본적인 요구 사항을 규정한 것이다.
- (2) 콘크리트 구조물의 설계는 이 구조기준에서 제시한 강도설계법을 적용하는 것을 원칙으로 한다. 설계, 시공 및 재료 물성에서 이 기준에서 언급하고 있는 다른 기준의 내용과 상충될 때는 이 기준이 우선한다.
- (3) 강도설계법으로 콘크리트 구조물을 설계할 때 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 모든 부재는 제 3장에서 규정하는 하중계수와 강도감소계수를 사용하여야 한다. 또한 제 4장에서 요구하는 사용성과 내구성에 관한 규정도 만족시켜야 한다.
- (4) 도로, 철도, 항만, 상하수도, 플랜트, 교량, 지하 구조물, 원자력 발전소, 탱크, 저수조, 저장소 및 굴뚝 등 특수구조물에 대하여도 원칙적으로 이 구조기준을 적용하되, 각 구조물의 거동 특성 및 기능에 따라 당해 시설에 맞는 기준을 적용할 수 있다.
- (5) 특별한 조사연구에 의하여 설계할 때에는 이 구조기준을 적용하지 않을 수 있다. 다만, 이러한 경우 부록 Ⅵ을 만족하도록 설계 근거를 명시하여야 하며, 성능실

험을 통한 조사연구에 의하여 설계할 때에는 재료강도의 변동성과 구조물 저항 성능의 변동성을 고려한 설계근거를 명시하여야 한다.

1.3 설계 고려사항

- (1) 콘크리트 구조물은 구조 형식, 계수하중과 사용하중을 받을 때의 구조적 거동, 재료성질 및 합성작용, 시공성 및 비용, 환경, 미관을 고려하여, 기본적으로 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성이 확보되도록 책임구조기술자가 설계하여야 하며, 특별한 요구가 있는 경우에는 구조물의 특성에 따른 추가조건을 고려하여 설계하여야 한다.
- (2) 충돌과 폭발 등 극단상황에 대한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 이를 고려하여 설계하여야 한다.
- (3) 화재에 대한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 해당 법령에 따라 내화 요구 조건을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (4) 시공하중의 극한상태 유발 가능성에 대한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 시공단계 및 시공하중을 고려하여 설계하여야 한다.
- (5) 구조물 손상 후의 복구성을 고려한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 이를 고려하여 설계하여야 한다.
- (6) 물리적, 화학적, 생물학적으로 유해한 상황을 고려한 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 있는 경우에는 이를 고려하여 설계하여야 한다.

1.4 용어의 정의

이 구조기준에서 사용되는 용어들을 다음과 같이 정의한다.

· 강도감소계수(strength reduction factor)

재료의 설계기준강도와 실제 강도와의 차이, 부재를 제작 또는 시공할 때 설계도와의 차이, 그리고 부재 강도의 추정과 해석에 관련된 불확실성을 고려하기 위한 안전계수

· 강성역(rigid zone)

구조체 내부에서 다른 부분에 비하여 변형을 무시할 수 있는 부분으로 강체로 볼 수 있는 범위

- 강재 심부(steel core)
합성기둥의 단면 중앙부에 배치된 구조강재
- 갈고리(hook)
철근의 정착 또는 겹침이음을 위해 철근 끝을 구부린 부분 : 철근의 끝부분을 180°, 135°, 90° 등의 각도로 구부려 만듦.
- 건조수축(drying shrinkage)
콘크리트는 습기를 흡수하면 팽창하고 건조하면 수축하게 되는데, 이와 같이 습기가 증발함에 따라 콘크리트가 수축하는 현상
- 경계부재(boundary elements)
축방향 철근과 횡방향 철근으로 보강된 벽이나 격막의 가장자리 부분 : 경계부재의 두께를 벽이나 격막의 두께보다 반드시 크게 할 필요는 없음. 21.6.6 또는 21.7.8의 조건에 해당할 경우 벽과 격막의 개구부 가장자리 부분에 경계부재를 두어야 함.
- 경량콘크리트(lightweight aggregate concrete)
2.2.1의 규정을 따르는 경량골재로 만든 경량콘크리트 또는 모래경량콘크리트(구조용 경량콘크리트)
- 계수하중(factored load)
강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용하중에 하중계수를 곱한 하중
- 고성능 감수제(superplasticizer)
감수제의 일종으로 소요의 작업성을 얻기 위해 필요한 단위수량을 감소시키고, 유동성을 증진시킬 목적으로 사용하는 혼화재료
- 고정하중(dead load)
구조물의 수명기간 중 상시 작용하는 하중으로서 자중은 물론 벽, 바닥, 지붕, 천장, 계단 및 고정된 사용장비 등을 포함한 하중
- 곡률마찰(curvature friction)
긴장재를 곡선 배치한 경우 그 곡률에 의해 생기는 마찰
- 공칭강도(nominal strength)
강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도를 말하며, 강도 감소계수를 적용하기 이전의 강도
- 구조격막(structural diaphragms)
바닥이나 지붕 슬래브와 같은 관성력을 수평력 저항부재에 전달하는 구조 부재
- 구조용 경량콘크리트(structural lightweight concrete)

골재의 전부 또는 일부를 인공경량골재를 사용하여 만든 콘크리트로서 재령 28일의 설계기준압축강도가 15 MPa 이상이며 기진 단위질량이 $2,000 \text{ kg/m}^3$ 미만인 콘크리트

· 구조물의 밑면(base of structure)

지진이 구조물에 직접 가력된다고 보는 수평면 : 지표면과 반드시 일치하지 않을 수 있음.

· 구조벽(structural wall)

외력에 의한 축력, 전단력, 휨모멘트, 비틀림모멘트 등의 조합력을 받을 수 있는 벽 : 전단벽은 구조벽의 하나로서 다음과 같이 분류함.

- ① 보통철근콘크리트 구조벽(ordinary reinforced concrete structural wall) : 제 1장에서 제 17장의 요구 사항들을 만족시키는 벽
- ② 보통무보강콘크리트 구조벽(ordinary structural plain concrete wall) : 제 19장의 요구 사항들을 만족시키는 벽
- ③ 특수철근콘크리트 구조벽(special reinforced concrete structural wall) : 제 3장, 제 7장 및 21.2와 21.6의 요구 사항들을 만족하고, 또한 보통철근콘크리트 구조벽에 대한 요건들을 만족하는 현장치기콘크리트 구조벽

· 구조용 콘크리트(structural concrete)

재령 28일의 설계기준압축강도가 18 MPa 이상인 콘크리트

· 구조 트러스(structural trusses)

주로 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 조립체

· 굽힘철근(bent bar)

구부러 올리거나 또는 구부러 내린 부재 길이방향으로 배치된 철근

· 균형철근비(balanced reinforcement ratio)

인장철근이 설계기준항복강도에 도달함과 동시에 압축연단 콘크리트의 변형률이 극한 변형률에 도달하는 단면의 인장철근비

· 기둥(column)

지붕, 바닥 등의 상부 하중을 받아서 토대 및 기초에 전달하고 벽체의 골격을 이루는 수직 구조체

· 기계적 정착(mechanical anchorage)

철근 또는 긴장재의 끝부분에 여러 형태의 정착장치를 설치하여 콘크리트에 정착하는 것

- 기둥머리(column capital)
2방향 슬래브인 플랫 슬래브나 플랫 플레이트를 지지하는 기둥의 상단에서 단면적이 증가된 부분
- 기둥 밑판(base plate)
기둥 아랫부분에 붙이는 강재판
- 긴장재(prestressing tendon)
단독 또는 몇 개의 다발로 사용되는 프리스트레싱 강선, 강봉, 강연선
- 긴장재의 릴랙세이션(relaxation of prestressing tendon)
긴장재에 인장력을 주어 변형률을 일정하게 하였을 때 시간의 경과와 함께 일어나는 응력의 감소
- 깊은보(deep beam)
순경간 l_n 이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하는 보, 6.3.4와 7.8.1 참조
- 나선철근(spiral reinforcement)
기둥에서 종방향 철근을 나선형으로 둘러싼 철근 또는 철선
- 내력벽(bearing wall)
공간을 구획하기 위하여 쓰이는 수직방향의 부재로서 기둥 대신에 중력방향의 힘에 견디거나 힘을 전달하기 위한 벽체
- 내진갈고리(seismic hook)
철근 지름의 6배 이상(또한 75 mm 이상)의 연장길이를 가진 (최소) 135° 갈고리로 된 스티럽, 후프철근, 연결철근의 갈고리 : 다만 원형 후프철근의 경우에는 단부에 최소 90°의 굽힘부를 가짐.
- 덕트(duct)
포스트텐션 공법의 프리스트레스트콘크리트를 시공할 때 긴장재를 배치하기 위한 원형의 관
- 뒷부벽식 옹벽(counterfort retaining wall)
옹벽의 안정 또는 강도를 보강하기 위하여 옹벽의 토압을 받는 쪽에 지지벽을 갖는 철근콘크리트 옹벽
- 등가 묻힘길이(equivalent embedment length)
갈고리 또는 기계적 정착장치가 전달하는 응력과 동등한 응력을 전달할 수 있는 철근의 묻힘길이

- 띠철근(tie reinforcement, tie bar)
기둥에서 종방향 철근의 위치를 확보하고 전단력에 저항하도록 정해진 간격으로 배치된 횡방향의 보강철근 또는 철선
- 라멘(rahmen)
여러 개의 직선 부재를 강절로 연결한 구조
- 레디믹스트콘크리트(ready mixed concrete)
정비된 콘크리트 제조설비를 갖춘 공장에서 생산되어 굳지 않은 상태로 운반차에 의하여 구입자에게 공급되는 굳지 않은 콘크리트
- 리브 셸(ribbed shells)
리브선을 따라 리브를 배치하고 그 사이를 얇은 슬래브로 채우거나 또는 비워둔 셸 구조물
- 리프트 슬래브 구조(lift-slab construction)
지표면에서 슬래브를 시공한 후 슬래브 콘크리트가 굳은 후에 기둥을 따라 제자리에 들어 올려 조립하여 만드는 슬래브 구조
- 면외좌굴(buckling of outer surface)
트러스나 비교적 높이가 큰 보 등의 구조물이 구조물을 포함하는 평면 내의 하중을 받는 경우에 그 변위가 구조물을 포함하는 평면 밖으로(트러스의 복부부재나 보의 복부판을 포함하는 면에 수직한 방향) 생기는 좌굴
- 모래경량콘크리트(sand lightweight concrete)
잔골재로 자연산 모래를 사용하고, 굵은골재로는 경량골재를 사용하여 만든 콘크리트
- 모멘트골조(moment frame)
부재와 접합부가 휨모멘트, 전단력, 축력에 저항하는 골조: 다음과 같이 분류함.
 - ① 보통모멘트골조(ordinary moment frame): 제 1장에서 제 17장까지 요구 사항들을 만족시키는 현장치기 철근콘크리트 모멘트골조나 프리캐스트콘크리트 모멘트골조
 - ② 중간모멘트골조(intermediate moment frame): 보통모멘트골조에 대한 요구 사항뿐만 아니라 21.2.2(3)과 21.10의 요구 사항들을 만족하는 모멘트골조
 - ③ 특수모멘트골조(special moment frame): 보통모멘트골조에 대한 요구 사항들과 21.2에서 21.5까지의 요구 사항을 만족하는 현장치기 철근콘크리트 모멘트골조

- 무근콘크리트(plain concrete)
철근이 배치되지 않았거나 이 구조기준에서 규정하고 있는 최소 철근비 미만으로 배근된 구조용 콘크리트
- 묻힘길이(embedment length)
철근이 뽑히는 것을 방지하기 위하여 위험단면부터 연장된 철근의 연장길이
- 박벽관(thin-walled tube)
비틀림에 대하여 설계할 때에 단면의 속이 빈 것으로 가정한 가상의 관
- 발주자(owner, client)
구조물의 설계나 시공을 의뢰하는 개인 또는 단체로서, 민간 구조물의 경우에는 건축주, 공공 구조물의 경우에는 발주기관의 장
- 버팀재(strut)
격막의 개구부 주위의 연속성을 유지하기 위하여 쓰이는 구조격막의 일부분
- 배력철근(distributing bar)
하중을 분포시키거나 균열을 제어할 목적으로 주철근과 직각에 가까운 방향으로 배치한 보조철근
- 배합강도(proportioning strength)
콘크리트의 배합을 정할 때 목표로 하는 콘크리트의 압축강도
- 복부보강근(web reinforcement)
전단력을 받는 부재의 복부에 배치되어 사인장 응력에 저항하는 철근 : 사인장철근이라고도 함.
- 부분균열등급(transitional cracked section : class T)
프리스트레스된 휨부재의 균열 발생 가능성을 나타내는 등급의 하나로서 사용하중에 의한 인장측 연단응력 f_t 가 $0.63\sqrt{f_{ck}}$ 보다 크고 $1.0\sqrt{f_{ck}}$ 이하로서 비균열단면과 균열단면의 중간수준으로 거동하는 단면에 해당하는 등급
- 부착긴장재(bonded tendon)
직접 또는 그라우팅을 통하여 콘크리트에 부착된 긴장재
- 브래킷과 내민받침(bracket and corbel)
유효깊이에 대한 전단경간의 비가 1보다 크지 않은 내민보 또는 내민받침 부재
- 비균열등급(uncracked section : class U)
프리스트레스된 휨부재에서 사용하중에 의한 인장측 연단응력 f_t 가 $0.63\sqrt{f_{ck}}$ 이

- 하로서 균열이 발생하지 않는 단면
- 비내력벽(nonbearing wall)
 - 자중 이외의 다른 하중을 받지 않는 벽체
- 비탄성 해석(inelastic analysis)
 - 평형조건, 콘크리트와 철근의 비선형 응력-변형률 관계, 균열과 시간이력에 따른 영향, 변형 적합성 등을 근거로 한 변형과 내력의 해석법
- 비틀림 단면(section for torsion)
 - 비틀림에 저항하는 유효단면의 보가 슬래브와 일체로 되거나 완전한 합성구조로 되어 있을 때, 슬래브의 위 또는 아래로 내민 깊이 중 큰 깊이만큼을 보의 양측으로 연장한 슬래브 부분을 포함한 단면으로서, 보의 한 측으로 연장되는 거리를 슬래브 두께의 4배 이하로 한 단면, 10.3.1(4) 참조
- 비틀림 철근(torsional reinforcement)
 - 비틀림모멘트가 크게 일어나는 부재에서 이에 저항하도록 배치되는 철근
- 비횡구속 골조(sway frame)
 - 횡방향의 층 변위가 구속되지 않은 골조, 6.5.5(1) 참조
- 사용하중(service load)
 - 고정하중 및 활하중과 같이 이 구조기준에서 규정하는 각종 하중으로서 하중계수를 곱하지 않은 하중
- 설계강도(design strength)
 - 구조체 또는 부재의 공칭강도에 강도감소계수 ϕ 를 곱한 강도
- 설계대(strip)
 - 2차원 면부재인 슬래브의 설계를 단순화하기 위하여 슬래브를 일정한 간격으로 나누어 구획한 슬래브, 10.3.1(2), (3) 참조
- 설계변위(design displacement)
 - 내진설계에서 설계지진에 대하여 예상되는 전체 횡변위
- 설계하중(design load)
 - 부재를 설계할 때 적용되는 계수하중
- 설계하중조합(design load combinations)
 - 3.3.2에서 규정한 계수하중의 조합
- 소요강도(required strength)
 - 철근콘크리트 부재가 사용성과 안전성을 만족할 수 있도록 요구되는 단면의 단면력

- 수집재(collector elements)
격막 내의 관성력을 수평력 저항 시스템 부재에 전달하는 부재
- 수축·온도철근(shrinkage and temperature reinforcement)
건조수축 또는 온도변화에 의하여 콘크리트에 발생하는 균열을 방지하기 위한 목적으로 배치되는 철근
- 수평력 저항 시스템(lateral-force resisting system)
풍하중 또는 지진하중 등 수평하중에 저항하도록 배치된 부재 또는 시스템
- 수평전단(horizontal shear)
부재축과 나란한 방향으로 발생하는 전단
- 셸의 보조부재(auxiliary members in shell structures)
셸을 보강하거나 지지하기 위한 리브 또는 테두리보 : 일반적으로 보조부재는 셸과 결합하여 거동함.
- 스티럽(stirrup)
보의 주철근을 둘러싸고 이에 직각되게 또는 경사지게 배치한 복부보강근으로서 전단력 및 비틀림모멘트에 저항하도록 배치한 보강철근
- 스프링잉(springing)
아치 부재의 양단부
- 슬래브 판(slab plate)
모든 면에서 기둥, 보 또는 벽체 중심선에 의해 구획되는 판으로서 설계할 때 축력의 영향을 무시할 수 있는 부재
- 아치 리브(arch rib)
아치구조물에서 아치를 보강하기 위하여 일정한 간격으로 배치되는 뼈대
- 아치의 세장비(slenderness ratio of arch)
아치의 유효경간을 단면의 최소 회전반지름으로 나눈 값
- 아치의 축선(arch axis line)
아치 단면의 도심을 연결한 축선
- 압축대(compression strut)
주압축응력이 작용하는 콘크리트 부재 내부의 경로로서 폭이 일정한 스트럿이나 중앙부에 폭이 넓은 병모양으로 이루어진 스트럿-타이 모델의 압축부재
- 압축지배단면(compression-controlled section)
공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률이 압축지배변형률 한계 이하인 단면,

6.2.2 참조

· 압축철근비(compressive reinforcement ratio)

콘크리트의 유효단면적에 대한 압축철근 단면적의 비

· 앞부벽식 옹벽(buttressed retaining wall)

흙과 접하지 않는 쪽에 옹벽의 안정 또는 강도를 확보하기 위하여 지지벽을 갖는 철근콘크리트 옹벽

· 앵커(anchor)

기초 또는 콘크리트 구조체에 주각, 기둥 등 다른 부재를 정착하기 위하여 묻어두는 볼트 등을 말하며 또는 그를 묻어두는 일

· 얇은 셸(thin shells)

두께가 다른 치수에 비해 작은 곡면 슬래브나 절판으로 이루어진 3차원 구조물 : 얇은 셸은 기하학적인 형태, 지지 방법 및 작용응력의 성질에 의해 3차원 응력전달 거동이 결정되는 특성을 갖고 있음.

· 연결재(collector)

관성력을 전달하거나 또는 기초나 벽 등 건물을 구성하고 있는 부분이 분리되는 것을 방지하기 위해 사용되는 부재

· 연결철근(cross tie)

기둥단면에서 외곽타이 안에 배치되는 타이로서 한쪽 끝에서는 적어도 지름의 6배 이상의 연장길이(또한 75 mm 이상)를 갖는 135° 갈고리가 있고 다른 끝에서는 적어도 지름의 6배 이상의 연장길이를 갖는 90° 갈고리가 있는 철근 : 갈고리는 주위의 종방향 철근을 감싸야 하고, 동일한 종방향 철근에 고정된 2개의 연속철근의 90° 갈고리는 그 끝이 반대방향으로 되도록 엇갈려 배치하여야 함.

· 연직하중(gravity load)

고정하중이나 활하중과 같이 구조물에 중력방향으로 작용하는 하중: 중력하중이라고도 함.

· 오프셋굽힘철근(offset bent bar)

상하 기둥 연결부에서 단면치수가 변하는 경우에 구부린 주철근

· 완전균열등급(cracked section : class C)

프리스트레스된 휨부재의 균열 발생 가능성을 나타내는 등급의 하나로서 사용하중에 의한 인장측 연단응력 f_t 가 $1.0\sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하여 균열이 발생하는 단면에 해당하는 등급

- 원형철근(plain reinforcement)
표면에 리브 또는 마디 등의 돌기가 없는 원형단면의 봉강으로서 KS D 3504에 규정되어 있는 철근
- 유효깊이(effective depth of section)
콘크리트 압축연단부터 모든 인장철근군의 도심까지 거리
- 유효단면적(effective section area)
유효깊이에 유효폭을 곱한 면적
- 유효인장력(effective tensile force)
프리스트레스를 준 후 긴장재 응력의 릴랙세이션, 콘크리트의 크리프와 건조수축 등의 영향으로 프리스트레스 손실이 완전히 끝난 후 긴장재에 작용하고 있는 인장력
- 유효프리스트레스(effective prestress)
모든 응력 손실이 끝난 후의 긴장재에 남는 응력 : 다만, 고정하중과 활하중의 영향은 제외함.
- 응력(stress)
부재의 단면에서 단위면적당에 발생하는 내력의 크기
- 2방향 슬래브(two-way slab)
직교하는 두 방향 휨모멘트를 전달하기 위하여 주철근이 배치된 슬래브
- 이형철근(deformed reinforcement)
콘크리트와의 부착을 위하여 표면에 리브와 마디 등의 돌기가 있는 봉강으로서 KS D 3504에 규정되어 있는 철근 또는 이와 동등한 품질과 형상을 가지는 철근
- 인장지배단면(tension-controlled section)
공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률이 인장지배변형률 한계 이상인 단면, 6.2.2 참조
- 인장철근비(tensile steel ratio)
콘크리트의 유효단면적에 대한 인장철근 단면적의 비
- 인장타이(tension tie)
스트럿-타이 모델에서 주인장력 경로로 선택되어 철근이나 긴장재가 배치되는 인장부재
- 1방향 슬래브(one-way slab)
한 방향으로만 주철근이 배치된 슬래브

· 장선구조(joist construction)

슬래브를 지지하는 작은 보 구조 시스템으로서, 장선의 폭은 100 mm 이상, 깊이는 장선 최소 폭의 3.5배 이하, 장선 사이의 순간격은 750 mm 이하 : 2방향으로 장선으로 배치된 경우를 2방향 장선구조 또는 와플(waffle)구조라고 함.

· 장주효과(slenderness effect)

기둥의 횡방향 변위와 축력으로 인한 2차 휨모멘트가 무시할 수 없는 크기로 발생하여, 선형탄성 구조해석에 의한 휨모멘트보다 더 큰 휨모멘트가 기둥에 작용하는 효과 : 장주효과가 과도한 경우 좌굴이 발생함. 장주효과의 해석을 수행할 때에는 재료 비선형성, 균열, 부재곡률, 횡이동, 재하기간, 건조수축과 크리프, 지지부재와의 상호작용을 고려하여야 함.

· 재깁력(jacking force)

프리스트레스트콘크리트에 있어서 긴장재에 인장력을 도입할 때 잭에 의해 콘크리트에 가해지는 일시적인 힘

· 적합비틀림(compatibility torsion)

균열의 발생 후 비틀림모멘트의 재분배가 일어날 수 있는 비틀림: 재분배된 비틀림모멘트가 다른 하중 전달 경로에 의하여 지지될 수 있는 경우를 가리킨다.

· 전경량콘크리트(all-lightweight concrete)

잔골재와 굵은골재 전부를 경량골재로 대체하여 만든 콘크리트

· 전단머리(shear head)

보가 없는 2방향 슬래브 시스템에서 전단 보강을 위하여 기둥 상부의 슬래브 내에 배치하는 보강재

· 전단면(shear plane)

전단력이 작용하는 면으로서 균열 면 또는 전단력에 의해 균열이 일어날 가능성이 있는 면

· 전단보강근(shear reinforcement)

전단력에 저항하도록 배치한 철근

· 전도(overturning)

저판 끝단을 기준으로 작용하는 수평력에 의한 휨모멘트(전도휨모멘트)가 연직력에 의한 휨모멘트(저항휨모멘트)를 초과하여 옹벽 및 벽체 등이 넘어지려는 현상

· 전면기초(mat foundation)

건축물 또는 구조물의 밑바닥 전부를 기초판으로 구성한 기초

- 절판(folded plate)
얇은 평면 슬래브를 굽혀 긴 경간을 지지할 수 있도록 만든 판 구조
- 접속장치(coupler)
긴장재와 긴장재 또는 정착장치와 정착장치를 접속시키는 장치
- 정착길이(development length)
위험단면에서 철근의 설계기준항복강도를 발휘하는 데 필요한 최소 묻힘 길이
- 정착장치(anchorage device)
긴장재의 끝부분을 콘크리트에 정착시켜 프리스트레스를 부재에 전달하기 위한 장치
- 조립용 철근(erection bar)
철근을 조립할 때 철근의 위치를 확보하기 위하여 사용하는 보조철근
- 좌굴(buckling)
압축력을 받는 기둥 또는 판부재가 안정성에 의해 파괴되는 현상
- 주각(pedestal)
기초 위에 돌출된 압축부재로서 단면의 평균 최소 치수에 대한 높이의 비율이 3 이하인 부재
- 주열대(column strip)
2방향 슬래브에서 기둥과 기둥을 잇는 슬래브의 중심선에서 양측으로 각각 $0.25l_1$ 과 $0.25l_2$ 중에서 작은 값과 같은 폭을 갖는 설계대 : 보가 있는 경우 주열대는 그 보를 포함함.
- 주철근(main reinforcement)
주된 단면력이 작용하는 방향으로 휨모멘트와 축력에 저항하기 위하여 배치하는 철근
- 중간대(middle strip)
2방향 슬래브에서 2개의 주열대 사이에 구획된 설계대
- 종방향 철근(longitudinal reinforcement)
부재에 길이방향으로 배치한 철근
- 지반지지력(bearing capacity)
지반이 지지할 수 있는 힘의 크기
- 지속하중(sustained load)
장기간에 걸쳐서 지속적으로 작용하는 하중
- 지압강도(bearing strength)
하중이 가해지는 면적에 대한 지지면 콘크리트의 압축강도

- 지진하중(earthquake load)
지각변동으로 인해 발생하는 지진에 의해 구조물에 작용하는 힘
- 책임구조기술자(qualified structural engineer)
구조물에 대한 전문적인 지식, 풍부한 경험과 식견을 가진 구조기술사 또는 동등 이상의 자격을 갖춘 전문가로서, 이 구조기준에 따라 구조물의 구조 설계 및 구조 검토, 구조 감리, 안전진단 등 관련 업무를 책임지고 수행할 수 있는 능력을 가진 기술자
- 철근의 설계기준항복강도(specified yield strength of reinforcing bar)
철근콘크리트 부재를 설계할 때 기준이 되는 철근의 항복강도
- 철근콘크리트(reinforced concrete)
외력에 대해 철근과 콘크리트가 일체로 거동하게 하고, 규정된 최소 철근량 이상으로 철근을 배치한 콘크리트
- 침하(settlement)
지반, 말뚝 등이 내려앉는 현상
- 캔틸레버식 옹벽(cantilever wall)
벽체에 널말뚝이나 부벽이 연결되어 있지 않고 저판 및 벽체만으로 토압을 받도록 설계된 철근콘크리트 옹벽
- 콘크리트용 순환골재(recycled aggregate for concrete)
폐콘크리트의 파쇄·처리를 거쳐 생산된 재생골재 중에서 국토해양부장관이 정한 콘크리트용 품질기준을 만족하는 골재
- 콘크리트의 설계기준압축강도(specified compressive strength of concrete)
콘크리트 부재를 설계할 때 기준이 되는 콘크리트의 압축강도
- 크리프(creep)
지속하중으로 인하여 콘크리트에 일어나는 장기변형 : 기본크리프(basic creep)와 건조크리프(drying creep)로 분류함
- 탄성계수(modulus of elasticity)
재료의 비례한도 이하의 변형률에 대응하는 인장 또는 압축응력의 비 : 콘크리트의 탄성계수는 크게 할선탄성계수 E_c (식 (3.4.1))와 초기접선탄성계수 E_{ci} (식 (3.4.4))로 구분되며, 할선탄성계수를 간단히 탄성계수라고도 함. 강재의 경우 철근의 탄성계수 E_s (식 (3.4.5))와 프리스트레싱 강재 E_{ps} (식 (3.4.6)) 및 형강 E_{ss} (식 (3.4.7))로 구분함.

- 특수경계요소(special boundary element)
21.6.6에 따르는 경계요소
- T형 단면(T-beam)
보와 슬래브를 일체로 친 경우에 슬래브가 양쪽 플랜지를 이루는 보, 한쪽으로만 플랜지를 이루는 보는 반 T형 단면(half T-beam)이라 함.
- 파상마찰(wobble friction)
프리스트레스트콘크리트에 있어서 덕트관이 소정의 위치로부터 약간 어긋남으로써 일으키는 마찰
- 평형비틀림(equilibrium torsion)
비틀림모멘트의 재분배가 일어날 수 없는 비틀림
- 포스트텐서닝(post-tensioning)
콘크리트가 굳은 후에 긴장재를 인장하고 그 끝부분을 콘크리트에 정착시켜서 프리스트레스를 부재에 도입시키는 방법
- 표준갈고리를 갖는 철근의 정착길이(development length for a bar with a standard hook)
위험단면(철근의 항복강도가 도달되어야 할 단면)과 90° 갈고리의 외단 간의 최단길이
- 표피철근(skin reinforcement, surface reinforcement)
전체 깊이가 900 mm를 초과하는 휨부재 복부의 양 측면에 부재 축방향으로 배치하는 철근
- 풍하중(wind load)
바람에 의하여 구조물에 작용하는 하중
- 프리스트레스(prestress)
외력에 의하여 일어나는 인장응력을 소정의 한도로 상쇄할 수 있도록 미리 콘크리트에 도입된 응력
- 프리스트레스 도입(prestress transfer)
긴장재의 인장력을 콘크리트에 전달하기 위한 조작
- 프리스트레스트콘크리트(prestressed concrete : PSC)
외력에 의하여 발생하는 응력을 소정의 한도까지 상쇄할 수 있도록 미리 계획적으로 압축력을 작용시킨 콘크리트 : PS콘크리트 또는 PSC라고 약칭하기도 함.
- 프리스트레스 힘(prestressed force)
프리스트레싱에 의하여 부재의 단면에 작용하고 있는 힘

- 프리스트레스 압축 인장역(precompressed tensile zone)
프리스트레싱을 하는 동안에 압축응력을 받았던 단면이 그 후 외부에서 작용한 하중에 의해 인장응력을 받게 되는 부분
- 프리스트레싱 강재(prestressing steel)
프리스트레스를 주기 위하여 쓰이는 강재
- 프리스트레싱(prestressing)
프리스트레스를 주는 일
- 프리캐스트콘크리트(precaster concrete : PC)
콘크리트가 굳은 후에 제자리에 옮겨 놓거나 또는 조립하는 콘크리트 부재
- 프리텐서닝(pre-tensioning)
긴장재를 먼저 긴장한 후에 콘크리트를 치고 콘크리트가 굳은 다음, 긴장재에 가해 두었던 인장력을 긴장재와 콘크리트의 부착에 의해서 콘크리트에 전달시켜 프리스트레스를 주는 방법
- 플랫 슬래브(flat slab)
보 없이 지판에 의해 하중이 기둥으로 전달되며, 2방향으로 철근이 배치된 콘크리트 슬래브
- 플랫 플레이트(flat plate)
보나 지판이 없이 기둥으로 하중을 전달하는 2방향으로 철근이 배치된 콘크리트 슬래브
- 피복 두께(cover thickness)
콘크리트 표면과 그에 가장 가까이 배치된 철근 표면 사이의 콘크리트 두께
- 하중(load)
구조물 또는 부재에 응력 및 변형을 발생시키는 일체의 작용
- 하중계수(load factor)
하중의 공칭값과 실제 하중 사이의 불가피한 차이 및 하중을 작용 외력으로 변환시키는 해석상의 불확실성, 환경작용 등의 변동을 고려하기 위한 안전계수
- 하중조합(load combination)
구조물 또는 부재에 동시에 작용할 수 있는 각종 하중의 조합
- 합성콘크리트 압축부재(composite compressive member)
구조용 강재, 강관 또는 튜브로 축방향을 보강한 압축부재 : 종방향 철근은 사용할 수도 있고 사용하지 않을 수도 있음.

- 합성콘크리트 휨부재(composite concrete flexural members)
현장이 아닌 곳에서 만들어진 프리캐스트 부재와 현장치기콘크리트 요소로 구성되는 휨부재로서 그 요소가 하중에 대해서 일체가 되어 움직이도록 결합된 부재
- 현부재(chord)
트러스 상하 현부재와 같이 압축 및 인장부재 역할을 담당하는 구조요소
- 확대기초판(spread footing)
상부 수직하중을 하부 지반에 분산시키기 위해 밑면을 확대시킨 철근콘크리트판
- 확대휨모멘트(magnified moment)
세장한 부재에서 변형을 고려하여 계산한 증가된 휨모멘트
- 활동(sliding)
흙에서 전단파괴가 일어나서 어떤 연결된 면을 따라서 엇갈림이 생기는 경우
- 활동방지벽(base shear key)
옹벽의 활동을 일으키는 수평하중에 충분히 저항할 만큼 큰 수동토압을 일으키기 위해 저판 아래에 만드는 벽체
- 활하중(live load)
풍하중, 지진하중과 같은 환경하중이나 고정하중을 포함하지 않고 건물이나 다른 구조물의 사용 및 점용에 의해 발생하는 하중으로서 사람, 가구, 이동칸막이, 창고의 저장물, 설비기계 등의 하중과 적설하중 또는 교량 등에서 차량에 의한 하중
- 횡하중(lateral load)
풍하중, 지진하중, 횡방향 토압 또는 유체압과 같이 수직방향 구조물에 수평으로 작용하는 하중
- 횡구속 골조(non-sway frame)
횡방향의 층 변위가 구속된 골조, 6.5.5(1) 참조
- 후프철근(hoop)
폐쇄띠철근 또는 연속적으로 감은 띠철근: 폐쇄띠철근은 양단에 내진갈고리를 가진 여러 개의 철근으로 만들 수 있음. 연속적으로 감은 띠철근은 그 양단에 반드시 내진갈고리를 가져야 함.
- 휨부재(flexural member)
축력을 받지 않거나 축력의 영향을 무시할 수 있을 정도의 축력을 받는 부재로서 주로 휨모멘트와 전단력을 저항하는 부재

- **휨불연속(flexural discontinuity)**
휨인장력이 작용되지 않는 상태
- **휨철근(flexural reinforcement)**
휨모멘트에 저항하도록 배치하는 부재축 방향의 철근

1.5 구조설계 도서

- (1) 구조설계도는 구조평면도와 구조계산에 의하여 산정된 부재의 단면 및 접합부 상세를 표현하고, 아울러 구조계산에는 포함되지 않았으나 구조실험이나 경험 등으로 구조 안전이 확인된 관련 상세까지도 표현하여 구조설계 취지에 부합되도록 작성하여야 한다.
- (2) 구조설계도는 설계의 진척도에 따라 계획설계, 기본설계, 실시설계의 3단계로 나누어 작성할 수 있다.
- (3) 구조설계 도서에는 공사에 꼭 필요한 적절한 주기사항을 포함하여야 하며, 신속 정확하게 찾아볼 수 있게 정해진 양식 속에 모든 관련 정보를 포함하여야 한다. 이러한 도서들은 책임구조기술자의 구조설계 의도를 명확히 전달하고, 배근시공도 작성을 위한 배근형태의 지침이 되어야 한다.
- (4) 구조설계 도서에 포함되어야 하는 내용은 다음과 같다.
 - ① 구조설계 관련 기준
 - ② 활하중 등 주요 설계하중
 - ③ 구조재료 강도
 - ④ 구조 부재의 크기 및 위치, 단면, 상대적인 위치
 - ⑤ 철근과 앵커의 규격, 설치 위치
 - ⑥ 철근의 정착길이, 이음의 위치 및 길이, 이음의 종류
 - ⑦ 바닥 높이, 기둥중심과 오프셋 및 요철부의 치수
 - ⑧ 접합의 유형
 - ⑨ 솟음이 필요할 경우 위치, 방향 및 크기
 - ⑩ 부구조체의 시공상세도 작성에 필요한 경우 상세기준
 - ⑪ 기타 구조 시공상세도 작성에 필요한 상세와 자료
 - ⑫ 책임구조기술자, 자격명 및 소속회사명, 연락처
 - ⑬ 구조설계 연월일

1.6 참고 기준

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

KS F 2504	잔골재의 밀도 및 흡수율 시험 방법
KS F 2526	콘크리트용 골재
KS F 2527	콘크리트용 부순 골재
KS F 2529	구조용 경량 잔골재의 밀도 및 흡수율 시험 방법
KS F 2533	구조용 경량 굵은골재의 밀도 및 흡수율 시험 방법
KS F 2534	구조용 경량 골재
KS F 2543	콘크리트용 동 슬래그 골재
KS F 2544	콘크리트용 고로 슬래그 골재
KS F 2560	콘크리트용 화학혼화재
KS F 2562	콘크리트용 팽창재
KS F 2563	콘크리트용 고로 슬래그 미분말
KS F 2567	콘크리트용 실리카폼
KS F 2573	콘크리트용 순환골재
KS F 2713	콘크리트 및 콘크리트의 재료의 염화물 분석 시험 방법
KS F 2715	모르타르 및 콘크리트의 수용성 염화물 시험 방법
KS F 4009	레디믹스트 콘크리트
KS L 5105	수경성 시멘트 모르타르의 압축 강도 시험 방법
KS L 5201	포틀랜드 시멘트
KS L 5205	내화물용 알루미나 시멘트
KS L 5210	고로 슬래그 시멘트
KS L 5211	플라이 애시 시멘트
KS L 5217	팽창성 수경 시멘트
KS L 5401	포틀랜드 포조란 시멘트
KS L 5405	플라이 애시

도로교 설계기준(국토해양부, 2010)

철골 철근콘크리트구조 계산기준(건설교통부, 2000)

콘크리트표준시방서(국토해양부, 2009)

프리캐스트콘크리트 조립식 건축구조 설계기준(건설부, 1992)

허용응력도 설계법에 의한 철근콘크리트구조 계산기준(건설교통부, 2000)

건축구조기준(국토해양부, 2009)

콘크리트공사표준안전작업지침(노동부, 2009)

2.1 일반 사항

2.1.1 적용 범위

이 구조기준에 따라 콘크리트 구조 부재를 설계할 때 사용하는 재료의 품질과 시험은 이 장의 규정 및 콘크리트표준시방서에 따라야 한다.

2.1.2 기호

A_c	: 부재의 단면적, mm^2
E_c	: 콘크리트의 탄성계수, MPa
E_{ci}	: 재령 28일에서 콘크리트의 초기접선탄성계수, MPa
$E_{ci}(t')$	: 재령 t' 일에서 콘크리트의 초기접선탄성계수, MPa
E_s	: 철근의 탄성계수, MPa
$f_c(t')$	: 재령 t' 일에서 콘크리트의 압축응력, MPa
f_{ck}	: 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
f_{cr}	: 콘크리트의 배합강도, MPa
f_{cu}	: 재령 28일에서 콘크리트의 평균 압축강도, MPa
$f_{cu}(t)$	: 재령 t 일에서 콘크리트의 평균 압축강도, MPa
h	: 개념부재 치수, mm $= 2A_c / u$
RH	: 외기의 상대습도, %
s	: 표준편차, MPa
t	: 콘크리트의 재령, 일(day)
t'	: 하중이 가해질 때의 재령, 일(day)

t_s	: 콘크리트가 외기 중에 노출되었을 때의 재령, 일(day)
t'_T	: 온도가 20℃가 아닌 T ℃에서 양생할 경우 등가재령, 일(day)
T	: 외기 또는 양생온도, ℃
u	: 단면적 A_c 의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이, mm
$\beta(f_{cu})$	: 콘크리트 강도가 크리프에 미치는 영향함수, 식 (2.2.5) 참조
$\beta(t')$	: 지속하중이 가해지는 시간 t' 가 크리프에 미치는 영향함수, 식 (2.2.6) 참조
$\beta_c(t-t')$	: 재하기간에 따라 크리프에 미치는 영향함수, 식 (2.2.7) 참조
$\beta_{cc}(t)$	: 콘크리트 강도 발현에 대한 재령에 따른 보정계수
β_H	: 외기의 상대습도와 부재의 두께에 따른 계수, 식 (2.2.7)과 식 (2.2.8) 참조
$\beta_{H,T}$	: 온도변화에 따라 보정된 β_H , 식 (2.2.14) 참조
β_{RH}	: 외기습도에 따른 크리프와 건조수축에 미치는 영향계수, 식 (2.2.21) 참조
$\beta_s(t-t_s)$	: 건조기간에 따른 건조수축 변형률 함수, 식 (2.2.22) 참조
β_{sc}	: 시멘트 종류에 따른 건조수축에 미치는 영향계수
$\varepsilon_{cs}(t, t')$	: 재령 t' 일에서 $f_c(t')$ 의 응력이 가해졌을 때 시간 t 일에서 탄성변형률과 크리프를 포함한 전체 변형률
$\varepsilon_{sh}(t, t_s)$	: 재령 t_s 에서 외기에 노출된 콘크리트의 재령 t 에서 전체 건조수축변형률
ε_{sho}	: 개념 건조수축계수, 식 (2.2.19) 참조
$\phi(t, t')$	: 콘크리트의 크리프계수
ϕ_o	: 콘크리트의 개념 크리프계수, 식 (2.2.3) 참조
$\phi_{o,k}$	: 작용 응력의 크기에 따라 보정된 ϕ_o , 식 (2.2.11) 참조
ϕ_{RH}	: 외기의 상대습도와 부재 두께가 크리프에 미치는 영향계수, 식 (2.2.4) 참조
$\phi_{RH,T}$	: 온도변화에 따라 보정된 ϕ_{RH} , 식 (2.2.13) 참조

2.2 재료

2.2.1 콘크리트 구성재료

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

- (2) 골재의 품질과 크기는 다음의 규정에 따라야 한다.

- ① 골재는 한국산업표준에 규정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용

하여야 한다.

- ② 골재는 적당한 정도나 입도를 가지며 깨끗하고 내구성이 있는 것으로, 점토 덩어리, 유기물, 세장석편 등과 같은 해로운 물질을 포함하지 않아야 하며, KS F 2526, KS F 2527, KS F 2534, KS F 2543, KS F 2544, KS F 2573에 규정된 품질로 하여야 한다.
- ③ 위 규격품이 아닌 경우 KS F 2502, KS F 2503, KS F 2504, KS F 2529, KS F 2533, KS F 2468의 골재와 관련된 한국산업표준에 규정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다. 그리고 이외에는 시험에서 적당한 입도로서 소요품질의 콘크리트를 만들 수 있다고 입증되는 경우에만 책임구조기술자의 승인을 얻은 후에 사용할 수 있다.
- ④ 굵은골재의 최대 공칭치수는 다음 값을 초과하지 않아야 한다. 그러나 이러한 제한은 콘크리트를 공급 없이 칠 수 있는 다짐 방법을 사용할 경우에는 책임구조기술자의 판단에 따라 적용하지 않을 수 있다.
 - (가) 거푸집 양 측면 사이의 최소 거리의 1/5
 - (나) 슬래브 두께의 1/3
 - (다) 개별 철근, 다발철근, 긴장재 또는 덕트 사이 최소 순간격의 3/4
- (3) 화학혼화제의 품질과 사용은 다음 규정에 따라야 한다.
 - ① 화학혼화제는 KS F 2560에 규정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다.
 - ② 화학혼화제를 사용할 경우에는 충분한 품질조사와 시험을 거친 후 책임구조기술자의 승인을 얻어야 한다.
 - ③ 화학혼화제는 콘크리트 배합을 결정할 때에 사용했던 제품과 동일한 성분 및 성능을 공사 중 일관되게 유지하여야 한다.
 - ④ 염화칼슘 또는 염소이온을 포함하는 화학혼화제는 프리스트레스트콘크리트, 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트 또는 아연 도금한 고정형 금속 형틀을 사용한 콘크리트의 경우에 사용할 수 없다.
- (4) 콘크리트를 제조할 때 사용되는 물은 다음 규정에 따라야 한다.
 - ① 콘크리트 배합에 사용되는 물은 청정한 것으로서 일반적으로 산, 기름, 알칼리, 염분, 유기물 그리고 콘크리트 및 철근에 유해한 물질을 포함하지 않아야 한다.
 - ② 콘크리트의 배합에 사용되는 물은 KS F 4009 부속서 2에 적합한 것이어야 한다.
 - ③ 프리스트레스트콘크리트 또는 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트의 배합에 사용

하는 물과 골재의 표면수는 유해량의 염소이온을 함유하지 않아야 한다. 염소 이온의 유해량에 대한 것은 4.5.4의 규정을 참조할 수 있다.

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

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

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

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

- ① 혼화재로 사용할 플라이애쉬는 KS L 5405에 적합한 것이어야 한다.
- ② 혼화재로 사용할 콘크리트용 팽창재는 KS F 2562에 적합한 것이어야 한다.
- ③ 혼화재로 사용할 고로슬래그 미분말은 KS F 2563에 적합한 것이어야 한다.
- ④ 혼화재로 사용할 실리카폼은 KS F 2567에 적합한 것이어야 한다.
- ⑤ ①, ② 및 ③ 이외의 혼화재인 규산질 미분말 및 고강도용 혼화재 등을 사용할 때는, 이들 혼화재에 대하여 아직 품질의 규격이 없고 또 사용 방법도 다양하므로 미리 충분히 조사, 시험을 하여 품질을 확인하고 사용 방법도 검토하여 제조한 콘크리트의 내구성에 영향이 없도록 하여야 한다.

2.2.2 콘크리트

- (1) 콘크리트 공시체의 제작 및 양생 방법은 KS F 2403에 따라 제작하고 양생하는 방법에 따라야 한다. 콘크리트의 공시체를 제작할 때 압축강도용 공시체는 $\phi 150 \times 300$ mm를 기준으로 하며, $\phi 100 \times 200$ mm의 공시체를 사용할 경우 강도 보정계수 0.97을 사용하며, 이외의 경우에도 적절한 강도보정계수를 고려하여야 한다.
- (2) 레디믹스트콘크리트를 사용하는 경우에는 콘크리트표준시방서를 따르되, 시방서에 명시되지 않은 사항은 KS F 4009에 따라야 한다.
- (3) 경량콘크리트 제조용 경량콘크리트 골재는 KS F 2534에 규정하는 구조용 경량 골재를 사용하여야 한다.

- (4) 콘크리트를 친 후 28일 이내에 부재의 원래 설계하중이나 응력을 받지 않은 경우, 부재의 압축강도는 책임구조기술자가 승인하는 경우 재령에 따른 증가계수를 곱할 수 있다. 이때 식 (2.2.15)와 식 (2.2.16)을 사용할 수 있다.
- (5) 콘크리트의 크리프는 다음의 규정에 따라 예측할 수 있다.

- ① 시간 t' 에서 작용 응력 $f_c(t')$ 에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 변형률 $\varepsilon_{cs}(t, t')$ 는 콘크리트의 압축강도 또는 설계기준압축강도, 부재의 크기, 평균 상대습도, 재하할 때의 재령, 재하기간, 시멘트 종류, 양생온도, 온도변화, 작용 응력의 크기 등에 따라 식 (2.2.1)을 사용하여 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{cs}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{ci}} \right] \quad (2.2.1)$$

여기서, E_{ci} 는 식 (3.4.4)에 의해 구하고, $E_{ci}(t')$ 는 식 (2.2.17)에 의해서 구하여야 한다.

- ② 식 (2.2.1)에서 크리프계수 $\phi(t, t')$ 는 양생온도가 20℃이고, 하중이 작용하는 동안의 기온도 20℃인 경우를 기준으로 한 것으로서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi(t, t') = \phi_o \beta_c(t - t') \quad (2.2.2)$$

여기서, 각 변수는 다음과 같다.

$$\phi_o = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t') \quad (2.2.3)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}} \quad (2.2.4)$$

$$\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}} \quad (2.2.5)$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \quad (2.2.6)$$

$$\beta_c(t - t') = \left[\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right]^{0.3} \quad (2.2.7)$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}] h + 250 \leq 1,500(\text{일}) \quad (2.2.8)$$

그리고 여기서 f_{cu} 는 식 (3.4.3)을 따른다.

- ③ 작용 응력의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 (2.2.2)의 크리프계수는

다음과 같이 보정하여야 한다.

(가) 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

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

$$t' = t'_T \left[\frac{9}{2 + (t'_T)^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5 (\text{일}) \quad (2.2.9)$$

$$t'_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left(-\frac{4,000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65 \right) \quad (2.2.10)$$

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

여기서, $T(\Delta t_i)$ 는 Δt_i 일 동안 지속된 온도(℃), Δt_i 는 일정한 온도가 지속된 기간(일)이고, n 은 일정한 온도를 유지한 단계의 수이다.

(나) 작용 응력의 크기에 따른 보정계수

작용 응력 $f_c(t')$ 가 $0.4 f_{cu}(t') < |f_c(t')| < 0.6 f_{cu}(t')$ 인 경우 식 (2.2.3)의 ϕ_o 를 식 (2.2.11)과 같이 보정하여 크리프의 비선형성을 고려하여야 한다.

$$\phi_{o,k} = \phi_o \exp \left[1.5 \left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cu}(t')} - 0.4 \right) \right] \quad (2.2.11)$$

여기서, $f_{cu}(t')$ 는 식 (2.2.15)와 식 (2.2.16)에 의해 구할 수 있다.

(다) 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5℃에서 80℃까지 변화할 때 크리프계수는 식 (2.2.4)의 ϕ_{RH} 를 식 (2.2.13)으로, 그리고 식 (2.2.8)의 β_H 를 식 (2.2.14)로 보정하여 식 (2.2.12)에 의해 구하여야 한다.

$$\phi(t, t') = \beta_c(t - t')\phi_o + 0.0004(T - 20)^2 \quad (2.2.12)$$

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1.0)\phi_T^{1.2} \quad (2.2.13)$$

여기서, $\phi_T = \exp[0.015(T - 20)]$

$$\beta_{H,T} = \exp \left[\frac{1,500}{273 + T} - 5.12 \right] \beta_H \quad (2.2.14)$$

- ④ 28일 평균 압축강도 f_{cu} 는 식 (3.4.3)으로 구하며, 시간에 따른 콘크리트의 강도발현 $f_{cu}(t)$ 는 식 (2.2.15)와 같이 구할 수 있다.

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cu} \quad (2.2.15)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[\beta_{sc} \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (2.2.16)$$

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

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

- ⑤ 크리프 변형을 계산할 때 콘크리트의 초기접선탄성계수는 식 (3.4.4)로 구하여야 한다. 한편, 초기접선탄성계수 $E_{ci}(t)$ 의 시간에 따른 변화는 다음 식 (2.2.17)과 같이 구하여야 하며 $\beta_{cc}(t)$ 는 식 (2.2.16)과 같다.

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_{ci} \quad (2.2.17)$$

- ⑥ 크리프에 대한 실험은 KS F 2453에 따라야 한다.

- (6) 콘크리트의 건조수축 변형률은 대기의 평균 상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음 식 (2.2.18)에 따라 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \beta_s(t - t_s) \quad (2.2.18)$$

여기서, ε_{sho} 와 $\beta_s(t - t_s)$ 는 다음 식 (2.2.19)에서 식 (2.2.22)까지에 의해 계산하여야 한다.

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \beta_{RH} \quad (2.2.19)$$

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cu}/10)] \times 10^{-6} \quad (2.2.20)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55[1 - (RH/100)^3] & (40\% \leq RH < 99\%) \\ 0.25 & (RH \geq 99\%) \end{cases} \quad (2.2.21)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035 h^2 + (t - t_s)}} \quad (2.2.22)$$

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

외기의 온도가 20℃가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$ 는 다음 식 (2.2.23)과 식 (2.2.24)에 의해 보정하여야 한다.

$$\beta_{RH,T} = \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T - 20}{40} \right) \right] \beta_{RH} \quad (2.2.23)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 \exp[-0.06(T-20)] + (t-t_s)}} \quad (2.2.24)$$

2.2.3 강재

- (1) 보강용 철근은 이형철근을 사용하여야 한다. 다만 나선철근이나 강선으로 원형철근을 사용할 수 있다. 그리고 구조용 강재, 강관에 의한 보강재는 이 구조기준에 따라 사용될 수 있다.
- (2) 철근을 용접하는 경우 그 위치와 용접 방법을 명기하여야 한다. 필요한 용접기호와 용접 시험 방법은 KS B 0052, KS B 0816 ~ KS B 0892에 따라야 한다.
- (3) 철근, 철선 및 용접철망의 품질, 형상, 치수는 KS D 3504, KS D 3552와 KS D 7017의 각 규격에 적합하여야 한다.
- (4) 철근, 철선 및 용접철망의 설계기준항복강도 f_y 가 400 MPa을 초과하여 항복마루가 없는 경우, f_y 값은 변형률 0.0035에 상응하는 응력의 값으로 사용하여야 한다.
- (5) 철근은 아연도금 또는 에폭시수지 도막이 가능하며, 이들 철근은 KS D 3629의 규정을 따라야 한다.
- (6) 긴장재는 다음 규정을 따라야 한다.
 - ① 프리스트레스트콘크리트에 사용되는 강선은 KS D 7002의 규정에 따라야 한다.
 - ② 강봉에 관한 것은 KS D 3505의 규정에 따라야 한다.
 - ③ 강선, 강연선 및 강봉이 KS D 7002와 KS D 3505에 특별히 제시되지 않은 사항이 있는 경우 이들 재료가 공사시방서의 최소 규정에 적합한 것, 그리고 어느 경우에도 상기 규정된 품질 이상의 경우에만 사용할 수 있다.
- (7) 구조용 강재, 강관, 튜브는 품질, 치수, 형상에 있어서 KS D 3503의 규격 이상

이어야 하며, 특수한 경우에 책임구조기술자가 입회하여 소정의 품질 및 강도시험을 시행한 후 사용할 수 있다.

- (8) 확대머리 전단스터드에서 확대머리의 지름은 전단스터드 지름의 $\sqrt{10}$ 배 이상이어야 한다.
- (9) 확대머리철근에서 철근 마디와 리브의 손상은 확대머리의 지압면부터 $2d_b$ 를 초과할 수 없다.

2.3 콘크리트의 품질

2.3.1 시험 일반

- (1) 콘크리트는 제 4장의 내구성 규정을 만족시키도록 배합하여야 할 뿐만 아니라, 2.3.2(2)에서 규정한 배합강도가 확보되도록 배합하여야 하고, 콘크리트를 생산할 때 2.3.3(2)③에서 규정한 바와 같이 f_{ck} 미만의 강도가 나오는 빈도를 최소화하여야 한다.
- (2) f_{ck} 에 대한 요구 조건은 2.3.3(2)에서 기술한 것과 같이 공시체 제작 및 시험 규정에 의해 시행한 원주공시체의 시험에 근거를 두어야 한다.
- (3) 특별히 다른 규정이 없을 경우 f_{ck} 는 재령 28일 강도를 기준으로 하여야 한다. 다른 재령에서 시험을 한 경우에는 f_{ck} 의 시험 일자를 설계도나 공사시방서에 명기하여야 한다.
- (4) 콘크리트의 쪼갬인장강도 f_{sp} 에 관한 3.4.4② 및 4.3.1(4)의 설계규정을 적용하여야 할 경우, 규정된 f_{ck} 값에 해당하는 f_{sp} 의 값을 설정하기 위한 시험실 시험을 실시하여야 한다.
- (5) 쪼갬인장강도 시험 결과를 현장 콘크리트의 적합성 판단 기준으로 사용할 수 없다.

2.3.2 콘크리트 배합의 선정

- (1) 표준편차의 설정은 다음에 따라야 한다.
 - ① 콘크리트 생산설비의 시험기록이 있을 경우, 이에 대한 표준편차를 산정하여야 한다. 표준편차의 산정에 사용할 수 있는 시험기록은 다음과 같다.
 - (가) 예상되는 실제 상황과 비슷한 재료, 품질관리 절차 및 조건들을 갖추어야

하며, 시험기록에 사용된 재료와 배합비의 변화폭이 실제 현장에 적용되는 것과 유사한 조건에서 작성된 것이어야 한다.

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

(다) 2.3.2(1)②에서 요구하는 것을 제외하고 적어도 30회의 연속시험을 실시하여야 한다.

② 콘크리트 생산설비가 2.3.2(1)①의 요건에 맞는 시험기록을 갖고 있지 않지만 15회 이상, 29회 이하의 연속시험의 기록을 갖고 있는 경우, 표준편차는 계산된 표준편차와 표 2.3.1의 보정계수의 곱으로 계산할 수 있다. 시험기록을 인정받기 위해서 2.3.2(1)①의 (가)와 (나)의 요건과 일치하고, 또한 45일 이상의 기간 동안 실시된 연속시험한 기록이어야 한다.

표 2.3.1 시험이 29회 이하일 때 표준편차에 대한 보정계수

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

1) 위 표에 명시되지 않은 시험횟수에 대한 것은 직선보간한다.

2) 배합강도를 결정하기 위해 사용되는 표준편차의 보정계수

(2) 배합강도는 다음에 따라 결정하여야 한다.

① 콘크리트 배합을 선정할 때 기초하는 배합강도 f_{cr} 은 2.3.2(1)의 규정에 따라 계산된 표준편차를 이용하여 계산한다. 이때 배합강도는 설계기준압축강도가 35 MPa 이하인 경우 식 (2.3.1)과 식 (2.3.2)로 계산된 두 값 중 큰 값으로 정하며, 또한 설계기준압축강도가 35 MPa를 초과하는 경우는 식 (2.3.1)과 식 (2.3.3)으로 계산된 두 값 중 큰 값으로 정한다.

$f_{ck} \leq 35$ MPa인 경우,

$$f_{cr} = f_{ck} + 1.34s \quad (2.3.1)$$

$$f_{cr} = (f_{ck} - 3.5) + 2.33s \quad (2.3.2)$$

$f_{ck} > 35$ MPa인 경우,

$$f_{cr} = f_{ck} + 1.34s \quad (2.3.1)$$

$$f_{cr} = 0.9f_{ck} + 2.33s \quad (2.3.3)$$

- ② 배합강도 f_{cr} 은 2.3.2(1)의 요건에 맞는 표준편차의 계산을 위한 현장강도 기록자료가 없을 경우 또는 압축강도의 시험횟수가 14회 이하인 경우 다음 표 2.3.2에 따라 결정하여야 한다.

표 2.3.2 시험횟수가 14회 이하이거나 기록이 없는 경우의 배합강도

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

- (3) 배합강도는 시공 중 자료 취득이 가능하면, f_{ck} 보다 커야 하는 f_{cr} 의 초과 값은 다음의 ①과 ③을 동시에 만족하거나 또는 ②와 ③을 동시에 만족하는 경우 감소시킬 수 있다.
- ① 30회 또는 그 이상의 시험결과를 이용하여 구한 시험결과의 평균이 2.3.2(1)①에 따라 계산한 표준편차를 사용하여 계산한 2.3.2(2)①의 조건값을 초과한 경우
 - ② 29회 이하의 시험결과값이 얻어지고 그 시험결과의 평균값이 2.3.2(1)②의 표준편차를 사용하여 계산한 2.3.2(2)①의 조건값을 초과한 경우
 - ③ 4.5.3의 특수노출 필요 사항을 만족한 경우

2.3.3 콘크리트의 평가와 사용 승인

- (1) 시험의 빈도는 다음 ①에서 ④까지 규정에 따라야 한다.

- ① 각 날짜에 친 각 등급의 콘크리트 강도시험용 시료는 다음과 같이 채취하여야 한다.
 - (가) 하루에 1회 이상
 - (나) 100 m³당 1회 이상

- (다) 슬래브나 벽체의 표면적 500 m^2 마다 1회 이상
- (라) 배합이 변경될 때마다 1회 이상
- ② 콘크리트를 치는 전체량이 적어 2.3.3(1)①에 따라 행한 시험 빈도수가 어느 등급의 콘크리트 강도 시험에서도 5회보다 적을 경우 시험은 무작위로 선택한 5 배치에 대하여 하거나 또는 5배치보다 적은 경우 각 배치에 대하여 실시하여야 한다.
- ③ 사용 콘크리트의 전체량이 40 m^3 보다 적을 경우 책임구조기술자의 판단으로 만족할 만한 강도라고 인정될 때는 강도 시험을 생략할 수 있다.
- ④ 강도시험은 똑같은 콘크리트 시료로 제작한 3개의 공시체 강도의 평균으로 하여야 하고 시험은 28일째 또는 f_{ck} 의 결정을 위해 지정된 날에 시험하여야 한다.
- (2) 시험실에서 양생한 공시체의 제작, 시험 및 강도는 다음 ①에서 ④까지 규정을 만족하여야 한다.
 - ① 강도 시험용 시료는 KS F 2401에 따라 채취하여야 한다.
 - ② 강도 시험용 공시체는 KS F 2405에 따라 시험하여야 한다.
 - ③ 콘크리트 각 등급의 강도는 다음의 두 요건이 충족되면 만족할 만한 것으로 간주할 수 있다.
 - (가) 3번의 연속강도 시험의 결과 그 평균값이 f_{ck} 이상일 때
 - (나) 개별적인 강도 시험값이 f_{ck} 가 35 MPa 이하인 경우에는 $f_{ck} - 3.5 \text{ MPa}$ 이상, 또한 f_{ck} 가 35 MPa 초과인 경우에는 $0.9f_{ck}$ 이상인 경우
 - ④ 2.3.3.(2)③의 조건 중의 어느 하나라도 충족되지 않으면 2.3.3(4)의 규정에 따라, 시험을 통하여, 강도 시험 결과의 평균값을 증가시키는 조치를 취하여야 한다.
- (3) 현장에서 양생한 공시체의 제작, 시험 및 강도 결과는 다음 ①에서 ④의 규정을 만족하여야 한다.
 - ① 책임구조기술자는 실제 구조물에서 콘크리트의 보호와 양생의 적절함을 검토하기 위하여 현장 상태에서 양생된 공시체 강도의 시험을 요구할 수 있다.
 - ② 현장 양생되는 공시체는 KS F 2403에 따라 현장 조건에서 양생하여야 한다.
 - ③ 현장 양생되는 시험공시체는 시험실에서 양생되는 시험공시체와 똑같은 시간에 같은 시료로 만들어야 한다.
 - ④ f_{ck} 의 결정을 위해 지정된 시험 재령에 행한 현장 양생된 공시체 강도가 동일 조건의 시험실에서 양생된 공시체 강도의 85 %보다 작을 때는 콘크리트의 양생

과 보호절차를 개선하여야 한다. 만일 현장 양생된 것의 강도가 f_{ck} 가 35 MPa 이하인 경우 f_{ck} 보다 3.5 MPa을 더 초과하거나, f_{ck} 가 35 MPa 초과인 경우 f_{ck} 보다 $0.1f_{ck}$ 를 더 초과하면 85 %의 한계조항은 무시할 수 있다.

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

- ① 시험실에서 양생된 공시체 개개의 압축 시험 결과가 2.3.3(1)④의 f_{ck} 보다 f_{ck} 가 35 MPa 이하인 경우 3.5 MPa 이상 낮거나, f_{ck} 가 35 MPa 초과인 경우 $0.1f_{ck}$ 이상 낮거나 또는 현장에서 양생된 공시체의 시험결과에서 2.3.3(3)④에서 기술된 결점이 나타나면, 구조물의 하중지지 내력이 부족하지 않도록 적절한 조치를 취하여야 한다.
- ② 콘크리트 강도가 현저히 부족하다고 판단될 때, 그리고 계산에 의해 하중저항 능력이 크게 감소되었다고 판단될 때, 문제된 부분에서 코어를 채취하고 채취된 코어의 시험은 KS F 2422에 따라 수행하여야 한다. 이때 강도 시험값이 f_{ck} 가 35 MPa 이하인 경우 f_{ck} 보다 3.5 MPa 이상 부족하거나 또는 f_{ck} 가 35 MPa 초과인 경우 $0.1f_{ck}$ 이상 부족한지 여부를 알아보기 위하여 3개의 코어를 채취하여야 한다.
- ③ 구조물에서 콘크리트 상태가 건조된 경우 코어는 시험 전 7일 동안 공기(온도 15~30℃, 상대습도 60 % 이하)로 건조시킨 후 기건상태에서 시험하여야 한다. 구조물의 콘크리트가 습윤된 상태에 있다면 코어는 적어도 40시간 동안 물속에 담가두어야 하며 습윤상태로 시험하여야 한다.
- ④ 코어 시험에서 만일 코어 공시체 3개의 평균값이 f_{ck} 의 85 %에 달하고, 각각의 코어 강도가 f_{ck} 의 75 %보다 작지 않으면 구조적으로 적합하다고 판정할 수 있다. 시험의 정확성을 위하여 불규칙한 코어 강도를 나타내는 위치에 대해서 재시험을 실시하여야 한다.
- ⑤ 2.3.3(4)④의 규정과 일치되지 않고 구조적 적합성이 의심스러울 때 책임구조 기술자는 구조물의 의심스러운 부분에 대해서 제 20장의 규정에 따라 구조물의 재시험을 지시하거나 기타 적당한 조치를 취하여야 한다.

2.3.4 콘크리트 시험

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

- ① 강도의 평가는 KS F 2405, KS F 2408, 그리고 KS F 2423을 따라야 한다.
 - ② 단위용적질량 시험은 KS F 2409를 따라야 한다.
 - ③ 블리딩 시험은 KS F 2414를 따라야 한다.
 - ④ 공기량 시험은 KS F 2409 및 KS F 2421을 따라야 한다.
 - ⑤ 슬럼프 시험은 KS F 2402를 따라야 한다.
- (2) 경량콘크리트의 시험은 다음 규정을 따라야 한다.
- ① 단위용적질량 시험은 KS F 2462를 따라야 하며, KS F 2534의 규정에도 적합하여야 한다.
 - ② 불순물 시험 방법은 KS F 2468을 따라야 한다.
 - ③ 기타 시험은 보통중량콘크리트 시험 방법을 따라야 한다.

2.4 철근의 시험

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

3.1 일반 사항

3.1.1 적용 범위

- (1) 철근콘크리트 구조물의 부재는 원칙적으로 3.3에서 규정한 하중계수와 강도감소 계수를 사용하여 이 구조기준의 규정에 따른 충분한 강도를 갖도록 설계하여야 한다.
- (2) 이 장의 규정은 예상되는 모든 하중조합에 구조물이 저항할 수 있게 설계되어야 한다는 원칙에 근거를 두고 있다.
- (3) 이 장에서 고려하는 활하중에 대한 하중조합은 균집하중이나 기계하중 등과 같이 적재물에 의한 활하중을 대상으로 하며, 적재되는 하중이 차량하중 등과 같이 하중의 특성이 다른 경우에는 관련 기준의 하중조합을 사용하거나 책임구조기술자의 판단에 의해 하중조합을 결정하여야 한다.
- (4) 사용하중은 정부 및 시설물의 관리 주체가 제정한 관련 규정에 따라야 한다. 다만 활하중은 합리적인 방법에 의하여 조사된 값을 사용할 수 있다.
- (5) 구조물의 수평력 저항 시스템에 의하여 풍하중과 지진하중에 대하여 적절하게 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

3.1.2 기호

A_g : 전체 단면적, mm^2

b : 부재의 복부폭 b_w 와 내민 플랜지의 유효길이를 합한 길이, mm

b_w : 플랜지가 있는 부재의 복부폭, mm

D : 고정하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력

d : 단면의 유효깊이, mm

- d' : 압축연단에서 압축철근의 도심까지 거리, mm
 E : 지진하중 또는 그에 의해서 생기는 단면력
 E_c : 콘크리트의 활선탄성계수, MPa
 E_{ci} : 콘크리트의 초기접선탄성계수, MPa
 E_{ps} : 긴장재의 탄성계수, MPa
 E_s : 철근의 탄성계수, MPa
 E_{ss} : 형강의 탄성계수, MPa
 F : 유체의 밀도를 알 수 있고, 저장 유체의 높이를 조절할 수 있는 유체의 중량 및 압력에 의한 하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 f_{ci} : 프리스트레스를 도입할 때의 콘크리트 압축강도, MPa
 f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
 f_{cu} : 재령 28일에서 콘크리트의 평균 압축강도, MPa
 f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스 응력, MPa
 f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
 H_h : 흙, 지하수 또는 기타 재료의 횡압력에 의한 수평방향 하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 H_v : 흙, 지하수 또는 기타 재료의 자중에 의한 연직방향 하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 h : 부재의 전체 두께, mm
 I : 충격 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 l_n : 부재의 순경간
 L : 활하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 L_r : 지붕활하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 m_c : 콘크리트의 단위용적질량, kg/m³
 P_b : 균형상태에서 공칭축강도
 P_n : 주어진 편심에서 공칭축강도
 R : 강우하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 S : 적설하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력
 T : 온도, 크리프, 건조수축 및 부등침하의 영향 등에 의해서 생기는 단면력
 t_f : 플랜지의 두께
 U : 계수하중 또는 이에 의해서 생기는 단면에서 저항하여야 할 소요강도
 V_c : 콘크리트에 의한 부재 단면의 공칭전단강도

w_u : 계수분포하중

W : 풍하중 또는 이에 의해서 생기는 단면력

λ : 경량콘크리트 계수(3.4.4 참고)

α_H : 토피 두께의 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

β_1 : 콘크리트 강도에 따른 중립축 위치에 관련된 계수. 6.2.1(7)③ 참조

ε_t : 공칭축강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 : 유효프리스트레스 힘, 크리프, 건조수축 및 온도에 의한 변형률은 제외함, 해설 6.2.2(3) 참조

ε_y : 철근의 설계기준 항복변형률

ϕ : 강도감소계수

ρ : 인장철근비

ρ' : 압축철근비

ρ_b : 균형철근비

3.2 하중과 외력

3.2.1 적용 하중

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

3.2.2 하중의 계산

구조물을 설계할 때 적용되는 하중과 외력은 이 장의 규정에 따라야 한다.

3.3 강도

3.3.1 일반 사항

- (1) 구조물 및 구조 부재는 모든 단면에서 이 구조기준에서 정한 하중과 힘의 조합에 의하여 계산한 소요강도 이상의 설계강도를 갖도록 설계하여야 한다.
- (2) 구조 부재는 사용하중에 대해서 충분한 기능을 확보할 수 있도록 이 구조기준의

다른 모든 규정에도 적합하여야 한다.

3.3.2 소요강도

- (1) 철근콘크리트 구조물을 설계할 때는 아래에 제시된 하중계수와 하중조합을 모두 고려하여 해당 구조물에 작용하는 최대 소요강도에 대하여 만족하도록 설계하여야 한다.

$$U = 1.4(D + F) \quad (3.3.1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + \alpha_H H_v + H_h) + 0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) \quad (3.3.2)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) + (1.0L \text{ 또는 } 0.65W) \quad (3.3.3)$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) \quad (3.3.4)$$

$$U = 1.2(D + H_v) + 1.0E + 1.0L + 0.2S + (1.0H_h \text{ 또는 } 0.5H_h) \quad (3.3.5)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + \alpha_H H_v) + 0.8H_h + 0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) \quad (3.3.6)$$

$$U = 0.9(D + H_v) + 1.3W + (1.6H_h \text{ 또는 } 0.8H_h) \quad (3.3.7)$$

$$U = 0.9(D + H_v) + 1.0E + (1.0H_h \text{ 또는 } 0.5H_h) \quad (3.3.8)$$

다만, α_H 는 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수로서, $h \leq 2\text{m}$ 에 대해서 $\alpha_H = 1.0$ 이며, $h > 2\text{m}$ 에 대해서 $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$ 이다.

- (2) 차고, 공공집회 장소 및 L 이 5.0 kN/m^2 이상인 모든 장소 이외에는 식 (3.3.3), (3.3.4) 및 (3.3.5)에서 활하중 L 에 대한 하중계수를 0.5로 감소시킬 수 있다.
- (3) 구조물에 충격의 영향이 있는 경우 활하중(L)을 충격효과(I)가 포함된 $(L + I)$ 로 대체하여 상기 식들을 적용하여야 한다.
- (4) 부등침하, 크리프, 건조수축, 팽창콘크리트의 팽창량 및 온도변화는 사용구조물의 실제적 상황을 고려하여 계산하여야 한다.
- (5) 포스트텐션 정착부 설계에 있어서, 최대 프리스트레싱 강재의 긴장력에 대하여 하중계수 1.2를 적용하여야 한다.

3.3.3 설계강도

- (1) 구조물의 부재, 부재 간의 연결부 및 각 부재 단면의 휨모멘트, 축력, 전단력, 비틀림모멘트에 대한 설계강도는 이 구조기준의 규정과 가정에 따라 정해지는 공칭 강도에 3.3.3(2)의 강도감소계수 ϕ 를 곱한 값으로 하여야 한다.
- (2) 강도감소계수는 다음 규정에 따라야 한다.
 - ① 6.2.2(4)에 정의된 인장지배단면 0.85
 - ② 6.2.2(3)에 정의된 압축지배단면
 - (가) 나선철근 규정에 따라 나선철근으로 보강된 철근콘크리트 부재 .. 0.70
 - (나) 그 외의 철근콘크리트 부재 0.65
 - (다) 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t 가 압축지배와 인장지배 단면 사이일 경우에는, ε_t 가 압축지배변형률 한계에서 인장지배변형률 한계로 증가함에 따라 ϕ 값을 압축지배단면에 대한 값에서 0.85까지 증가시킨다.
 - ③ 전단력과 비틀림모멘트 0.75
 - ④ 콘크리트의 지압력(포스트텐션 정착부나 스트럿-타이 모델은 제외) .. 0.65
 - ⑤ 포스트텐션 정착구역 0.85
 - ⑥ 스트럿-타이 모델에서
 - (가) 스트럿, 절점부 및 지압부 0.75
 - (나) 타이 0.85
 - ⑦ 긴장재 묻힘길이가 정착길이보다 작은 프리텐션 부재의 휨 단면
 - (가) 부재의 단부부터 전달길이 단부까지 0.75
 - (나) 전달길이 단부부터 정착길이 단부 사이의 ϕ 값은 0.75에서 0.85까지 선형적으로 증가시킨다. 다만, 긴장재가 부재 단부까지 부착되지 않은 경우에는 부착력 저하 길이의 끝부터 긴장재가 매입된다고 가정하여야 한다.
 - ⑧ 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력, 지압력 0.55

3.3.4 철근의 설계강도

긴장재를 제외한 철근의 설계기준항복강도 f_y 는 600 MPa을 초과하지 않아야 한다.

3.4 구조해석 일반

3.4.1 해석 방법

- (1) 골조 또는 연속구조물의 모든 부재는 3.4.2에 따라 수정되는 경우 이외에는 계수 하중으로 탄성이론에 의해 결정된 최대 단면력에 대하여 설계하여야 한다. 또한 3.4.4에서 3.4.7까지 단순화된 가정을 사용하여 설계할 수 있다.
- (2) 프리스트레스트콘크리트 구조물을 제외하고 일반적인 구조형태, 경간 및 층고를 갖는 건물 등은 3.4.1(3)과 (4)의 근사해법을 사용하여 해석할 수 있다.
- (3) 연속보 또는 1방향 슬래브는 다음 조건을 모두 만족하는 경우 3.4.1(4)의 근사해법을 적용할 수 있다.

- ① 2경간 이상인 경우
- ② 인접 2경간의 차이가 짧은 경간의 20 % 이하인 경우
- ③ 등분포하중이 작용하는 경우
- ④ 활하중이 고정하중의 3배를 초과하지 않는 경우
- ⑤ 부재의 단면 크기가 일정한 경우

- (4) 3.4.1(3)의 규정을 만족하는 연속보 또는 1방향 슬래브의 휨모멘트와 전단력은 다음에 따라 계산할 수 있다.

① 정모멘트

(가) 최외측 경간

불연속 단부가 구속되지 않은 경우 $w_u l_n^2 / 11$

불연속 단부가 받침부와 일체로 된 경우 $w_u l_n^2 / 14$

(나) 내부 경간 $w_u l_n^2 / 16$

② 부모멘트

(가) 첫 번째 내부 받침부 외측면 부모멘트

2개의 경간일 때 $w_u l_n^2 / 9$

3개 이상의 경간일 때 $w_u l_n^2 / 10$

(나) (가) 이외의 내부 받침부의 부모멘트 $w_u l_n^2 / 11$

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

(라) 받침부와 일체로 된 부재의 최외단 받침부 내면에서 부모멘트

받침부가 테두리보인 경우 $w_u l_n^2 / 24$

받침부가 기둥인 경우 $w_u l_n^2 / 16$

③ 전단력

(가) 첫 번째 내부 받침부 외측면에서 전단력 $1.15 w_u l_n / 2$

(나) (가) 이외의 받침부면에서 전단력 $w_u l_n / 2$

3.4.2 연속 휨부재의 모멘트 재분배

- (1) 근사해법에 의해 휨모멘트를 계산한 경우를 제외하고, 어떠한 가정의 하중을 적용하여 탄성이론에 의하여 산정한 연속 휨부재 받침부의 부모멘트는 20 % 이내에서 $1,000 \varepsilon_t \%$ 만큼 증가 또는 감소시킬 수 있다.
- (2) 경간 내의 단면에 대한 휨모멘트의 계산은 수정된 부모멘트를 사용하여야 하며, 휨모멘트 재분배 이후에도 정적 평형은 유지되어야 한다.
- (3) 휨모멘트의 재분배는 휨모멘트를 감소시킬 단면에서 최외단 인장철근의 순인장 변형률 ε_t 가 0.0075 이상인 경우에만 가능하다.

3.4.3 탄성계수

- (1) 콘크리트의 할선탄성계수는 콘크리트의 단위질량 m_c 의 값이 1,450~2,500 kg/m³인 콘크리트의 경우 식 (3.4.1)에 따라 계산할 수 있다.

$$E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.4.1)$$

다만 보통중량골재를 사용한 콘크리트($m_c = 2,300 \text{ kg/m}^3$)의 경우는 식 (3.4.2)를 이용할 수 있다.

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.4.2)$$

여기서, f_{cu} 는 다음과 같다.

$$f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.4.3)$$

여기서, Δf 는 f_{ck} 가 40 MPa이하이면 4 MPa, 60 MPa 이상이면 6 MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다.

크리프 계산에 사용되는 콘크리트의 초기접선탄성계수와 할선탄성계수와의 관계는 식 (3.4.4)와 같다.

$$E_{ci} = 1.18E_c \quad (3.4.4)$$

(2) 철근의 탄성계수는 다음 식 (3.4.5)의 값을 표준으로 하여야 한다.

$$E_s = 200,000 \text{ (MPa)} \quad (3.4.5)$$

(3) 긴장재의 탄성계수는 실험에 의하여 결정하거나 제조자에 의하여 주어지는 것이 원칙이지만, 그렇지 않은 경우 다음 식 (3.4.6)의 값을 표준으로 하여야 한다.

$$E_{ps} = 200,000 \text{ (MPa)} \quad (3.4.6)$$

(4) 형강의 탄성계수는 다음 식 (3.4.7)의 값을 표준으로 하여야 한다.

$$E_{ss} = 205,000 \text{ (MPa)} \quad (3.4.7)$$

3.4.4 경량콘크리트

경량콘크리트 사용에 따른 영향을 반영하기 위하여 사용하는 경량콘크리트계수 λ 는 다음과 같다.

① f_{sp} 값이 규정되어 있지 않은 경우

$\lambda = 0.75$, 전경량콘크리트

$\lambda = 0.85$, 모래경량콘크리트

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

② f_{sp} 값이 주어진 경우

$$\lambda = f_{sp} / (0.56 \sqrt{f_{ck}}) \leq 1.0$$

3.4.5 강성

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

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

3.4.6 유효강성

- (1) 사용하중에 대한 철근콘크리트 구조 시스템의 횡변위를 산정할 때 강성은 (2), (3)항에 의해 정의된 휨강성에 1.43배를 한 값을 사용하여 선형해석하거나 부재의 강성저하를 고려하여 해석하여야 한다. 부재의 단면 특성은 전 단면의 특성값을 초과할 수 없다.
- (2) 설계하중에 의한 횡변위를 산정할 때 다음 ① 또는 ②에 의한 강성을 사용하여 선형해석하거나, 부재의 강성저하를 고려하여 해석하여야 한다.
- ① 6.5.4 (2) ①, ②, ③항에서 정의된 단면의 성질에 대한 강성
 - ② 전 단면에 대한 강성의 50 %
- (3) 보를 갖지 않는 2방향 슬래브를 지진력 저항 시스템의 요소로 설계할 때, 설계하중에 의한 횡변위를 선형해석에 따라 산정할 수 있다. 이 경우 바닥판의 강성은 실험과 해석 결과와 부합하는 검증된 모델을 따르고, 골조의 강성은 위 (2)항에 따라 산정하여야 한다.

3.4.7 경간

- (1) 받침부와 일체로 되어 있지 않은 부재는 순경간에 보나 슬래브의 두께를 더한 값을 경간으로 하여야 한다. 그러나 그 값이 받침부의 중심간 거리를 초과할 필요는 없다.
- (2) 골조 또는 연속구조물의 해석에서 휨모멘트를 구할 때 사용하는 경간은 받침부의 중심간 거리로 하여야 한다. 받침부와 일체로 시공된 보의 경우 받침부 전면의 휨모멘트로 설계할 수 있다.
- (3) 받침부와 일체로 된 3 m 이하의 순경간을 갖는 슬래브는 그 지지보의 폭을 무시하고 순경간을 경간으로 하는 연속보로 해석할 수 있다.

3.4.8 기둥

- (1) 기둥을 설계할 때 축력은 모든 바닥판 또는 지붕에 작용하는 계수하중에 의해 기둥에 전달되는 힘을 사용하고, 최대 휨모멘트는 그 기둥에 인접한 바닥판 또는

지붕의 한쪽 경간에 작용하는 계수하중에 의한 휨모멘트를 사용한다. 또한 축력에 대한 휨모멘트의 비가 최대가 되는 재하조건도 고려하여야 한다.

- (2) 골조 또는 연속구조물을 설계할 때 내·외부 기둥의 불균형 바닥판 하중과 기타 편심하중에 의한 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 연직하중으로 인한 기둥의 휨모멘트를 계산할 때 구조물과 일체로 된 기둥의 먼 단부는 고정되어 있다고 가정할 수 있다.
- (4) 바닥판에서 기둥으로 전달되는 모든 휨모멘트는 그 바닥판 상하측 각 기둥의 상 대 강성과 구속조건에 따라 상하측 각 기둥에 분배시켜야 한다.

3.4.9 활하중의 배치

- (1) 활하중은 해당 바닥판에만 재하된 것으로 보아 해석할 수 있으며, 이때 구조물과 일체로 시공된 기둥의 먼 단부는 고정된 것으로 가정할 수 있다.
- (2) 고정하중과 활하중의 하중조합은 다음과 같은 두 가지만으로 제한하여 사용할 수 있다.
 - ① 모든 경간에 재하된 계수고정하중과 두 인접 경간에 만재된 계수활하중의 조합 하중
 - ② 모든 경간에 재하된 계수고정하중과 한 경간씩 건너서 만재된 계수활하중과의 조합하중

3.4.10 T형보

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

- (2) 독립 T형보의 추가 압축면적을 제공하는 플랜지의 두께는 복부폭의 $1/2$ 이상이어야 하며, 플랜지의 유효폭은 복부폭의 4배 이하이어야 한다.
- (3) 장선구조를 제외한 T형보의 플랜지로 취급되는 슬래브에서 주철근이 보의 방향과 같을 때는 다음 요구 조건에 따라 보의 직각방향으로 슬래브 상부에 철근을 배치하여야 한다.
 - ① 횡방향 철근은 T형보의 내민 플랜지를 캔틸레버로 보고 그 플랜지에 작용하는 계수하중에 대하여 설계하여야 한다. 이때 독립 T형보의 경우 내민 플랜지 전 폭을 유효폭으로 보아야 하며, 그 밖의 T형보의 경우 3.4.10(1)에 따라 계산된 유효폭만 고려하여야 한다.
 - ② 횡방향 철근의 간격은 슬래브 두께의 5배 이하로 하여야 하고, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

3.4.11 장선구조

- (1) 장선구조로서 역할을 하려면 다음 사항을 만족하여야 한다.
 - ① 장선구조는 일정한 간격의 장선과 그 위의 슬래브가 일체로 되어 있는 구조형태로서, 장선은 1방향 또는 서로 직각을 이루는 2방향으로 구성될 수 있다.
 - ② 장선은 그 폭이 100 mm 이상이어야 하고, 그 깊이는 장선의 최소 폭의 3.5배 이하이어야 한다.
 - ③ 장선 사이의 순간격은 750 mm를 초과하지 않아야 한다.
 - ④ ①에서 ③까지 제한 규정을 만족하지 않는 장선구조는 슬래브와 보로 설계하여야 한다.
- (2) 장선구조를 설계할 때 다음 사항을 고려하여야 한다.
 - ① 장선에 사용되는 콘크리트의 압축강도 이상의 압축강도를 갖는 영구적인 소성 점토 또는 콘크리트 타일로 이루어진 충전재가 사용되는 경우 다음 사항을 고려하여야 한다.
 - (가) 장선과 접합되어 있는 충전재의 수직부분은 전단과 부모멘트의 강도계산에 포함시킬 수 있다. 그러나 충전재의 다른 부분은 강도계산에 포함시킬 수 없다.
 - (나) 영구용 충전재 위의 슬래브 두께는 장선 간 순간격의 $1/12$ 이상, 또한 40 mm 이상으로 하여야 한다.

- (다) 1방향 장선구조를 설계할 때는 5.7의 요구 조건에 따라 장선의 직각방향으로 수축·온도철근을 슬래브에 배치하여야 한다.
- ② 위의 ①항에 따르지 않은 제거용 거푸집 또는 충전재가 사용된 경우 다음 사항을 고려하여야 한다.
- (가) 슬래브 두께는 장선 순간격의 1/12 이상, 또한 50 mm 이상으로 하여야 한다.
- (나) 하중의 집중을 고려하여야 할 경우 휨모멘트에 필요한 철근을 장선의 직각방향으로 슬래브에 배치하여야 하며, 이 철근은 5.7에 따라 요구되는 철근량 이상으로 하여야 한다.
- ③ 책임구조기술자에 의해 슬래브 내에 도관을 묻도록 허가된 경우 슬래브 두께가 어느 위치에서나 도관의 전체 높이보다 25 mm 이상 크게 하여야 한다. 이때 도관이 장선구조의 강도를 현저하게 감소시키지 않아야 한다.
- (3) 장선구조에서 콘크리트에 의한 단면의 전단강도 V_c 는 제 7장에 규정된 전단강도보다 10 % 만큼 더 크게 취할 수 있다.

4.1 일반 사항

4.1.1 적용 범위

- (1) 구조물 또는 부재가 사용기간 중 충분한 기능과 성능을 유지하기 위하여 사용하중을 받을 때 사용성과 내구성을 검토하여야 한다.
- (2) 사용성 검토는 균열, 처짐, 피로의 영향 등을 고려하여 이루어져야 한다.

4.1.2 기호

E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa

h : 부재의 최소 두께, mm

I_{cr} : 균열 단면의 단면2차모멘트

I_e : 유효단면2차모멘트

I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_r : 콘크리트의 파괴계수, MPa

f_y : 인장철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{sp} : 콘크리트의 쪼갬인장강도, MPa

L : 활하중

l : 부재의 길이, mm

l_n : 보 부재의 순경간, 2방향 슬래브의 긴 변의 순경간

M_a : 처짐을 계산할 때 부재의 최대 휨모멘트

M_{cr} : 외력에 의해 단면에서 휨균열을 일으키는 휨모멘트

- m_c : 콘크리트의 단위체적질량, kg/m^3
- y_t : 철근을 무시한 전체 단면의 중심축에서 인장연단까지 거리
- α : 보 양쪽의 슬래브 판의 중앙선에 의하여 구획되는 슬래브의 휨강성에 대한 보 휨강성의 비
- α_m : 한 슬래브 주변의 모든 보의 α 값의 평균값
- β : 2방향 슬래브에서 단변 방향에 대한 장변 방향의 순경간비
- λ : 경량콘크리트계수(3.4.4 참고)
- λ_Δ : 장기 추가처짐에 대한 계수
- ξ : 지속하중에 대한 시간경과계수
- ρ' : 압축철근비

4.2 균열

- (1) 4.2의 (2) 및 (3)의 경우를 제외하고는 6.3.3을 포함하여 이 구조기준의 다른 모든 규정을 만족하는 경우 균열에 대한 검토가 이루어진 것으로 간주할 수 있다.
- (2) 특별히 수밀성이 요구되는 구조는 적절한 방법으로 균열에 대한 검토를 하여야 한다. 이 경우 소요수밀성을 갖도록 하기 위한 허용균열폭을 설정하여 검토할 수 있다.
- (3) 미관이 중요한 구조는 미관상의 허용균열폭을 설정하여 균열을 검토할 수 있다.
- (4) 부재는 하중에 의한 균열을 제어하기 위해 필요한 철근 외에도 필요에 따라 온도 변화, 건조수축 등에 의한 균열을 제어하기 위한 추가적인 보강철근을 5.7에 따라 배치하여야 한다. 그리고 균열 제어를 위한 철근은 필요로 하는 부재 단면의 주변에 분산시켜 배치하여야 하고, 이 경우 철근의 지름과 간격을 가능한 한 작게 하여야 한다.

4.3 처짐

4.3.1 1방향 구조

- (1) 큰 처짐에 의하여 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 1방향 구조물의 경우 표 4.3.1에 정한 최소 두께를 적용하여야 한다. 다만 처짐 계

산에 의하여 표 4.3.2를 만족하는 경우 표 4.3.1의 최소 두께를 적용할 필요가 없다.

표 4.3.1 처짐을 계산하지 않는 경우의 보 또는 1방향 슬래브의 최소 두께

부 재	최소 두께, h			
	단순 지지	1단 연속	양단 연속	캔틸레버
	큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지 또는 부착하지 않은 부재			
·1방향 슬래브	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
·보 ·리브가 있는 1방향 슬래브	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

이 표의 값은 보통중량콘크리트($m_c=2,300 \text{ kg/m}^3$)와 설계기준항복강도 400 MPa 철근을 사용한 부재에 대한 값이며, 다른 조건에 대해서는 이 값을 다음과 같이 보정하여야 한다.

- ① $1,500 \sim 2,000 \text{ kg/m}^3$ 범위의 단위질량을 갖는 구조용 경량콘크리트에 대해서는 계산된 h 값에 $(1.65 - 0.00031m_c)$ 를 곱하여야 하나, 1.09 이상이어야 한다.
- ② f_y 가 400 MPa 이외인 경우는 계산된 h 값에 $(0.43 + f_y / 700)$ 를 곱하여야 한다.

- (2) 처짐을 계산할 때 하중의 작용에 의한 순간처짐은 부재 강성에 대한 균열과 철근의 영향을 고려하여 탄성 처짐 공식을 사용하여 계산하여야 한다.
- (3) 부재의 강성도를 엄밀한 해석방법으로 구하지 않는 한, 부재의 순간처짐은 콘크리트 탄성계수 E_c (보통중량콘크리트 및 경량콘크리트)와 식 (4.3.1)의 유효단면2차모멘트를 이용하여 구하여야 하며, 어느 경우라도 I_e 는 I_g 이하이어야 한다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (4.3.1)$$

여기서,

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (4.3.2)$$

$$f_r = 0.63 \lambda \sqrt{f_{ck}} \quad (4.3.3)$$

- (4) 연속부재인 경우에 정 및 부모멘트에 대한 위험단면의 유효단면2차모멘트를 식 (4.3.1)로 구하고 그 평균값을 사용할 수 있다.
- (5) 엄밀한 해석에 의하지 않는 한, 일반 또는 경량콘크리트 휨부재의 크리프와 건조

수축에 의한 추가 장기처짐은 해당 지속하중에 의해 생긴 순간처짐에 다음 계수를 곱하여 구할 수 있다.

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (4.3.4)$$

여기서, ρ' 는 단순 및 연속경간인 경우 보 중앙에서, 캔틸레버인 경우 받침부에서 구한 값으로 한다. 지속하중에 대한 시간경과계수 ξ 는 다음과 같다.

5년 이상	2.0
12개월	1.4
6개월	1.2
3개월	1.0

(6) 식 (4.3.1)의 I_e 값과 식 (4.3.4)의 장기처짐 효과를 고려하여 계산한 처짐량이 표 4.3.2에 제시된 최대 허용처짐값 이하이어야 한다.

(7) 보행자 및 차량하중 등 동하중을 주로 받는 구조물의 최대 허용처짐은 다음 규정을 만족하여야 한다.

- ① 단순 또는 연속경간의 부재는 활하중과 충격으로 인한 처짐이 경간의 1/800을 초과하지 않아야 한다. 다만 부분적으로 보행자에 의해 사용되는 도시 지역의 교량의 경우 처짐은 경간의 1/1,000 이하이어야 한다.
- ② 활하중과 충격으로 인한 캔틸레버의 처짐은 캔틸레버 길이의 1/300 이하이어야 한다. 다만, 보행자의 이용이 고려된 경우 처짐은 캔틸레버 길이의 1/375까지 허용된다.

표 4.3.2 최대 허용처짐

부재의 형태	고려하여야 할 처짐	처짐 한계
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착하지 않은 평지붕구조	활하중 L 에 의한 순간처짐	$\frac{l}{180}$ ¹⁾
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착하지 않은 바닥구조	활하중 L 에 의한 순간처짐	$\frac{l}{360}$
과도한 처짐에 의해 손상되기 쉬운 비구조 요소를 지지 또는 부착한 지붕 또는 바닥구조	전체 처짐 중에서 비구조 요소가 부착된 후에 발생하는	$\frac{l}{480}$ ²⁾
과도한 처짐에 의해 손상될 염려가 없는 비구조 요소를 지지 또는 부착한 지붕 또는 바닥구조	처짐부분(모든 지속하중에 의한 장기처짐과 추가적인 활하중에 의한 순간처짐의 합) ³⁾	$\frac{l}{240}$ ⁴⁾

- 1) 이 제한은 물 고임에 대한 안전성을 고려하지 않았다. 물 고임에 대한 적절한 처짐 계산을 검토하되, 고인 물에 대한 추가 처짐을 포함하여 모든 지속하중의 장기적 영향, 솟음, 시공 오차 및 배수설비의 신뢰성을 고려하여야 한다.
- 2) 지지 또는 부착된 비구조 요소의 피해를 방지할 수 있는 적절한 조치가 취해지는 경우에 이 제한을 초과할 수 있다.
- 3) 장기처짐은 4.3.1(5) 또는 4.3.3(2)에 따라 정해지나 비구조 요소의 부착 전에 생긴 처짐량을 감소시킬 수 있다. 이 감소량은 해당 부재와 유사한 부재의 시간-처짐 특성에 관한 적절한 기술자료를 기초로 결정하여야 한다.
- 4) 비구조 요소에 의한 허용오차 이하이어야 한다. 그러나 전체 처짐에서 솟음을 뺀 값이 이 제한값을 초과하지 않도록 하면 된다. 즉 솟음을 했을 경우에 이 제한을 초과할 수 있다.

4.3.2 2방향 구조

- (1) 단변경간에 대한 장변경간의 비가 2를 초과하지 않는 슬래브 또는 기타 2방향 구조의 최소 두께는 4.3.2의 규정을 따라야 한다.
- (2) 테두리보를 제외하고 슬래브 주변에 보가 없거나 보의 강성비 α_m 이 0.2 이하일 경우, 슬래브의 최소 두께는 표 4.3.3의 값을 만족하여야 하고, 또한 다음 값 이상으로 하여야 한다.
 - ① 10.3.4에 따른 지판이 없는 슬래브의 경우 : 120 mm
 - ② 10.3.4에 따른 지판을 가진 슬래브의 경우 : 100 mm

표 4.3.3 내부에 보가 없는 슬래브의 최소 두께

설계기준 항복강도 f_y (MPa)	지판이 없는 경우			지판이 있는 경우		
	외부 슬래브		내부 슬래브	외부 슬래브		내부 슬래브
	테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우		테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우	
300	$l_n / 32$	$l_n / 35$	$l_n / 35$	$l_n / 35$	$l_n / 39$	$l_n / 39$
350	$l_n / 31$	$l_n / 34$	$l_n / 34$	$l_n / 34$	$l_n / 37.5$	$l_n / 37.5$
400	$l_n / 30$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$
500	$l_n / 28$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 33$	$l_n / 33$
600	$l_n / 26$	$l_n / 29$	$l_n / 29$	$l_n / 29$	$l_n / 31$	$l_n / 31$

- (3) 보의 강성비 α_m 이 0.2를 초과하는 보가 슬래브 주변에 있는 경우 슬래브의 최소 두께는 다음 규정을 따라야 한다.

- ① 강성비 α_m 이 0.2 초과 2.0 미만인 경우 다음 식 (4.3.5)의 값 이상으로 하여야 하며, 또한 120 mm 이상으로 하여야 한다.

$$h = \frac{l_n \left(800 + \frac{f_y}{1.4} \right)}{36,000 + 5,000\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad (4.3.5)$$

- ② 강성비 α_m 이 2.0 이상인 경우 다음 식 (4.3.6) 이상으로 하여야 하며, 또한 90 mm 이상으로 하여야 한다.

$$h = \frac{l_n \left(800 + \frac{f_y}{1.4} \right)}{36,000 + 9,000\beta} \quad (4.3.6)$$

- ③ 불연속단을 갖는 슬래브에 대해서는 강성비 α 의 값이 0.8 이상을 갖는 테두리 보를 설치하거나, 식 (4.3.5)와 식 (4.3.6)에서 구한 최소 소요두께를 적어도 10 % 이상 증대시켜야 한다.
- (4) 처짐이 4.3.1(6)의 규정에 의해 표 4.3.2에서 규정한 값 또는 4.3.1(7)의 제한값 이하라는 것이 계산에 의해 확인된 경우, 위 (1)에서 (3)항까지에 규정한 최소 두께보다 작은 두께의 슬래브를 사용할 수 있다. 이때 처짐은 패널의 크기, 모양, 지지조건, 패널 단부의 구속 상태 등을 고려하여 계산하여야 한다.

4.3.3 프리스트레스트콘크리트 구조

- (1) 제 9장의 규정에 의해 설계된 휨부재에 대하여, 순간처짐은 일반적인 처짐 해석 방법이나 탄성처짐 공식으로 계산하여야 한다. 이때 9.2.2(3)에 규정된 비균열등급 부재는 콘크리트 전체 단면의 단면2차모멘트 I_g 를 사용할 수 있다.
- (2) 9.2.2(3)에 규정된 완전균열등급과 부분균열등급 부재의 처짐은 균열환산단면 해석에 기초하여 2개의 직선으로 구성되는 모멘트-처짐 관계나 식 (4.3.1)에 따른 유효단면2차모멘트 I_e 를 적용하여 계산하여야 한다.
- (3) 프리스트레스트콘크리트 부재의 추가 장기처짐은 지속하중이 작용할 때 콘크리트와 철근의 응력을 고려하고, 콘크리트의 크리프 및 건조수축과 긴장재의 릴랙세이션의 영향을 고려하여 계산하여야 한다.
- (4) 위 (1)과 (2)항에 의해 계산된 처짐은 표 4.3.2와 4.3.1(7)에 규정된 제한값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

4.3.4 합성 구조

- (1) 합성 휨부재가 시공 중 가설 지주로 지지되어 고정하중이 작용하기 전에 일체가 된 경우에 대한 처짐을 계산할 때, 합성부재는 일체로 제작된 부재와 동등하다고 볼 수 있다. 프리스트레스되지 않은 부재의 경우 부재의 압축을 받는 부분의 콘크리트에 의해 표 4.3.1의 보통중량콘크리트 또는 경량콘크리트 중 어느 것에 대해 적용할 것인지를 결정하여야 한다. 처짐을 계산할 경우에 프리캐스트 부분과 현장치기 부분의 건조수축 차이에 의한 곡률과 프리스트레스콘크리트 부재의 경우 축방향 크리프 영향을 고려하여야 한다.
- (2) 가설 지주가 설치되지 않은 구조물의 경우, 프리스트레스되지 않은 프리캐스트 휨부재의 두께가 표 4.3.1에 규정된 값 이상인 경우는 처짐을 계산할 필요가 없다. 프리스트레스되지 않은 합성부재의 두께가 표 4.3.1의 규정을 만족하는 경우, 부재가 합성된 후에 생기는 처짐은 계산할 필요가 없으나, 합성작용의 효과를 나타내기 이전 하중의 크기와 지속 시간에 대하여 프리캐스트 부재의 장기처짐은 검토하여야 한다.
- (3) 위 (1)과 (2)항에 따라 계산한 처짐은 표 4.3.2와 4.3.1(7)에서 규정한 제한값 이하이어야 한다.

4.4 피로

4.4.1 적용 범위

- (1) 이 규정은 하중 중에서 변동 하중이 차지하는 비율이 크거나, 작용빈도가 크기 때문에 피로에 대한 안전성 검토를 필요로 하는 경우에 적용하여야 한다.
- (2) 보 및 슬래브의 피로는 휨 및 전단에 대하여 검토하여야 한다.
- (3) 기둥의 피로는 검토하지 않아도 좋다. 다만 휨모멘트나 축인장력의 영향이 특히 큰 경우 보에 준하여 검토하여야 한다.

4.4.2 피로에 대한 검토

- (1) 피로에 대한 안전성을 검토할 경우, 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근과 긴장재의 응력범위가 표 4.4.1의 응력 이내에 들면 피로에 대하여 검토할 필요가 없다.

- (2) 반복하중에 의한 철근의 응력범위가 표 4.4.1의 값을 초과하여 피로의 검토가 필요할 경우는 합리적 방법으로 피로에 대한 안전을 검토하여야 한다.
- (3) 피로의 검토가 필요한 구조 부재는 높은 응력을 받는 부분에서 철근을 구부리지 않도록 하여야 한다.

표 4.4.1 피로를 고려하지 않아도 되는 철근과 긴장재의 응력범위

강재의 종류	설계기준항복강도 혹은 위치	철근 또는 긴장재의 응력범위(MPa)
이형철근	300 MPa	130
	350 MPa	140
	400 MPa 이상	150
긴장재	연결부 또는 정착부	140
	기타 부위	160

4.5 내구성 설계

4.5.1 설계 일반

- (1) 콘크리트 구조는 주어진 주변 환경조건에서 설계 공용기간 동안에 안전성, 사용성, 내구성, 미관을 갖도록 설계, 시공, 유지관리하여야 한다.
- (2) 설계 착수 전에 구조물 발주자와 설계자는 구조물의 중요도, 환경조건, 구조거동, 유지관리방법 등을 고려하여야 한다.

4.5.2 내구성 설계기준

- (1) 해풍, 해수, 황산염 및 기타 유해물질에 노출된 콘크리트는 4.5.4의 조건을 만족하는 콘크리트를 사용하여야 한다.
- (2) 설계자는 구조물의 내구성을 확보할 수 있는 적절한 설계기법을 결정하여야 한다.
- (3) 설계 초기단계에서 구조적으로 환경에 민감한 구조 배치를 피하고, 유지관리 및 점검을 위하여 접근이 용이한 구조 형상을 선정하여야 한다.
- (4) 구조물이나 부재의 외측 표면에 있는 콘크리트의 품질이 보장될 수 있도록 하여야 한다. 다지기와 양생이 적절하여 밀도가 크고, 강도가 높고, 투수성이 낮은 콘크리트를 시공하고 피복 두께를 확보하여야 한다.

- (5) 구조물의 모서리나 부재 연결부 등의 건전성 확보를 위한 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 구조요소의 구조 상세가 적절하여야 한다.
- (6) 고부식성 환경조건에 있는 구조는 표면을 보호하여 내구성을 증진시켜야 한다.
- (7) 설계자는 내구성에 관련된 콘크리트 재료, 피복 두께, 철근과 긴장재, 처짐, 균열, 피로 및 기타 사항에 대한 제반 규정을 모두 검토하여야 한다.

4.5.3 노출 범주 및 등급

- (1) 책임구조기술자는 구조용 콘크리트 부재에 대해 예측되는 노출 정도를 고려하여 표 4.5.1에 따라 노출등급을 정하여야 한다.

표 4.5.1 노출 범주 및 등급

범주	등급		조 건	
F (동결 융해)	무시	F0	동결융해의 반복작용에 노출되지 않는 콘크리트	
	보통	F1	간혹 수분과 접촉하고 동결융해의 반복작용에 노출되는 콘크리트	
	심함	F2	지속적으로 수분과 접촉하고 동결융해의 반복작용에 노출되는 콘크리트	
	매우 심함	F3	제빙화학제에 노출되며 지속적으로 수분과 접촉하고 동결융해의 반복작용에 노출되는 콘크리트	
S (황산염)			토양 내의 수용성 황산염(SO ₄)의 질량비(%)	물속에 용해된 황산염(SO ₄) (ppm)
	무시	S0	SO ₄ < 0.10	SO ₄ < 150
	보통	S1	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1,500, 해수
	심함	S2	0.20 ≤ SO ₄ < 2.00	1,500 ≤ SO ₄ ≤ 10,000
	매우 심함	S3	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10,000
P (낮은 투수성 요구)	무시	P0	낮은 투수성이 요구되지 않고 수분과 접촉되는 경우	
	적용	P1	낮은 투수성이 요구되고 수분과 접촉되는 경우	
C (철근 방식)	무시	C0	건조하거나 또는 수분으로부터 보호되는 콘크리트	
	보통	C1	수분에 노출되지만 외부의 염화물에 노출되지 않는 콘크리트	
	심함	C2	제빙화학제, 소금, 염수, 해수 또는 해수 물보라 등과 같은 염화물에 직접적으로 노출되는 콘크리트	

4.5.4 내구성 허용기준

(1) 표 4.5.1에 따라 노출등급이 결정된 경우의 콘크리트 배합은 표 4.5.2에 규정된 가장 엄격한 요구 조건을 따라야 한다.

표 4.5.2 노출등급에 따른 내구성 허용기준

노출 등급	최대 물-결합재비	최소 설계기 준 압축 강도 f_{ck} (MPa)	추가적인 최소 요구 사항	
			공기량	결합재 사용제한
F0	—	21	없음	없음
F1	0.45	30	표 4.5.3	없음
F2	0.45	30	표 4.5.3	없음
F3	0.45	30	표 4.5.3	표 4.5.4
			시멘트의 종류	염화칼슘 혼화제 사용 유무
S0	—	21	제한 없음	제한 없음
S1	0.5	27	보통포틀랜드시멘트(1종) + 포졸란 혹은 슬래그 ¹⁾ 플라이애쉬시멘트(KS L 5211) 중용열포틀랜드시멘트(2종)(KS L 5201) 고로슬래그시멘트(KS L 5210)	제한 없음
S2	0.45	30	내황산염포틀랜드시멘트(5종) (KS L 5201) 고로슬래그시멘트(KS L 5210) + 플라이애쉬	허용 안 됨
S3	0.45	30	내황산염포틀랜드시멘트(5종) (KS L 5201) + 포졸란 혹은 슬래그 ²⁾	허용 안 됨
P0	—	21	해당사항 없음	
P1	0.50	27	해당사항 없음	
			콘크리트 내 최대 수용성 염소 이온(Cl^-)량 (시멘트 질량에 대한 %)	관련 규정
			철근 콘크리트	
			프리스트레스트 콘크리트	없음
C0	—	21	1.00	
C1	—	21	0.30	
C2	0.40	35	0.15	5.4

1) 1종시멘트가 포함된 콘크리트에 사용될 때, 황산염에 대한 저항을 개선시킨 실적이 있거나 또는 실험에 의해 증명된 포졸란 또는 슬래그

2) 5종시멘트가 포함된 콘크리트에 사용될 때, 황산염에 대한 저항을 개선시킨 실적이 있거나 또는 실험에 의해 증명된 포졸란 또는 슬래그

- (2) 노출등급 F1, F2, F3에 해당하는 보통중량콘크리트나 경량콘크리트는 표 4.5.3에 제시된 공기량을 확보하여야 한다. 이때 연행 공기량의 허용편차는 $\pm 1.5\%$ 이다. 설계기준압축강도가 35 MPa을 초과하는 콘크리트는 표 4.5.3에 제시된 공기량에서 1%를 감소시킬 수 있다.

표 4.5.3 동해 저항 콘크리트에 대한 전체 공기량

굵은골재의 최대 치수(mm)	공기량(%)	
	노출등급 F1	노출등급 F2, F3
10.0	6.0	7.5
15.0	5.5	7.0
20.0	5.0	6.0
25.0	4.5	6.0
40.0	4.5	5.5

- (3) 철근의 부식 방지를 위해서 굳지 않은 콘크리트의 전체 염소이온량은 원칙적으로 0.30 kg/m^3 이하로 하여야 한다. 다만 책임구조기술자의 승인을 받는 경우 0.60 kg/m^3 까지 허용될 수 있다. 그러나 이미 굳은 콘크리트의 전체 염소이온량에 대한 검토가 염소이온 농도에 의해 이루어질 경우, 재령 28일 이후의 콘크리트에서 최대 수용성 염소이온농도 시험은 KS F 2713 또는 KS F 2715에 따라 시행하고 표 4.5.2의 값으로 검토할 수 있다.
- (4) 노출등급 C2의 경우 표 4.5.2의 최대 물-결합재비 및 콘크리트의 최소 설계기준 압축강도 조건과 5.4의 최소 콘크리트 피복조건을 만족하여야 한다.
- (5) 노출등급 F3의 경우 콘크리트 배합에 사용되는 플라이애쉬, 실리카폼, 슬래그, 포졸란의 결합재의 전 질량에 대한 비율이 표 4.5.4의 요건에 적합하도록 하여야 한다.

표 4.5.4 노출등급 F3의 콘크리트에 대한 최대 혼화재 비율

결합재	결합재 전 질량에 대한 백분율(%)
KS L 5405에 따르는 플라이애쉬 또는 기타 포졸란	25
KS F 2563에 따르는 고로슬래그 미분말	50
실리카폼	10
플라이애쉬 또는 기타 포졸란, 고로슬래그 미분말 및 실리카폼의 합	50 ¹⁾
플라이애쉬 또는 기타 포졸란과 실리카폼의 합	35 ¹⁾

- 1) 플라이애쉬 또는 기타 포졸란의 합은 25% 이하, 실리카폼은 10% 이하이어야 한다.

4.6 보수·보강 및 유지관리

4.6.1 설계 일반

- (1) 콘크리트 구조물은 주어진 주변 환경조건에서 목표 수명기간 동안에 안전성, 사용성, 내구성, 미관을 갖도록 유지관리하여야 한다. 완공된 콘크리트 구조물은 정기적인 점검과 필요할 때 보수·보강을 통하여 본래의 기능을 유지하고 사용자의 편의와 안전을 도모할 수 있도록 관리하여야 한다.
- (2) 균열이 발생한 구조물에 대하여 균열 발생의 원인 및 그 유해성에 관한 검토가 필요할 때에는 부록 Ⅲ에서 제시하고 있는 방법에 따라 검토하여 제반 조치를 강구하여야 한다.
- (3) 기존 구조물의 안전성 평가는 제 20장에 따라 수행하여야 한다.
- (4) 구조물의 안전을 점검하기 위한 안전진단과 보수·보강 설계는 책임구조기술자에 의해 수행되어야 한다.

4.6.2 보수·보강 설계

- (1) 손상된 콘크리트 구조물에서 안전성, 사용성, 내구성, 미관 등의 기능을 회복시키기 위한 보수는 타당한 보수설계에 근거하여야 한다.
- (2) 기존 구조물에서 내하력을 회복 또는 증가시키기 위한 보강은 타당한 보강설계에 근거하여야 한다.
- (3) 보수·보강 설계를 할 때는 구조체를 조사하여 손상 원인, 손상 정도, 저항내력 정도를 파악하고 구조물이 처한 환경조건, 하중조건, 필요한 내력, 보수·보강의 범위와 규모를 정하며, 보수·보강재료를 선정하여 단면 및 부재를 설계하고 적절한 보수·보강시공법을 검토하여야 한다.
- (4) 보강설계를 할 때에는 보강 후의 구조내하력 증가 외에 사용성과 내구성 등의 성능 향상을 고려하여야 한다.
- (5) 책임구조기술자는 보수·보강 공사에서 품질을 확보하기 위하여 공정별로 품질 관리검사를 시행하여야 한다.

5.1 일반 사항

5.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 철근콘크리트와 프리스트레스트콘크리트 부재의 철근과 용접철망의 가공 및 배치 상세, 그리고 긴장재와 덕트의 배치에 적용하여야 한다.
- (2) 철근의 피복 두께, 수축 및 온도 변화에 대한 보강도 이 장의 규정을 적용하여야 한다.

5.1.2 기호

- d : 보의 유효깊이, mm
- d_b : 철근, 철선 또는 프리스트레싱 강연선의 공칭지름, mm
- f_y : 인장철근의 설계기준항복강도, MPa
- l_d : 철근의 정착길이, 제 8장 참조
- ρ_s : 나선철근비, 나선철근으로 보강된 압축부재에서 나선철근 바깥으로 측정한 지름으로 계산한 심부의 체적에 대한 나선철근 체적의 비

5.2 철근 가공

5.2.1 표준갈고리

- (1) 주철근의 표준갈고리는 다음과 같이 180° 표준갈고리와 90° 표준갈고리로 분류되며, 각 표준갈고리는 다음 규정을 만족하여야 한다.
 - ① 180° 표준갈고리는 구부린 반원 끝에서 4 d_b 이상, 또한 60 mm 이상 더 연장

되어야 한다.

- ② 90° 표준갈고리는 구부린 끝에서 $12 d_b$ 이상 더 연장되어야 한다.
- (2) 스티럽과 띠철근의 표준갈고리는 90° 표준갈고리와 135° 표준갈고리로 분류되며, 다음과 같이 제작하여야 한다.
 - ① 90° 표준갈고리
 - (가) D16 이하의 철근은 구부린 끝에서 $6 d_b$ 이상 더 연장하여야 한다.
 - (나) D19, D22 및 D25 철근은 구부린 끝에서 $12 d_b$ 이상 더 연장하여야 한다.
 - ② 135° 표준갈고리
 - D25 이하의 철근은 구부린 끝에서 $6 d_b$ 이상 더 연장하여야 한다.

5.2.2 구부림의 최소 내면 반지름

- (1) 주철근의 180° 표준갈고리와 90° 표준갈고리의 구부림 최소 내면 반지름은 표 5.2.1의 값 이상으로 하여야 한다.

표 5.2.1 구부림의 최소 내면 반지름

철근 크기	최소 내면 반지름
D10 ~ D25	$3d_b$
D29 ~ D35	$4d_b$
D38 이상	$5d_b$

- (2) 스티럽과 띠철근용 표준갈고리의 내면 반지름은 다음 규정을 따라야 한다.
 - ① D16 이하의 철근을 스티럽과 띠철근으로 사용할 때, 표준갈고리의 구부림 내면 반지름은 $2 d_b$ 이상으로 하여야 한다.
 - ② D19 이상의 철근을 스티럽과 띠철근으로 사용할 때, 표준갈고리 구부림 내면 반지름은 표 5.2.1에 따라야 한다.
- (3) 스티럽 또는 띠철근으로 사용되는 용접철망(원형 또는 이형)에 대한 표준갈고리의 구부림 내면 반지름은 지름이 7 mm 이상인 이형철선은 $2 d_b$, 그 밖의 철선은 d_b 이상으로 하여야 한다. 또한 $4 d_b$ 보다 작은 내면 반지름으로 구부리는 경우에는 가장 가까이 위치한 용접 교차점부터 $4 d_b$ 이상 떨어져서 철망을 구부려야 한다.

- (4) 표준갈고리 외의 모든 철근의 구부림 내면 반지름은 표 5.2.1의 값 이상이어야 한다.

5.2.3 철근 구부리기

- (1) 책임구조기술자가 승인한 경우를 제외하고 모든 철근은 상온에서 구부려야 한다.
 (2) 콘크리트 속에 일부가 묻혀 있는 철근은 현장에서 구부리지 않도록 하여야 한다.
 다만, 설계도면에 도시되어 있거나 책임구조기술자가 승인한 경우에는 콘크리트 속에 묻혀 있는 철근을 구부릴 수 있다.

5.2.4 철근의 표면 상태

- (1) 콘크리트를 칠 때 철근의 표면에는 부착을 저해하는 흙, 기름 또는 비금속 도막이 없어야 한다. 2.2.3(5)에 규정한 에폭시 도막철근은 사용할 수 있다.
 (2) 긴장재를 제외하고 철근의 녹이나 가공 부스러기 또는 그 조합은 KS D 3504에서 요구하고 있는 마디의 높이를 포함하는 철근의 최소 치수와 중량에 미달하지 않는 한 특별히 제거할 필요는 없다.
 (3) 긴장재의 표면은 청결하게 유지하여야 하며 기름, 먼지, 가공 부스러기, 흙집 및 과도한 녹이 없어야 한다. 다만, 강도에 영향을 주지 않는 경미한 녹은 허용할 수 있다.

5.3 철근 배치

5.3.1 원칙

- (1) 철근, 긴장재 및 덕트는 콘크리트를 치기 전에 정확하게 배치되고 움직이지 않도록 적절하게 지지되어야 하며, 시공이 편리하도록 배치되어야 한다.
 (2) 철근, 긴장재 및 덕트는 5.3.1의 허용오차 이내에서 규정된 위치에 배치하여야 한다. 다만, 책임구조기술자가 특별히 승인한 경우에는 허용오차를 벗어날 수 있다.
 ① 휨부재, 벽체, 압축부재에서의 유효깊이 d 에 대한 허용오차와 콘크리트의 최소 피복 두께에 대한 허용오차는 표 5.3.1에 따라야 한다.

표 5.3.1 허용오차

유효깊이(d)	허용범위	콘크리트 최소 피복 두께 ¹⁾
$d \leq 200 \text{ mm}$	$\pm 10 \text{ mm}$	-10 mm
$d > 200 \text{ mm}$	$\pm 13 \text{ mm}$	-13 mm

1) 다만, 하단 거푸집까지의 순거리에 대한 허용오차는 -7 mm 이다., 또한 모든 경우의 피복 두께 허용오차는 도면 또는 구조기준에서 요구하는 최소 피복 두께의 $-1/3$ 을 초과하지 않아야 한다.

- ② 종방향으로 철근을 구부리거나 철근이 끝나는 단부의 허용오차는 $\pm 50 \text{ mm}$ 이다. 다만, 브래킷과 내민받침의 불연속단에서 허용오차는 $\pm 13 \text{ mm}$ 이며 그 밖의 부재의 불연속단에서 허용오차는 $\pm 25 \text{ mm}$ 이다., 또한 부재의 불연속단에서도 5.3.1(2)①의 최소 피복 두께 규정을 적용하여야 한다.
- ③ 철근이 설계된 도면상의 배치 위치에서 d_b 이상 벗어나야 할 경우에는 책임구조기술자의 승인을 받아야 한다.
- (3) 경간이 3.0 m 이하인 슬래브에 사용되는 지름이 6.4 mm 이하인 용접철망이 받침부를 지나 연속되어 있거나 받침부에 확실하게 정착되어 있는 경우, 이 용접철망은 받침부 위의 슬래브 상단 부근의 한 점부터 경간 중앙의 슬래브 바닥 부근의 한 점까지 구부릴 수 있다.
- (4) 철근조립을 위해 교차되는 철근은 용접할 수 없다. 다만, 책임구조기술자가 승인한 경우에는 용접할 수 있다.

5.3.2 간격 제한

- (1) 동일 평면에서 평행한 철근 사이의 수평 순간격은 25 mm 이상, 철근의 공칭지름 이상으로 하여야 하며, 또한 2.2.1(2)④의 규정도 만족하여야 한다.
- (2) 상단과 하단에 2단 이상으로 배치된 경우 상하 철근은 동일 연직면 내에 배치되어야 하고, 이때 상하 철근의 순간격은 25 mm 이상으로 하여야 한다.
- (3) 나선철근 또는 띠철근이 배근된 압축부재에서 축방향 철근의 순간격은 40 mm 이상, 또한 철근 공칭 지름의 1.5 배 이상으로 하여야 하며, 2.2.1(2)④의 규정도 만족하여야 한다.
- (4) 철근의 순간격에 대한 규정은 서로 접촉된 겹침이음 철근과 인접된 이음철근 또는 연속철근 사이의 순간격에도 적용하여야 한다.

- (5) 벽체 또는 슬래브에서 휨 주철근의 간격은 벽체나 슬래브 두께의 3 배 이하로 하여야 하고, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다. 다만, 콘크리트 장선구조의 경우 이 규정이 적용되지 않는다.
- (6) 다발철근은 다음의 규정에 따라야 한다.
- ① 2 개 이상의 철근을 묶어서 사용하는 다발철근은 이형철근으로, 그 개수는 4 개 이하이어야 하며, 이들은 스티럽이나 띠철근으로 둘러싸여져야 한다.
 - ② 휨부재의 경간 내에서 끝나는 한 다발철근 내의 개개 철근은 $40 d_b$ 이상 서로 엇갈리게 끝나야 한다.
 - ③ 다발철근의 간격과 최소 피복 두께를 철근지름으로 나타낼 경우, 다발철근의 지름은 등가단면적으로 환산된 한 개의 철근지름으로 보아야 한다.
 - ④ 보에서 D35를 초과하는 철근은 다발로 사용할 수 없다.
- (7) 긴장재와 덕트는 다음 규정에 따라야 한다.
- ① 부재단에서 프리텐서닝 긴장재의 중심 간격은 강선의 경우 $5 d_b$, 강연선의 경우 $4 d_b$ 이상이어야 한다. 다만 프리스트레스를 도입할 때 콘크리트의 설계기준압축강도가 27 MPa보다 크면 공칭지름이 13 mm 이하인 강연선에 대하여 최소 중심 간격 45 mm를, 공칭지름이 15 mm 이상인 강연선에 대하여 최소 중심 간격 50 mm를 확보하여야 하고, 또한 2.2.1(2)④의 규정도 만족하여야 한다. 경간 중앙부의 경우 긴장재간의 수직 간격을 부재단의 경우보다 좁게 하거나 다발로 사용할 수 있다.
 - ② 포스트텐서닝 부재의 경우 콘크리트를 치는 데 지장이 없고 긴장할 때 긴장재가 덕트를 파손하지 않도록 조치한 경우, 덕트를 다발로 사용할 수 있다.

5.4 최소 피복 두께

5.4.1 프리스트레스하지 않는 부재의 현장치기콘크리트

프리스트레스하지 않는 부재의 현장치기콘크리트의 최소 피복 두께는 다음 규정을 따라야 하며, 또한 5.4.6의 규정을 만족하여야 한다.

- ① 수중에서 치는 콘크리트 100 mm
- ② 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀 있는 콘크리트 80 mm
- ③ 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트

- (가) D29 이상의 철근 60 mm
 (나) D25 이하의 철근 50 mm
 (다) D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 40 mm
- ④ 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트
- (가) 슬래브, 벽체, 장선
- ㉠ D35 초과하는 철근 40 mm
 ㉡ D35 이하인 철근 20 mm
- (나) 보, 기둥 40 mm
- 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 가 40 MPa 이상인 경우 규정된 값에서 10 mm
 저감시킬 수 있다.
- (다) 셸, 절판부재 20 mm

5.4.2 프리스트레스하는 부재의 현장치기콘크리트

프리스트레스하는 부재의 현장치기콘크리트의 최소 피복 두께는 다음 규정을 따라야 하며, 또한 5.4.6의 규정을 만족하여야 한다.

- ① 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀 있는 콘크리트 80 mm
- ② 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트
- (가) 벽체, 슬래브, 장선구조 30 mm
 (나) 기타 부재 40 mm
- ③ 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트
- (가) 슬래브, 벽체, 장선 20 mm
 (나) 보, 기둥
- ㉠ 주철근 40 mm
 ㉡ 띠철근, 스티럽, 나선철근 30 mm
- (다) 셸, 절판부재
- ㉠ D19 이상의 철근 d_b
 ㉡ D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 10 mm
- ④ 흙 및 옥외의 공기에 노출되거나 부식환경에 노출된 프리스트레스트콘크리트 부재로서 9.2.2(3)에 정의된 부분균열등급 또는 완전균열등급의 경우에는 최소 피복 두께를 50 % 이상 증가시켜야 한다. 다만, 설계하중에 대한 프리스트레스트

인장영역이 지속하중을 받을 때 압축응력 상태인 경우에는 최소 피복 두께를 증가시키지 않아도 된다.

- ⑤ 공장제품 생산조건과 동일한 조건으로 제작된 프리스트레스하는 콘크리트 부재에서 프리스트레스되지 않은 철근의 최소 피복 두께는 5.4.3에 따라야 한다.

5.4.3 프리캐스트콘크리트

프리캐스트콘크리트의 최소 피복 두께는 다음 규정을 따라야 하며, 또한 5.4.6의 규정을 만족하여야 한다.

- ① 흠에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출된 콘크리트

(가) 벽체

- ㉠ D35를 초과하는 철근 및 지름 40 mm를 초과하는 긴장재 40 mm
 ㉡ D35 이하의 철근, 지름 40 mm 이하인 긴장재 및 지름 16 mm 이하의 철선 20 mm

(나) 기타 부재

- ㉠ D35를 초과하는 철근 및 지름 40 mm를 초과하는 긴장재 50 mm
 ㉡ D19 이상, D35 이하의 철근 및 지름 16 mm를 초과하고 지름 40 mm 이하인 긴장재 40 mm
 ㉢ D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 및 지름 16 mm 이하인 긴장재 30 mm

- ② 옥외의 공기나 흠에 직접 접하지 않는 콘크리트

(가) 슬래브, 벽체, 장선구조

- ㉠ D35를 초과하는 철근 및 지름 40 mm를 초과하는 긴장재 30 mm
 ㉡ D35 이하의 철근 및 지름 40 mm 이하인 긴장재 20 mm
 ㉢ 지름 16 mm 이하의 철선 15 mm

(나) 보, 기둥

- ㉠ 주철근 d_b
 다만, 15 mm 이상이어야 하고, 40 mm 이상일 필요는 없다.
 ㉡ 띠철근, 스테럽, 나선철근 10 mm

(다) 셸, 절판부재

- ㉠ 긴장재 20 mm

- ㉠ D19 이상의 철근 15 mm
- ㉡ D16 이하의 철근, 지름 16 mm 이하의 철선 10 mm

5.4.4 다발철근

다발철근의 피복 두께는 다발의 등가지름 이상으로 하여야 한다. 그러나 60 mm보다 크게 할 필요는 없다. 다만, 흠에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흠에 묻혀있는 경우는 피복 두께를 80 mm 이상, 수중에서 콘크리트를 친 경우는 100 mm 이상으로 하여야 한다.

5.4.5 확대머리 전단 스테드

확대머리 전단 스테드의 피복 두께는 확대머리 전단 스테드가 설치되는 부재의 철근에 요구되는 피복 두께 이상이 되어야 한다.

5.4.6 특수 환경에 노출되는 콘크리트

(1) 콘크리트가 다음과 같은 조건에 있는 경우에는 피복 두께를 5.4.6(2)에 따라 증가시켜야 한다.

- ① 고내구성이 요구되는 구조체의 경우
- ② 해안에서 250 m 이내에 위치하는 구조체로서 추가의 표면처리 공사를 수행하지 않고 직접 외부에 노출되어 염해를 받는 경우
- ③ 유수 등에 의한 심한 침식 또는 화학작용을 받는 경우

(2) 5.4.6(1)에서 규정한 경우에는 다음 값 이상의 피복 두께를 확보하여야 한다.

- ① 현장치기콘크리트
 - (가) D16 이하의 철근을 사용한 벽체, 슬래브 50 mm
 - (나) (가)외의 모든 부재 80 mm
- ② 프리캐스트콘크리트
 - (가) 벽체, 슬래브 40 mm
 - (나) 기타 부재 50 mm
- ③ 9.2.2(3)에 정의된 부분균열등급 또는 완전균열등급의 프리스트레스트콘크리트 부재는 최소 피복 두께를 5.4.2에서 규정된 최소 피복 두께의 50 % 이상 증가

- 시켜야 한다. 다만 프리스트레스된 인장영역이 지속하중을 받을 때 압축응력을 유지하고 있는 경우에는 최소 피복 두께를 증가시키지 않아도 된다.
- (3) 내화를 필요로 하는 구조물의 피복 두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재의 성질 등을 고려하여 정하여야 하며, 5.4에 규정된 최소 피복 두께보다 더 큰 값이 요구될 때에는 동등한 내화성능의 재료나 피복 재료를 사용하거나 피복 두께의 값을 증가시켜야 한다.
- (4) 증축 또는 확장을 위해 노출된 철근 또는 매입 철물은 부식이 되지 않도록 조치하여야 한다.

5.5 부재의 횡철근

5.5.1 휨부재의 횡철근

- (1) 보의 압축철근은 띠철근이나 스티럽 또는 등가의 단면적을 갖는 용접철망으로 둘러싸여져야 한다. 이때 띠철근이나 스티럽의 크기와 간격은 5.5.2(3)의 규정을 만족하여야 한다. 또한 이러한 띠철근이나 스티럽은 압축철근이 배치되는 전 구간에 배치되어야 한다.
- (2) 받침부에서 응력의 반전 또는 비틀림을 받는 휨 골조부재의 횡철근은 휨보강철근 주위까지 연장시킨 폐쇄띠철근, 폐쇄스티럽 또는 나선철근으로 하여야 한다.
- (3) 폐쇄띠철근 또는 폐쇄스티럽은 종방향 철근 주위를 한 가닥의 스티럽 또는 띠철근으로 한 바퀴 돌려서 종방향 철근 위치에서 교차시키면서 표준갈고리로 중첩시켜 만들거나, 한 가닥 또는 두 가닥의 철근을 8.6.2(1)의 B급 이음($1.3l_d$ 이음)으로 겹침이음한 형태로 만들거나 또는 8.5.4에 따라 정착시켜 만들어야 한다.

5.5.2 압축부재의 횡철근

- (1) 압축부재에서 각 부재별 횡철근은 다음 규정을 따라야 한다.
- ① 압축부재에 대한 횡철근은 5.5.2(2)와 (3)의 규정을 따라야 하며, 전단이나 비틀림 보강철근이 요구되는 경우에는 제 7장의 규정에도 따라야 한다.
 - ② 합성압축부재에 대한 횡철근은 17.4를 따라야 한다.
 - ③ 긴장재에 대한 횡철근은 9.7을 따라야 한다.
 - ④ 실험 또는 구조해석에 의해 압축부재가 횡철근이 없어도 충분한 강도를 확보한

것을 확인한 경우에는 횡철근에 대한 5.5.2, 9.7 및 17.4의 규정을 적용하지 않을 수 있다.

(2) 압축부재에 사용되는 나선철근은 다음 규정을 따라야 한다.

- ① 나선철근은 균등한 간격을 갖는 연속된 철근이나 철선으로 이루어지며, 설계된 치수로부터 벗어남이 없이 제작, 설치할 수 있도록 그 크기가 확보되어야 한다.
- ② 나선철근비 ρ_s 는 6.4.2(3)에 따라야 한다.
- ③ 현장치기콘크리트 공사에서 나선철근 지름은 10 mm 이상으로 하여야 한다.
- ④ 나선철근의 순간격은 25 mm 이상, 75 mm 이하이어야 한다.
- ⑤ 나선철근의 정착은 나선철근의 끝에서 추가로 1.5 회전만큼 더 확보하여야 한다.
- ⑥ 나선철근의 이음은 다음 두 가지 방법 중에 하나를 따라야 한다.

(가) ㉠~㉣ 중에 정의된 길이 이상이며 최소 300 mm 길이 이상인 겹침이음

㉠ 이형철근 또는 이형철선 $48d_b$

㉡ 원형철근 또는 원형철선 $72d_b$

㉢ 에폭시 도막 이형철근 또는 철선 $72d_b$

㉣ 5.2.1 (2)를 만족하는 표준갈고리를 가지는 비도막 원형 철근

또는 철선 $48d_b$

다만, 갈고리는 나선철근으로 형성되는 심부콘크리트에 정착되어야 함.

㉤ 5.2.1 (2)를 만족하는 표준갈고리를 가지는 에폭시 도막 이형 철근

또는 철선 $48d_b$

다만, 갈고리는 나선철근으로 형성되는 심부콘크리트에 정착되어야 함.

(나) 8.6.1 (3)을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음

- ⑦ 나선철근은 확대기초판 또는 기초 슬래브의 윗면에서 그 위에 지지된 부재의 최하단 수평철근까지 연장되어야 한다.
- ⑧ 보 또는 브래킷이 기둥의 모든 면에 연결되어 있지 않을 때에는 나선철근이 끝나는 점에서 슬래브 또는 지판, 기둥전단머리 밑면까지 추가 띠철근을 배치하여야 한다.
- ⑨ 기둥머리가 있는 기둥의 나선철근은 기둥머리의 지름이나 폭이 기둥의 지름이나 폭의 2 배가 되는 곳까지 연장되어야 한다.
- ⑩ 나선철근은 수직간격재에 의해 제 위치에 단단하고 곧게 조립되어야 한다.

(3) 압축부재에 사용되는 띠철근은 다음 규정을 따라야 한다.

- ① D32 이하의 축방향 철근은 D10 이상의 띠철근으로, D35 이상의 축방향 철근과 다발철근은 D13 이상의 띠철근으로 둘러싸야 하며, 띠철근 대신 등가단면적의 이형철선 또는 용접철망을 사용할 수 있다.
- ② 띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16 배 이하, 띠철근이나 철선지름의 48 배 이하, 또한 기둥단면의 최소 치수 이하로 하여야 한다.
- ③ 모든 모서리 축방향 철근과 하나 건너 위치하고 있는 축방향 철근들은 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의해 횡지지되어야 한다. 다만, 띠철근을 따라 횡지지된 인접한 축방향 철근의 순간격이 150 mm 이상 떨어진 경우에는 추가 띠철근을 배치하여 축방향 철근을 횡지지하여야 한다. 또한 축방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형 띠철근을 사용할 수 있다. 이때 원형 띠철근을 150 mm 이상 겹쳐서 표준갈고리로 기둥주근을 감싸야 한다.
- ④ 기초판 또는 슬래브의 윗면에 연결되는 압축부재의 첫 번째 띠철근 간격은 다른 띠철근 간격의 $1/2$ 이하로 하여야 하고, 슬래브나 지판, 기둥전단머리에 배치된 최하단 수평철근 아래에 배치되는 첫 번째 띠철근도 다른 띠철근 간격의 $1/2$ 이하로 하여야 한다.
- ⑤ 보 또는 브래킷이 기둥의 4 면에 연결되어 있는 경우에 가장 낮은 보 또는 브래킷의 최하단 수평철근 아래에서 75 mm 이내에서 띠철근 배치를 끝낼 수 있다. 단, 이때 보의 폭은 해당 기둥면 폭의 $1/2$ 이상이어야 한다.
- ⑥ 앵커볼트가 기둥 상단이나 주각 상단에 위치한 경우에 앵커볼트는 기둥이나 주각의 적어도 4개 이상의 수직철근을 감싸고 있는 횡방향 철근에 의해 둘러싸여져야 한다. 횡방향 철근은 기둥 상단이나 주각 상단에서 125 mm 이내에 배치하고 적어도 2개 이상의 D13 철근이나 3개 이상의 D10 철근으로 구성되어야 한다.

5.6 기둥 및 접합부 철근의 특별 배치 상세

5.6.1 읍셋굽힘철근

- (1) 기둥 연결부에서 단면 치수가 변하는 경우 다음 규정에 따라 읍셋굽힘철근을 배치하여야 한다.
- (2) 읍셋굽힘철근의 굽힘부에서 기울기는 $1/6$ 을 초과할 수 없다.

- (3) 옹셋굽힘철근의 굽힘부를 벗어난 상·하부철근은 기둥 축에 평행하여야 한다.
- (4) 옹셋굽힘철근의 굽힘부에는 띠철근, 나선철근 또는 바닥구조에 의해 수평지지가 이루어져야 한다. 이때 수평지지는 옹셋굽힘철근의 굽힘부에서 계산된 수평분력의 1.5 배를 지지할 수 있도록 설계되어야 하며, 수평지지로 띠철근이나 나선철근을 사용하는 경우에는 이들 철근을 굽힘점으로부터 150 mm 이내에 배치하여야 한다.
- (5) 옹셋굽힘철근은 거푸집 내에 배치하기 전에 굽혀 두어야 한다.
- (6) 기둥 연결부에서 상·하부의 기둥면이 75 mm 이상 차이가 나는 경우는 축방향 철근을 구부러서 옹셋굽힘철근으로 사용할 수 없다. 이러한 경우에 별도의 연결 철근을 옹셋되는 기둥의 축방향 철근과 겹침이음하여 사용하며, 겹침이음은 8.8의 규정을 따라야 한다.

5.6.2 강재 심부

- (1) 합성 압축부재의 강재 심부의 단부는 단부 지압이음에서 힘을 받을 수 있도록 강재 심부의 중심이 일치되게 접촉시켜 정확하게 일직선상으로 마무리되어야 한다.
- (2) 단부 지압이음에서는 강재 심부에 발생한 전체 압축력의 50 % 이하가 지압에 의해 유효하게 전달되는 것으로 보아야 한다.
- (3) 기둥 밑면과 확대기초판 사이는 12.4의 규정에 따라 응력 전달이 이루어지도록 설계되어야 한다.
- (4) 강재 심부의 밑면은 전체 합성부재로부터 기초판에 모든 하중이 전달될 수 있도록 설계되어야 한다. 그러나 철근콘크리트 단면이 충분히 커서 전체 하중의 일부가 철근콘크리트 단면의 콘크리트와 철근에 의해 기초판에 전달될 수 있는 경우에는 강재 심부에 대한 하중만을 전달하는 것으로 설계할 수 있다.

5.6.3 접합부

- (1) 보, 기둥과 같은 주요 골조부재의 접합부에서 연속철근의 이음과 접합부에서 끝나는 철근의 정착을 위해 둘레 보강이 마련되어야 한다.
- (2) 둘레 보강은 외부 콘크리트나 내부 폐쇄띠철근, 나선철근 또는 스티럽으로 구성되어야 한다.

5.7 수축·온도철근

5.7.1 설계 일반

- (1) 슬래브에서 휨철근이 1방향으로만 배치되는 경우, 이 휨철근에 직각방향으로 수축·온도철근을 배치하여야 한다.
- (2) 수축·온도철근은 5.7.2 또는 5.7.3의 규정에 따라야 한다.
- (3) 5.7.2 에 규정된 수축·온도철근량은 수축 및 온도 변화에 대한 변형이 심하게 구속되지 않은 휨부재에 적용되는 최소 철근량이므로, 심하게 구속된 부재에 대해서는 3.3.2의 하중조합을 고려하여 최소 철근량을 증가시켜야 한다.

5.7.2 1방향 철근콘크리트 슬래브

- (1) 수축·온도철근으로 배치되는 이형철근 및 용접철망은 다음의 철근비 이상으로 하여야 하나, 어떤 경우에도 0.0014 이상이어야 한다. 여기서, 수축·온도철근비는 콘크리트 전체 단면적에 대한 수축·온도철근 단면적의 비로 한다.
 - ① 설계기준항복강도가 400 MPa 이하인 이형철근을 사용한 슬래브 0.0020
 - ② 설계기준항복강도가 400 MPa을 초과하는 이형철근 또는 용접철망을 사용한 슬래브 $0.0020 \times \frac{400}{f_y}$
- (2) 다만, 5.7.2(1)에서 요구되는 수축·온도철근비에 전체 콘크리트 단면적을 곱하여 계산한 수축·온도철근 단면적을 단위 폭 m당 1,800 mm²보다 크게 취할 필요는 없다.
- (3) 수축·온도철근의 간격은 슬래브 두께의 5 배 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.
- (4) 수축·온도철근은 설계기준항복강도 f_y 를 발휘할 수 있도록 정착되어야 한다.

5.7.3 1방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브

- (1) 수축·온도 보강용으로 긴장재를 배치하는 경우 5.7.3(2)와 (3)의 규정을 따라야 한다.
- (2) 유효프리스트레스에 의해 콘크리트 전체 단면적에 생기는 평균 압축응력이 0.7

MPa 이상이 되도록 긴장재를 배치하여야 하며, 긴장재 간격은 1.8 m 이하로 하여야 한다.

- (3) 긴장재 간격이 1.3 m 를 초과하는 경우 5.7.2 의 규정에 따라 수축 · 온도철근을 추가로 배치하여야 한다. 이때 추가 보강철근은 긴장재 사이에 배치하되 슬래브 단부부터 슬래브 내측으로 긴장재 간격과 같은 길이만큼 연장 배치하여야 한다.

5.8 구조 일체성 요구 조건

5.8.1 현장치기콘크리트 구조

- (1) 장선구조에서 적어도 하나의 하부철근은 연속되거나 받침부를 지나 B급 인장접침이음 또는 8.6.1(3)을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음으로 이어져야 하고, 불연속받침부에서 항복강도를 발휘할 수 있도록 8.2.5를 만족하는 표준갈고리나 8.2.6을 만족하는 확대머리 이형철근으로 정착되어야 한다.
- (2) 구조물의 테두리보에는 다음으로 구성되는 연속철근을 기둥의 축방향 철근으로 둘러싸인 부분을 지나서 전 공간에 걸쳐 배치하여야 한다. 그리고 불연속받침부에서는 ①, ②의 철근이 받침부 면에서 항복강도를 발휘할 수 있도록 8.2.5를 만족하는 표준갈고리나 8.2.6을 만족하는 확대머리 이형철근으로 정착되어야 한다.
 - ① 적어도 받침부에서 요구되는 부모멘트 철근의 1/6 이상이며 두 개 이상인 인장철근
 - ② 적어도 경간 중앙부에서 요구되는 정모멘트 철근의 1/4 이상이며 두 개 이상인 인장철근
- (3) 5.8.1(2)에서 요구되는 연속철근은 7.6.3에서 제시된 형태의 횡방향 철근에 의하여 둘러싸여야 하며, 횡방향 철근은 7.6.3 (2)에 따라 정착되어야 한다. 이때 횡방향 철근을 접합부내까지 연속시켜 배치할 필요는 없다.
- (4) 연속성을 확보하기 위해서 이음이 필요할 때 상부철근의 이음은 경간 중앙 또는 그 부근에서, 하부철근은 받침부 또는 그 부근에서 B급 인장접침이음 또는 8.6.1(3)을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음으로 이어져야 한다.
- (5) 테두리보 이외의 부재로서 5.8.1(3)에서 규정된 횡방향 철근이 배치되지 않은 경우에는 다음 규정을 따라야 한다.
 - ① 경간 중앙부에서 요구되는 정모멘트 철근의 1/4 이상이며 두 개 이상의 인장철

근이 기둥의 축방향 철근으로 둘러싸인 부분을 지나야 한다.

- ② ①의 철근은 연속되거나 받침부 주변에서 B급 인장겹침이음 또는 8.6.1(3)을 만족하는 기계적이음 또는 용접이음으로 이어져야 한다.
- ③ ①의 철근은 불연속받침부 면에서 항복강도를 발휘할 수 있도록 8.2.5를 만족하는 표준갈고리나 8.2.6을 만족하는 확대머리 이형철근으로 정착되어야 한다.
- (6) 2방향 슬래브 구조의 경우는 10.6.4(5)의 규정을 따라야 한다. 다만, 프리스트레스트콘크리트 2방향 슬래브 구조의 경우는 9.8.2(6)과 9.8.2(7)의 규정을 따라야 한다.

5.8.2 프리캐스트콘크리트 구조

- (1) 프리캐스트콘크리트 구조의 경우 부재 요소를 효과적으로 결속시키기 위하여 인장연결재가 횡방향, 종방향, 수직방향 및 구조물 둘레에 배치되어야 한다. 또한 16.3.1의 규정을 만족하여야 한다.
- (2) 리프트 슬래브 구조의 경우는 10.6.4(6)의 규정을 따라야 한다.

6.1 일반 사항

6.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 휨모멘트나 축력을 받는 부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 설계에 적용하여야 한다.
- (2) 이 장의 규정은 부재 단면에 작용하는 휨모멘트와 축력의 계산 및 강도 계산에 적용하여야 한다.
- (3) 부재 단면의 전단력과 비틀림모멘트의 계산 및 강도 계산은 제 7장의 규정에 따라야 한다.

6.1.2 기호

- a : 6.2.1(7)①에서 정의된 등가직사각형 응력블록의 깊이
- A_{ch} : 나선철근의 바깥선을 지름으로 하여 측정된 나선철근 기둥의 심부 단면적, mm^2
- A_g : 전체 단면적, mm^2
- A_s : 휨부재의 인장철근량, mm^2
- $A_{s, \min}$: 최소 휨철근량, mm^2 , 6.3.2 참조
- A_{st} : 종방향 철근(철근 또는 구조용 형강)의 전체 단면적, mm^2
- A_1 : 재하면적
- A_2 : 상부의 재하면적으로부터 수직 1, 수평 2의 비율로 측면 경사를 취하여, 받침부 내부에 완전히 포함된 가장 큰 피라미드, 원뿔 또는 경사진 썰기모양의 하부 면적, 6.8(1) 참조
- b : 부재의 압축면의 유효폭, mm

- b_w : 부재의 복부 폭, mm
 c : 압축연단에서 중립축까지 거리, mm
 c_c : 피복 두께, mm
 C_m : 실제 휨모멘트도를 등가 균일 분포 휨모멘트도로 치환하는데 관련된 계수
 d : 유효깊이, mm
 e_{min} : 최소 편심, mm. 식 (6.5.11) 참조
 E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa
 E_s : 철근의 탄성계수, MPa
 EI : 압축부재의 휨강성, 식 (6.5.7)과 식 (6.5.8) 참조
 f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
 f_s : 철근의 응력, MPa
 f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
 f_{yt} : 나선철근의 설계기준항복강도, MPa
 h : 부재의 전체 두께 또는 깊이, mm
 I : 부재 단면의 단면2차모멘트
 I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트
 I_{se} : 부재 단면의 중심축에 대한 철근의 단면2차모멘트
 k : 압축부재의 유효좌굴길이 계수
 l : 골조에서 절점 중심을 기준으로 측정된 부재의 길이
 l_c : 골조에서 절점 중심을 기준으로 측정된 압축부재의 길이
 l_n : 순경간, 받침부 내면 사이의 거리
 l_u : 압축부재의 비지지 길이
 M_c : 횡구속 골조의 압축부재 설계용 확대계수휨모멘트
 M_s : 횡변위를 일으키는 하중에 의한 휨모멘트
 M_u : 단면의 계수휨모멘트
 M_1 : 압축부재의 단부 계수휨모멘트 중 작은 값: 단일 곡률로 휨 경우에는 양 (+), 이중 곡률로 휨 경우에는 음(-)의 부호를 가짐.
 M_{1ns} : M_1 이 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키지 않는 하중에 대하여 1차 탄성 골조해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트
 M_{1s} : M_1 이 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키는 하중에 대하여 1차 탄성 골조

- 해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트
- M_2 : 압축부재의 단부 계수휨모멘트 중 큰 값 : 항상 양(+)의 부호를 가짐
- $M_{2, \min}$: M_2 의 최소 값
- M_{2ns} : M_2 가 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키지 않는 하중에 대하여 1차 탄성 골조해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트
- M_{2s} : M_2 가 작용하는 단부에서 횡변위를 일으키는 하중에 대하여 1차 탄성 골조 해석으로 계산된 압축부재의 단부 계수휨모멘트
- P_b : 균형변형률 상태에서 공칭축강도, 6.2.2(2) 참조
- P_c : 임계하중 또는 좌굴하중, 식 (6.5.6) 참조
- P_n : 주어진 편심에 대한 공칭축강도
- P_o : 편심이 없는 상태에 대한 공칭축강도
- P_u : 주어진 편심에서 계수축력
- Q : 1개 층의 안정성 지수, 식 (6.5.3) 참조
- r : 압축부재의 단면회전반지름
- s : 철근의 중심 간격, mm
- V_u : 1개 층의 수평 계수전단력
- β_1 : 등가직사각형 응력블록과 관계된 계수, 6.2.1(7)③ 참조
- β_{dns} : 횡구속 골조에서 각각의 하중조합으로 계산된 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비
- β_{ds} : 비횡구속 골조에서 1개 층 전체의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비
- δ_{ns} : 압축부재 양단 사이의 부재 곡률의 영향을 반영하기 위한 계수로서, 횡구속 골조에 대한 휨모멘트 확대계수
- δ_s : 횡방향 하중과 연직하중에 의한 횡방향 이동을 반영하기 위한 계수로서, 비 횡구속골조에 대한 휨모멘트 확대계수
- Δ_o : V_u 에 의하여 한 층의 상부와 하부 사이에 생기는 상대적인 횡변위로서, 1차 탄성 골조해석과 6.5.2(1)에서 규정된 강성으로 계산된 값
- ε_t : 최외단 인장철근 또는 최외단 긴장재의 순인장변형률
- κ_{cr} : 철근 간격을 통한 균열 검증에서 철근의 노출 조건을 고려한 계수
- ρ_s : 나선철근의 바깥선으로 계산한 나선철근 압축부재 심부의 전체 체적에 대한

나선철근 체적의 비

ϕ : 강도감소계수

6.2 설계 일반

6.2.1 설계 가정

- (1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재의 강도설계는 6.2.1(2)부터 6.2.1(7)까지에 규정된 가정에 따라야 하며, 힘의 평형조건과 변형률 적합조건을 만족시켜야 한다.
- (2) 철근과 콘크리트의 변형률은 중립축부터 거리에 비례하는 것으로 가정할 수 있다. 그러나 6.3.4에 규정된 깊은보는 비선형 변형률 분포를 고려하여야 한다. 깊은보의 설계에서 비선형 변형률 분포를 고려하는 대신 스트럿-타이 모델을 적용할 수도 있다. 6.3.4, 7.8.1, 부록 I 참조.
- (3) 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 콘크리트 압축연단의 극한 변형률은 0.003으로 가정한다.
- (4) 철근의 응력이 설계기준항복강도 f_y 이하일 때 철근의 응력은 그 변형률에 E_s 를 곱한 값으로 하고, 철근의 변형률이 f_y 에 대응하는 변형률보다 큰 경우 철근의 응력은 변형률에 관계없이 f_y 로 하여야 한다.
- (5) 콘크리트의 인장강도는 9.3.1의 규정에 해당하는 경우를 제외하고는 철근콘크리트 부재 단면의 축강도와 휨강도 계산에서 무시할 수 있다.
- (6) 콘크리트 압축응력의 분포와 콘크리트변형률 사이의 관계는 직사각형, 사다리꼴, 포물선형 또는 강도의 예측에서 광범위한 실험의 결과와 실질적으로 일치하는 어떤 형상으로도 가정할 수 있다.
- (7) 6.2.1(6)의 규정은 다음에 정의되는 등가직사각형 응력블록으로 나타낼 수 있다.
 - ① 단면의 가장자리와 최대 압축변형률이 일어나는 연단부터 $a = \beta_1 c$ 거리에 있고 중립축과 평행한 직선에 의해 이루어지는 등가압축영역에 $0.85 f_{ck}$ 인 콘크리트 응력이 등분포하는 것으로 가정한다.
 - ② 최대 변형률이 발생하는 압축연단에서 중립축까지 거리 c 는 중립축에 대해 직각방향으로 측정한 것으로 한다.
 - ③ 계수 β_1 은 콘크리트 강도가 28 MPa 이하인 경우는 0.85로 한다. 콘크리트 강

도가 28 MPa을 초과할 경우, 28 MPa을 초과하는 매 1 MPa의 강도에 대하여 β_1 의 값을 0.007씩 감소시킨다. 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 한다.

6.2.2 일반 원칙

- (1) 휨모멘트나 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 단면의 설계는 6.2.1의 가정에서 사용된 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건에 기초하여야 한다.
- (2) 인장철근이 설계기준항복강도 f_y 에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때, 그 단면이 균형변형률 상태에 있다고 본다.
- (3) 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배변형률 한계 이하인 단면을 압축지배단면이라고 한다. 압축지배변형률 한계는 균형변형률 상태에서 인장철근의 순인장변형률과 같다. 프리스트레스트콘크리트의 경우에는 최외단 긴장재의 순인장변형률을 기준으로 하며 압축지배변형률 한계는 0.002로 한다.
- (4) 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ϵ_t 가 0.005의 인장지배변형률 한계 이상인 단면을 인장지배단면이라고 한다. 다만 철근의 항복강도가 400 MPa을 초과하는 경우에는 인장지배변형률 한계를 철근 항복변형률의 2.5배로 한다. 순인장변형률 ϵ_t 가 압축지배변형률 한계와 인장지배변형률 한계 사이인 단면은 변화구간단면이라고 한다.
- (5) 프리스트레스를 가하지 않은 휨부재는 공칭강도 상태에서 순인장변형률 ϵ_t 가 휨부재의 최소 허용변형률 이상이어야 한다. 휨부재의 최소 허용변형률은 철근의 항복강도가 400 MPa 이하인 경우 0.004로 하며, 철근의 항복강도가 400 MPa을 초과하는 경우 철근 항복변형률의 2배로 한다. 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 철근콘크리트 부재로서 계수축력이 $0.10f_{ck}A_g$ 보다 작은 경우는 축력의 영향을 무시하고 휨부재로 취급하여 휨강도를 계산할 수 있다.
- (6) 휨부재의 강도를 증가시키기 위하여 추가 인장철근과 이에 대응하는 압축철근을 사용할 수 있다.
- (7) 압축부재의 설계축강도 ϕP_n 은 다음 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.
 - ① 5.5.2(2)의 규정에 따른 나선철근을 갖고 있는 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 다음 식 (6.2.1)에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (6.2.1)$$

- ② 5.5.2(3)의 규정에 따른 띠철근을 가진 프리스트레스를 가하지 않은 부재의 경우 다음 식 (6.2.2)에 따라야 한다.

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi[0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (6.2.2)$$

- ③ 프리스트레스콘크리트 부재의 설계축강도 ϕP_n 은 편심이 없는 경우의 설계축강도 ϕP_o 에 대해서 나선철근부재는 0.85배, 띠철근부재는 0.80배를 초과하지 않아야 한다.
- (8) 압축력을 받는 부재는 그 축력에 의해 수반될 수 있는 최대 휨모멘트에 대해 설계되어야 한다. 주어진 편심에서 계수축력 P_u 는 6.2.2(7)의 값을 초과하지 않아야 한다. 그리고 최대 계수휨모멘트 M_u 는 6.5의 규정에 따른 장주효과를 고려하여 증대되어야 한다.

6.3 휨부재 설계의 제한 사항

6.3.1 휨부재의 횡지지 간격

- (1) 보의 횡지지 간격은 압축 플랜지 또는 압축면의 최소 폭의 50배를 초과하지 않도록 하여야 한다.
- (2) 하중의 횡방향 편심의 영향은 횡지지 간격을 결정할 때 고려되어야 한다.

6.3.2 휨부재의 최소 철근량

- (1) 해석에 의하여 인장철근 보강이 요구되는 휨부재의 모든 단면에 대하여 6.3.2(2), 6.3.2(3)과 6.3.2(4)에 규정된 내용을 제외하고는 철근의 단면적 A_s 는 아래 식 (6.3.1)과 식 (6.3.2)에 의해 계산된 값 중에서 큰 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (6.3.1)$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (6.3.2)$$

- (2) 플랜지가 인장 상태인 정정구조물에 대하여 철근의 단면적 $A_{s,\min}$ 은 위의 식

- (6.3.1)과 식 (6.3.2)에서 b_w 에 플랜지의 유효폭 b 와 $2b_w$ 중 작은 값을 대입하여 계산되는 철근 단면적 이상으로 하여야 한다.
- (3) 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우는 6.3.2(1)과 6.3.2(2)의 규정을 적용하지 않을 수 있다.
- (4) 두께가 균일한 구조용 슬래브와 기초판에 대하여 경간방향으로 보강되는 휨철근의 단면적은 5.7에 규정한 값 이상이어야 한다. 철근의 최대 간격은 슬래브 또는 기초판 두께의 3배와 450 mm 중 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

6.3.3 보 및 1방향 슬래브의 휨철근 배치

- (1) 보 또는 한 방향으로만 휨응력을 저항하도록 철근이 배치된 1방향 슬래브는 휨균열을 제어하기 위하여 휨철근의 배치에 대한 이 6.3.3의 규정을 따라야 한다.
- (2) 2방향 슬래브의 휨철근 배치는 10.6의 규정을 따라야 한다.
- (3) 휨인장철근은 6.3.3(4)에 규정된 바에 따라 부재 단면의 최대 휨인장영역 내에 배치되어야 한다.
- (4) 콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심 간격 s 는 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 하여야 한다. 부록 III에 따라 균열을 검증하는 경우에는 이 규정을 따르지 않을 수 있다.

$$s = 375 \left(\frac{\kappa_{cr}}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (6.3.3)$$

$$s = 300 \left(\frac{\kappa_{cr}}{f_s} \right) \quad (6.3.4)$$

여기서, κ_{cr} 은 부록 III에 정의된 건조환경에 노출되는 경우에는 280이고, 그 외의 환경에 노출되는 경우에는 210이다. c_c 는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께이다. 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s 로 하며, f_s 는 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력이다. 다만, 간단한 방법으로 균열을 검증하고자 할 때는 f_s 는 f_y 의 2/3를 근사적으로 사용할 수 있다.

- (5) T형보의 플랜지가 인장을 받는 경우에는 휨인장철근을 3.4.10에서 정의된 유효 플랜지폭이나 경간의 1/10의 폭 중에서 작은 폭에 걸쳐서 분포시켜야 한다. 만일

유효플랜지폭이 경간의 1/10을 넘는 경우에는 종방향 철근을 플랜지 바깥부분에 추가로 배치하여야 한다.

- (6) 보나 장선의 깊이 h 가 900 mm를 초과하면, 종방향 표피철근을 인장연단부터 $h/2$ 지점까지 부재 양쪽 측면을 따라 균일하게 배치하여야 한다. 이때 표피철근의 간격 s 는 6.3.3(4)에 따라 결정하며, 여기서 c_c 는 표피철근의 표면에서 부재 측면까지 최단 거리이다. 개개의 철근이나 철망의 응력을 결정하기 위하여 변형률 적합조건에 따라 해석을 하는 경우, 이러한 철근은 강도계산에 포함될 수 있다.

6.3.4 깊은보의 설계

- (1) 깊은보는 한쪽 면이 하중을 받고 반대쪽 면이 지지되어 하중과 받침부 사이에 압축대가 형성되는 구조요소로서, 다음의 ① 또는 ②에 해당하는 부재이다. 깊은보는 비선형 변형률 분포를 고려하여 설계하거나 부록 I에 따라 설계하여야 하며, 횡좌굴을 고려하여야 한다.(7.8.1과 8.5.1(5)참조)
- ① 순경간 l_n 이 부재 깊이의 4배 이하인 부재
 - ② 받침부 내면에서 부재 깊이의 2배 이하인 위치에 집중하중이 작용하는 경우는 집중하중과 받침부 사이의 구간
- (2) 깊은보의 전단강도는 7.8에 따라 계산하여야 한다.
- (3) 최소 휨인장철근량은 6.3.2에 따라야 한다.
- (4) 깊은보의 양 측면의 수평 및 수직철근은 7.8.2(1)과 7.8.2(2)의 요구 조건이나 부록 I.3.3의 요구 조건을 만족하도록 하여야 한다.

6.4 압축부재 설계의 제한 사항

6.4.1 압축부재의 설계단면치수

- (1) 둘 이상의 맞물린 나선철근을 가진 독립 압축부재의 유효단면의 한계는 나선철근의 최외측에서 5.4에서 요구되는 콘크리트 최소 피복 두께에 해당하는 거리를 더하여 취하여야 한다.
- (2) 콘크리트 벽체나 교각구조와 일체로 시공되는 나선철근 또는 띠철근 압축부재의 유효단면의 한계는 나선철근이나 띠철근 외측에서 40 mm보다 크지 않게 취하여야 한다.

- (3) 정사각형, 8각형 또는 다른 형상의 단면을 가진 압축부재 설계에서 전체 단면적을 사용하는 대신에 실제 형상의 최소 치수에 해당하는 지름을 가진 원형단면을 사용할 수 있다. 이 경우 고려되는 부재의 전체 단면적, 요구되는 철근비 및 설계강도는 위의 원형단면을 기준으로 하여야 한다.
- (4) 하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 압축부재의 경우, 감소된 유효단면적을 사용하여 최소 철근량과 설계강도를 결정할 수 있다. 이때 감소된 유효단면적은 전체 단면적의 1/2 이상이어야 한다.

6.4.2 압축부재의 철근량 제한

- (1) 비합성 압축부재의 축방향 주철근 단면적은 전체 단면적 A_g 의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다. 축방향 주철근이 겹침이음되는 경우의 철근비는 0.04를 초과하지 않도록 하여야 한다.
- (2) 압축부재의 축방향 주철근의 최소 개수는 사각형이나 원형 띠철근으로 둘러싸인 경우 4개, 삼각형 띠철근으로 둘러싸인 경우 3개, 6.4.2(3)에 규정하는 나선철근으로 둘러싸인 철근의 경우 6개로 하여야 한다.
- (3) 나선철근비 ρ_s 는 다음 값 이상으로 하여야 한다.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yt}} \quad (6.4.1)$$

여기서, 나선철근의 설계기준항복강도 f_{yt} 는 700 MPa 이하로 하여야 하며, 400 MPa을 초과하는 경우에는 5.5.2(2)에 따른 겹침이음을 할 수 없다.

6.5 압축부재의 장주설계

6.5.1 압축부재의 장주효과

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

- ① 비형구속 골조의 압축부재의 경우,

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (6.5.1)$$

② 횡구속 골조의 압축부재의 경우,

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2) \quad (6.5.2)$$

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

- (2) 횡변위에 저항하는 구조요소 중 기둥을 제외한 구조요소의 전체 총 강성이 해당 층에 있는 기둥 전체 강성의 12배보다 큰 골조는 횡구속 골조로 간주할 수 있다.
- (3) 압축부재의 비지지길이는 다음에 따라 구할 수 있다.
 - ① 압축부재의 비지지길이 l_u 는 바닥슬래브, 보, 기타 고려하는 방향으로 횡지지할 수 있는 부재들 사이의 순길이를 취하여야 한다.
 - ② 기둥머리나 헌치가 있는 경우의 비지지길이는 검토하고자 하는 면에 있는 기둥 머리나 헌치의 최하단까지 측정된 거리로 하여야 한다.
- (4) 회전반지름 r 은 직사각형 압축부재의 경우 좌굴안정성이 고려되는 방향의 단면 치수의 0.3배, 원형 압축부재의 경우 지름의 0.25배로 사용할 수 있다. 그 이외의 형상에 대한 회전반지름 r 은 콘크리트 전체 단면적에 대하여 계산할 수 있다.

6.5.2 확대휨모멘트에 대한 일반 사항

- (1) 6.5.1(1)에 따라 장주효과를 무시할 수 없는 경우에는 6.5.3이나 6.5.4 또는 6.5.5에 의한 2차 해석으로 구한 계수축력과 계수휨모멘트에 대하여 압축부재, 구속 보, 기타 지지부재를 설계하여야 한다.
- (2) 압축부재, 구속 보, 기타 지지부재는 2차 해석에 의한 총 휨모멘트가 탄성 1차 해석에 의한 휨모멘트의 1.4배를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.
- (3) 장주효과에 의한 압축부재의 휨모멘트 증대는 압축부재 단부 사이의 모든 위치에서 고려하여야 한다. 이 효과는 6.5.6에 따라 구할 수 있다.
- (4) 두 주축에 대해 휨모멘트를 받고 있는 압축부재에 있어서 각 축에 대한 휨모멘트는 해당 축의 구속조건을 기초로 하여 각각 증대시켜야 한다.

6.5.3 비선형 2차 해석

- (1) 비선형 2차 해석은 재료의 비선형성, 균열, 부재곡률, 횡방향 변위, 재하기간, 건

조수축과 크리프, 지지 기초와의 상호작용 등의 영향을 고려하여야 한다.

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

6.5.4 탄성 2차 해석

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

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

① 탄성계수 E_c (3.4.3(1) 참조)

② 단면2차모멘트:

기둥 $0.70I_g$

비균열 벽체 $0.70I_g$

균열 벽체 $0.35I_g$

보 $0.35I_g$

플랫 플레이트 및 플랫 슬래브 $0.25I_g$

③ 단면적 $1.0A_g$

- (3) 횡방향 지속하중이 작용할 경우에는 6.5.4(2)로 구한 압축부재의 단면2차모멘트를 $(1+\beta_{ds})$ 로 나누어야 한다. β_{ds} 는 1개 층 전체의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비로서 1.0 이하의 값을 사용하여야 한다.

6.5.5 휨모멘트 확대 일반 사항

- (1) 구조물의 기둥과 층은 6.5.5(2) 또는 6.5.5(3)에 따라 횡구속의 경우와 비횡구속의 경우로 구분되어야 하며, 횡구속 골조나 층의 기둥설계는 6.5.6에 따라야 하고, 비횡구속 골조나 층의 기둥의 설계는 6.5.7에 따라야 한다.

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

- (3) 식 (6.5.3)의 층 안정성 지수가 0.05 이하일 경우 해당 구조물 층은 횡구속 구조물로 가정할 수 있다.

$$Q = \frac{\Delta_o \Sigma P_u}{V_u l_c} \quad (6.5.3)$$

여기서, ΣP_u 와 V_u 는 각각 해당 층의 전체 수직 축력과 층전단력이다. 그리고 Δ_o 는 V_u 로 인한 해당 층의 상단과 하단 사이의 탄성 1차 해석에 의한 상대변위이다.

6.5.6 횡구속 골조 압축부재의 확대휨모멘트

- (1) 횡구속 골조의 압축부재는 계수축력 P_u 와 부재의 곡률 영향을 고려하여 구한 확대계수휨모멘트 M_c 에 대하여 설계하여야 한다.

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (6.5.4)$$

여기서,

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (6.5.5)$$

- (2) 식 (6.5.5)에서 P_c 는 식 (6.5.6)에 따라 계산할 수 있다.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (6.5.6)$$

- (3) 식 (6.5.6)의 EI 는 식 (6.5.7) 또는 식 (6.5.8)에 따라 계산할 수 있다.

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.5.7)$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.5.8)$$

- (4) 하중지속효과를 고려하는 β_{dns} 는 각각의 하중조합에서 축방향 계수지속하중을 최대 축방향 계수하중으로 나눈 값으로, 1.0 이하의 값을 사용하여야 한다.
- (5) 유효길이계수 k 는 1.0을 사용할 수 있다.
- (6) 식 (6.5.5)에서 기둥의 양단 사이에 횡방향 하중이 작용하지 않는 부재에 대한 C_m 은 다음 값을 사용하여야 한다.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.5.9)$$

여기서, M_1/M_2 는 기둥이 단일 곡률로 변형될 때는 양(+)의 값을 취하고, 기둥의 양단 사이에 횡하중이 있는 경우에는 C_m 을 1.0으로 취하여야 한다.

(7) 식 (6.5.4)의 계수휨모멘트 M_2 는 각 주축에 대하여 다음 값 이상으로 하여야 한다.

$$M_{2,\min} = P_u e_{\min} \quad (6.5.10)$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03h \quad (6.5.11)$$

여기서, 15와 h 는 mm단위이다. 그러나 $M_{2,\min}$ 이 M_2 보다 큰 부재에 대해서 식 (6.5.9)의 C_m 값은 1.0으로 취하거나 계산된 단부 휨모멘트 M_1 과 M_2 의 비를 이용하여 구하여야 한다.

6.5.7 비횡구속 골조 압축부재의 확대휨모멘트

(1) 비횡구속 골조 압축부재의 양단 휨모멘트 M_1 과 M_2 는 다음과 같이 계산하는 확대휨모멘트 M_2 와 계수축력 P_u 에 의해 설계하여야 한다.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (6.5.12)$$

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

여기서, 비횡구속 골조의 모멘트확대계수 δ_s 는 6.5.7(2) 또는 6.5.7(3)에 따라 계산하여야 한다.

(2) 비횡구속 골조의 모멘트확대계수 δ_s 는 식 (6.5.13)에 따라 계산하여야 한다.

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \quad (6.5.13)$$

만일 이 방법으로 계산된 δ_s 가 1.5를 초과하면, δ_s 는 탄성 2차 해석 또는 6.5.7(3)에 따라 계산하여야 한다.

(3) δ_s 는 다음의 방법으로도 구할 수 있다.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1 \quad (6.5.14)$$

여기서, ΣP_u 는 한 층의 모든 연직계수축력의 합이고, ΣP_c 는 횡방향 변위에 저항하는 모든 기둥의 임계축력 P_c 의 합이다. P_c 는 6.5.7(4)의 k 와 6.5.6(3)의 EI 를 사용하여 식 (6.5.6)에 의해 계산하지만, 6.5.6(3)의 EI 계산식에서 계수축력에 의한 β_{dns} 대신 계수전단력에 의한 β_{ds} 를 사용하여야 한다.

- (4) 비행구속 골조의 압축부재에 대한 유효길이계수 k 는 6.5.4의 E_c 와 I 값을 사용하여 결정하며, 이 값은 1.0 이상이어야 한다.
- (5) 비행구속 골조 접합부의 힘부재는 압축부재의 확대된 단부 계수힘모멘트에 대하여 설계되어야 한다.

6.6 2축 힘을 받는 압축부재

- (1) 두 축방향의 횡하중, 인접 경간의 하중 불균형 등으로 인하여 압축부재에 2축 힘모멘트가 작용되는 경우에는 2축 힘을 받는 압축부재로 설계하여야 한다.
- (2) 압축부재 단면의 편심거리는 소성 중심부터 축력 작용점까지 거리로 취하여야 한다.
- (3) 2축 힘을 받는 압축부재의 설계에 있어서, 원칙적으로 계수축력과 두 축에 대한 힘모멘트의 계수합힘모멘트를 구한 후 축력과 힘모멘트의 평형조건과 변형률의 적합조건을 이용하여 압축부재를 설계하되, 광범위한 연구 및 실험에 의해 적용성이 입증된 근사해법에 의하여 설계할 수도 있다.

6.7 슬래브 구조를 지지하는 압축부재

6.7.1 슬래브를 지지하는 압축부재

10.1.1의 규정에 따르는 슬래브 구조를 지지하는 모든 축력을 받는 부재는 이 장의 규정과 제 10장의 요구 사항에 맞도록 설계되어야 한다.

6.7.2 바닥판 구조를 통한 기둥하중의 전달

- (1) 기둥 콘크리트의 설계기준압축강도가 바닥판 구조에 사용된 콘크리트 강도의 1.4 배를 초과하는 경우, 바닥판 구조를 통한 하중의 전달은 다음의 (2)에서 (4)까지

방법 중 한 가지에 의해 이루어져야 한다. 그러나 1.4배 이하인 경우는 특별한 조치를 취할 필요가 없다.

- (2) 기둥 주변의 바닥판은 기둥과 동일한 강도를 가진 콘크리트로 시공하여야 한다. 기둥 콘크리트의 윗면은 기둥면에서 슬래브 내로 600 mm 정도 확대하고, 기둥 콘크리트와 바닥판 콘크리트가 일체화되도록 기둥 콘크리트가 굳지 않은 상태에서 바닥판 콘크리트를 시공하여야 한다.
- (3) 바닥판 구조를 통과하는 기둥의 강도는 소요 연직 다월철근과 나선철근을 가진 콘크리트 강도의 하한값을 기준으로 하여야 한다.
- (4) 깊이가 거의 같은 보나 슬래브로 네 면이 횡방향으로 구속된 기둥의 접합부 강도는 기둥 콘크리트 강도의 75 %와 바닥판 콘크리트 강도의 35 %를 합한 콘크리트의 강도로 가정하여 계산할 수 있다. 여기서, 기둥의 콘크리트 강도는 바닥판 콘크리트 강도의 2.5배를 초과할 수 없다.

6.8 지압강도

- (1) 콘크리트의 설계지압강도는 $\phi(0.85f_{ck}A_1)$ 을 초과할 수 없다. 그러나 지지표면이 재하면보다 모든 측면에서 큰 경우, 재하면의 설계지압강도는 $\phi(0.85f_{ck}\sqrt{A_2/A_1})A_1$ 까지 증가시킬 수 있다. 다만, $\sqrt{A_2/A_1}$ 값은 2 이하로 하여야 한다.
- (2) 이 절의 규정은 포스트텐서닝 정착부에는 적용할 수 없다.

7.1 일반 사항

7.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 철근콘크리트와 프리스트레스트콘크리트 부재의 전단과 비틀림 설계에 적용하여야 한다.
- (2) 비틀림에 대한 평형이 요구되고, 계수비틀림모멘트가 규정된 최소 비틀림모멘트 값을 초과하면, 비틀림모멘트에 저항하도록 부재를 설계하여야 한다.
- (3) 7.7의 전단마찰에 관한 규정은 전단전달을 검토하는 것이 필요한 단면에 대하여 적용하여야 한다. 이러한 단면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료 간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 콘크리트 사이의 접촉면 등이다.

7.1.2 기호

- a_v : 전단경간, 즉 집중하중과 받침부 내면 사이의 거리
 A_c : 전단전달에 기여하는 콘크리트의 단면적, mm^2
 A_{cp} : 콘크리트 단면에서 외부 둘레로 둘러싸인 면적, mm^2
 A_f : 브래킷 또는 내민받침에서 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 에 저항하는 철근의 단면적, mm^2
 A_g : 전체 단면적, mm^2
 A_h : 휨인장철근에 평행한 전단철근의 단면적, mm^2
 A_l : 비틀림에 저항하는 종방향 철근의 전체 단면적, mm^2
 A_n : 브래킷 또는 내민받침에서 인장력 N_{uc} 에 저항하는 철근의 단면적, mm^2

- A_o : 전단흐름에 의해 닫혀진 단면적, mm^2
 A_{oh} : 가장 바깥의 비틀림 보강철근의 중심으로 닫혀진 단면적, mm^2
 A_{ps} : 인장영역에서 긴장재의 단면적, mm^2
 A_s : 인장철근의 단면적, mm^2
 A_t : 간격 s 내의 비틀림에 저항하는 페쇄스터립 한 가닥의 단면적, mm^2
 A_v : 간격 s 내의 전단철근의 단면적 또는 깊은보의 경우 간격 s 내의 횡인장철근에 수직한 전단철근의 전체 단면적, mm^2
 A_{vf} : 전단마찰철근의 단면적, mm^2
 A_{vh} : 간격 s_h 내의 횡인장철근에 평행한 전단철근의 단면적, mm^2
 b : 부재 압축면의 폭, mm
 b_o : 슬래브와 기초판에서 2방향 전단에 대한 위험단면의 둘레, mm
 b_t : 비틀림모멘트에 저항하는 페쇄스터립을 포함하는 단면의 폭, mm
 b_w : 복부의 폭, mm
 b_1 : 휨모멘트가 결정되는 경간방향으로 7.12.1에서 정의된 위험단면의 폭, mm
 b_2 : b_1 에 직각방향으로 측정된 위험단면의 폭, mm
 c_1 : 휨모멘트가 결정되는 경간방향의 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 치수, mm
 c_2 : 휨모멘트가 결정되는 경간의 직각방향의 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 치수, mm
 c_{N1}, c_{N2} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면에서 편심전단에 대한 중립축부터 전면과 후면까지 거리
 c_u : 압축철근의 영향을 무시하고 계산된 슬래브 위험단면의 압축대 깊이의 평균값
 d : 철근콘크리트 부재의 경우에는 종방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우에는 긴장재와 철근 도심에서 연단까지 거리와 $0.8h$ 중 큰 값(원형단면의 경우 압축콘크리트 연단에서 부재의 반대측 절반 부분에 있는 인장철근군의 중심까지 거리보다 큰 값), mm
 d_p : 압축콘크리트 연단에서 프리스트레스트 긴장재의 도심까지 거리
 e : 슬래브-접합부 기둥면과 슬래브 단부 사이의 거리
 f_{cc} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 압축대에 작용하는 평균 압축응력, MPa
 f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
 f_d : 작용하중에 의하여 인장응력이 생긴 단면의 연단에서 하중계수를 곱하지 않

- 은 고정하중으로 인한 응력, MPa
- f_{pc} : 작용하중을 저항하는 단면의 중심에서 모든 프리스트레스의 손실을 감안한 콘크리트의 압축응력 또는 단면의 중심이 플랜지 내에 위치할 경우는 복부와 플랜지의 교차점에서 압축응력, MPa
- f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스, MPa
- f_{pu} : 긴장재의 인장강도, MPa
- f_{pcc} : 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 연단에서 모든 프리스트레스 손실을 감안한 유효프리스트레스 힘에 의한 콘크리트의 압축응력, MPa
- f_{sp} : 콘크리트의 쪼갬인장강도, MPa
- f_{te} : 슬래브-기둥 접합부의 압축대 콘크리트의 인장강도, MPa
- f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
- f_{yt} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도, MPa
- h : 부재의 전체 두께 또는 깊이, mm
- h_v : 전단머리 단면의 전체 깊이, mm
- h_w : 벽체의 하단에서 상단까지 전체 높이, mm
- I : 단면2차모멘트, mm⁴
- k_s : 슬래브-기둥 접합부의 두께계수
- k_{bo} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 둘레길이의 영향계수
- l_n : 받침부 내면 사이의 순경간, mm
- l_v : 집중하중이나 반력의 중심에서 전단머리의 팔길이, mm
- l_w : 벽체의 수평길이, mm
- M_{cre} : 작용하중에 의해 단면에 휨균열을 일으키는 휨모멘트, 식 (7.3.9) 참조
- M_F : 슬래브-기둥 접합부 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합
- M_{Fb} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 이내에서 후면의 하부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도
- M_{Ff} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 이내에서 전면의 상부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도
- M_m : 수정 휨모멘트
- M_{max} : 작용하중으로 인한 단면의 최대 계수휨모멘트
- M_p : 전단머리 단면의 소요 소성휨강도
- M_S : 슬래브-기둥 접합부 전면과 후면의 편심전단에 의한 휨강도

- M_T : 슬래브-기둥 접합부 측면의 편심전단에 의한 비틀림강도
 M_u : 계수휨모멘트
 M_v : 전단머리 보강철근에 의한 저항휨모멘트
 N_u : V_u 와 동시에 발생하는 단면에 수직한 크립과 건조수축으로 인한 인장의 영향을 포함하는 계수축력으로서 압축은 양(+), 인장은 음(-)의 값
 N_{uc} : V_u 와 동시에 작용하는 브래킷 또는 내민받침의 상부에 가해진 계수인장력으로서 인장에 대해서 양(+)의 값
 p_{cp} : 콘크리트 단면의 외부 둘레길이, mm
 p_h : 가장 바깥의 횡방향 페쇄스터럽 중심선의 둘레, mm
 s : 종방향 철근에 평행한 방향으로 전단 또는 비틀림철근의 간격, mm
 s_h : 종방향 철근에 수직방향으로 전단 또는 비틀림철근의 간격 또는 벽체에서 수평철근의 간격, mm
 s_v : 벽체에서 수직철근의 간격, mm
 t : 속빈 단면에서 벽의 두께, mm
 T_n : 공칭비틀림강도
 T_u : 계수비틀림모멘트
 v_c : 2방향 거동에 대한 콘크리트의 공칭전단강도, MPa
 v_g : 슬래브-기둥 접합부 위험단면에 작용하는 평균 직접전단응력, MPa
 v_n : 공칭전단강도, MPa
 v_{nT} : 슬래브-기둥 접합부 측면의 편심전단강도, MPa
 v_{nTb} : 슬래브-기둥 접합부 후면에 면한 측면의 양단부에서 편심전단강도, MPa
 v_{nTf} : 슬래브-기둥 접합부 전면에 면한 측면의 양단부에서 편심전단강도, MPa
 V_c : 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도, 7.10.2(2) 참조
 V_{ci} : 사인장균열이 전단력과 휨모멘트의 조합에 기인할 때 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도
 V_{cw} : 사인장균열이 복부의 과도한 주인장응력에 기인할 때 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도
 V_d : 고정하중의 영향에 의한 단면의 전단력
 V_i : M_{max} 과 동시에 일어나는 작용하중으로 인한 단면의 계수전단력
 V_n : 단면의 공칭전단강도
 V_p : 단면에서 유효프리스트레스 힘의 수직 성분

V_s	: 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도
V_u	: 단면에서 계수전단력
y_t	: 철근을 무시한 전체 단면적의 중심축에서 인장측 연단까지 거리, mm
α	: 경사스터럽과 부재축 사이의 각도
α_f	: 전단마찰철근과 전단면 사이의 각도
α_s	: 슬래브 또는 기초판에서 V_c 를 계산할 때의 계수
α_v	: 전단머리의 부재 주위의 합성 슬래브 단면의 강성에 대한 전단머리 부재 강성의 비
β_c	: 집중하중 또는 반력 작용면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비
β_p	: 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 V_c 를 계산할 때의 계수
γ_v	: 슬래브와 기둥 접합부에서 전단편심에 의해 전달되는 불균형휨모멘트의 비
η	: 전단머리의 부재 수
θ	: 비틀림 해석에서 트러스 유사론에 의할 때 압축 경사재의 경사각
λ	: 경량콘크리트계수(3.4.4 참조)
μ	: 전단마찰계수
ρ_h	: 수직단면에서 전체 콘크리트 단면적에 대한 수평전단철근 단면적의 비
ρ_n	: 수평단면에서 전체 콘크리트 단면적에 대한 수직전단철근 단면적의 비
ρ_w	: $A_s/b_w d$
ϕ	: 강도감소계수
ϕM_n	: 강도감소계수가 고려된 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 설계 불균형휨강도
ψ	: 슬래브 휨 압축대의 균열각도

7.2 전단설계 원칙

7.2.1 전단강도

- (1) 부록 I에 따라 설계할 수 있는 부재를 제외하고는 전단력이 작용하는 단면은 다음 식 (7.2.1)을 기본으로 설계하여야 한다.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (7.2.1)$$

여기서, V_u 는 해당 단면의 계수전단력이며, V_n 은 다음 식 (7.2.2)에 의해 계산하는 공칭전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (7.2.2)$$

여기서, V_c 는 7.3 또는 7.12에 따라 계산되는 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단 강도이며, V_s 는 7.4, 7.10.2(5) 또는 7.12에 따라 계산되는 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도이다.

- (2) 전단강도 V_n 을 결정할 때, 부재에 개구부가 있는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 전단강도 V_c 를 결정할 때, 구속된 부재에서 크립와 건조수축으로 인한 축방향 인장력의 영향을 고려하여야 하며, 깊이가 일정하지 않은 부재의 경사진 휨압축력의 영향도 고려하여야 한다.
- (4) 이 장에서 사용하는 $\sqrt{f_{ck}}$ 의 값은 8.4 MPa을 초과하지 않도록 하여야 한다. 그러나 7.4.3(3) 및 (4)의 규정에 따라 최소 전단철근이 배치된 철근콘크리트 또는 프리스트레스트콘크리트 보와 콘크리트 장선구조에 있어서 V_c 와 V_{ci} 및 V_{cw} 를 계산할 때는 $\sqrt{f_{ck}}$ 값이 8.4 MPa을 초과할 수 있다.
- (5) 아래 ①의 조건을 모두 만족한다면, 다음 ② 또는 ③의 규정에 따라 받침부의 최대 계수전단력 V_u 를 산정할 수 있다.
 - ① 작용전단력 방향으로 받침부 반력이 부재의 단부를 압축하고 하중은 부재의 윗면 또는 그 근처에 작용하며, 받침부 내면과 아래의 ② 또는 ③에서 정의되는 위험단면 사이에 집중하중이 작용하지 않을 경우
 - ② 철근콘크리트 부재의 경우 받침부 내면에서 거리 d 이내에 위치한 단면을 거리 d 에서 구한 계수전단력 V_u 의 값
 - ③ 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 받침부 내면에서 $0.5h$ 거리 이내에 위치한 단면을 $0.5h$ 거리에서 구한 것과 동일한 계수전단력 V_u 의 값
- (6) 깊은보, 브래킷과 내민받침, 벽체, 슬래브와 기초판의 설계는 7.8부터 7.12까지 규정된 특별 규정도 따라야 한다.

7.3 콘크리트에 의한 전단강도

7.3.1 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도

- (1) 7.3.1(2)의 규정에 따라 상세한 계산을 하지 않는 한, 식 (7.3.1)과 식 (7.3.2)에

따라 전단강도 V_c 를 계산하여야 한다.

- ① 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재의 경우 식 (7.3.1)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (7.3.1)$$

- ② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우 식 (7.3.2)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (7.3.2)$$

여기서, N_u / A_g 의 단위는 N/mm^2 이다.

- ③ 현저히 큰 축방향 인장력이 작용하는 부재의 경우 7.3.1(2)의 식 (7.3.6)을 사용하여 상세한 계산을 하지 않는 한 전단철근이 모든 전단력에 저항하도록 설계하여야 한다.
- (2) 다음 식 (7.3.3)에서 식 (7.3.6)까지 식을 사용하여 정밀하게 전단강도 V_c 를 구할 수 있다.

- ① 전단력과 휨모멘트를 받는 부재의 경우 식 (7.3.3)에 따라 계산할 수 있다.

$$V_c = \left(0.16 \lambda \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (7.3.3)$$

그러나 V_c 의 값은 $0.29 \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 를 초과할 수 없으며, 식 (7.3.3)에서 $V_u d / M_u$ 의 값은 1.0을 초과할 수 없다. 여기서, M_u 는 전단을 검토하는 단면에서 V_u 와 동시에 발생하는 계수휨모멘트이다.

- ② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우 식 (7.3.3)의 M_u 를 아래와 같이 구한 M_m 으로 대체하여 V_c 를 계산할 수 있으며, 이때 $V_u d / M_u$ 의 값은 1.0 이하라는 제한을 받지 않는다.

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (7.3.4)$$

그러나 V_c 는 다음 값 이하이어야 한다.

$$V_c = 0.29 \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3.5A_g}} \quad (7.3.5)$$

여기서, N_u / A_g 의 단위는 N/mm^2 이다. 식 (7.3.4)에 의해 계산된 M_m 이 음

- (-)일 경우는 V_c 를 식 (7.3.5)에 의해 계산하여야 한다.
- ③ 현저히 큰 축방향 인장력을 받는 부재의 경우 식 (7.3.6)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (7.3.6)$$

- 여기서, N_u 는 인장력일 때 음(-)이며, N_u/A_g 의 단위는 N/mm^2 이다.
- (3) 원형단면 부재의 V_c 를 계산하기 위한 단면적을 콘크리트 단면의 유효깊이와 지름의 곱으로 구하여야 한다. 이때 단면의 유효깊이는 부재 단면 지름의 0.8배로 할 수 있다.

7.3.2 프리스트레스트콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도

- (1) 콘크리트에 의한 전단강도는 7.3.2(2)와 7.3.2(3)의 방법 중에서 어느 하나를 선택하여 결정하여야 한다. 다만, 받침부 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐서닝 긴장재의 전달길이보다 짧거나 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않는 프리텐션 부재는 7.3.2(3)에 따라 콘크리트에 의한 전단강도를 구하여야 한다.
- (2) 휨철근 인장강도의 40 % 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 부재의 경우 7.3.2(3)의 계산에 의하지 않는 한 다음 식 (7.3.7)에 따라 V_c 를 계산하여야 한다.

$$V_c = \left(0.05\lambda \sqrt{f_{ck}} + 4.9 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (7.3.7)$$

그러나 이때 V_c 는 $(\lambda \sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이상이고, $(5\lambda \sqrt{f_{ck}}/12)b_w d$ 이하이어야 하며, 또한 7.3.2(4)나 7.3.2(5)에서 주어진 값 이하이어야 한다. 이 식에서 $V_u d_p/M_u$ 는 1.0 이하이어야 하고, M_u 는 검토하는 단면에서 V_u 와 동시에 발생하는 계수 휨모멘트이다. 여기서, d_p 는 $0.8h$ 이상이어야 한다.

- (3) 다음 식 (7.3.8)과 식 (7.3.10)에 따라 전단강도 V_c 를 계산할 수 있다. 여기서, V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 하여야 한다.
- ① 전단강도 V_{ci} 를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{ci} = 0.05\lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \quad (7.3.8)$$

여기서, d_p 는 $0.8h$ 이상이어야 하며, M_{cre} 를 다음 식 (7.3.9)에 의해 계산한다.

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.5\lambda \sqrt{f_{ck}} + f_{pcc} - f_d) \quad (7.3.9)$$

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

② 전단강도 V_{cw} 를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{cw} = (0.29\lambda \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (7.3.10)$$

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

- (4) 프리텐션 부재에서 받침부의 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐서닝 긴장재의 전달길이보다 짧은 경우에는 V_{cw} 를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 고려하여야 한다. 또한 이 V_{cw} 의 값을 식 (7.3.7)의 상한값으로 취하여야 한다. 프리스트레스 힘을 긴장재 끝에서 영이고, 긴장재 단부부터 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최대 값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.
- (5) 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않은 프리텐션 부재의 경우, 7.3.2(2) 또는 (3)에 따라 V_c 를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여야 한다. 이와 같이 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여 계산한 V_{cw} 의 값을 식 (7.3.7)의 최대 값으로 취하여야 한다. 부재의 단부까지 부착이 연장되어 있지 않은 긴장재의 프리스트레스 힘은 부착이 시작되는 점에서 영이고, 이 점에서 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최대 값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우는 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.

7.4 전단철근에 의한 전단강도

7.4.1 전단철근의 형태

- (1) 다음과 같은 형태의 전단철근을 사용하여야 한다.
 - ① 부재축에 직각인 스테럽
 - ② 부재축에 직각으로 배치한 용접철망
 - ③ 나선철근, 원형 띠철근 또는 후프철근
- (2) 철근콘크리트 부재의 경우 다음과 같은 형태의 전단철근을 사용할 수 있다.
 - ① 주인장 철근에 45° 이상의 각도로 설치되는 스테럽
 - ② 주인장 철근에 30° 이상의 각도로 구부린 굽힘철근
 - ③ 스테럽과 굽힘철근의 조합
- (3) 전단철근의 설계기준항복강도는 500 MPa을 초과할 수 없다. 다만, 용접 이형철망을 사용할 경우 전단철근의 설계기준항복강도는 600 MPa을 초과할 수 없다.
- (4) 프리스트레스트콘크리트 부재에 7.4의 규정을 적용하는 경우, 유효깊이는 압축 콘크리트 연단부터 긴장재와 철근의 도심까지 거리로 하여야 한다. 이 값은 $0.8h$ 이상이어야 한다.
- (5) 전단철근으로 사용하는 스테럽과 기타 철근 또는 철선은 콘크리트 압축연단부터 거리 d 만큼 연장하여야 하며, 8.5.4의 규정에 따라 정착하여야 한다.

7.4.2 전단철근의 간격 제한

- (1) 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격은 철근콘크리트 부재일 경우는 $d/2$ 이하, 프리스트레스트콘크리트 부재일 경우는 $0.75h$ 이하이어야 하고, 또 어느 경우이든 600 mm 이하로 하여야 한다.
- (2) 경사스테럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 $0.5d$ 에서 반력점 방향으로 주인장 철근까지 연장된 45° 선과 한 번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.
- (3) V_s 가 $\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$ 를 초과하는 경우에 위 (1), (2)에서 규정된 최대 간격을 절반으로 감소시켜야 한다.

7.4.3 최소 전단철근

- (1) 계수전단력 V_u 가 콘크리트에 의한 설계전단강도 ϕV_c 의 1/2을 초과하는 모든

철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 휨부재에는 다음의 경우를 제외하고 최소 전단철근을 배치하여야 한다.

- ① 슬래브와 기초판
 - ② 3.4.11에서 규정한 콘크리트 장선구조
 - ③ 전체 깊이가 250 mm 이하이거나 I형보, T형보에서 그 깊이가 플랜지 두께의 2.5배 또는 복부폭의 1/2 중 큰 값 이하인 보
 - ④ 교대 벽체 및 날개벽, 옹벽의 벽체, 암거 등과 같이 힘이 주거동인 판부재
 - ⑤ 순 단면의 깊이가 315 mm를 초과하지 않는 속빈 부재에 작용하는 계수전단력이 $0.5\phi V_{cw}$ 를 초과하지 않는 경우
 - ⑥ 보의 깊이가 600 mm를 초과하지 않고 설계기준압축강도가 40 MPa을 초과하지 않는 강섬유콘크리트 보에 작용하는 계수전단력이 $\phi(\sqrt{f_{ck}/6})b_w d$ 를 초과하지 않는 경우
- (2) 전단철근이 없어도 계수휨모멘트와 계수전단력에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있다면 7.4.3(1)의 최소 전단철근 규정을 적용하지 않을 수 있다.
- (3) 7.4.3(1) 또는 강도 요구 조건에 의해 전단철근이 필요하고, 7.5.1 규정에 의해 비틀림을 고려하지 않아도 되는 곳의 최소 전단철근량은 철근콘크리트 부재나 다음 (4)항의 규정에 해당하는 부재를 제외한 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 식 (7.4.1)에 따라 산정하여야 한다.

$$A_{v, \min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (7.4.1)$$

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

- (4) 휨철근 인장강도의 40 % 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스트콘크리트 부재에 대한 최소 전단철근량은 식 (7.4.1)과 식 (7.4.2)에 의해 구한 값 중 작은 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{v, \min} = \frac{A_{ps}}{80} \frac{f_{pu}}{f_{yt}} \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (7.4.2)$$

7.4.4 전단철근의 설계

- (1) 계수전단력 V_u 가 설계전단강도 ϕV_c 를 초과하는 곳에는 식 (7.2.1)과 식 (7.2.2)

를 만족시키기 위해 전단철근을 배치하여야 하며, 전단철근에 의한 전단강도 V_s 를 다음 (2)부터 (9)까지 규정에 따라 산정하여야 한다.

- (2) 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우에 다음 식 (7.4.3)에 따라 전단강도 V_s 를 계산하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (7.4.3)$$

여기서, A_v 는 거리 s 내의 전단철근의 전체 단면적이며, f_{yt} 는 전단철근의 설계 기준항복강도이다.

- (3) 원형 띠철근, 후프철근 또는 나선철근을 전단철근으로 사용한 경우, 식 (7.4.3)을 사용하여 V_s 를 산정하여야 한다. 이때 d 는 원형 단면 부재에 대하여 7.3.1(3)에 규정한 값을 사용하여야 하며, A_v 는 종방향 철근과 평행하게 켜 간격 s 내에 배치된 나선철근, 후프철근 또는 원형 띠철근의 두 가닥 면적에 해당한다.
- (4) 경사스터럽을 전단철근으로 사용하는 경우는 전단강도 V_s 를 식 (7.4.4)에 따라 계산하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \quad (7.4.4)$$

여기서, α 는 경사스터럽과 부재축의 사이각이며 s 는 종방향 철근과 평행한 방향의 철근 간격이다.

- (5) 전단철근이 1개의 굽힘철근 또는 받침부에서 모두 같은 거리에서 구부린 평행한 1조의 철근으로 구성될 경우의 V_s 는 식 (7.4.5)에 따라 계산하여야 한다.

$$V_s = A_v f_{yt} \sin\alpha \quad (7.4.5)$$

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

- (6) 전단철근이 받침부에서 서로 다른 거리에서 구부린 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 구성될 경우의 V_s 는 식 (7.4.4)에 따라 계산하여야 한다.
- (7) 종방향 철근을 구부려 전단철근으로 사용할 때는 그 경사길이의 중앙 3/4만이 전단철근으로서 유효하다고 보아야 한다.
- (8) 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위해 사용되는 경우의 전

단강도 V_s 는 각 종류별로 구한 V_s 를 합한 값으로 하여야 한다.

(9) 전단강도 V_s 는 $(2\sqrt{f_{ck}}/3)b_wd$ 이하로 하여야 한다.

7.5 비틀림 설계

비틀림에 대한 설계는 7.5.1부터 7.5.2까지 그리고 7.6.1부터 7.6.4 또는 7.6.5까지 규정에 따라야 한다.

7.5.1 비틀림을 고려하지 않아도 되는 경우

(1) 아래의 경우 비틀림의 영향을 무시할 수 있다.

① 철근콘크리트 부재 :

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (7.5.1)$$

② 프리스트레스트콘크리트 부재 :

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}} \quad (7.5.2)$$

③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트 부재 :

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}} \quad (7.5.3)$$

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

(2) 플랜지를 갖는 독립부재 및 슬래브와 일체로 친 부재에서 A_{cp} 및 p_{cp} 을 산정할 때 사용한 돌출 플랜지 폭은 10.3.1(4)의 규정을 따라야 한다. 다만 플랜지를 포함하여 산정한 A_{cp}^2/p_{cp} 값이 플랜지를 포함하지 않은 경우의 값보다 작은 경우는 10.3.1(4)의 규정을 따르지 않아도 좋다.

7.5.2 계수비틀림모멘트의 계산

(1) 계수비틀림모멘트 T_u 가 7.5.1에서 정하는 최소 값 이상이고, 평형조건을 유지하

기 위하여 요구된다면 7.6에 따라 부재를 설계하여야 한다.

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

- ① 철근콘크리트 부재의 경우 7.5.2(4)에서 설명한 단면 위치에서 :

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

- ② 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 7.5.2(5)에서 설명한 단면 위치에서 :

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

- ③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트 부재 :

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

- ①, ② 및 ③에서 동일하게 재분배된 휨모멘트 및 전단력은 인접부재의 설계에 고려하여야 한다. 속이 빈 단면의 경우 7.5.2(2)에서는 A_g 가 A_{cp} 대신에 사용될 수 없다.

- (3) 정밀한 해석을 수행하지 않은 경우, 슬래브에 의해 전달되는 비틀림 하중은 전체 부재에 걸쳐 균등하게 분포하는 것으로 가정할 수 있다.
- (4) 철근콘크리트 부재에서, 받침부에서 d 이내에 위치한 단면은 d 에서 계산된 T_u 보다 작지 않은 비틀림모멘트에 대하여 설계하여야 한다. 만약 d 이내에서 집중된 비틀림모멘트가 작용하면 위험단면은 받침부의 안쪽 면으로 하여야 한다.
- (5) 프리스트레스트콘크리트 부재에서 받침부에서 $h/2$ 이내에 위치한 단면은 $h/2$ 에서 계산된 T_u 보다 작지 않은 비틀림모멘트에 대하여 설계하여야 한다. 만약 $h/2$ 이내에서 집중된 비틀림모멘트가 작용하면 위험단면은 받침부의 안쪽 면으로 하여야 한다.

7.6 비틀림강도 계산 및 철근 상세

7.6.1 비틀림강도

(1) 비틀림모멘트가 작용하는 부재에 있어서 단면의 치수는 식 (7.6.1)과 식 (7.6.2)를 만족하여야 한다.

① 속찬 단면 : 전단에 의한 응력은 단면의 전체 폭에 걸쳐서 발생하지만, 비틀림에 의한 응력은 박벽관에 의하여 저항한다고 가정하여 얻어진 식 (7.6.1)을 만족하여야 한다.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3} \right) \quad (7.6.1)$$

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

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3} \right) \quad (7.6.2)$$

(2) 만약 속빈 단면의 벽 두께가 변한다면 식 (7.6.2)의 좌변이 최대가 되는 위치에서 계산하여야 한다.

(3) 만약 벽의 두께가 A_{oh}/p_h 보다 작다면, 식 (7.6.2)의 좌변 두 번째 항은 $\left(\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \right)$ 이어야 한다. 여기서, t 는 응력이 계산되는 위치에서 속빈 단면의 벽 두께이다.

(4) 비틀림철근의 설계기준항복강도는 500 MPa을 초과할 수 없다.

7.6.2 비틀림철근량 산정

(1) 7.5.1에서 정하는 값보다 큰 비틀림모멘트가 작용하는 부재의 설계는 식 (7.6.3)에 의한다.

$$T_u \leq \phi T_n \quad (7.6.3)$$

여기서, T_n 을 계산할 때는 모든 비틀림모멘트가 스터립 및 종방향 철근에 의하여 저항하고 $T_c=0$ 이라고 가정한다. 동시에 콘크리트에 의한 전단강도 V_c 는 비틀림에 의하여 변하지 않는다고 가정한다.

- (2) 비틀림모멘트에 저항하기 위한 수직철근은 다음 식 (7.6.4)를 사용하여 산정하여야 한다.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (7.6.4)$$

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

- (3) 비틀림모멘트에 저항하기 위한 추가적인 종방향 철근은 다음 식 (7.6.5)의 값 이상이어야 한다.

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (7.6.5)$$

여기서, θ 는 식 (7.6.4)에 사용된 값이며, A_t/s 값은 식 (7.6.4)에 의해 계산되는 값으로서 최소 비틀림철근량의 규정인 7.6.4(2) 또는 (3)의 규정을 적용하지 않은 값이다.

- (4) 비틀림모멘트에 의하여 요구되는 철근은 비틀림모멘트와 조합하여 작용하는 전단력과 휨모멘트 및 축력이 요구하는 철근을 추가하여야 한다. 이때 철근의 간격과 배치는 가장 엄격한 요구 조건을 만족시켜야 한다.
- (5) 힘을 받는 부재에서 휨압축 영역에 위치한 종방향 비틀림철근의 소요단면적은 $M_u / (0.9df_y)$ 만큼 줄일 수 있다. 여기서, M_u 는 T_u 와 함께 단면에 작용하는 계수휨모멘트이다. 그러나 이 경우 사용된 철근량은 7.6.4(3) 또는 7.6.4(5)의 규정을 만족시켜야 한다.
- (6) 프리스트레스트콘크리트 보는 다음 사항을 만족하여야 한다.
- ① 각 단면에서 긴장재를 포함한 전체 종방향 철근은 그 단면의 계수휨모멘트 M_u 와 그 단면의 계수비틀림모멘트 T_u 에 의한 추가적인 집중 종방향 인장력 $A_l f_y$ 를 합친 단면력에 저항할 수 있어야 한다.
 - ② 긴장재를 포함한 종방향 철근의 간격은 비틀림철근의 간격에 관한 7.6.4(5)의 규정을 만족하여야 한다.
- (7) 프리스트레스트콘크리트 부재에서 휨 압축영역에 위치한 종방향 비틀림 철근의 면적은 앞의 (5)에 따라 (6)에서 요구하는 값 이하로 줄일 수 있다.

7.6.3 비틀림철근의 상세

- (1) 비틀림철근은 종방향 철근 또는 종방향 긴장재와 다음의 해당 철근으로 구성하여야 한다.
- ① 부재축에 수직인 폐쇄스터럽 또는 폐쇄띠철근
 - ② 부재축에 수직인 횡방향 강선으로 구성된 폐쇄용접철망
 - ③ 철근콘크리트 보에서 나선철근
- (2) 횡방향 비틀림철근은 다음 중에서 하나의 방법으로 정착하여야 한다.
- ① 종방향 철근 주위로 135° 표준갈고리에 의하여 정착
 - ② 정착부를 둘러싸는 콘크리트가 플랜지나 슬래브 또는 기타 유사한 부재에 의하여 박리가 일어나지 않도록 된 영역에서는 8.5.4(2)의 규정 ①, ②, ③에 따라 정착
- (3) 종방향 비틀림철근은 양단에 정착하여야 한다.
- (4) 비틀림모멘트를 받는 속빈 단면에서 횡방향 비틀림철근의 중심선부터 내부 벽면까지 거리는 $0.5A_{oh}/p_h$ 이상이 되도록 설계하여야 한다.

7.6.4 최소 비틀림철근량 및 간격

- (1) 계수비틀림모멘트 T_u 가 7.5.1에 규정된 값을 초과하는 모든 구간에서 최소 비틀림철근을 배치하여야 한다.
- (2) 7.6.4(1)에 따라 비틀림철근이 필요한 경우, 횡방향 폐쇄스터럽의 최소 면적을 다음 식 (7.6.6)에 의하여 계산하여야 한다.

$$(A_v + 2A_t) = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (7.6.6)$$

다만 $0.35b_w s/f_{yt}$ 이상이어야 한다.

- (3) 7.6.4(1)에 따라 비틀림철근이 필요한 경우, 종방향 비틀림철근의 최소 전체 면적을 식 (7.6.7)에 의하여 계산하여야 한다.

$$A_{t, \min} = \frac{0.42 \sqrt{f_{ck}} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (7.6.7)$$

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

- (4) 횡방향 비틀림철근의 간격은 $p_h/8$ 보다 작아야 하고, 또한 300 mm보다 작아야 한다.
- (5) 비틀림에 요구되는 종방향 철근은 폐쇄스터럽의 둘레를 따라 300 mm 이하의 간격으로 분포시켜야 한다. 종방향 철근이나 긴장재는 스테럽의 내부에 배치시켜야 하며, 스테럽의 각 모서리에 최소한 하나의 종방향 철근이나 긴장재가 있어야 한다. 종방향 철근의 지름은 스테럽 간격의 $1/24$ 이상이어야 하며, 또한 D10 이상의 철근이어야 한다.
- (6) 비틀림철근은 계산상으로 필요한 위치에서 $(b_t + d)$ 이상의 거리까지 연장시켜 배치하여야 한다.

7.6.5 대체 비틀림 설계법

단면형상비가 $h/b_t \geq 3$ 이며 이 구조기준의 범위에 포함되는 속이 찬 단면의 비틀림 설계는 해석 및 실험적으로 검증된 다른 방법으로 수행할 수 있다. 다만 그러한 경우에도 7.6.3 및 7.6.4의 (4), (5), (6)은 적용하여야 한다.

7.7 전단마찰

7.7.1 설계 일반

- (1) 전단력 전달 면은 식 (7.2.1)을 기본으로 설계하여야 하며, 이때 V_n 은 7.7.1(2), (3) 또는 7.7.2에 따라 계산하여야 한다.
- (2) 균열은 해당 전단면에 걸쳐 발생한다고 가정하여야 한다. 소요 전단마찰철근 단면적 A_{vf} 는 7.7.2에 따라 계산하여야 한다. 그 밖의 전단전달 설계 방법에 의하여 예측된 강도가 다양한 실험결과와 실질적으로 일치하는 경우 그 설계 방법을 적용하여야 한다.
- (3) 전단전달강도를 계산할 때는 7.7.2와 7.7.3의 규정을 적용하여야 한다.

7.7.2 전단마찰 설계 방법

- (1) 전단마찰철근이 전단력 전달 면에 수직한 경우 공칭전단강도 V_n 은 식 (7.7.1)에 따라 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (7.7.1)$$

여기서, μ 는 다음 7.7.2(3)에 규정된 마찰계수이다.

- (2) 전단마찰철근이 전단력 전달 면과 경사를 이루어 작용 전단력에 의해 전단마찰철근에 인장력이 일어날 때에 전단강도 V_n 은 식 (7.7.2)에 따라 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (7.7.2)$$

여기서, α_f 는 전단마찰철근과 전단면 사이의 각이다.

- (3) 식 (7.7.1)과 식 (7.7.2)에서 마찰계수 μ 는 다음 값이어야 한다.

- ① 일체로 친 콘크리트 1.4 λ
- ② 7.7.3(1)의 규정에 따라 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 1.0 λ
- ③ 일부러 거칠게 하지 않은 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 0.6 λ
- ④ 전단연결재에 의하거나 철근에 의해 구조용 강재에 정착된 콘크리트(7.7.3(2) 참조) 0.7 λ

여기서 λ 는 3.4.4에 따른다.

- (4) 일체로 친 콘크리트나 7.7.3(1)의 규정에 따라 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 보통콘크리트의 경우 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}A_c$, 또한 $(3.3 + 0.08f_{ck})A_c$ (단위는 N) 이하로 하여야 한다. 그 밖의 경우 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}A_c$, 또한 $5.5A_c$ 이하로 하여야 한다. 여기서 A_c 는 전단전달에 저항하는 콘크리트 단면의 면적이다. 강도가 서로 다른 콘크리트를 친 경우 낮은 강도 콘크리트의 f_{ck} 값을 사용하여 전단강도 V_n 을 산정하여야 한다.
- (5) 전단마찰철근의 설계기준항복강도는 500 MPa 이하로 하여야 한다.
- (6) 전단면에 순인장력이 작용할 때는 이에 저항하기 위해서 철근을 추가로 두어야 한다. 한편 소요철근량 A_{vf} 를 계산할 때, 전단면에 영구적으로 작용하는 순압축력은 전단마찰철근이 저항하는 힘 $A_{vf}f_y$ 에 추가되는 힘으로 고려할 수 있다.
- (7) 전단마찰철근을 전단면에 걸쳐 적절하게 배치하여야 하며, 철근 양쪽에 정착길이를 확보하거나 갈고리 또는 특수한 장치에 용접하여 철근이 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 양측에 정착시켜야 한다.

7.7.3 접촉면의 처리

- (1) 7.7의 규정을 효과적으로 적용하기 위해서 이미 굳은 콘크리트에 새로운 콘크리트를 칠 때는 전단전달을 위한 접촉면은 깨끗하고 레이턴스가 없도록 하여야 한다. μ 가 1.0λ 와 같다고 가정하는 경우의 접촉면은 그 요철의 크기가 대략 6 mm 정도 되도록 거칠게 만들어야 한다.
- (2) 스티르를 사용하거나 철근을 용접하여 구조용 강재와 콘크리트 사이에서 전단력이 전달되는 경우에 강재는 깨끗하고 페인트가 묻어 있지 않아야 한다.

7.8 깊은보에 대한 전단 설계

7.8.1 설계 일반

- (1) 7.8의 규정은 l_n 이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용하여야 하며, 또한 8.5.1(5)도 참고하여야 한다.
- (2) 깊은보는 6.3.4에서 허용된 비선형해석 또는 부록 I에 따라 설계하여야 한다.
- (3) 깊은보의 V_n 은 $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)b_wd$ 이하이어야 한다.

7.8.2 최소 철근량 산정 및 배치

- (1) 휨인장철근과 직각인 수직전단철근의 단면적 A_v 를 $0.0025b_ws$ 이상으로 하여야 하며, s 를 $d/5$ 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다.
- (2) 휨인장철근과 평행한 수평전단철근의 단면적 A_{vh} 를 $0.0015b_ws_h$ 이상으로 하여야 하며, s_h 를 $d/5$ 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다.
- (3) 7.8.2(1), (2)에 의한 최소 철근 대신 부록 I을 만족하는 철근을 배치할 수 있다.

7.9 브래킷과 내민받침에 대한 전단 설계

7.9.1 설계 일반

- (1) 7.9의 규정은 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d 가 1.0 이하이고, V_u 보다 크지 않은 계수수평인장력 N_{uc} 를 받는 브래킷과 내민받침의 설계에 적용하여야 한다. 이때 유효깊이 d 의 크기는 기둥면에서 측정한 값이다.
- (2) 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d 가 2 이하인 경우는 부록 I을 이용하여 설계할 수 있다.
- (3) 지압면의 외측단의 깊이를 적어도 $0.5d$ 이상으로 하여야 한다.

7.9.2 설계단면력 및 강도의 계산

- (1) 받침부 면의 단면은 계수전단력 V_u 와 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 및 계수수평인장력 N_{uc} 를 동시에 견디도록 설계하여야 한다.
- (2) 7.9에 따른 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수 ϕ 를 전단강도에 대한 강도감소계수 0.75로 취하여야 한다.
- (3) 전단력 V_u 에 저항할 전단마찰철근 A_{vf} 의 설계는 7.7에 따라야 한다.
 - ① 보통중량콘크리트에 대한 전단강도 V_n 은 $0.2f_{ck}b_wd, (3.3 + 0.08f_{ck})b_wd$ 및 $11b_wd$ 중 가장 작은 값을 초과할 수 없다.
 - ② 전경량콘크리트 또는 모래경량콘크리트에 대한 전단강도 V_n 은 $(0.2 - 0.07a_v/d)f_{ck}b_wd$ 와 $(5.6 - 2.0a_v/d)f_{ck}b_wd$ 중의 작은 값을 초과할 수 없다.
- (4) 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 에 저항할 철근 A_f 는 6.2와 6.3에 따라 구하여야 한다.
- (5) 계수인장력 N_{uc} 에 저항할 철근 A_n 은 $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$ 에 의해 결정하여야 한다. 브래킷 또는 내민받침 위에 놓이는 부재가 인장력을 피하도록 특별한 장치가 마련되어 있지 않는 한 N_{uc} 를 $0.2V_u$ 이상으로 하여야 한다. 이때 인장력 N_{uc} 는 인장력이 비록 크리프, 건조수축 또는 온도 변화에 기인한 경우라도 활하중으로 간주하여야 한다.
- (6) 주인장철근의 단면적 A_s 는 $(A_f + A_n)$ 와 $(2A_{vf}/3 + A_n)$ 중에서 큰 값 이상이어야 한다.

7.9.3 철근 상세

- (1) A_s 와 나란한 페쇄스터럽이나 띠철근의 전체 단면적 A_h 는 $0.5(A_s - A_n)$ 이상이어야 하고, A_s 에 인접한 유효깊이의 $2/3$ 내에 균등하게 배치하여야 한다.
- (2) 주인장철근의 철근비 A_s/bd 를 $0.04(f_{ck}/f_y)$ 이상으로 하여야 한다.
- (3) 브래킷 또는 내민받침의 전면에서 주인장철근 A_s 를 다음 방법 중 한 방법에 의해 정착시켜야 한다.
 - ① 적어도 같은 크기의 횡방향 철근에 구조적으로 용접되어야 하며, 이 용접은 주인장철근 A_s 의 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 설계되어야 한다.
 - ② 주인장철근은 자유단에서 수평으로 구부려 지지부재에 정착되도록 하여야 한다.
 - ③ 그 밖에 확실한 정착 방법을 사용하여야 한다.
- (4) 브래킷 또는 내민받침 위에서 하중이 작용하는 지압면은 주인장철근 A_s 의 직선 부분보다 나와 있지 않아야 하며, 또 횡방향 정착철근을 사용하는 경우는 이 철근의 내측 면보다 나와 있지 않아야 한다.

7.10 벽체에 대한 전단 설계

7.10.1 설계 일반

- (1) 벽체 면과 나란한 수평전단력에 대한 설계는 이 7.10의 규정을 따라야 한다. 그러나 벽체 면에 직각방향의 전단력에 대한 설계는 7.12의 규정을 따라야 한다. 또한 벽체의 높이가 벽체 길이의 2배를 초과하지 않은 경우는 부록 I과 7.10.3 (2)부터 7.10.3 (5)의 규정에 따라 설계할 수 있다.
- (2) 벽체 면에서 전단력에 대한 수평단면의 설계는 식 (7.2.1)과 식 (7.2.2)에 기초하여야 하며, V_c 는 7.10.2(1)과 7.10.2(2)에 따라야 하고 V_s 는 7.10.2(5)에 따라야 한다.
- (3) 벽체 평면에서 수평전단력에 대한 설계에서 d 는 $0.8l_w$ 로 취할 수 있다. 그러나 적합조건에 의해 해석할 경우에는 압축연단에서 인장철근의 힘의 중심까지 거리인 d 를 사용할 수 있다.

7.10.2 전단강도 계산

- (1) 전단강도 V_c 는 7.10.2(2)에 따라 계산하지 않는 한 N_u 가 압축인 벽체에 대해서 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)hd$ 이하이어야 한다. 그러나 N_u 가 인장인 벽체의 경우 식 (7.3.6)의 값 이하이어야 한다.
- (2) 전단강도 V_c 는 다음 식 (7.10.1)과 식 (7.10.2)에 의해 계산할 수 있으나, 두 값 중에서 작은 값이어야 한다.

$$V_c = 0.28\lambda\sqrt{f_{ck}}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (7.10.1)$$

또는

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w \left(0.10\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.2\frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad (7.10.2)$$

여기서, N_u 는 인장력일 때 음(-)이다. 그리고 $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)$ 의 값이 음(-)일 때 식 (7.10.2)를 적용할 수 없다.

- (3) 벽체 평면에서 전단력에 대한 수평단면의 전단강도 V_n 은 $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)hd$ 이하이어야 한다.
- (4) $l_w/2$ 와 벽체 높이의 1/2 중 작은 쪽의 거리보다 벽체 바닥에 가까이 위치한 단면은 $l_w/2$ 거리 또는 높이의 1/2에서 구한 V_c 에 대하여 설계할 수 있다.
- (5) 계수전단력 V_u 가 전단강도 ϕV_c 를 초과하는 곳은 식 (7.2.1)과 식 (7.2.2)가 충족되도록 수평전단철근을 배치하여야 하며, 전단강도 V_s 를 다음 식 (7.10.3)에 의해 구하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_{vh}f_y d}{s_h} \quad (7.10.3)$$

여기서, A_{vh} 는 s_h 거리 내의 수평전단철근의 단면적이며, d 는 7.10.1(3)에 따라야 한다. 그리고 수직전단철근을 7.10.3(4)에 따라 배치하여야 한다.

7.10.3 최소 철근량 및 배치

- (1) 계수전단력 V_u 가 $\phi V_c/2$ 보다 작은 경우에 7.10.3(2)에서 (5)까지 또는 제 11장에 따라 철근을 배치하여야 한다. V_u 가 $\phi V_c/2$ 를 초과하는 경우는 전단력에 저항할 벽체 철근을 7.10.3(2)에서 (5)까지 규정에 따라 배치하여야 한다.
- (2) 콘크리트의 전체 수직단면적에 대한 수평전단철근 단면적의 비 ρ_h 를 0.0025 이상으로 하여야 한다.
- (3) 수평전단철근의 간격 s_h 는 $l_w/5$ 이하, $3h$ 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.
- (4) 콘크리트의 전체 수평단면적에 대한 수직전단철근 단면적의 비 ρ_l 은 식 (7.10.4)의 값 이상, 또한 0.0025 이상으로 하여야 한다.

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (7.10.4)$$

그러나 ρ_l 은 소요 수평전단철근량보다 크게 취할 필요는 없다.

- (5) 수직전단철근의 간격 s_v 는 $l_w/3$ 이하, $3h$ 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

7.11 기둥에 전달되는 휨모멘트로 인한 전단

- (1) 연직하중, 풍하중, 지진 또는 기타 횡하중이 기둥에 연결된 부재의 접합부에서 휨모멘트의 전달을 야기할 때에는 휨모멘트 전달로 인한 전단력을 고려하여 기둥의 횡수평 철근을 설계하여야 한다.
- (2) 접합부 내에 배치하여야 할 기둥의 횡수평철근은 식 (7.4.1)에 규정된 값 이상이어야 한다. 다만, 비슷한 깊이의 보 또는 슬래브로 4면이 구속되고 주요 지진하중저항 구조 시스템의 일부가 아닌 경우 횡철근을 배치할 필요는 없다. 여기서, 접합부의 깊이는 기둥에 연결된 부재의 깊이 중에서 가장 큰 값이다.

7.12 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계

7.12.1 전단 설계 단면

- (1) 집중하중이나 반력 부근에서 슬래브와 기초판의 전단 설계는 다음 (2)와 (3)에서 정의된 두 경우 중 불리한 경우에 대하여 검토하여야 한다.

- (2) 슬래브 또는 기초판이 폭이 넓은 보와 같이 휨거동을 할 때, 설계위험단면은 전체 폭으로 이루어진 단면으로 하고 7.2에서 7.4까지의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (3) 슬래브 또는 기초판이 2방향으로 휨거동을 할 때, 슬래브 또는 기초판은 7.12.2에서 7.12.7까지 규정에 따라 설계하여야 한다. 이때 위험단면의 둘레길이 b_o 는 최소로 되어야 하나 집중하중, 반력구역, 기둥, 기둥머리 또는 지판 등의 경계로부터 $d/2$ 보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.
- (4) (3)의 경우 사각형 형태의 기둥, 집중하중 또는 반력구역에 대한 전단위험단면은 네 변에 나란한 직선으로 정의할 수 있다.

7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도

- (1) 2방향으로 거동하는 슬래브 또는 기초판의 설계는 식 (7.2.1)과 식 (7.2.2)에 근거하여야 한다. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 는 7.12.2(2), (3)에 따라 구하여야 한다. V_s 는 7.12.3에 따라 구하여야 한다. 전단머리 또는 확대머리 전단스터드가 배치된 슬래브의 V_n 은 7.12.4 또는 7.12.5에 따라 각각 구하여야 한다. 슬래브-기둥 접합부 또는 기초판-기둥 접합부에 뚫림전단과 휨모멘트가 함께 작용하는 경우에는 7.12.2와 7.12.7의 규정을 모두 만족하도록 설계하여야 한다.
- (2) 철근콘크리트 슬래브와 기초판에 대한 공칭전단강도 V_c 는 식 (7.12.1)에 의해 계산한다.

$$V_c = v_c b_o d \quad (7.12.1)$$

$$v_c = \lambda k_s k_{bo} f_{te} \cot \psi (c_u / d) \quad (7.12.2)$$

여기서, v_c 는 콘크리트 재료의 공칭전단응력강도, b_o 는 7.12.1(3)에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, λ 는 경량콘크리트계수, k_s 는 슬래브의 두께계수 그리고 k_{bo} 는 위험단면 둘레길이의 영향계수, f_{te} 은 압축대 콘크리트의 인장강도, ψ 는 슬래브 휨 압축대의 균열각도, c_u 는 압축철근의 영향을 무시하고 계산된 슬래브 위험단면 압축대 깊이의 평균값 그리고 f_{cc} 는 위험단면의 압축대에 작용하는 평균 압축응력이다.

$$k_s = (300/d)^{0.25} \leq 1.0 \quad (7.12.3)$$

$$k_{bo} = 4 / \sqrt{\alpha_s (b_o/d)} \leq 1.25 \quad (7.12.4)$$

$$f_{te} = 0.21 \sqrt{f_{ck}} \quad (7.12.5)$$

$$\cot \psi = \sqrt{f_{te}(f_{te} + f_{cc})} / f_{te} \quad (7.12.6)$$

$$c_u = d[25 \sqrt{\rho/f_{ck}} - 300(\rho/f_{ck})] \quad (7.12.7)$$

$$f_{cc} = (2/3)f_{ck} \quad (7.12.8)$$

식 (7.12.3)에서 d 의 단위는 mm이다. α_s 는 내부기둥에 대하여 1.0, 외부기둥(모서리 기둥 제외)에 대하여 1.33, 모서리 기둥에 대하여 2.0이다. 식 (7.12.7)은 $\rho \leq 0.03$ 의 범위에서 사용할 수 있으며 ρ 가 0.005 이하인 경우 0.005를 사용할 수 있다.

- (3) 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브와 기초판의 기둥 주위의 공칭전단강도 V_c 는 식 (7.12.9)로 계산하여야 한다.

$$V_c = v_c b_o d + V_p \quad (7.12.9)$$

여기서, b_o 는 7.12.1(3)에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, V_p 는 위험단면에서 모든 유효프리스트레스 힘의 수직성분이다. v_c 는 식 (7.12.2)에서 계산한다. 이때 c_u 는 슬래브의 위험단면 압축대 깊이의 평균값으로서, 압축철근의 영향을 무시하고 위험단면에 작용하는 프리스트레스 압축력의 영향을 고려하여 단면해석을 통하여 계산한다.

- (4) 다음 ①, ②, ③을 만족하는 경우 전단강도는 식 (7.12.9)에 따라 구할 수 있다. 그렇지 않은 경우는 7.12.2(2)의 규정을 적용하여야 한다.

- ① 기둥단면의 어느 부분도 불연속단부터 슬래브 두께의 4배 이내에 있지 않아야 하고,
- ② f_{ck} 는 35 MPa 이하로 하여야 하며,
- ③ 각 방향의 프리스트레스 압축응력 f_{pc} 는 0.88 MPa 이상이어야 하고 3.5 MPa 이하이어야 한다.

- (5) 공칭전단강도 V_c 은 $0.34f_{ck}b_o c_u$ 이하이어야 한다. 여기서, b_o 는 7.12.1(3)에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.

- (6) 슬래브-기둥 접합부에서 계수전단력 V_u 를 계산할 때에는 각 기둥면에서 $0.5d$ 내에 재하되는 등분포하중의 영향을 무시할 수 있다. 기초판-기둥 접합부의 경우에는 기둥면에서 $0.75d$ 내에 재하되는 등분포 지반력의 영향을 무시할 수 있다.

7.12.3 전단철근

- (1) 철근이나 철선으로 구성되는 전단철근과 한 가닥 또는 여러 가닥의 스티럽은 다음의 규정에 따라 d 가 150 mm 이상이고 전단철근의 지름의 16배 이상인 슬래브와 기초판에 적용될 수 있다. 전단철근은 7.12.3(2)부터 (5)까지 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 공칭전단강도 V_n 은 식 (7.2.2)로 계산하여야 하며, 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 는 식 (7.12.1)과 식 (7.12.9)로 구하며, 전단철근에 의한 공칭전단강도 V_s 는 식 (7.12.10)에 따라 구하여야 한다.

$$V_s = \frac{0.5A_v f_{yt} d}{s} \quad (7.12.10)$$

여기서, A_v 는 전단위험단면에 따라 배치된 모든 전단철근의 단면적이다. f_{yt} 는 400 MPa을 초과할 수 없다.

- (3) 공칭전단강도 V_n 은 $0.34f_{ck}b_0c_u$ 이하이어야 한다. 여기서, b_0 은 7.12.1(3)에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.
- (4) 기둥면과 기둥 주위를 감싸는 첫 번째 열 스티럽 사이의 간격은 $d/2$ 이하이어야 한다. 첫 번째 열에서 기둥면의 평행방향의 스티럽 다리 사이의 간격은 $2d$ 이하이어야 한다. 스티럽 열 사이의 간격은 기둥면에 직각방향으로 $d/2$ 이하이어야 한다.
- (5) 슬래브 전단철근은 단면 상, 하에서 충분히 정착되어야 한다. 스티럽은 8.5에서 제시하는 정착 요건을 만족시켜야 하며 길이방향 휨철근을 둘러싸야 한다.

7.12.4 전단머리 보강 설계

- (1) I형강 또는 ㄱ형강은 전단보강용으로 슬래브에 사용할 수 있다. 연직하중으로 인한 전단이 내부 기둥의 받침부에 전달될 경우 다음 (2)에서 (10)까지 규정을 적용하여야 한다. 휨모멘트가 기둥에 전달되는 경우는 7.12.7을 적용하여야 한다.
- (2) 전단머리는 길이가 같고 서로 직각이 되게 확실하게 완전 용입 용접하여 조립된 구조용 강재로 구성하여야 한다. 전단머리 부재는 기둥단면 내에서 중단되지 않도록 하여야 한다.
- (3) 전단머리의 높이는 구조용 강재의 복부 두께의 70배 이하로 하여야 한다.

- (4) 각 전단머리의 부재 끝은 수평과 30° 이상의 각으로 절단할 수 있으나 이때는 가늘어진 단면에서 소성휨모멘트가 해당 전단머리의 부재에 할당된 전단력을 저항하는 데 충분하여야 한다.
- (5) 구조용 강재의 압축플랜지는 모두 슬래브 압축면의 $0.3d$ 이내에 위치시켜야 한다.
- (6) 각 전단머리의 부재 강성과 그에 인접한 폭 $(c_2 + d)$ 의 합성균열슬래브 단면에 대한 강성의 비 α_v 를 0.15 이상으로 하여야 한다.
- (7) 전단머리의 각 부재에 필요한 소성휨모멘트 M_p 는 다음 식 (7.12.11)로 계산하여야 한다.

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi\eta} \left[h_v + \alpha_v \left(l_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (7.12.11)$$

여기서, ϕ 는 인장지배단면에 대한 강도감소계수, η 는 전단머리의 부재 수, 그리고 l_v 는 다음 (8)과 (9)의 요구 조건에 따라야 하는 각 전단머리의 최소 길이이다.

- (8) 전단에 대한 슬래브의 위험단면은 슬래브의 평면에 직각이어야 하고, 기둥의 면에서 전단머리의 부재 끝까지 거리 $[l_v - (c_1/2)]$ 의 3/4 위치에서 각 전단머리와 교차하여야 한다. 위험단면은 그 둘레길이 b_0 가 최소가 되도록 위치시켜야 하지만 기둥의 둘레에 $d/2$ 보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.
- (9) 전단강도 V_n 은 (8)에서 정의된 위험단면에서 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)b_0d$ 이하이어야 한다. 전단머리 보강이 사용된 경우의 V_n 은 7.12.1(3)에서 정의된 위험단면에서 $0.59\lambda\sqrt{f_{ck}}b_0d$ 이하이어야 한다.
- (10) 전단머리는 다음 식 (7.12.12)로 구하는 휨모멘트 M_v 만큼 슬래브의 각 주열대에 기여한다고 가정할 수 있다.

$$M_v = \frac{\phi\alpha_v V_u}{2\eta} \left(l_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (7.12.12)$$

여기서, ϕ 는 인장지배단면에 대한 강도감소계수, η 는 전단머리의 부재 수, l_v 는 실제 사용되는 각 전단머리의 부재 길이이다. 그러나 M_v 는 다음 값 중에서 작은 값 이하이어야 한다.

- ① 각 슬래브의 주열대에 필요한 전체 계수휨모멘트의 30 %
- ② 길이 l_v 상에서 주열대 휨모멘트의 변화량
- ③ 식 (7.12.11)로 구한 M_p 의 값

- (11) 불균형휨모멘트를 고려하는 경우 M_p 를 기둥에 전달하기 위해 전단머리를 적절하게 정착시켜야 한다.

7.12.5 확대머리 전단스터드 설계

- (1) 확대머리 전단스터드는 슬래브 또는 기초판의 부재 면에 수직으로 배치하여 전단 보강용으로 사용할 수 있으며, 다음 (2)에서 (4)항의 규정을 만족하여야 한다. 부속철물을 포함하여 전단스터드의 총 높이는 부재 두께에서 상하콘크리트 피복 두께와 주철근의 직경의 절반을 뺀 값보다 작지 않아야 한다.
- (2) 7.12.1(3)에서 정의된 위험단면에 대하여 공칭전단강도 V_n 는 7.12.3(2)와 (3)에 따라 계산하여야 한다. 식 (7.12.10)에서 A_v 는 기둥면의 둘레방향을 따라 배치되는 전단스터드의 한 열 내부의 전단스터드 총 단면적이며, s 는 기둥면의 둘레방향을 따라 배치되는 전단스터드 각 열간 간격이다.
- (3) 전단스터드의 첫 번째 열과 기둥면의 간격은 $d/2$ 이하이어야 한다. 전단스터드 열 사이의 간격은 기둥의 각 면에서 직교방향으로 측정하며, 그 거리가 일정하여야 한다. 프리스트레스트콘크리트 슬래브와 기초판은 7.12.2(3)과 (4)를 만족하는 경우, 전단스터드 각 열에서 스테드 간의 간격은 $0.75d$ 를 초과할 수 없다. 그 외 모든 슬래브와 기초판에서는 스테드 간 간격이 $0.5d$ 이하이어야 한다.
- (4) 위험단면의 각 모서리의 양단에는 최소 1개씩의 전단스터드 요소를 배치하여야 하며 각 모서리에서 전단스터드 요소 사이의 간격은 $2d$ 를 초과할 수 없다.

7.12.6 슬래브의 개구부

- (1) 슬래브의 개구부가 집중하중이나 반력의 작용 면에서 슬래브 두께의 10배 이내의 거리에 위치하거나 플랫 슬래브의 개구부가 제 10장에서 정의되는 주열대 내에 위치할 때는 7.12.1(3)과 7.12.4(8)에서 정의되는 전단에 대한 위험단면은 7.12.6(2)와 (3)과 같이 수정되어야 한다.
- (2) 전단머리가 없는 슬래브의 경우, 기둥 또는 집중하중이나 반력이 작용하는 면의 중심과 개구부의 경계점 사이로 그은 직선 내에 있는 단면의 둘레부분은 유효하지 않은 것으로 하여야 한다.
- (3) 전단머리가 있는 슬래브의 경우, 유효하지 않은 둘레부분은 7.12.6(2)에서 정의된 부분의 절반으로 보아야 한다.

7.12.7 휨모멘트 전달을 위한 편심전단 설계

- (1) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡하중으로 인하여 슬래브 및 기초판과 기둥 사이에 불균형휨모멘트 M_u 가 발생하면, 이 접합부는 불균형휨모멘트가 전달되도록 설계되어야 한다.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (7.12.13)$$

여기서, M_u 는 해당 위험단면에 작용하는 계수불균형휨모멘트이며, ϕM_n 은 강도 감소계수가 고려된 위험단면의 설계불균형휨강도이다. 불균형휨모멘트에 대한 위험단면의 정의는 7.12.1을 따른다.

- (2) 설계불균형휨강도 ϕM_n 는 식 (7.12.14)와 같이 위험단면을 구성하는 전면, 후면, 측면의 3개 모멘트 성분의 합으로 계산한다.

$$\phi M_n = \phi_f M_F + \phi_v M_S + \phi_v M_T \quad (7.12.14)$$

여기서 M_F 는 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합, M_S 는 전면과 후면의 편심전단에 의한 휨강도, M_T 는 측면의 편심전단에 의한 비틀림강도, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$ 이다. 여기서 기둥 주위 4각형 형태의 위험단면의 4개의 모서리 성분 중에서 전면과 후면은 불균형휨모멘트가 직접 받침부에 전달되는 면으로서, 전면은 연직하중에 의한 직접전단력과 불균형휨모멘트에 의한 전단력의 방향이 일치하는 면이며 후면은 전면의 반대 측에 위치하는 면이다. 측면은 전후면에 직교하는 두 면을 가리킨다.

- (3) 전후면의 휨강도 M_F 는 다음과 같이 계산하여야 한다.

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (7.12.15)$$

여기서, M_{Ff} , M_{Fb} 는 위험단면 이내에서 전면의 상부 주철근과 후면의 하부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도로 정의된다. 외부 접합부의 경우에는 불균형휨모멘트의 작용방향에 따라서 전면이나 후면이 외부에 접하는 경우에는 M_{Ff} 또는 M_{Fb} 가 존재하지 않을 수 있다.

- (4) M_S 와 M_T 는 위험단면의 각 모서리에 작용하는 전단력과 기둥단면 중심까지 거리의 곱으로 정의되는 각 전단력의 기여도의 합으로 계산된다. 이때 전단응력은 접합부 주위 위험단면의 중립축부터 거리에 비례하여 직선적으로 분포한다고 가정하여야 한다. 여기서 중립축의 위치는 위험단면에서 거리에 비례하는 선형 전

단응력 분포의 직접틀림계수 전단력에 대한 힘의 평형조건을 사용하여 계산한다. 전후면과 측면에서 편심전단강도는 다음과 같이 정의된다.

- ① 전면 또는 후면의 편심전단강도는 다음 식 (7.12.16)과 같이 계산한다.

$$v_n = v_c + v_p + 0.4v_s \leq 0.34f_{ck}c_u/d \quad (7.12.16)$$

여기서, 콘크리트의 편심전단강도 v_c 는 식 (7.12.2)에 의하여 정의되며, v_p 는 전면 또는 후면에 작용하는 유효프리스트레스 힘의 수직성분에 의하여 발생하는 해당 위험단면적에 대한 평균 응력이다. v_s 는 전면 또는 후면에 배치된 전단보강재에 의한 편심전단강도이다.

식 (7.12.16)에서 v_s 를 고려하기 위해서는 접합부 주위 전후면과 측면에 전단보강재를 균등하게 배치하여야 하며 식 (7.12.10)에서 구한 V_s 를 이용하여 $v_s = V_s/(b_o d)$ 로 계산할 수 있다. 다만 v_s 를 산정할 때 전단보강재의 설계기준 항복강도 f_{yt} 는 400 MPa을 초과할 수 없다.

- ② 측면의 편심전단강도는 다음 식 (7.12.17)과 같이 정의한다.

$$v_{nT} = 0.63\lambda \sqrt{f_{ck}} + v_p + v_s \leq 0.34f_{ck}c_u/d \quad (7.12.17)$$

여기서, v_p 는 측면에 작용하는 유효프리스트레스 힘의 수직성분에 의하여 발생하는 측면의 위험단면적에 대한 평균 응력이다. v_s 는 측면에 배치된 전단보강재에 의한 편심전단강도이다.

식 (7.12.17)에서 v_s 를 고려하기 위해서는 접합부 주위 전후면과 측면에 전단보강재를 균등하게 배치하여야 하며 식 (7.12.10)에서 구한 V_s 를 이용하여 $v_s = V_s/(b_o d)$ 로 계산할 수 있다. 다만, v_s 를 산정할 때 전단보강재의 설계기준 항복강도 f_{yt} 는 400 MPa을 초과할 수 없다.

- (5) 기초판과 기둥 또는 슬래브와 기둥 사이에 양방향으로 불균형모멘트가 작용하는 경우, 위험단면에서 각 방향 불균형모멘트에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 이때 각 방향의 편심전단강도는 양방향 편심전단의 상호작용을 고려하여 저감하여야 한다. 근사적으로 편심전단강도는 다음과 같은 상호작용식을 만족하도록 설계할 수 있다.

$$\left(\frac{M_{u1} - \phi_f M_{F1}}{\phi_v M_{v1}} \right) + \left(\frac{M_{u2} - \phi_f M_{F2}}{\phi_v M_{v2}} \right) \leq 1 \quad (7.12.18)$$

여기서 $M_{v1}(=M_{s1}+M_{T1})$, $M_{v2}(=M_{s2}+M_{T2})$ 이며, 아래첨자 1, 2는 두 개의 직교 방향을 가리킨다.

- (6) I형강 또는 ㄱ형강 단면(전단머리)으로 구성된 단면을 전단보강으로 사용할 경우, 7.12.4(8)에 의해 정의된 위험단면에 작용하는 연직하중으로 인한 전단응력과 7.12.1(3), (4)에서 정의된 위험단면의 도심에 대해 전단편심에 의해 전달되는 휨모멘트로 인한 전단응력의 합은 $\phi\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)$ 를 초과하지 않도록 하여야 한다.

8.1 일반 사항

8.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 철근과 용접철망 및 프리스트레싱 강연선의 정착에 적용하여야 한다.
- (2) 철근 및 용접철망의 이음에 대해서도 이 장의 규정을 적용하여야 한다.
- (3) 이 장에서 사용하는 $\sqrt{f_{ck}}$ 값은 8.4 MPa을 초과할 수 없다.
- (4) 이 장의 철근 상세 관련 요구 조건과 더불어 5.8의 구조 일체성 요구 조건을 만족하여야 한다.

8.1.2 기호

- a : 등가직사각형 응력블록의 깊이
- A_b : 철근 1개의 단면적, mm^2
- A_{brg} : 확대머리 이형철근의 순지압면적으로 확대머리 전체 면적에서 철근 단면적을 제외한 면적, mm^2
- A_s : 인장철근의 단면적, mm^2
- A_{tr} : 정착된 철근을 따라 쪼개질 가능성이 있는 면을 가로질러 배치된 간격 s 이내에 있는 횡방향 철근의 전체 단면적, mm^2
- A_v : 간격 s 이내에 있는 전단철근의 단면적, mm^2
- A_w : 정착되거나 이어지는 철선 1개의 단면적, mm^2
- b_w : 복부의 폭 또는 원형단면의 지름, mm
- c : 철근 간격 또는 피복 두께에 관련된 치수, mm. 8.2.2(3)② 참조

- d : 부재의 유효깊이, mm
- d_b : 철근, 철선 또는 프리스트레싱 강연선의 공칭지름, mm
- f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
- f_{ps} : 공칭강도를 발휘할 때 긴장재의 인장응력, MPa
- f_{se} : 프리스트레싱 강재의 유효응력(모든 프리스트레스 손실이 발생된 후), MPa
- f_{sp} : 콘크리트의 평균 조깅인장강도, MPa
- f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
- f_{yt} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도, MPa
- h : 부재의 전체 두께, mm
- K_{tr} : 횡방향 철근지수
- l_a : 받침부에서 그 중심선을 지난 문힘길이 또는 변곡점을 지난 문힘길이, mm
- l_d : 정착길이, mm
- l_{db} : 기본정착길이, mm
- l_{dh} : 위험단면부터 갈고리 외측 단부까지 거리로 나타낸 인장을 받는 표준갈고리의 정착길이(위험단면과 갈고리 시작점 사이의 직선 문힘길이 + 구부림 내면반지름 + 철근지름), mm
 $= l_{hb} \times \text{보정계수}$
- l_{dt} : 인장을 받는 확대머리 이형철근의 정착길이, mm
- l_{hb} : 인장을 받는 표준갈고리의 기본정착길이, mm
- M_n : 단면의 공칭휨강도
- n : 쪼개질 가능성이 있는 평면을 따라 정착되거나 이어지는 철근 또는 철선의 수
- s : 정착길이 l_d 구간 내에 있는 횡방향 철근의 최대 중심간 간격, mm
- s_u : 정착되거나 이어지는 철선의 간격, mm
- V_u : 단면의 계수전단력
- α : 철근 배치 위치계수, 8.2.2(2) 참조
- β : 철근 도막계수, 8.2.2(2), 8.2.6(1) 참조
- β_b : 전체 인장철근량에 대한 절단된 철근량의 비
- γ : 철근 크기에 따른 계수, 8.2.2(3) 참조
- λ : 경량콘크리트계수, 3.4.4 참조

8.2 철근의 정착

8.2.1 정착 일반

- (1) 철근콘크리트 부재 각 단면의 철근에 작용하는 인장력 또는 압축력이 단면의 양측에서 발휘될 수 있도록 문힘길이, 갈고리, 기계적 정착 또는 이들의 조합에 의하여 철근을 정착하여야 한다. 이때 갈고리는 압축철근의 정착에 유효하지 않은 것으로 본다.

8.2.2 인장 이형철근 및 이형철선의 정착

- (1) 인장 이형철근 및 이형철선의 정착길이 l_d 는 다음 (2)와 같이 기본정착길이 l_{db} 에 보정계수를 고려하는 방법 또는 다음 (3)에 의한 방법 중에서 어느 하나를 선택하여 적용할 수 있다. 다만, 이렇게 구한 정착길이 l_d 는 항상 300 mm 이상이어야 한다.
- (2) 인장 이형철근 및 이형철선의 기본정착길이 l_{db} 는 다음 식 (8.2.1)에 의해 구하여야 한다. 그리고 배근 위치, 철근표면 도막 혹은 도금 여부 및 콘크리트의 종류에 따른 보정계수는 표 8.2.1에 의해 구하여야 한다.

$$l_{db} = \frac{0.6d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \quad (8.2.1)$$

그리고 표 8.2.1에 수록된 α , β , λ 는 다음과 같이 구할 수 있다.

표 8.2.1 보정계수

조건 \ 철근지름	D19 이하의 철근과 이형철선	D22 이상의 철근
정착되거나 이어지는 철근의 순간격이 d_b 이상이고, 피복 두께도 d_b 이상이면서 l_d 전 구간에 이 구조기준에서 규정된 최소 철근량 이상의 스티럽 또는 띠철근을 배치한 경우, 또는 정착되거나 이어지는 철근의 순간격이 $2d_b$ 이상이고 피복 두께가 d_b 이상인 경우	$0.8\alpha\beta$	$\alpha\beta$
기타	$1.2\alpha\beta$	$1.5\alpha\beta$

- ① α = 철근배치 위치계수
- (가) 상부철근(정착길이 또는 겹침이음부 아래 300 mm를 초과되게 굳지 않은 콘크리트를 친 수평철근) 1.3
- (나) 기타 철근 1.0
- ② β = 철근 도막계수
- (가) 피복 두께가 $3d_b$ 미만 또는 순간격이 $6d_b$ 미만인 에폭시 도막철근 또는 철선 1.5
- (나) 기타 에폭시 도막철근 또는 철선 1.2
- (다) 아연도금 철근 1.0
- (라) 도막되지 않은 철근 1.0
- ③ 에폭시 도막철근이 상부철근인 경우에 상부철근의 위치계수 α 와 철근 도막계수 β 의 곱, $\alpha\beta$ 가 1.7보다 클 필요는 없다.
- ④ λ 는 3.4.4에 따른다.
- (3) 인장 이형철근 및 이형철선의 정착길이 l_d 는 다음 식 (8.2.2)에 따라 구할 수 있다.

$$l_d = \frac{0.90d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \left(\frac{\alpha \beta \gamma}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \quad (8.2.2)$$

식 (8.2.2)에서 $(c + K_{tr})/d_b$ 은 2.5 이하이어야 한다. 그리고 식 (8.2.2)의 계수 γ , c 와 K_{tr} 은 다음과 같다.

- ① γ = 철근 또는 철선의 크기계수
- (가) D19 이하의 철근과 이형철선 0.8
- (나) D22 이상의 철근 1.0
- ② c = 철근 간격 또는 피복 두께에 관련된 치수
- 철근 또는 철선의 중심부터 콘크리트 표면까지 최단거리 또는 정착되는 철근 또는 철선의 중심간 거리의 1/2 중 작은 값을 사용하여 mm 단위로 나타낸다.
- ③ K_{tr} = 횡방향 철근지수

$$= \frac{40A_{tr}}{sn}$$

횡방향 철근이 배치되어 있더라도 설계를 간편하게 하기 위해 $K_{tr} = 0$ 으로 사용할 수 있다.

- (4) 휨부재에 배치된 철근량이 해석에 의해 요구되는 소요철근량을 초과하는 경우는 계산된 정착길이에 $\left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s}\right)$ 를 곱하여 정착길이 l_d 를 감소시킬 수 있다. 다만, 이때 감소시킨 정착길이 l_d 는 300 mm 이상이어야 한다. 또한 f_y 를 발휘하도록 정착을 특별히 요구하는 경우에는 이를 적용하지 않는다.
- (5) 설계기준항복강도가 550 MPa을 초과하는 철근에 대해서는 다음을 만족하여야 한다.
- ① 횡방향 철근을 배치하지 않는 경우에는 c/d_b 이 2.5 이상이어야 한다.
 - ② 횡방향 철근을 배치하는 경우에는 $K_{tr}/d_b \geq 0.25$ 와 $(c + K_{tr})/d_b \geq 2.25$ 을 만족하여야 한다.

8.2.3 압축 이형철근의 정착

- (1) 압축 이형철근의 정착길이 l_d 는 다음 (2)의 기본정착길이 l_{db} 에 8.2.3(3)에 있는 적용 가능한 모든 보정계수를 곱하여 구하여야 한다. 다만, 이때 구한 l_d 는 항상 200 mm 이상이어야 한다.
- (2) 압축 이형철근의 기본정착길이 l_{db} 는 다음 식 (8.2.3)에 따라 구하여야 한다.

$$l_{db} = \frac{0.25d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \quad (8.2.3)$$

다만, 이 값은 $0.043d_b f_y$ 이상이어야 한다. 여기서, λ 는 3.4.4에 따른다.

- (3) 압축 이형철근의 기본정착길이 l_{db} 에 대한 보정계수는 다음과 같다.

- ① 해석 결과 요구되는 철근량을 초과하여 배치한 경우 $\left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s}\right)$
- ② 지름이 6 mm 이상이고 나선 간격이 100 mm 이하인 나선철근 또는 중심 간격 100 mm 이하로 5.5.2(3)의 요구 조건에 따라 배치된 D13 피철근으로 둘러싸인 압축 이형철근 0.75

8.2.4 다발철근의 정착

- (1) 인장 또는 압축을 받는 하나의 다발철근 내에 있는 개개 철근의 정착길이 l_d 는 다발철근이 아닌 경우의 각 철근의 정착길이보다 3개의 철근으로 구성된 다발철

근에 대해서는 20 %, 4개의 철근으로 구성된 다발철근에 대해서는 33 %를 증가시켜야 한다.

- (2) 다발철근의 정착길이 l_d 를 계산할 때 8.2.2(2)의 순간적, 피복 두께 및 도막계수, 그리고 8.2.2(3)의 구속효과 관련 항을 계산할 경우에는 다발철근 전체와 동등한 단면적과 도심을 가지는 하나의 철근으로 취급하여야 한다.

8.2.5 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 정착

- (1) 단부에 표준갈고리가 있는 인장 이형철근의 정착길이 l_{dh} 는 다음 (2)의 기본정착길이 l_{hb} 에 다음 (3)의 적용 가능한 모든 보정계수를 곱하여 구하여야 한다. 다만, 이렇게 구한 정착길이 l_{dh} 는 항상 $8d_b$ 이상, 또한 150 mm 이상이어야 한다.
- (2) 기본정착길이 l_{hb} 는 다음 식 (8.2.4)에 의해 구할 수 있다. β 와 λ 는 8.2.2(2)에 따라 구한다.

$$l_{hb} = \frac{0.24\beta d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \quad (8.2.4)$$

- (3) 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 기본정착길이 l_{hb} 에 대한 보정계수는 다음과 같다.

- ① D35 이하 철근에서 갈고리 평면에 수직방향인 측면 피복 두께가 70 mm 이상이며, 90° 갈고리에 대해서는 갈고리를 넘어선 부분의 철근 피복 두께가 50 mm 이상인 경우 0.7
- ② D35 이하 90° 갈고리 철근에서 정착길이 l_{dh} 구간을 $3d_b$ 이하 간격으로 띠철근 또는 스티럽이 정착되는 철근을 수직으로 둘러싼 경우 또는 갈고리 끝 연장부와 구부림부의 전 구간을 $3d_b$ 이하 간격으로 띠철근 또는 스티럽이 정착되는 철근을 평행하게 둘러싼 경우 0.8
- ③ D35 이하 180° 갈고리 철근에서 정착길이 l_{dh} 구간을 $3d_b$ 이하 간격으로 띠철근 또는 스티럽이 정착되는 철근을 수직으로 둘러싼 경우 0.8
- ④ 전체 f_y 를 발휘하도록 정착을 특별히 요구하지 않는 단면에서 휨철근이 소요철근량 이상 배치된 경우 $\left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배치 } A_s} \right)$

다만, ②, ③에서 첫 번째 띠철근 또는 스티럽은 갈고리의 구부러진 부분 바깥

면부터 $2d_b$ 이내에서 갈고리의 구부러진 부분을 둘러싸야 한다.

- (4) 갈고리는 압축을 받는 경우 철근정착에 유효하지 않은 것으로 보아야 한다.
- (5) 부재의 불연속단에서 갈고리 철근의 양 측면과 상부 또는 하부의 피복 두께가 70 mm 미만으로 표준갈고리에 의해 정착되는 경우에 전 정착길이 l_{dh} 구간에 $3d_b$ 이하 간격으로 띠철근이나 스티럽으로 갈고리 철근을 둘러싸야 한다. 이때 첫 번째 띠철근 또는 스티럽은 갈고리의 구부러진 부분 바깥 면부터 $2d_b$ 이내에서 갈고리의 구부러진 부분을 둘러싸야 한다. 이때 (3)②와 ③의 보정계수 0.8을 적용할 수 없다.
- (6) 설계기준항복강도가 550 MPa을 초과하는 철근을 사용하는 경우에는 (3)②와 ③의 보정계수 0.8을 적용할 수 없다.

8.2.6 확대머리 이형철근 및 기계적 인장 정착

- (1) 확대머리 이형철근의 인장에 대한 정착길이는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$l_{dt} = 0.19 \frac{\beta f_y d_b}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (8.2.5)$$

여기서, β 는 에폭시 도막철근은 1.2, 다른 경우는 1.0이며, 정착길이는 $8d_b$, 또한 150 mm 이상이어야 한다. 식 (8.2.5)를 적용하기 위해서는 다음의 ①부터 ⑦까지 조건을 만족하여야 한다.

- ① 철근의 설계기준항복강도는 400 MPa 이하이어야 한다.
 - ② 콘크리트의 설계기준압축강도는 40 MPa 이하이어야 한다.
 - ③ 철근의 지름은 35 mm 이하이어야 한다.
 - ④ 경량콘크리트에는 적용할 수 없으며, 보통중량콘크리트를 사용한다.
 - ⑤ 확대머리의 순지압면적(A_{brg})은 $4A_b$ 이상이어야 한다.
 - ⑥ 순피복 두께는 $2d_b$ 이상이어야 한다.
 - ⑦ 철근 순간격은 $4d_b$ 이상이어야 한다. 다만, 상하 기둥이 있는 보-기둥 접합부의 보 주철근으로 사용되는 경우, 접합부의 횡보강철근이 0.3% 이상이고 확대머리의 뒷면이 횡보강철근 바깥 면부터 50 mm 이내에 위치하면 철근 순간격은 $2.5d_b$ 이상으로 할 수 있다.
- (2) 확대머리 이형철근은 압축을 받는 경우에 유효하지 않다.

- (3) 철근의 설계기준항복강도가 발휘될 수 있는 어떠한 기계적 정착장치도 정착 방법으로 사용할 수 있다. 이 경우, 기계적 정착장치가 적합함을 보증하는 시험결과를 책임구조기술자에게 제시하여야 한다. 철근의 정착은 기계적 정착장치와 철근의 최대 응력점, 기계적 정착장치 사이의 문힘길이의 조합으로 이루어질 수 있다.

8.3 용접철망의 정착

8.3.1 인장 용접이형철망의 정착

- (1) 위험단면에서 철선 단부까지 거리로 나타내는 용접이형철망의 정착길이 l_d 는 8.2.2(2) 또는 8.2.2(3)에서 구한 정착길이에 다음 (5)와 (6)에 기술된 철망계수를 곱하여 구하여야 한다.
- (2) 휨부재에 배치된 철근량이 해석에 의해 요구되는 소요철근량을 초과하는 경우는 (1)에서 구한 정착길이에 $\left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s} \right)$ 를 곱하여 정착길이 l_d 를 감소시킬 수 있다. 다만, 8.7.1의 규정에 따라 겹침이음길이를 계산하는 경우를 제외하고 감소시킨 정착길이 l_d 는 200 mm 이상이어야 한다.
- (3) 다음 (5)와 (6)의 철망계수를 사용하여 에폭시 도막된 용접이형철망의 정착길이 l_d 를 구할 때, 8.2.2(2)②의 에폭시 도막에 따른 계수 β 는 1.0을 사용할 수 있다.
- (4) 원형철선이 정착길이 방향으로 용접이형철망 내에 배치된 경우 철망은 8.3.2에 따라 정착되어야 한다.
- (5) 정착길이 내에 1개 이상의 교차철선이 있고 이 교차철선이 위험단면에서 50 mm 이상 떨어져 있는 용접이형철망의 철망계수는 다음 중 큰 값을 택하여야 한다.

$$\left(\frac{f_y - 245}{f_y} \right) \text{ 또는 } \left(\frac{5d_b}{s_w} \right)$$

그러나 이 계수는 1.0 이하이어야 한다.

- (6) 정착길이 내에 교차철선이 없거나 위험단면에서 50 mm 이내에 1개의 교차철선이 있는 용접이형철망의 철망계수는 1.0으로 하고, 정착길이 l_d 는 이형철선의 정착길이 산정 방법에 따라 구하여야 한다.

8.3.2 인장 용접원형철망의 정착

- (1) 위험단면에서 50 mm 이상 떨어진 곳에 2개 이상의 교차철선이 정착길이 내에 묻혀 있을 때, 용접원형철망의 설계기준항복강도가 발휘되는 것으로 볼 수 있다. 그러나 위험단면부터 가장 바깥에 위치한 교차철선까지의 거리로 나타내는 정착길이 l_d 는 식 (8.3.1)의 값 이상이어야 한다.
- (2) 8.7.2의 인장 용접원형철망의 겹침이음길이를 계산하는 경우를 제외하고, 정착길이 l_d 는 150 mm 이상이어야 한다.
- (3) 인장 용접원형철망의 정착길이 l_d 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$l_d = 3.23 \frac{A_w}{s_w} \left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \right) \times \left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s} \right) \quad (8.3.1)$$

여기서, λ 는 8.2.2(2)의 규정에 따라 구하여야 한다.

8.4 프리스트레싱 강연선의 정착

- (1) 다음 (2)를 제외하고 7가닥의 강연선은 위험단면을 지나 다음 값 이상으로 부착되게 설계하여야 한다.

$$l_d = 0.145 \left(\frac{f_{se}}{3} \right) d_b + 0.145 (f_{ps} - f_{se}) d_b \quad (8.4.1)$$

괄호 안의 값은 단위가 없는 상수로 간주한다.

- (2) 임의 단면에서 강연선의 설계응력이 식 (8.4.1)에 의해 정착길이 l_d 를 구할 때의 응력 f_{ps} 를 초과하지 않는다면 l_d 보다 짧은 묻힘길이를 허용할 수 있다.
- (3) 강연선의 부착이 부재 단부까지 연속되어 있지 않고 사용하중이 작용할 때, 미리 압축력을 가한 인장구역에 9.3.1(2)의 허용인장응력을 설계에 고려하는 경우에는 (1)에서 계산된 정착길이를 2배로 증가시켜야 한다.
- (4) 정착에 대한 검토는 계수하중을 받을 때 전체 설계강도를 발휘하여야 하는 부재 양 단부에서 가장 가까이 위치한 단면에 국한하여 실시하여야 한다. 다만, 적어도 하나의 강연선이 부재의 단부까지 연장되어 부착되어 있지 않거나, 강연선의 정착길이 내에 집중하중이 작용하는 경우는 이 검토를 제외할 수 있다.

8.5 정착철근 상세

8.5.1 휨철근의 정착 일반

- (1) 휨부재에서 최대 응력점과 경간 내에서 인장철근이 끝나거나 굽혀진 위험단면에
서 철근의 정착에 대한 안전을 검토하여야 한다. 이때 8.5.2(3) 및 8.5.2(4)의 규
정도 만족하여야 한다.
- (2) 휨철근은 휨모멘트를 저항하는 데 더 이상 철근을 요구하지 않는 점에서 부재의
유효깊이 d 또는 $12d_b$ 중 큰 값 이상으로 더 연장하여야 한다. 다만 단순경간의
받침부와 캔틸레버의 자유단에서 이 규정은 적용되지 않는다.
- (3) 연속철근은 구부러지거나 절단된 인장철근이 힘을 저항하는 데 더 이상 필요하지
않은 점에서 정착길이 l_d 이상의 문힘길이를 확보하여야 한다.
- (4) 인장철근은 구부러서 복부를 지나 정착하거나 부재의 반대 측에 있는 철근 쪽으
로 연속하여 정착시켜야 한다.
- (5) 철근응력이 직접적으로 휨모멘트에 비례하지 않는 휨부재의 인장철근은 적절한
정착을 마련하여야 한다. 이와 같은 부재는 경사형, 계단형 또는 변단면 기초판,
브래킷, 깊은보 또는 인장철근이 압축면에 평행하지 않는 부재들이다. 깊은보에
대해서는 8.5.2(5)와 8.5.3(4)에 따라야 한다.
- (6) 휨철근은 다음 조건 중 하나를 만족하지 않는 한 인장구역에서 절단할 수 없으
며, 원칙적으로 전체 철근량의 50%를 초과하여 한 단면에서 절단할 수 없다.
 - ① 절단점에서 V_u 가 $(2/3)\phi V_n$ 을 초과하지 않는 경우
 - ② 절단점에서 $(3/4)d$ 이상의 구간까지 절단된 철근 또는 철선을 따라 전단과 비
틀림에 대해 필요한 양을 초과하는 스티럽이 배치되어 있는 경우. 이때 초과되
는 스티럽의 단면적 A_v 는 $0.42b_ws/f_y$ 이상이어야 하고 간격 s 는 $d/(8\beta_b)$ 이
내이어야 한다.
 - ③ D35 이하의 철근이며, 연속철근이 절단점에서 휨모멘트에 필요한 철근량의 2
배 이상 배치되어 있고, V_u 가 $(3/4)\phi V_n$ 을 초과하지 않는 경우

8.5.2 정모멘트 철근의 정착

- (1) 단순부재에서 정모멘트 철근의 1/3 이상, 연속부재에서 정모멘트 철근의 1/4 이
상을 부재의 같은 면을 따라 받침부까지 연장하여야 한다. 보의 경우는 이러한

철근을 받침부 내로 150 mm 이상 연장하여야 한다.

- (2) 휨부재가 횡하중을 지지하는 주 구조물의 일부일 때, (1)에 따라 받침부 내로 연장되어야 할 정모멘트 철근은 받침부의 안쪽 면에서 설계기준항복강도 f_y 를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다.
- (3) 단순받침부와 변곡점의 정모멘트 철근은 8.2.2에 따라 f_y 에 대하여 계산된 정착 길이 l_d 가 식 (8.5.1)을 만족하도록 철근지름을 제한하여야 한다.

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} \quad (8.5.1)$$

여기서, M_n/V_u 의 값은 철근의 끝부분이 압축 반력으로 눌러서 구속을 받는 경우 30 % 증가시킬 수 있다.

- (4) 단순받침부의 중심선을 지나 절단되는 철근에서 표준갈고리 또는 적어도 표준갈고리와 동등한 성능을 갖는 기계적 정착에 의해 정착되는 경우 식 (8.5.1)을 만족하지 않아도 되며, 직선철근으로 정착하는 경우 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\frac{V_u - 0.5\phi V_s}{M_n} \leq \frac{l_a}{l_d j d} \quad (8.5.2)$$

- (5) 깊은보의 단순 받침부에서 정모멘트 철근은 받침부 전면에서 f_y 를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다. 예외로서 부록 I에 따라 설계하는 경우 정모멘트 철근은 부록 I.4.3에 따라 정착하여야 한다. 또한, 깊은보의 내부 받침부에서 정모멘트 철근은 연속되거나 인접 경간의 정모멘트 철근과 겹침이음이 되도록 설계하여야 한다.

8.5.3 부모멘트 철근의 정착

- (1) 연속되거나 구속된 부재, 캔틸레버 부재 또는 강결된 골조의 어느 부재에서나 부모멘트 철근은 문힘길이, 갈고리 또는 기계적 정착에 의하여 받침부 내에 정착되거나 받침부를 지나서 정착하여야 한다.
- (2) 부모멘트 철근은 8.2.1과 8.5.1(2)에 의한 소요문힘길이를 경간 내에 확보하여야 한다.
- (3) 받침부에서 부모멘트에 대해 배치된 전체 인장철근량의 1/3 이상은 변곡점을 지나 부재의 유효깊이 d , $12d_b$ 또는 순경간의 1/16 중 제일 큰 값 이상의 문힘길이

를 확보하여야 한다.

- (4) 깊은보의 내부 받침부에서 부모멘트 철근은 인접경간의 부모멘트 철근과 연속되도록 설계하여야 한다.

8.5.4 복부철근의 정착

- (1) 복부철근은 피복 두께 요구 조건과 다른 철근과 간격이 허용하는 한 부재의 압축면과 인장면 가까이까지 연장하여야 한다.
- (2) 단일 U형 또는 다중 U형 스테럽의 단부는 다음 중 한 가지 방법으로 정착시켜야 한다.
- ① D16 이하 철근 또는 지름 16 mm 이하 철선으로 종방향 철근을 둘러싸는 표준 갈고리로 정착하여야 한다.
 - ② f_y 가 300 MPa 이상인 D19, D22 및 D25 스테럽은 종방향 철근을 둘러싸는 표준갈고리 외에 추가로 부재의 중간 깊이에서 갈고리 단부의 바깥까지 $0.17d_b f_y / \sqrt{f_{ck}}$ 이상의 문힘길이를 확보하여 정착하여야 한다.
 - ③ U형 스테럽을 구성하는 용접원형철망의 각 가닥은 다음의 (가) 또는 (나)의 방법으로 정착하여야 한다.
 - (가) U형 스테럽의 가닥 상부에 50 mm 간격으로 2개의 종방향 철선을 배치하여야 한다.
 - (나) 종방향 철선 하나는 압축면에서 $d/4$ 이하에 배치하고 두 번째 종방향 철선은 첫 번째 철선부터 50 mm 이상의 간격으로 압축면에 가까이 배치하여야 한다. 이때 두 번째 종방향 철선은 굴곡부 밖에 두거나 또는 굴곡부 내면지름이 $8d_b$ 이상일 경우는 굴곡부에 둘 수 있다.
 - ④ 용접원형 또는 이형철망 한 가닥 스테럽에서 각 단부의 정착은 2개의 종방향 철선을 50 mm 이상 떨어지도록 배치하되, 안쪽의 철선은 부재의 중간 깊이 $d/2$ 에서 $d/4$ 또는 50 mm 중 큰 값 이상 떨어지도록 배치하여야 한다. 이때 인장면에 가장 가까이 배치된 종방향 철선은 인장면에 가장 가까이 배치된 휨주철근보다 인장면에서 더 멀리 배치하지 않아야 한다.
 - ⑤ 3.4.11에서 정의된 장선구조에서 D13 이하 철근 또는 지름 13 mm 이하의 철선 스테럽의 경우 표준갈고리를 두어야 한다.
- (3) 단일 U형 또는 다중 U형 스테럽의 양 정착단 사이의 연속구간 내의 굽혀진 부분

은 종방향 철근을 둘러싸야 한다.

- (4) 전단철근으로 사용하기 위해 굽혀진 종방향 주철근이 인장 구역으로 연장되는 경우에 종방향 주철근과 연속되어야 하고, 압축 구역으로 연장되는 경우는 식 (7.4.5)를 만족시키는 응력 f_{yt} 를 사용하여 부재의 중간 깊이 $d/2$ 를 지나서 8.2.2의 규정에 따라 계산된 정착길이 만큼을 확보하여야 한다.
- (5) 폐쇄형으로 배치된 한 쌍의 U형 스티럽 또는 띠철근은 겹침이음길이가 $1.3 l_d$ 이상일 때 적절하게 이어진 것으로 볼 수 있다. 깊이가 450 mm 이상인 부재에서 스티럽의 가닥들이 부재의 전 깊이까지 연장된다면 폐쇄스티럽의 이음이 적절한 것으로 볼 수 있다. 이때 한 가닥의 이음부에서 발휘할 수 있는 인장력, $A_b f_{yt}$ 는 40 kN 이하이어야 한다.

8.6 철근의 이음

8.6.1 이음 일반

- (1) 철근은 설계도 또는 시방서에서 요구하거나 허용한 경우 또는 책임구조기술자가 승인하는 경우에만 이음을 할 수 있다.
- (2) 겹침이음은 다음 규정에 따라야 한다.
 - ① D35를 초과하는 철근은 겹침이음을 할 수 없다. 다만 8.6.3(2)와 12.4.2(4)는 이 규정을 적용하지 않는다.
 - ② 다발철근의 겹침이음은 다발 내의 개개 철근에 대한 겹침이음길이를 기본으로 하여 결정하여야 하며, 각 철근은 8.2.4에 따라 겹침이음길이를 증가시켜야 한다. 그러나 한 다발 내에서 각 철근의 이음은 한 군데에서 중복하지 않아야 한다. 또한 두 다발철근을 개개 철근처럼 겹침이음을 할 수 없다.
 - ③ 휨부재에서 서로 직접 접촉되지 않게 겹침이음된 철근은 횡방향으로 소요 겹침이음길이의 1/5 또는 150 mm 중 작은 값 이상 떨어지지 않아야 한다.
- (3) 용접이음과 기계적이음은 다음 규정에 따라야 한다.
 - ① 용접이음은 용접용 철근을 사용해야 하며 철근의 설계기준항복강도 f_y 의 125 % 이상을 발휘할 수 있는 완전용접이어야 한다.
 - ② 기계적이음은 철근의 설계기준항복강도 f_y 의 125 % 이상을 발휘할 수 있는 완전 기계적이음이어야 한다.

- ③ ① 또는 ②의 요구 조건을 만족하지 않는 용접이음이나 기계적이음은 8.6.2(5)를 만족하여야 하며, D16 이하의 철근에만 허용된다.

8.6.2 인장 이형철근 및 이형철선의 이음

- (1) 인장력을 받는 이형철근 및 이형철선의 겹침이음길이는 A급과 B급으로 분류하며 다음 값 이상, 또한 300 mm 이상이어야 한다.

① A급 이음 : $1.0 l_d$

② B급 이음 : $1.3 l_d$

여기서, 인장 이형철근의 정착길이 l_d 는 8.2.2에 따라 계산하며, 이때 8.2.2(1)에서 규정한 300 mm 최소 값은 적용하지 않으며, 또한 8.2.2(4)의 보정계수도 적용하지 않는다.

- (2) 겹침이음에서 A급 이음과 B급 이음은 다음과 같이 분류한다.

① A급 이음 : 배치된 철근량이 이음부 전체 구간에서 해석 결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고 소요겹침이음길이 내 겹침이음된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우

② B급 이음 : ①에 해당되지 않는 경우

- (3) 서로 다른 크기의 철근을 인장 겹침이음하는 경우, 이음길이는 크기가 큰 철근의 정착길이와 크기가 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값 이상이어야 한다.

- (4) 이음부에 배치된 철근량이 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 미만인 경우에 용접이음 또는 기계적이음은 8.6.1(3)① 또는 8.6.1(3)②의 요구 조건을 만족시켜야 한다.

- (5) 8.6.1(3)① 또는 8.6.1(3)②를 만족하지 않더라도 이음부에 배치된 철근량이 해석 결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고, 다음의 ①과 ②의 요구 조건을 따르는 경우 D16 이하의 철근에 대해서 용접이음 또는 기계적이음을 할 수 있다.

① 각 철근의 이음부는 서로 600 mm 이상 엇갈려야 하고, 이음부에서 계산된 인장응력의 2배 이상을 발휘할 수 있도록 이어야 한다. 또한 배치된 전체 철근이 140 MPa 이상의 응력을 발휘할 수 있어야 한다.

② 각 단면에서 발휘하는 인장력을 계산할 때 이어진 철근은 규정된 이음강도를 발휘하는 것으로 보아야 하나 f_y 보다 크지 않아야 한다. 이어지지 않은 연속철근의 인장응력은 설계기준항복강도 f_y 를 발휘할 수 있도록 계산된 정착길이 l_d

에 대한 짧게 배치된 정착길이의 비에 f_y 를 곱하여 사용하여야 하나 f_y 보다 크지 않아야 한다.

- (6) 인장연결재의 철근이음은 8.6.1(3)① 또는 8.6.1(3)②에 따라 완전용접이나 기계적이음으로 이루어져야 한다. 이때 인접철근의 이음은 750 mm 이상 떨어져서 서로 엇갈리게 하여야 한다.

8.6.3 압축 이형철근의 이음

- (1) 압축철근의 겹침이음길이는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$l_s = \left(\frac{1.4f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} - 52 \right) d_b \quad (8.6.1)$$

여기서, 식 (8.6.1)로 산정된 이음길이는 f_y 가 400 MPa 이하인 경우 $0.072f_y d_b$ 보다 길 필요가 없고, f_y 가 400 MPa를 초과하는 경우에는 $(0.13 f_y - 24)d_b$ 보다 길 필요가 없다. 이때 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 하며 콘크리트의 설계기준압축강도가 21 MPa 미만인 경우는 겹침이음길이를 1/3 증가시켜야 한다. 압축철근의 겹침이음길이는 8.6.2에서 구한 인장철근의 겹침이음길이보다 길 필요는 없다.

- (2) 서로 다른 크기의 철근을 압축부에서 겹침이음하는 경우, 이음길이는 크기가 큰 철근의 정착길이와 크기가 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값 이상이어야 한다. 이때 D41과 D51 철근은 D35 이하 철근과의 겹침이음을 할 수 있다.
- (3) 압축부에서 사용하는 용접이음 또는 기계적이음은 8.6.1(3)① 또는 8.6.1(3)②의 요구 조건을 만족하여야 한다.
- (4) 철근이 압축력만을 받을 경우는 철근과 직각으로 절단된 철근의 양끝을 적절한 장치에 의해 중심이 잘 맞도록 접촉시킴으로써 압축응력을 직접 지압에 의해 전달할 수 있다. 이때 철근의 양 단부는 철근 축의 직각면에 1.5° 내의 오차를 갖는 평탄한 면이 되어야 하고 조립 후 지압면의 오차는 3° 이내이어야 한다.
- (5) 단부 지압이음은 폐쇄띠철근, 폐쇄스터럽 또는 나선철근을 배치한 압축부재에서만 사용하여야 한다.

8.7 용접철망의 이음

8.7.1 인장 용접이형철망의 이음

- (1) 용접이형철망을 겹침이음하는 최소 길이는 두 장의 철망이 겹쳐진 길이가 $1.3 l_d$ 이상, 또한 200 mm 이상이어야 한다. 이때 겹침이음길이 내에서 각 철망의 가장 바깥에 있는 교차철선 사이의 간격은 50 mm 이상이어야 한다. 여기서, l_d 는 8.3.1의 규정에 따라 f_y 에 대하여 계산된 정착길이이다.
- (2) 겹침이음길이 사이에 교차철선이 없는 용접이형철망의 겹침이음은 이형철선의 겹침이음 규정에 따라야 한다.
- (3) 원형철선이 겹침이음 방향으로 이형철망 내에 있는 경우 또는 이형철망이 원형철망과 겹침이음되는 경우, 철망은 8.7.2에 따라 겹침이음하여야 한다.

8.7.2 인장 용접원형철망의 이음

- (1) 이음 위치에서 배치된 철근량이 해석 결과 요구되는 소요철근량의 2배 미만인 경우, 각 철망의 가장 바깥 교차철선 사이를 켜 겹침길이는 교차철선 한 마디 간격에 50 mm를 더한 길이, $1.5 l_d$ 또는 150 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다. 여기서, l_d 는 8.3.2의 규정에 따라 철선의 설계기준항복강도 f_y 에 대하여 계산된 정착길이이다.
- (2) 이음 위치에서 배치된 철근량이 해석 결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상인 경우, 각 철망의 가장 바깥 교차철선 사이를 켜 겹침길이는 $1.5 l_d$ 또는 50 mm 중 큰 값 이상이어야 한다. 여기서, l_d 는 8.3.2의 규정에 따라 철선의 설계기준 항복강도 f_y 에 대하여 계산된 정착길이이다.

8.8 기둥 철근이음에 관한 특별 규정

- (1) 겹침이음, 맞댐용접이음, 기계적이음 또는 단부 지압이음은 다음 (2)에서 (6)까지 규정의 제한조건에 따라 사용하여야 한다. 이와 같은 철근의 이음은 기둥의 모든 하중 조합에 대한 요구 조건을 만족하여야 한다.
- (2) 계수하중에 의해 철근이 압축응력을 받는 경우 겹침이음은 8.6.3(1)과 8.6.3(2)

에 따라야 하며, 해당되는 경우에는 다음 ①과 ②에도 따라야 한다.

- ① 띠철근 압축부재의 경우 겹침이음길이 전체에 걸쳐서 띠철근의 유효단면적이 각 방향 모두 $0.0015hs$ 이상이면 겹침이음길이에 계수 0.83을 곱할 수 있다. 그러나 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 한다. 여기서, 유효단면적은 부재의 치수 h 에 수직한 띠철근 가닥의 전체 단면적이다.
- ② 나선철근 압축부재의 경우 나선철근으로 둘러싸인 축방향 철근의 겹침이음길이에 계수 0.75를 곱할 수 있다. 그러나 겹침이음길이는 300 mm 이상이어야 한다.
- (3) 계수하중이 작용할 때 철근이 $0.5 f_y$ 이하의 인장응력을 받고 어느 한 단면에서 전체 철근의 $1/2$ 을 초과하는 철근이 겹침이음되면 B급 이음으로, 전체 철근의 $1/2$ 이하가 겹침이음되고 그 겹침이음이 교대로 l_d 이상 서로 엇갈려 있으면 A급 이음으로 하여야 한다.
- (4) 계수하중이 작용할 때 철근이 $0.5 f_y$ 보다 큰 인장응력을 받는 경우 겹침이음은 B급 이음으로 하여야 한다.
- (5) 기둥 철근의 용접이음 또는 기계적이음은 8.6.1(3)① 또는 8.6.1(3)②의 요구 조건을 만족하여야 한다.
- (6) 8.6.3(4)와 8.6.3(5)에 따른 단부 지압이음은 이음이 서로 엇갈려 있거나 이음 위치에서 추가철근이 배치된 경우, 압축을 받는 기둥 철근에 적용할 수 있다. 기둥 각 면에 배치된 연속철근은 그 면에 배치된 수직철근량에 설계기준항복강도 f_y 의 25 %를 곱한 값 이상의 인장강도를 가져야 한다.

9.1 일반 사항

9.1.1 적용 범위

- (1) 이 장은 2.2.3(6)에 규정된 강선, 강봉, 강연선 등과 같은 긴장재를 사용하여 프리스트레스를 도입한 부재에 적용하여야 한다.
- (2) 이 장에서 특별히 예외 규정을 두었거나 이 장의 규정과 일치하지 않은 경우를 제외하고는 이 구조기준의 규정을 프리스트레스트콘크리트의 설계에 적용하여야 한다.
- (3) 이 구조기준의 3.4.10(1), 3.4.10(2), 3.4.11, 5.3.2(5), 6.2.2(2), 6.2.2(3), 6.3.2, 6.3.3, 6.4.2(1), 6.4.2(2), 제 10장(1방향 슬래브 제외), 11.3, 11.4.2, 11.5(1)은 특별히 규정된 경우를 제외하고는 프리스트레스트콘크리트의 설계에 적용할 수 없다.

9.1.2 기호

A_{cf} : 2방향 슬래브의 기둥 위치에서 2개의 직교하는 등가골조 슬래브-보 설계대의 단면적 중 큰 값, mm^2

A_{ct} : 콘크리트 전체 단면의 도심축과 인장연단 사이의 단면적, mm^2

A_{ps} : 긴장재의 단면적, mm^2

b : 부재의 압축면의 폭, mm

d : 부재의 유효깊이, mm

d' : 압축연단에서 압축철근 도심까지 거리, mm

d_p : 압축연단에서 긴장재 도심까지 거리, mm

- f_{ci} : 프리스트레스를 도입할 때 콘크리트 압축강도, MPa
 f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
 f_{dc} : 긴장재 도심의 위치에서 콘크리트의 응력이 영이 될 때의 긴장재 응력, MPa
 f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스, MPa
 f_{ps} : 공칭강도를 발휘할 때 긴장재의 인장응력, MPa
 f_{pu} : 긴장재의 설계기준인장강도, MPa
 f_{py} : 긴장재의 설계기준항복강도, MPa
 f_r : 콘크리트의 파괴계수, MPa
 f_t : 사용하중이 작용할 때, 미리 압축을 가한 단면의 인장연단응력으로 전체 단면적을 기준으로 계산되는 인장응력, MPa
 f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
 h : 부재의 깊이, mm
 K : 긴장재의 단위길이 1m당 파상마찰계수
 l_{px} : 정착단부터 임의의 지점 x 까지 긴장재의 길이, m, 식 (9.4.1)과 (9.4.2) 참조
 N_c : 고정하중과 활하중($D + L$)에 의한 콘크리트의 인장력, N
 P_{pj} : 긴장단에서 긴장재의 긴장력, N
 P_{px} : 임의점 x 에서 긴장재의 긴장력, N
 α_{px} : 긴장단부터 임의점 x 까지 긴장재의 전체 회전각 변화량, 라디안
 γ_p : 긴장재의 종류에 따른 계수
 μ_p : 곡선부의 곡률마찰계수
 ρ_p : 긴장재 비
 ω : 인장철근의 강재지수
 ω' : 압축철근의 강재지수
 ω_p : 긴장재의 강재지수

9.2 설계 일반

9.2.1 설계 원칙

- (1) 프리스트레스트콘크리트 부재는 이 구조기준의 강도요구 조건을 만족하여야 한다.

- (2) 프리스트레스트콘크리트 부재의 설계는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명기간 동안에 모든 재하단계의 강도 및 사용조건에 따른 거동에 근거하여야 한다.
- (3) 설계에서는 프리스트레스에 의하여 발생하는 응력집중을 고려하여야 한다.
- (4) 프리스트레스에 의해 발생하는 부재의 탄·소성변형, 처짐, 길이변화 및 회전 등에 의해 인접한 구조물에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 이때 온도와 건조수축의 영향도 고려하여야 한다.
- (5) 덱트의 치수가 과대하여 긴장재와 덱트가 부분적으로 접촉하는 경우, 접촉하는 위치 사이에 있어서 부재 좌굴과 얇은 복부 및 플랜지의 좌굴이 발생할 가능성을 검토하여야 한다.
- (6) 긴장재가 부착되기 전의 단면 특성을 계산할 경우 덱트로 인한 단면적의 손실을 고려하여야 한다.

9.2.2 설계 가정

- (1) 휨모멘트와 축력을 받는 프리스트레스트콘크리트 부재의 강도설계는 6.2.1의 가정에 따라야 한다. 다만 6.2.1(4)의 규정은 긴장되지 않은 보강철근에만 적용하여야 한다.
- (2) 프리스트레스를 도입할 때, 사용하중이 작용할 때, 그리고 균열하중이 작용할 때의 응력계산은 다음과 같은 가정에 근거한 선형탄성이론에 따라야 한다.
 - ① 변형률은 중립축에서 떨어진 거리에 비례한다.
 - ② 균열단면에서 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없다.
- (3) 프리스트레스트콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t 에 따라 다음과 같이 비균열등급, 부분균열등급, 완전균열등급으로 구분된다.
 - ① 비균열등급 : $f_t \leq 0.63 \sqrt{f_{ck}}$
 - ② 부분균열등급 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} < f_t \leq 1.0 \sqrt{f_{ck}}$
 - ③ 완전균열등급 : $f_t > 1.0 \sqrt{f_{ck}}$

그리고 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브는 $f_t \leq 0.5 \sqrt{f_{ck}}$ 를 만족하는 비균열등급 부재로 설계되어야 한다.

- (4) 비균열등급과 부분균열등급 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 비균열단면을 사용하여 계산하여야 한다. 완전균열단면 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 4.3.3(2)에 따라 균열 환산단면을 사용하여 계산하여야 한다.
- (5) 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 처짐은 4.3.3에 따라 계산하여야 한다.

9.3 휨부재의 사용성

9.3.1 콘크리트의 허용응력

- (1) 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력은 다음 값 이하로 하여야 한다.

- ① 휨압축응력(다음 ②의 경우 제외) $0.60f_{ci}$
- ② 단순지지 부재 단부의 휨압축응력 $0.70f_{ci}$
- ③ 휨인장응력(다음 ④의 경우 제외) $0.25\sqrt{f_{ci}}$
- ④ 단순지지 부재 단부의 휨인장응력 $0.50\sqrt{f_{ci}}$

계산된 인장응력이 위의 ③ 또는 ④의 값을 초과하는 구역에는 비균열단면으로 가정하여 계산된 전체 인장력에 저항할 수 있는 추가 부착강재(긴장되지 않은 강재 또는 프리스트레싱 강재)를 인장구역에 배치하여야 한다.

- (2) 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력은 다음 값 이하로 하여야 한다. 이때 단면 특성은 비균열단면으로 가정하여 구한다.

- ① 압축연단응력(유효프리스트레스+지속하중) $0.45 f_{ck}$
- ② 압축연단응력(유효프리스트레스+전체하중) $0.60 f_{ck}$

- (3) 시험 또는 정밀한 해석에 의하여 안전성이 확인된 경우에는 위 (1)과 (2)에 규정된 허용응력을 초과할 수 있다.

- (4) 피로 또는 부식성 환경에 노출되어 있지 않은 완전균열등급의 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 인장연단에 배치된 부착철근의 간격은 6.3.3(4)에서 규정한 간격을 초과하지 않아야 한다. 그러나 피로 상태나 또는 부식성 환경에 노출되어 있는 부재에 대해서는 특별한 조사와 다음 ①, ②, ③, ④의 조치를 강구하여야 한다.

- ① 간격은 비긴장 보강재와 부착긴장재의 간격 요구 조건을 만족하여야 한다. 부

착긴장재의 간격은 비긴장 보강재에 대해 허용되는 최대 간격의 2/3를 초과하지 않아야 한다. 간격 요구 조건을 만족시키기 위해 철근과 긴장재 사이의 간격은 6.3.3(4)에서 허용한 간격의 5/6를 초과하지 않아야 한다.

- ② 긴장재에 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때에는 f_s 를 Δf_{ps} 로 대체하여야 한다. 여기서 Δf_{ps} 는 사용하중을 받을 때 균열단면해석으로 계산한 긴장재의 응력에서 감압응력 f_{dc} 를 뺀 값이다. 이때 f_{dc} 를 긴장재의 유효프리스트레스 f_{pe} 와 같게 취할 수 있다.
- ③ 식 (6.3.3)과 식 (6.3.4)를 적용할 때, Δf_{ps} 는 250 MPa을 초과할 수 없다. Δf_{ps} 가 140 MPa 이하일 때는 위 ①과 ②에서 정한 간격 요구 조건을 적용하지 않는다.
- ④ 깊이가 900 mm를 초과하는 보에는 6.3.3(6)에서 정한 표피철근을 배치하여야 한다.

9.3.2 긴장재의 허용응력

- (1) 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력은 $0.80f_{pu}$ 또는 $0.94f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다. 또한 긴장재나 정착장치 제조자가 제시하는 최대 값도 초과하지 않아야 한다.
- (2) 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력은 $0.74f_{pu}$ 와 $0.82f_{py}$ 중 작은 값 이하로 하여야 한다.
- (3) 정착구와 커플러의 위치에서 프리스트레스 도입 직후 포스트텐션 긴장재의 응력은 $0.70f_{pu}$ 이하로 하여야 한다.

9.4 프리스트레스의 손실

9.4.1 손실 원인

유효프리스트레스 f_{pe} 를 결정하기 위하여 다음과 같은 프리스트레스 손실 원인을 고려하여야 한다.

- ① 정착장치의 활동
- ② 콘크리트의 탄성수축

- ③ 포스트텐션 긴장재와 덱트 사이의 마찰
- ④ 콘크리트의 크리프
- ⑤ 콘크리트의 건조수축
- ⑥ 긴장재 응력의 릴랙сей션

9.4.2 포스트텐션 긴장재의 마찰손실

- (1) 포스트텐션 긴장재의 마찰손실은 식 (9.4.1)로 계산하여야 한다.

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad (9.4.1)$$

이때 $(Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ 값이 0.3 이하인 경우 식 (9.4.1) 대신에 다음과 같은 근사식을 사용할 수 있다.

$$P_{px} = P_{pj} / (1 + Kl_{px} + \mu_p \alpha_{px}) \quad (9.4.2)$$

- (2) 마찰손실을 계산할 때 파상마찰계수 K 와 곡률마찰계수 μ_p 는 시험에 근거하여 결정하여야 하며, 긴장 작업을 할 때 이를 검증하여야 한다.
- (3) 설계할 때 사용한 파상마찰계수와 곡률마찰계수의 값은 설계도면에 제시하여야 한다.
- (4) 인접 구조와의 연결로 인하여 부재에서 프리스트레스 손실이 발생할 때에는 그 손실량을 설계에 고려하여야 한다.

9.5 휨부재 설계

9.5.1 휨강도

- (1) 휨부재의 설계휨강도 계산은 이 구조기준의 강도설계법에 따라야 한다. 이때 긴장재의 응력은 f_y 대신 f_{ps} 를 사용하여야 한다.
- (2) f_{ps} 는 변형률 적합조건을 기초로 하여 계산하여야 한다. 다만, 더 정확하게 f_{ps} 를 계산하지 않는 경우에 f_{pe} 의 값이 $0.5f_{pu}$ 이상이면 아래 (3) 또는 (4)에 따라 근사식으로 f_{ps} 를 구할 수 있다.
- (3) 부착긴장재를 가진 부재에 대한 f_{ps} 는 식 (9.5.1)에 의해 구할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \right] \quad (9.5.1)$$

여기서, $\rho_p = A_{ps}/bd_p$, $\omega = \rho f_y/f_{ck}$, $\omega' = \rho' f_y/f_{ck}$ 이고, γ_p 는 $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ 일 때 0.55, $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$ 일 때 0.40, $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$ 일 때 0.28이다. 그리고 식 (9.5.1)의 f_{ps} 계산에 압축철근을 고려한다면 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$ 의 값을

0.17 이상으로 하여야 하고, d' 은 $0.15d_p$ 이하로 하여야 한다.

- (4) 비부착긴장재를 가진 부재에 대한 f_{ps} 는 다음 식 (9.5.2)와 식 (9.5.3)에 따라 구할 수 있다.

- ① 깊이에 대한 경간의 비가 35 이하인 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \quad (9.5.2)$$

여기서, f_{ps} 는 f_{py} 와 $(f_{pe} + 420)$ MPa 이하로 하여야 한다.

- ② 깊이에 대한 경간의 비가 35보다 큰 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \quad (9.5.3)$$

여기서, f_{ps} 는 f_{py} 와 $(f_{pe} + 210)$ MPa 이하로 하여야 한다.

- (5) 긴장재와 함께 사용되는 철근도 휨강도를 계산할 때 인장력을 발휘하는 것으로 볼 수 있다. 이때 인장력은 변형률 적합조건을 적용한 해석에 의해 구한 철근의 응력에 근거하여야 한다.

9.5.2 휨부재의 보강에 대한 제한 사항

- (1) 프리스트레스트콘크리트 단면은 6.2.2(3)과 6.2.2(4)에 정의된 바와 같이 인장지배단면, 변화구간단면, 압축지배단면으로 분류하여야 한다. 강도감소계수 ϕ 는 3.3.3에 따라야 한다.
- (2) 부착긴장재를 가진 부재의 철근과 긴장재 전체량은 식 (4.3.3)에 규정된 콘크리트의 파괴계수 f_r 을 기초로 하여 계산된 균열하중의 1.2배 이상의 계수하중을

받는 데 충분하여야 한다. 다만, 전단강도와 휨강도가 3.3.2에 제시된 계수하중으로 계산된 값의 2배 이상이 되는 휨부재는 이 조건을 따르지 않을 수 있다.

- (3) 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서는 철근이나 긴장재를 포함한 부착보강재의 일부 혹은 전부를 가능하면 인장연단에 가깝게 배치하여야 한다. 비부착긴장재를 갖는 경우에는 9.5.3에 규정되어 있는 최소 부착보강량(철근이나 긴장재)을 만족시켜야 한다.

9.5.3 최소 부착철근량

- (1) 비부착긴장재가 배치된 모든 휨부재에는 다음 (2)와 (3)의 규정에 따라 최소 부착철근이 배치되어야 한다.
- (2) 9.5.3(3)에 해당하는 경우를 제외하고 최소 부착철근량은 식 (9.5.4)에 따라 구하여야 한다.

$$A_s = 0.004A_{ct} \quad (9.5.4)$$

- ① 식 (9.5.4)에서 계산된 최소 부착철근량은 가능한 한 인장연단에 가깝게 프리스트레스 압축 인장력에 균등하게 배치하여야 한다.
- ② 사용하중에 의한 응력 상태에 관계없이 최소 부착철근을 배치하여야 한다.
- (3) 두께가 일정한 2방향 플랫 슬래브에 대한 최소 부착철근량과 그 배치에 관해서는 다음 규정을 따라야 한다.
- ① 모든 프리스트레스 손실을 고려한 후 사용하중에 의한 콘크리트의 인장응력이 $0.17\sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하는 경우 정모멘트 구역에 배치할 최소 부착철근량은 다음 식 (9.5.5)와 같다.

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad (9.5.5)$$

여기서, f_y 는 400 MPa을 초과하지 않아야 하며, 식 (9.5.5)에서 계산된 최소 부착철근량은 가능한 한 인장연단에 가깝게 미리 압축을 가한 인장구역에 균등하게 배치하여야 한다.

- ② 기동반침부의 부모멘트 구역에는 식 (9.5.6)으로 계산된 최소 부착철근량을 각 방향으로 배치하여야 한다.

$$A_s = 0.00075A_{cf} \quad (9.5.6)$$

- 식 (9.5.6)에서 계산된 최소 부착철근은 기둥받침부 전면에서 각각 $1.5h$ 떨어진 슬래브폭 내에 4개 이상의 철근 또는 철선을 각 방향으로 300 mm 이하의 간격으로 배치하여야 한다.
- (4) 위의 (2)와 (3)에서 산정된 부착철근의 최소 길이는 다음 규정에 따라야 한다.
- ① 정모멘트 구역에서는 그 구역 중간점의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다.
 - ② 부모멘트 구역에서는 받침부의 양쪽으로 부착철근을 순경간의 1/6 이상 연장 배치하여야 한다.
 - ③ 9.5.1(5)에 따른 설계휨강도에 대해 또는 9.5.3(3)①의 인장응력 상태에 대해 배치하는 부착철근의 최소 길이는 제 8장 등 관련 규정을 따라야 한다.

9.6 부정정구조물

9.6.1 설계 원칙

- (1) 프리스트레스트콘크리트 골조와 연속구조는 사용하중이 작용할 때 만족스러운 성능을 나타내고 동시에 충분한 강도를 발휘하도록 설계하여야 한다.
- (2) 사용하중이 작용할 때 구조물의 성능은 프리스트레스, 콘크리트의 크리프와 건조수축, 온도변화, 축방향 변형, 연결된 부재 요소에 의한 구속과 지반 침하의 영향으로 발생하는 반력, 휨모멘트, 전단력 및 축력을 고려한 탄성해석으로 규명하여야 한다.
- (3) 소요강도를 구하기 위해 사용되는 휨모멘트는 하중계수 1.0인 프리스트레스에 의해 발생하는 반력으로 인한 휨모멘트와 계수하중에 의한 휨모멘트의 합으로 계산하여야 한다. 계수하중으로 계산된 휨모멘트는 9.6.2의 부모멘트 재분배를 고려하여 수정할 수 있다.

9.6.2 연속 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 부모멘트 재분배

- (1) 9.5.3의 최소 부착철근량 이상이 받침부에 배치된 경우, 가정된 하중배치에 따라 탄성이론으로 계산된 부 및 정모멘트는 3.4.2에 따라 감소시킬 수 있다.
- (2) 경간 내 다른 단면의 재분배 휨모멘트를 계산할 때는 감소시킨 휨모멘트를 사용하여야 한다. 각 하중 배치별로 휨모멘트 재분배를 한 상태에서 정적 평형이 만족되어야 한다.

9.7 압축부재 설계

9.7.1 설계 원칙

- (1) 철근의 배치 유무에 관계없이 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 프리스트레스트콘크리트 부재는 철근콘크리트 부재에 적용하는 이 구조기준의 강도설계법에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 압축부재를 설계할 때 프리스트레스, 크리프, 건조수축과 온도변화에 대한 영향을 고려하여야 한다.

9.7.2 철근 배치

- (1) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 미만인 부재에 대해서, 기둥의 경우 5.5.2, 6.4.2(1)과 (2)에 따라 그리고 벽체의 경우 11.3에 따라 최소 철근을 배치하여야 한다.
- (2) 벽체를 제외하고 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 이상인 부재에 대해서는 다음 규정에 따라 나선철근 또는 띠철근으로 모든 긴장재를 둘러싸야 한다.
 - ① 나선철근은 5.5.2(2)에 따라야 한다.
 - ② 띠철근은 D10 이상이거나 등가면적의 용접철망이어야 하며, 띠철근의 수직간격은 띠철근 또는 철선직경의 48배 이하, 압축부재 단면의 최소 치수 이하로 하여야 한다.
 - ③ 확대기초판 윗면 또는 임의의 각 층 바닥슬래브 윗면의 기둥 하단에 배치하는 띠철근의 간격은 위의 ②에서 규정한 간격의 1/2 이하로 하여야 하고, 또한 기둥 상부에 배치되는 최하단 수평철근 아래에 위치하는 띠철근도 위의 ②에서 규정한 간격의 1/2 이하로 하여야 한다.
 - ④ 보 또는 브래킷이 기둥의 4변에 강결되어 골조를 이루는 경우, 이러한 보 또는 브래킷의 최하단 수평철근 아래 75 mm 이하에서 띠철근 배치를 끝낼 수 있다.
- (3) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 1.6 MPa 이상인 벽체에서 구조해석 결과 충분한 강도와 안정성을 보여주는 경우 11.3에서 요구하는 최소 철근 규정을 따르지 않을 수 있다.

9.8 슬래브 설계

9.8.1 소요강도와 사용성

- (1) 2방향 이상 휨모멘트에 대해 보강된 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 계수휨 모멘트와 계수전단력은 10.5.7(4)와 (5)는 제외한 10.5의 규정에 따라 계산하거나 또는 상세한 해석 방법에 의해 계산하여야 한다.
- (2) 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 각 단면에서 휨강도는 3.3.2, 3.3.3, 9.6.1(3), 9.6.2에 따라 계산된 설계단면력 이상이어야 한다.
- (3) 기둥에서 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 전단강도는 3.3.2, 7.2.1, 7.12.2, 7.12.7에 따라 계산된 설계단면력 이상이어야 한다.
- (4) 사용하중이 작용할 때 처짐을 포함한 모든 사용성 조건은 9.6.1(2)에 기술된 요인을 만족하여야 한다.

9.8.2 긴장재와 철근의 배치

- (1) 등분포하중에 대하여 배치하는 긴장재의 간격은 최소한 1방향으로는 슬래브 두께의 8배 또는 1.5 m 이하로 하여야 한다.
- (2) 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축응력이 0.9 MPa 이상 되도록 긴장재의 간격을 정하여야 한다.
- (3) 경간 내에서 단면 두께가 변하는 경우에는 단면 변화 방향이 긴장재 방향과 평행 이거나 직각이거나에 관계없이 유효프리스트레스에 의한 콘크리트의 평균 압축 응력이 모든 단면에서 0.9 MPa 이상 되도록 설계하여야 한다.
- (4) 긴장재 간격을 결정할 때 슬래브에 작용하는 집중하중이나 개구부를 고려하여야 한다.
- (5) 비부착긴장재가 배치된 슬래브에서는 9.5.3(3)과 (4)의 관련 규정에 따라 최소 부착철근을 배치하여야 한다.
- (6) 9.8.2(7)의 경우를 제외하고 비부착긴장재가 배치되는 슬래브에는 기둥 위치에서 직경 12.7 mm 이상의 7연선을 최소 2개 이상 각 방향으로 배치하여야 한다. 이들 긴장재는 기둥의 축방향 주철근으로 둘러싸인 구역을 지나든가 그 구역에 정착되어야 한다. 기둥이나 기둥전단머리 면을 벗어나서 이들 긴장재는 인접 경간의 직교하는 긴장재 하부에 배치되어야 한다. 이들 긴장재는 기둥의 도심을 지나

는 위치까지 연장되어 정착되어야 한다.

- (7) 9.8.2(6)을 만족하지 않는 프리스트레스트콘크리트 슬래브의 경우 기둥의 축방향 주철근으로 둘러싸인 구역을 양 방향으로 지나는 하부철근을 배근하고 10.6.4(5)의 규정에 따라 외부 받침부에 정착하여야 한다. 이러한 철근의 양은 6.3.2(1)에 따른 최소 철근량의 1.5배, 또한 $2.1b_w d/f_y$ 이상이어야 한다. 여기서 b_w 는 철근이 지나는 기둥면의 폭이다. 이러한 철근은 기둥이나 기둥전단머리 면을 지나 8.2.2(1)에서 규정한 정착길이 이상을 확보하여야 한다.
- (8) 리프트 슬래브의 경우에는 하부 부착철근을 10.6.4(6)에 따라 배치하여야 한다.

9.9 프리스트레스 정착구역

9.9.1 포스트텐션 긴장재 정착구역

- (1) 정착구역은 다음의 두 구역으로 나누어 고려하여야 한다.
- ① 국소구역은 정착장치 및 이와 일체가 되는 구속철근과 이들을 둘러싸고 있는 콘크리트 사각기둥으로 정의한다. 이때 원형 또는 타원형의 정착구의 경우에는 등가의 사각기둥으로 한다.
 - ② 일반구역은 국소구역을 포함하는 정착구역으로 정의한다.
- (2) 국소구역은 다음의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- ① 국소구역은 3.3.2(5)의 하중계수에 의한 계수긴장력 P_{pu} 와 3.3.3(2)⑤의 강도감수계수에 의한 설계강도로 설계하여야 한다.
 - ② 정착장치의 적절한 기능수행을 위하여 필요한 위치에 국소구역 보강을 하여야 한다.
 - ③ ②의 국소구역의 요구 조건은 다음 9.9.2(1) 또는 9.9.3(1)과 9.9.3(2)의 규정을 만족하여야 한다.
- (3) 일반구역은 다음의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- ① 일반구역에 대한 설계는 3.3.2(5)의 하중계수에 의한 계수긴장력 P_{pu} 와 3.3.3(2)⑤의 강도감수계수에 의한 설계강도로 설계하여야 한다.
 - ② 일반구역은 정착장치에 의해 유발되는 파열력, 활렬력 및 종방향 단부인장력에 저항할 수 있도록 보강하여야 한다. 또한 단면의 급격한 변화의 영향을 고려하여야 한다.

- ③ 일반구역의 설계는 9.9.1(4), 9.9.1(5), 9.9.1(6)의 규정을 만족하여야 하며, 9.9.2(2)와 9.9.2(3) 또는 9.9.3(3) 중의 어느 하나를 만족하여야 한다.
- (4) 재료의 공칭강도는 다음의 규정에 따른다.
- ① 부착철근의 공칭인장강도는 f_y 이하이어야 하며, 부착긴장재의 공칭인장강도는 f_{py} 이하이어야 한다. 비부착긴장재의 공칭인장강도는 $f_{ps} = f_{pe} + 70$ (MPa) 이하이어야 한다.
 - ② 식 (6.4.1)에 부합하는 나선철근 또는 띠철근으로 구속되는 콘크리트를 제외한 일반구역의 콘크리트 공칭압축강도는 $0.7\lambda f_{ci}$ 이하이어야 한다.
 - ③ 포스트텐션을 도입할 때의 콘크리트 압축강도는 설계도서에 명시하여야 한다. 낮은 압축강도를 보상하기 위해 특별히 큰 정착장치를 사용하거나, 최종 프리스트레스 힘의 50%를 초과하지 않는 힘으로 긴장재를 긴장하는 경우를 제외하고는 콘크리트의 압축강도가 적어도 다발강연선에 대하여 28 MPa, 단일강연선이나 강봉에 대하여 17 MPa이 되기 전에는 콘크리트에 프리스트레스를 도입할 수 없다.
- (5) 정착구역은 다음의 설계 방법을 따른다.
- ① 일반구역의 설계에는 다음의 방법을 적용할 수 있다.
 - (가) 평형조건에 근거한 소성 모델(스트럿-타이 모델)
 - (나) 선형응력 해석(유한요소 해석 또는 유사 해석)
 - (다) 적용 가능한 간이 계산법
 - ② 다음과 같은 경우에는 간이 계산법을 사용할 수 없다.
 - (가) 부재의 단면이 직사각형이 아닌 경우
 - (나) 일반구역 내부 또는 인접한 부위의 불연속으로 인하여 힘의 흐름 경로에 변화를 유발하는 경우
 - (다) 최소 단부거리가 단부방향의 정착장치 치수의 1.5배 미만인 경우
 - (라) 여러 개의 정착장치가 서로 근접되지 않아 한 개의 정착그룹으로 볼 수 없는 경우
 - ③ 긴장력 도입순서를 고려하여 설계하여야 하며 긴장력 도입순서를 설계도면에 명시하여야 한다.
 - ④ 3차원 해석절차를 이용하거나 두 직교평면의 효과의 합을 근사적으로 고려함으로써 3차원의 효과를 설계에서 고려하여야 한다.

- ⑤ 정착장치가 부재의 끝단에서 많이 떨어진 경우에는 정착 후면으로 적어도 $0.35P_{pu}$ 의 힘을 전달하도록 부착철근을 배치하여야 한다. 이러한 철근은 정착장치 주변에 대칭으로 위치시켜야 하며 정착장치 전, 후면에 완전히 정착되어야 한다.
- ⑥ 슬래브의 단일강연선의 경우나 해석에 의해 보강이 필요하지 않은 것으로 나타난 경우를 제외하고, 일반구역에서 긴장재가 곡률을 갖는 경우에는 경사방향의 힘과 쪼갬 힘에 의한 분력과 절리력에 대해 적절하게 저항할 수 있도록 보강철근을 배치하여야 한다.
- ⑦ 슬래브의 단일강연선의 경우나 해석에 의해 보강이 필요하지 않은 것으로 나타난 경우를 제외하고, 할렬력을 제한하기 위하여 모든 정착구역의 배면에 평행하고 인장력에 직교하는 방향으로 각 계수긴장력의 2%와 동일한 공칭인장강도에 상당하는 최소 철근을 배치하여야 한다.
- ⑧ 철근량을 계산할 때 콘크리트의 인장강도는 무시하여야 한다.
- (6) 정착구역에서 철근의 굽힘 및 조립, 배치에 대한 오차, 골재 크기, 콘크리트의 타설 및 다짐 등을 고려하여 철근의 크기, 간격, 피복 및 기타 상세를 결정하여야 한다.

9.9.2 단일강연선 또는 16 mm 직경의 강봉 정착구역의 설계

- (1) 단일강연선, 직경 16 mm 이하의 단일강봉 정착장치와 국소구역 철근은 9.9.3(2)의 정착장치 조건을 만족하여야 한다.
- (2) 슬래브 긴장재의 일반구역은 다음에 따라 설계하여야 한다.
 - ① 보통중량콘크리트 슬래브의 직경 12.7 mm 이하의 강연선의 정착장치에 대하여 9.9.1(5)에 의한 상세 해석에 의해 강재가 불필요하다는 것을 보이지 않는 한, 다음의 ②와 ③에 따르는 최소 철근을 배치하여야 한다.
 - ② 최소한 두 개의 D13 철근을 슬래브 끝단에 평행하게 배치하여야 한다. 이 철근은 정착장치 전면 배치될 수 있으며, 각 정착장치 앞쪽 $h/2$ 의 거리 내에 위치하여야 한다. 이러한 철근은 각 장치의 외측 면의 어느 한쪽 편으로 150 mm 이상 연장하여야 한다.
 - ③ 정착장치의 중심 간격이 300 mm 이하이면 정착장치는 그룹으로 간주된다. 6개 이상의 정착장치 각 그룹에 대해서 $n+1$ 개의 헤어핀 철근 또는 패쇄스터럽이

D10 이상으로 배치되어야 한다. 여기서, n 은 정착장치의 개수이다. 하나의 헤어핀 철근 또는 스테럽은 각 정착장치의 사이 그리고 각 정착그룹 측면에 위치한다. 헤어핀 철근 또는 스테럽은 단부에 수직으로 슬래브에 연장된 다리를 가지고 배치하여야 한다. 헤어핀 철근 또는 스테럽의 중앙부분은 정착장치 앞부분의 $3h/8$ 에서 $h/2$ 까지 슬래브 면에 직교하여 배치하여야 한다.

- ④ ①에 부합하지 않는 정착장치에 대해서는 9.9.1 (5)를 만족시키는 상세 해석에 근거하여 최소 철근을 배치하여야 한다.
- (3) 보 또는 거더의 단일강연선 그룹에 대한 일반구역의 설계는 9.9.1의 (3)에서 (5)까지 규정을 만족시켜야 한다.

9.9.3 다발강연선 긴장재 정착구역 설계

- (1) 다발강연선 긴장재의 정착장치와 국소구역 철근의 설계는 9.9.1(2)에 따라야 한다.
- (2) 특별한 정착장치가 사용된 경우에는 정착장치에 명시되어 있는 구속철근과는 별도로 표피철근을 정착구역에 배치하여야 한다. 이 추가 철근은 정착장치의 품질 인증시험에서 사용된 표피철근량에 상응하는 철근비 이상이어야 하며, 배치형태도 유사하게 하여야 한다.
- (3) 다발강연선 긴장재에 대한 일반구역의 설계는 9.9.1의 (3)에서 (5)까지 규정을 만족시켜야 한다.

10.1 일반 사항

10.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정 중에서 10.2의 규정은 1방향 슬래브에 적용하여야 하고, 그 외의 규정은 받침부 사이에 보의 유무에 관계없이 2방향 이상으로 힘 보강되는 슬래브 시스템 설계에 적용하여야 한다.
- (2) 장방형 2방향 슬래브는 부록 IV에 따라 설계할 수 있다.
- (3) 속찬 슬래브와 장선 또는 리브 사이에 영구적이거나 제거할 수 있는 채움재에 의하여 움푹 파인 곳이나 구멍이 있는 슬래브도 이 장의 규정을 따라야 한다.
- (4) 이 장의 규정에 따라 설계된 슬래브의 최소 두께는 4.3의 규정에 따라야 한다.

10.1.2 기호

b_1 : 7.12.1에서 정의한 위험단면 b_0 에서 휨모멘트를 산정하는 경간방향으로 측정 한 폭, mm

b_2 : 7.12.1에서 정의한 위험단면 b_0 에서 b_1 에 수직한 방향으로 측정한 폭, mm

c_1 : 휨모멘트를 산정하는 경간방향으로 측정한 직사각형 또는 등가직사각형의 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 폭, mm

c_2 : 휨모멘트를 산정하는 경간방향과 수직한 방향으로 측정한 직사각형 또는 등가 직사각형의 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 폭, mm

C : 비틀림 특성을 정의하는 단면상수

$$= \Sigma \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

T형 또는 L형 단면은 여러 개의 직사각형으로 나누어 각 부분의 C 값을 더하

여 산정한다.

E_{cb} : 보의 콘크리트 탄성계수

E_{cc} : 기둥의 콘크리트 탄성계수

E_{cs} : 슬래브의 콘크리트 탄성계수

h : 부재의 전체 두께, mm

I_b : 10.3.1(4)에 정의한 비틀림 보 단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트

I_s : 슬래브 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트(α 와 β_t 에서 정의되는 슬래브 폭의 $h^3/12$ 배)

K_t : 비틀림 부재의 비틀림 강성. 단위회전각에 대한 비틀림모멘트, 10.5.5 참조

l_n : 휨모멘트를 산정하는 방향의 받침부 사이의 순경간

l_1 : 휨모멘트를 산정하는 방향의 받침부 중심 사이의 경간

l_2 : l_1 에 수직한 방향의 받침부 중심 사이의 경간. 10.4.2(3)과 10.4.2(4) 참조

M : 상하 기둥이 저항하여야 할 계수휨모멘트, 10.4.9(2) 참조

M_F : 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합

M_o : 전체 정적 계수휨모멘트

M_u : 단면의 계수휨모멘트

V_c : 콘크리트에 의한 공칭전단강도, 7.10.2(2) 참조

V_u : 단면의 계수전단력

w_d : 단위면적당 계수고정하중

w_l : 단위면적당 계수활하중

w_u : 단위면적당 계수하중

x : 단면의 직사각형 부분 중 단변의 치수

y : 단면의 직사각형 부분 중 장변의 치수

a : 보의 양측 또는 한 측에 인접하여 있는 슬래브 판의 중심선에 의해 구획된 폭으로 이루어진 슬래브의 휨강성에 대한 보의 휨강성의 비

$$= E_{cb} I_b / E_{cs} I_s$$

α_1 : l_1 방향의 α

α_2 : l_2 방향의 α

β_t : 슬래브의 휨강성에 대한 테두리보의 비틀림강성 비, 이때 슬래브의 폭은 테두리보의 받침부 중심간 경간과 동일함.

$$= E_{cb} C / 2 E_{cs} I_s$$

ρ : 인장철근비

ρ_b : 균형철근비

ϕ : 강도감소계수

10.2 1방향 슬래브

10.2.1 설계 원칙

- (1) 마주보는 두 변에만 지지되는 1방향 슬래브는 제 6장의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 4변에 의해 지지되는 2방향 슬래브 중에서 단변에 대한 장변의 비가 2배를 넘으면 1방향 슬래브로 해석하며, 이 경우 일반적으로 슬래브의 단변방향의 경간을 사용하여 제 6장의 규정에 따라 설계하여야 한다. 그리고 이때 사용하는 경간은 3.4.7의 규정에 따라야 한다.

10.2.2 철근콘크리트 보와 일체로 된 연속 슬래브

- (1) 철근콘크리트 보와 일체로 만든 연속 슬래브의 휨모멘트 및 전단력을 구하기 위하여, 단순받침부 위에 놓인 연속보로 가정하여 탄성해석 또는 3.4.1에 따른 근사적인 계산 방법을 사용할 수 있다. 이때 경간은 3.4.7의 규정에 따라야 하고, 산정되는 휨모멘트는 다음과 같이 수정하여 설계하여야 한다.
 - ① 활하중에 의한 경간 중앙의 부모멘트는 산정된 값의 1/2만 취할 수 있다.
 - ② 경간 중앙의 정모멘트는 양단 고정으로 보고 계산한 값 이상이어야 한다.
 - ③ 순경간이 3.0 m를 초과할 때 순경간 내면의 휨모멘트를 사용할 수 있다. 그러나 이 값들이 순경간을 경간으로 하여 계산한 고정단 휨모멘트 이상으로 하여야 한다.
- (2) 슬래브 양단부의 보의 처짐이 서로 다를 때는 그 영향을 고려하여야 한다.

10.2.3 구조 상세

- (1) 1방향 슬래브의 두께는 4.3.1에 따라야 하며, 최소 100 mm 이상으로 하여야 한다.
- (2) 슬래브의 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근의 중심 간격은 위험단면에서는 슬래브

- 두께의 2배 이하이어야 하고, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다. 기타의 단면에서는 슬래브 두께의 3배 이하이어야 하고, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.
- (3) 1방향 슬래브에서는 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근에 직각방향으로 수축·온도철근을 5.7.2에 따라 배치하여야 한다.
 - (4) 슬래브 끝의 단순받침부에서도 내민슬래브에 의하여 부모멘트가 일어나는 경우에는 이에 상응하는 철근을 배치하여야 한다.
 - (5) 슬래브의 단변방향 보의 상부에 부모멘트로 인해 발생하는 균열을 방지하기 위하여 슬래브의 장변방향으로 슬래브 상부에 철근을 배치하여야 한다. 배치 방법은 3.4.10(3)에 따라야 한다.

10.3 2방향 슬래브의 설계 절차

10.3.1 정의

- (1) 기둥 또는 벽체가 지지하는 슬래브의 c_1 과 c_2 그리고 순경간 l_n 은 슬래브 하부의 접촉면에 의해 정의된 유효지지단면에 근거하여야 한다. 유효지지단면은 슬래브의 바닥 표면 또는 지판이 있는 경우는 이의 바닥 표면이 기둥축을 중심으로 45° 내로 펼쳐진 기둥과 기둥머리 또는 브래킷 내에 위치한 가장 큰 정원추, 정사면추 또는 썸기 형태의 표면과 이루는 절단면으로 정의된다.
- (2) 주열대는 기둥 중심선 양쪽으로 $0.25l_2$ 와 $0.25l_1$ 중 작은 값을 한쪽의 폭으로 하는 슬래브의 영역을 가리킨다. 받침부 사이의 보는 주열대에 포함한다.
- (3) 중간대는 두 주열대 사이의 슬래브 영역을 가리킨다.
- (4) 보가 슬래브와 일체로 되거나 완전한 합성구조로 되어 있을 때, 보의 단면은 보가 슬래브의 위 또는 아래로 내민 깊이 중 큰 깊이만큼을 보의 양측으로 연장한 슬래브 부분을 포함한 것으로서, 보의 한 측으로 연장되는 거리는 슬래브 두께의 4배 이하로 하여야 한다.
- (5) 슬래브와 기둥의 접합부에서 전단에 대한 위험단면을 확장시킬 때는 전단머리를 슬래브 아래로 돌출시켜야 하고, 돌출된 두께만큼 기둥 표면부터 최소 위험단면을 넓혀야 한다.

10.3.2 해석 및 설계 방법

- (1) 슬래브 시스템은 평형조건과 기하학적 적합조건을 만족한다면 어떠한 방법으로도 설계할 수 있다. 다만, 모든 단면의 설계강도가 3.3을 적용한 소요강도 이상이어야 하고 처짐의 제한 등 사용성을 만족하여야 한다.
- (2) 슬래브와 보가 있을 경우 받침부 사이의 보 및 이들과 직교하여 골조를 이루는 기둥 또는 벽체를 포함하는 슬래브 시스템은 연직하중에 대하여 10.4에서 규정하고 있는 직접설계법이나 10.5에서 규정하고 있는 등가골조법으로 설계할 수 있다.
- (3) 횡방향 변위가 발생하는 골조의 횡력해석을 위한 부재의 강성은 철근과 균열의 영향을 고려하여야 한다.
- (4) 슬래브 시스템이 횡하중을 받는 경우 횡력해석과 연직하중의 해석 결과는 조합하여야 한다.
- (5) 슬래브와 보가 있을 경우 받침부 사이의 보는 모든 단면에서 발생하는 계수휨모멘트에 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.

10.3.3 불균형휨모멘트의 전달

- (1) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡방향 하중으로 인하여 슬래브와 기둥 사이에 휨모멘트가 전달될 때, 이 불균형휨모멘트는 7.12.7에 따라 설계되어야 한다.
- (2) 7.12.7에 규정된 식 (7.12.14), 식 (7.12.15)의 M_F 만큼의 불균형휨모멘트는 슬래브 위험단면 내에서 휨에 의해 전달된다고 간주한다. 여기서, 슬래브 위험단면은 기둥 또는 기둥머리 면에서 양쪽으로 슬래브나 지판 유효 두께의 0.5배 ($0.5d$) 만큼 떨어진 폭을 나타낸다.
- (3) 전단과 비틀림에 의하여 슬래브에서 기둥과 벽체로 전달되는 하중에 대한 설계는 제 7장에 따라야 한다.

10.3.4 플랫 슬래브의 지판

- (1) 플랫 슬래브에서 기둥 상부의 부모멘트에 대한 철근을 줄이기 위하여 지판을 사용하는 경우 지판의 크기는 다음 (2)에서 (4)까지 규정에 따라야 한다.

- (2) 지판은 받침부 중심선에서 각 방향 받침부 중심 간 경간의 1/6 이상을 각 방향으로 연장시켜야 한다.
- (3) 지판의 슬래브 아래로 돌출한 두께는 돌출부를 제외한 슬래브 두께의 1/4 이상으로 하여야 한다.
- (4) 지판 부위의 슬래브 철근량을 계산할 때 슬래브 아래로 돌출한 지판의 두께는 지판의 외단부에서 기둥이나 기둥머리 면까지 거리의 1/4 이하이어야 한다.

10.4 직접설계법

10.4.1 제한 사항

- (1) 다음 (2)에서 (8)까지 규정을 만족하는 슬래브 시스템은 직접설계법을 사용하여 설계할 수 있다.
- (2) 각 방향으로 3경간 이상 연속되어야 한다.
- (3) 슬래브 판들은 단변 경간에 대한 장변 경간의 비가 2 이하인 직사각형이어야 한다.
- (4) 각 방향으로 연속한 받침부 중심간 경간 차이는 긴 경간의 1/3 이하이어야 한다.
- (5) 연속한 기둥 중심선을 기준으로 기둥의 어긋남은 그 방향 경간의 10% 이하이어야 한다.
- (6) 모든 하중은 슬래브 판 전체에 걸쳐 등분포된 연직하중이어야 하며, 활하중은 고정하중의 2배 이하이어야 한다.
- (7) 모든 변에서 보가 슬래브를 지지할 경우 직교하는 두 방향에서 보의 상대강성은 식 (10.4.1)을 만족하여야 한다.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \leq 5.0 \quad (10.4.1)$$

- (8) 직접설계법으로 설계한 슬래브 시스템은 3.4.2에서 허용한 휨모멘트 재분배를 적용할 수 없다. 휨모멘트의 재분배는 10.4.7을 참조한다.
- (9) 10.3.2의 규정을 만족하는 해석으로 입증한다면 10.4.1의 제한 사항을 다소 벗어나더라도 직접설계법을 적용할 수 있다.

10.4.2 전체 정적 계수휨모멘트

- (1) 각 경간의 전체 정적 계수휨모멘트는 받침부 중심선 양측의 슬래브 판 중심선을 경계로 하는 설계대 내에서 산정하여야 한다.
- (2) 정계수휨모멘트와 평균 부계수휨모멘트의 절대값의 합은 어느 방향에서나 다음 값 이상으로 하여야 한다.

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8} \quad (10.4.2)$$

- (3) 받침부 중심선 양측 슬래브 판의 직각방향 경간이 다른 경우, 식 (10.4.2)의 l_2 는 이들 횡방향 두 경간의 평균값으로 하여야 한다.
- (4) 가장자리에 인접하고 그에 평행한 경간은 식 (10.4.2)의 l_2 는 가장자리부터 슬래브 판 중심선까지 거리로 하여야 한다.
- (5) 순경간 l_n 은 기둥, 기둥머리, 브래킷 또는 벽체의 내면 사이의 거리이다. 다만, 식 (10.4.2)의 l_n 값은 $0.65l_1$ 이상으로 하여야 한다. 원형이나 정다각형 받침부는 같은 단면적의 정사각형 받침부로 취급하여야 한다.

10.4.3 정 및 부계수휨모멘트

- (1) 부계수휨모멘트는 직사각형 받침부 면에 위치하는 것으로 한다. 원형이나 정다각형 받침부는 같은 단면적의 정사각형 받침부로 취급할 수 있다.
- (2) 내부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트 M_o 를 다음과 같은 비율로 분배하여야 한다.

① 부계수휨모멘트	0.65
② 정계수휨모멘트	0.35
- (3) 단부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트 M_o 를 표 10.4.1에 따라 분배하여야 한다.

표 10.4.1 단부 경간 정 및 부계수휨모멘트의 분배율

구분	(1)	(2)	(3)		(5)
	구속되지 않은 외부 받침부	모든 받침부 사이에 보가 있는 슬래브	내부 받침부 사이에 보가 없는 슬래브		완전 구속된 외부 받침부
			테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우	
내부 받침부의 부계수휨모멘트	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
정계수휨모멘트	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
외부 받침부의 부계수휨모멘트	0	0.16	0.26	0.30	0.65

- (4) 불균형휨모멘트를 인접한 부재의 강성에 따라 분배되도록 해석하여 설계하거나 받침부 양쪽 경간의 부계수휨모멘트 중 큰 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.
- (5) 슬래브 단부 또는 테두리보는 외부 받침부의 부계수휨모멘트가 분배되는 만큼 비틀림에 견디도록 설계하여야 한다.
- (6) 10.3.3(2)에 따라 슬래브와 외부 기둥 사이에 전달되는 연직하중에 대한 휨모멘트는 $0.3M_o$ 로 하여야 한다.

10.4.4 주열대의 계수휨모멘트

- (1) 주열대는 내부 받침부의 부계수휨모멘트를 표 10.4.2의 비율로 분배한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

표 10.4.2 주열대 내부 받침부의 분배백분율(%)

l_2/l_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	75	75	75
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용한다.

- (2) 주열대는 외부 받침부의 부계수휨모멘트를 표 10.4.3의 비율로 분배한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

표 10.4.3 주열대 외부 받침부의 분배배분율(%)

l_2/l_1		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	$\beta_t=0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1.0$	$\beta_t=0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용한다.

- (3) M_o 계산에 사용한 경간 l_2 의 3/4 이상이 기둥이나 벽체로 지지되는 경우, 부모멘트는 l_2 를 따라 균등하게 분포한다고 간주할 수 있다.
- (4) 주열대는 정계수휨모멘트를 표 10.4.4의 비율로 분배한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

표 10.4.4 주열대 중앙부의 분배배분율(%)

l_2/l_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 l_2/l_1)=0$	60	60	60
$(\alpha_1 l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용한다.

- (5) 받침부 사이에 보가 있는 슬래브의 주열대는 보가 부담하지 않는 주열대 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

10.4.5 보의 계수휨모멘트

- (1) $(\alpha_1 l_2/l_1)$ 값이 1.0 이상인 경우, 받침부 사이의 보의 주열대 휨모멘트의 85%를 견디도록 설계하여야 한다.
- (2) $(\alpha_1 l_2/l_1)$ 값이 1.0과 0 사이인 경우는 보의 주열대 휨모멘트 분담률을 85%와 0% 사이를 직선보간하여 구하여야 한다.

- (3) 보는 10.4.2(2), 10.4.5(1) 및 10.4.5(2)의 규정에 따라 등분포하중에 대하여 산정한 휨모멘트뿐만 아니라, 슬래브 상하로 내민보 부분의 무게와 보에 직접 작용하는 집중하중이나 분포하중에 의한 휨모멘트에 견디도록 설계하여야 한다.

10.4.6 중간대의 계수휨모멘트

- (1) 주열대가 부담하지 않는 정 및 부계수휨모멘트의 분담분은 주열대 양쪽의 1/2 중간대에 비례하여 할당하여야 한다.
- (2) 각 중간대는 2개의 1/2 중간대에 할당한 휨모멘트들의 합에 견디도록 설계하여야 한다.
- (3) 벽체가 지지하는 가장자리에 인접하고, 그에 평행한 중간대는 첫 번째 내부 받침부의 1/2 중간대에 할당된 휨모멘트의 2배를 견디도록 설계하여야 한다.

10.4.7 계수휨모멘트의 수정

고려하는 방향에서 슬래브 판에 대한 전체 정적 계수휨모멘트가 식 (10.4.2)에 의해 요구된 휨모멘트보다 작지 않은 범위 내에서 정 및 부계수휨모멘트는 10 %까지 수정할 수 있다.

10.4.8 보가 있는 슬래브의 계수전단력

- (1) $(\alpha_1 l_2 / l_1)$ 의 값이 1 이상인 보는 슬래브 판의 네 모퉁이에서 변과 45° 의 각을 이루는 선과 장변에 평행한 슬래브 판 중심선이 만드는 재하면적에 작용하는 계수하중에 의한 전단력에 견디도록 설계하여야 한다.
- (2) $(\alpha_1 l_2 / l_1)$ 의 값이 1 미만일 때에는 $\alpha_1 = 0$ 인 경우 보가 하중을 받지 않는다고 가정하여 직선보간하여 보가 분담하는 전단력을 구할 수 있다.
- (3) 보는 10.4.8(1)과 10.4.8(2)에 따라 산정한 전단력뿐만 아니라 보에 직접 작용하는 계수하중에 의한 전단력에 견디도록 설계하여야 한다.
- (4) 슬래브의 전단강도는 10.4.8(1)과 10.4.8(2)에 따라 하중이 보에 분배된다는 가정에 의해 산정하여야 한다. 또한 슬래브는 슬래브 판에 일어나는 전체 전단력에 견디도록 설계하여야 한다.
- (5) 전단강도는 제 7장의 규정을 만족하여야 한다.

10.4.9 기둥과 벽체의 계수휨모멘트

- (1) 슬래브 시스템과 일체로 이루어진 기둥과 벽체들은 슬래브 시스템에 작용하는 계수하중에 의해 발생하는 휨모멘트에 견딜 수 있어야 한다.
- (2) 전체적인 해석을 하지 않는 한, 내부 받침부에서 슬래브 상하의 받침부재는 상하 부재의 강성에 직접 비례하여 식 (10.4.3)에 규정된 휨모멘트를 견디도록 설계하여야 한다.

$$M = 0.07[(w_d + 0.5w_l)l_2l_n^2 - w_d'l_2'(l_n')^2] \quad (10.4.3)$$

여기서, w_d' , l_2' , l_n' 는 짧은 경간에 대한 값이다.

10.5 등가골조법

10.5.1 기본가정

- (1) 등가골조법에 의한 슬래브 시스템의 설계는 10.5.2부터 10.5.6까지 규정의 기본가정을 바탕으로 하고, 이로부터 얻은 휨모멘트와 전단력에 견디도록 슬래브 및 받침부재의 모든 단면을 설계하여야 한다.
- (2) 강재로 된 기둥머리를 사용하는 경우, 휨모멘트와 전단력에 대한 이들 기둥머리의 강성과 저항력을 고려할 수 있다.
- (3) 직접응력에 의한 기둥과 슬래브의 길이변화와 전단력에 의한 처짐은 무시할 수 있다.

10.5.2 등가골조

- (1) 건물 전체 구조는 가로 및 세로방향의 기둥선을 따라 등가골조로 이루어진다고 간주할 수 있다.
- (2) 각 골조는 기둥이나 받침부의 중심선을 기준으로 한 좌우 슬래브 판의 중심선에 의해서 구획된 일련의 기둥 또는 받침부와 슬래브-보 대로 구성하여야 한다.
- (3) 기둥 또는 받침부는 비틀림 부재에 의해 슬래브-보에 연결되어 있다고 가정한다 (10.5.5 참조). 이 비틀림 부재는 휨모멘트를 산정하는 경간방향에 직교하고 기둥 측면부터 등가골조로 구획된 양측 슬래브 판 중심선까지 연장되는 것으로 가정할 수 있다.

- (4) 단부에 인접하고 그에 평행한 골조는 그 단부와 인접한 슬래브 판의 중심선에 의해 구획되어야 한다.
- (5) 각 등가골조는 전체적으로 해석할 수 있으나, 연직하중에 대해서는 상하 기둥의 면 단부를 고정으로 간주하여 각 층별로 해석할 수도 있다.
- (6) 슬래브-보를 각 층별로 분리하여 해석할 경우, 연속 슬래브의 한 받침부의 휨모멘트는 슬래브-보가 그 받침부부터 두 경간 떨어진 받침부가 고정되어 있다고 가정하여 구할 수 있다.

10.5.3 슬래브-보

- (1) 접합부 또는 기둥머리 바깥의 슬래브-보 단면의 단면2차모멘트는 콘크리트 단면 전체에 대하여 산정하여야 한다.
- (2) 골조를 해석할 때 슬래브-보의 축을 따라 변하는 단면2차모멘트 변화를 고려하여야 한다.
- (3) 기둥 중심에서 기둥, 브래킷 및 기둥머리 면까지의 슬래브-보의 단면2차모멘트는 기둥, 브래킷 및 기둥머리 면의 단면2차모멘트를 $(1 - c_2/l_2)^2$ 으로 나눈 값과 같다고 가정하여야 한다. 여기서, c_2 와 l_2 는 휨모멘트를 산정하는 경간에서 직교 방향으로 측정한 값들이다.

10.5.4 기둥

- (1) 접합부 또는 기둥머리 바깥에 있는 기둥의 단면2차모멘트는 콘크리트 단면 전체에 대하여 산정하여야 한다.
- (2) 기둥의 축을 따라서 변하는 단면2차모멘트의 변화는 골조를 해석할 때 고려하여야 한다.
- (3) 슬래브-보의 윗면과 아래면 사이 접합부에서 기둥단면의 단면2차모멘트는 무한대로 가정하여야 한다.

10.5.5 비틀림 부재

- (1) 비틀림 부재(10.5.2(3) 참조)는 부재의 전체 길이에 걸쳐서 일정한 단면을 가지는 것으로 가정하고, 이 단면은 다음 중 큰 것으로 택하여야 한다.

- ① 휨모멘트를 결정 산정하는 경간방향의 기둥, 브래킷 또는 기둥머리의 폭과 같은 폭의 슬래브 부분
 - ② 일체식이거나 완전합성구조일 경우 앞의 ①에서 규정된 슬래브 부분에 슬래브 상하의 횡방향 보를 더한 것
 - ③ 10.3.1(4)에서 정의한 횡방향 보
- (2) 비틀림 부재의 강성 K_t 는 근사적으로 다음 식 (10.5.1)로 계산할 수 있다.

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1 - c_2/l_2)^3} \quad (10.5.1)$$

- (3) C 는 비틀림 상수로서, 유효플랜지폭을 갖는 보에서는 단면을 여러 개의 직사각형으로 나누어 식 (10.5.2)에 따라 구하여야 한다.

$$C = \sum \left[(1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3} \right] \quad (10.5.2)$$

여기서, x 는 직사각형 단면의 짧은 변, y 는 긴 변을 나타낸다.

- (4) 휨모멘트를 결정하는 경간방향으로 보가 기둥에 연결되어 있는 경우의 비틀림강성은, 보가 없는 슬래브만의 단면2차모멘트에 대한 그 보를 포함한 슬래브 단면2차모멘트의 비를 곱하여 구하여야 한다.

10.5.6 활하중의 배치

- (1) 활하중의 재하 상태를 아는 경우에는 그 하중 상태에 대하여 등가골조를 해석하여야 한다.
- (2) 활하중의 재하 상태가 가변적이지만 그 크기가 고정하중의 3/4 이하인 경우 또는 활하중이 본질적으로 모든 슬래브 판에 동시에 작용하는 경우에는, 전체 슬래브 시스템에 전체 계수활하중을 재하할 때 모든 단면에 최대 계수휨모멘트가 발생한다고 가정할 수 있다.
- (3) 10.5.6(2)의 규정과 다른 하중 조건인 경우, 슬래브 판의 경간 중앙부의 최대 정 계수휨모멘트는 전체 계수활하중의 3/4이 그 슬래브 판과 한 경간씩 건너 슬래브 판에 작용할 때 일어난다고 가정할 수 있다., 또한 받침부의 최대 부계수휨모멘트는 전체 계수활하중의 3/4이 그 받침부에 인접한 두 슬래브 판들에만 작용할 때 발생한다고 가정할 수 있다.

- (4) 모든 단면의 계수휨모멘트는 전체 계수활하중이 모든 슬래브 판에 동시에 작용할 때 발생하는 값 이상이어야 한다.

10.5.7 계수휨모멘트

- (1) 내부 받침부의 부계수휨모멘트(주열대 및 중간대)에 대한 위험단면은 직사각형 받침부 면으로 하며, 기둥 중심에서 $0.175l_1$ 이내에 있어야 한다.
- (2) 브래킷이나 기둥머리가 있는 외부 받침부의 가장자리와 직각방향의 부계수휨모멘트에 대한 위험단면은 받침부 면에서 브래킷이나 기둥머리의 돌출길이의 $1/2$ 이내에 있어야 한다.
- (3) 받침부가 원형이나 정다각형일 경우, 같은 단면적의 정사각형 받침부로 취급하여 부계수휨모멘트에 대한 위험단면을 구한다.
- (4) 10.4.1의 제한 사항을 만족하는 슬래브 시스템을 등가골조법으로 해석한 경우, 정모멘트와 평균 부모멘트의 절대값의 합이 식 (10.4.2)의 값보다 작지 않은 범위에서 정 및 부모멘트를 감소시킬 수 있다.
- (5) 슬래브-보 위험단면의 휨모멘트는 10.4.1(7)의 제한조건을 만족한다면, 10.4.4, 10.4.5 및 10.4.6의 규정에 따라 주열대, 보 및 중간대에 분배할 수 있다.

10.6 2방향 슬래브의 배근 상세

10.6.1 소요철근량과 간격

- (1) 2방향 슬래브 시스템의 각 방향의 철근 단면적은 위험단면의 휨모멘트에 의해 결정하며 5.7에서 요구하는 최소 철근량 이상이어야 한다.
- (2) 위험단면의 철근 간격은 슬래브 두께의 2배 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다. 다만 와플구조나 리브구조로 된 부분은 예외로 한다. 와플구조 상부의 슬래브 철근은 5.7의 요구 사항에 따라야 한다.

10.6.2 철근의 정착

- (1) 불연속 단부에 직각방향인 정모멘트에 대한 철근은 슬래브의 끝까지 연장하여 직선 또는 갈고리로 150 mm 이상 테두리보, 기둥 또는 벽체 속에 묻어야 한다.

- (2) 불연속 단부에 직각방향인 부모멘트에 대한 철근은 제 8장의 규정에 따라 구부림, 갈고리 또는 다른 방법으로, 받침부 면에서 테두리보, 기둥 또는 벽체 속으로 정착하여야 한다.
- (3) 불연속 단부에서 슬래브가 테두리보나 벽체로 지지되어 있지 않은 경우 또는 슬래브가 받침부를 지나 캔틸레버로 되어 있는 경우에는 철근을 슬래브 내부에 정착할 수 있다.

10.6.3 외부 모퉁이의 보강철근

- (1) 외부 모퉁이 슬래브를 α 값이 1.0보다 큰 테두리보가 지지하는 경우, 모퉁이 부분의 슬래브 상, 하부에 다음 (2)에서 (4)에 따라 모퉁이 보강철근을 배치하여야 한다.
- (2) 슬래브 상, 하부에 배치하는 특별 보강철근은 슬래브 단위폭당 최대 정모멘트와 같은 크기의 휨모멘트에 견딜 만큼 충분하여야 한다.
- (3) 이 휨모멘트는 슬래브 상부에서는 모퉁이에서 그은 대각선에 직각인 축에, 슬래브 하부에서는 대각선에 평행한 축에 대하여 작용한다고 가정할 수 있다.
- (4) 특별 보강철근은 모퉁이부터 긴 경간의 1/5 길이만큼 각 방향에 배치하여야 한다.
- (5) 특별 보강철근은 슬래브 상부에서 대각선에 평행한 방향으로 배치하고 슬래브 하부의 경우 대각선에 직각방향으로 배치하여야 한다. 또는 특별 보강철근은 슬래브 상부와 하부에서 각각 슬래브 각 모서리에 평행하게 두 층으로 배치할 수 있다.

10.6.4 보가 없는 슬래브의 철근 상세

- (1) 보가 없는 슬래브의 철근은 10.6의 모든 요구 조건과 더불어 그림 10.6.1에 표시한 최소 연장길이도 확보하여야 한다.
- (2) 인접한 경간의 길이가 다를 경우, 받침부부터 부모멘트에 대한 철근의 최소 연장은 그림 10.6.1에 보인 바와 같이 하되 그 기준은 긴 경간으로 하여야 한다.
- (3) 2방향 슬래브에서 굽힘철근은 슬래브 두께와 경간의 비가 굽힘철근의 굽힘각도가 45° 이하가 될 수 있는 경우에만 사용하여야 한다.
- (4) 횡력을 지지하는 2방향 슬래브는 구조해석에 의하여 철근의 길이를 결정하여야 하며, 그림 10.6.1의 최소 연장길이 이상으로 하여야 한다.

- (5) 각 방향의 주열대 내의 모든 하부 철근이나 철선이 연속이거나 그림 10.6.1에 위치한 것과 같은 A급 겹침이음으로 이어야 한다. 각 방향으로 적어도 2개의 주열대 하부철근이나 철선이 기둥 위를 지나야 하며 외부 받침부에 정착하여야 한다.

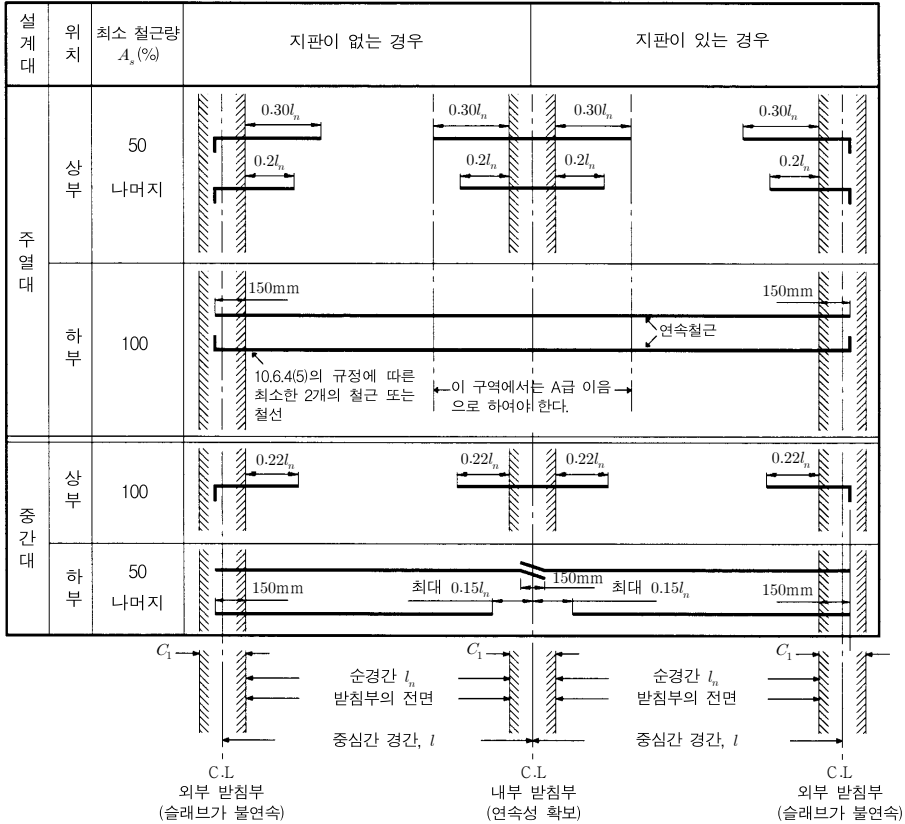


그림 10.6.1 보가 없는 슬래브에서 철근의 최소 정착길이
(8.5.2(1)의 받침부의 정착 참조)

- (6) 전단머리가 있는 슬래브나 리프트-슬래브의 시공에서는 적어도 각 방향으로 2개의 부착된 하부 철근이나 철선이 가능한 한 기둥에 근접하게 전단머리나 리프팅 칼라를 지나도록 하여야 하며, 연속이거나 A급 겹침이음으로 이어야 한다. 외부 기둥에서는 이 철근을 전단머리나 리프팅 칼라에 정착시켜야 한다.

10.7 슬래브 시스템의 개구부

- (1) 구조해석에 의하여 설계강도가 소요강도 이상이고 처짐제한을 포함하여 모든 사용성을 만족할 경우, 어떤 크기의 개구부도 슬래브 시스템 내에 둘 수 있다.
- (2) 10.7(1)에 따른 해석을 하지 않는다면, 보가 없는 슬래브 시스템은 다음에 따라 개구부를 둘 수 있다.
 - ① 양 방향의 중간대가 겹치는 부분은 개구부가 없을 때의 소요철근량을 유지한다면 어떤 크기의 개구부도 둘 수 있다.
 - ② 양 방향의 주열대가 겹치는 부분은 어느 쪽의 경간에서나 주열대 폭의 $1/8$ 이상이 개구부에 의해 절단되지 않아야 한다. 개구부에 의해 절단된 철근량은 개구부 주변에 추가 배치하여야 한다.
 - ③ 주열대와 중간대가 겹치는 부분은 어느 설계대에 대해서도 개구부에 의하여 절단되는 철근이 $1/4$ 이하이어야 한다. 개구부에 의해 절단된 철근량은 개구부 주변에 추가 배치하여야 한다.
 - ④ 7.10.6의 전단에 대한 규정을 만족시켜야 한다.
- (3) 개구부 크기가 슬래브 판 크기에 비해 상대적으로 작은 경우 개구부에 의해 절단되는 철근과 같은 단면적의 철근을 개구부 양쪽에 보강하여야 한다.
- (4) 개구부가 슬래브 판 크기에 비해 상대적으로 큰 경우 각 모서리에서 캔틸레버 슬래브로 가정하여 설계할 수 있으며, 인접 슬래브를 설계할 때는 개구부의 영향을 고려하여야 한다.
- (5) 개구부가 크고 한쪽으로 치우쳐서 위치한 경우 3변 연속이고 1변 자유인 슬래브로 취급할 수 있으며, 인접 슬래브를 설계할 때는 개구부의 영향을 고려하여야 한다.

11.1 일반 사항

11.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 휨모멘트의 작용 여부에 관계없이 축력을 받는 벽체의 설계에 적용하여야 한다.
- (2) 캔틸레버식 옹벽의 설계는 제 13장에 따라야 한다.

11.1.2 기호

- A_g : 전체 단면적, mm^2
 A_s : 인장철근 단면적, mm^2
 c : 압축측 연단에서 중립축까지 거리, mm
 d : 압축측 연단에서 인장철근 중심까지 거리, mm
 e : 편심거리, mm
 E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa
 E_s : 철근의 탄성계수, MPa
 f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
 f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
 h : 부재의 두께, mm
 I_{cr} : 균열단면에 대한 단면2차모멘트, mm^4
 k : 압축부재의 유효길이계수
 l_c : 받침부 사이의 수직길이, mm
 l_w : 전단력 방향의 전체 벽 또는 부분적인 벽의 길이, mm

M_a : 처짐을 계산할 때 부재의 최대 휨모멘트

M_{cr} : 외력에 의해 단면에서 휨균열을 일으키는 휨모멘트, 균열휨모멘트

11.2 설계 일반

- (1) 벽체는 계수연직축력이 $0.4A_g f_{ck}$ 이하이고 총 수직철근량이 단면적의 0.01배 이하인 부재를 가리키며, 이외의 부재는 제 5장, 제 6장의 압축부재의 설계 및 배근 원칙을 따라야 한다.
- (2) 벽체는 이에 작용하는 편심축하중, 수평하중 및 기타 하중에 대하여 안전하게 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.
- (3) 축하중을 받는 벽체의 설계는 11.2, 11.3과 11.4.1, 11.4.2 또는 11.4의 규정에 따라야 한다.
- (4) 정밀한 구조해석에 의하지 않는 한, 각 집중하중에 대한 벽체의 유효수평길이는 하중 사이의 중심거리 그리고 하중 지지폭에 벽체 두께의 4배를 더한 길이 중 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.
- (5) 전단력에 대한 설계는 7.10의 규정에 따라야 한다.
- (6) 벽체와 일체가 된 압축부재의 설계는 6.4.1(4)의 규정에 따라야 한다.
- (7) 벽체의 철근은 이와 교차하는 구조 부재인 바닥, 지붕, 기둥, 벽기둥, 부벽, 교차벽체 및 기초 등에 충분히 정착시켜야 한다.
- (8) 철근량 및 벽 두께의 제한은 각각 11.3 및 11.4.2(3)의 규정을 따라야 한다. 다만 정밀한 구조해석에 의하여 충분한 강도와 구조안정성을 확인할 수 있을 경우에는 이를 따르지 않을 수 있다.
- (9) 벽체의 밑면에서 기초판으로 하중전달은 12.4의 규정에 따라야 한다.

11.3 최소 철근비

- (1) 벽체의 수직 및 수평 최소 철근비는 11.3(2) 및 11.3(3)의 규정을 따라야 한다. 다만, 7.10.2(5) 및 7.10.3의 규정에 의해 요구되는 전단보강철근의 소요량이 더 큰 경우에는 그 소요량을 적용하여야 한다.
- (2) 벽체의 전체 단면적에 대한 최소 수직철근비는 다음 규정을 따라야 한다.
 - ① 설계기준항복강도 400 MPa 이상으로서 D16 이하의 이형철근 0.0012

- ② 기타 이형철근 0.0015
- ③ 지름 16 mm 이하의 용접철망 0.0012
- (3) 벽체의 전체 단면적에 대한 최소 수평철근비는 다음 각 항에 따라야 한다.
- ① 설계기준항복강도 400 MPa 이상으로서 D16 이하의 이형철근 0.0020
- ② 기타 이형철근 0.0025
- ③ 지름 16 mm 이하의 용접철망 0.0020
- (4) 두께 250 mm 이상의 벽체에 대해서는 다음의 각 항에 따라 수직 및 수평철근을 벽면에 평행하게 양면으로 배치하여야 한다. 다만, 지하실 벽체에는 이 규정을 적용하지 않을 수 있다.
- ① 벽체의 외측 면 철근은 각 방향에 대하여 전체 소요철근량의 1/2 이상, 2/3 이하로 하며, 외측 면부터 50 mm 이상, 벽 두께의 1/3 이내에 배치하여야 한다.
- ② 벽체의 내측 면 철근은 각 방향에 대한 소요철근량의 잔여분을 내측 면부터 20 mm 이상, 벽 두께의 1/3 이내에 배치하여야 한다.
- (5) 수직 및 수평철근의 간격은 벽 두께의 3배 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.
- (6) 수직철근이 집중 배치된 벽체부분의 수직철근비가 0.01배 이상인 경우 5.5.2의 규정에 따른 횡방향 띠철근을 설치하여야 하며, 이외의 경우에는 횡방향 띠철근을 설치하지 않을 수 있다. 이때 띠철근의 수직간격은 벽체 두께 이하로 하여야 하며, 수직철근이 압축력을 받는 철근이 아닌 경우에는 횡방향 띠철근을 설치할 필요가 없다.
- (7) 모든 창이나 출입구 등의 개구부 주위에는 11.3(1)에 규정된 최소 철근량 이외에도 수직 및 수평방향으로 이열 배근된 벽체에서 두 개의 D16 이상 철근, 일렬 배근된 벽체에서 한 개의 D16 이상의 철근을 창이나 출입구 등의 개구부 주변에 배치하여야 한다. 이때 이러한 철근은 개구부 모서리에서 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 정착되어야 한다.

11.4 벽체의 설계

11.4.1 압축부재로서 벽체의 설계

축력을 받거나 축력과 휨모멘트를 동시에 받는 벽체의 설계는 6.2, 6.5, 6.6, 6.7.1, 6.8, 11.2 및 11.3의 규정에 따라야 한다. 다만 해당 조건을 만족할 경우 11.4.2의 실용 설

계법을 따를 수 있다.

11.4.2 실용 설계법

- (1) 직사각형 단면의 벽체로서 11.2, 11.3 및 11.4.2의 모든 요구 조건을 만족하고 계수하중의 합력이 벽 두께의 중앙 1/3 이내에 작용하는 경우에는 이 11.4.2에서 규정하는 실용 설계법에 의하여 설계할 수 있다.
- (2) 위의 11.4.2(1)의 규정에 부합될 때 벽체의 설계축강도 ϕP_{nw} 는 식 (11.4.1)에 의하여 산정하여야 한다. 다만, 11.4.1의 규정에 의할 때에는 이를 적용하지 않는다.

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f_{ck} A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (11.4.1)$$

여기서, $\phi = 0.65$ 이고 유효길이계수 k 는 다음과 같다.

- ① 상·하단이 횡구속 벽체로서
 - (가) 상·하 양단 중의 한쪽 또는 양쪽의 회전이 구속된 경우0.8
 - (나) 상·하 양단 모두 회전이 구속되지 않은 경우1.0
 - ② 비횡구속 벽체2.0
- (3) 벽체의 최소 두께는 다음 ①, ②에 따라야 한다.
- ① 벽체의 두께는 수직 또는 수평받침점 간 거리 중에서 작은 값의 1/25 이상이어야 하고, 또한 100 mm 이상이어야 한다.
 - ② 지하실 외벽 및 기초 벽체의 두께는 200 mm 이상으로 하여야 한다.

11.4.3 세장한 벽체의 대체설계법

- (1) 휨인장이 벽체의 면외방향 설계를 지배하는 경우, 이 절의 규정을 따르면 6.5.1을 만족시키는 것으로 볼 수 있다.
- (2) 11.4.3에 따라 설계된 벽체는 11.4.3.(2)의 규정이 만족되도록 하여야 한다.
 - ① 벽판은 단순지지되고 벽체 중앙에서 최대 모멘트 및 최대 처짐이 발생하는 면 외 균등한 횡하중을 받는 압축부재로 고려하여 설계하여야 한다.
 - ② 단면적은 전 높이에 대하여 일정한 것으로 한다.
 - ③ 벽체는 인장이 지배적인 거동을 하도록 설계하여야 한다.
 - ④ 철근은 식 (11.4.2)와 같은 설계휨강도를 확보하도록 산정하여야 한다.

$$\phi M_n \geq M_{cr} \quad (11.4.2)$$

- ⑤ 벽체의 설계 휨 단면 상부에 작용되는 집중 수직하중은 아래와 같은 폭에 분포된 것으로 가정하여야 한다.

(가) 지압폭과 지압면 양측 면에서 수직으로 2, 수평으로 1의 비율로 확대한 폭을 더한 값과 같다.

(나) 집중하중 간격 이하이어야 한다.

(다) 벽판의 연단을 초과하지 않아야 한다.

- ⑥ 벽체 높이의 중앙부분에서 수직응력 P_u / A_g 는 $0.06f_{ck}$ 을 초과하지 않아야 한다.

- (3) 축력과 휨모멘트를 받는 벽체 높이의 중앙부의 설계휨강도 ϕM_n 은 식 (11.4.3)과 같은 조건을 만족하여야 한다.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (11.4.3)$$

여기서, M_u 는 다음 식과 같다.

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad (11.4.4)$$

여기서, M_{ua} 는 계수횡하중과 편심 수직하중에 의한 벽체 높이 중앙부의 최대 계수휨모멘트로서 $P - \Delta$ 효과를 고려하지 않은 값이며 Δ_u 는 식 (11.4.5)에 의해 계산한 값이다.

$$\Delta_u = \frac{5M_u l_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (11.4.5)$$

M_u 는 처짐을 반복적으로 대입하여 계산하거나 식 (11.4.6)을 이용하여 직접 계산할 수 있다.

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u l_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}} \quad (11.4.6)$$

여기서, I_{cr} 은 다음 식 (11.4.7)과 같다.

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \frac{h}{2d} \right) (d - c)^2 + \frac{l_w c^3}{3} \quad (11.4.7)$$

식 (11.4.7)에서 E_s / E_c 는 6 이상이어야 한다.

- (4) $P-\Delta$ 효과를 고려한 사용하중에 의한 최대 면외 처짐 Δ_s 는 $l_c/150$ 을 초과하지 않아야 하고, 사용 횡하중과 편심 수직하중에 의한 벽체 높이 중앙부의 최대 휨모멘트로서 $P-\Delta$ 효과를 고려한 M_a 가 $(2/3)M_{cr}$ 을 초과한다면, Δ_s 는 식 (11.4.8)에 의해 계산하여야 한다.

$$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})} (\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr}) \quad (11.4.8)$$

여기서, M_a 가 $(2/3)M_{cr}$ 을 초과하지 않는다면, Δ_s 는 식 (11.4.9)에 의해 계산하여야 한다.

$$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right) \Delta_{cr} \quad (11.4.9)$$

그리고 위 식 (11.4.8)과 식 (11.4.9)의 Δ_{cr} 과 Δ_n 은 각각 다음 식 (11.4.10)과 식 (11.4.11)과 같다.

$$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}l_c^2}{48E_cI_g} \quad (11.4.10)$$

$$\Delta_n = \frac{5M_nl_c^2}{48E_cI_{cr}} \quad (11.4.11)$$

여기서 I_{cr} 은 식 (11.4.7)에 의해 계산하고 M_a 는 면외 처짐을 반복적으로 대입하여 계산한다.

11.5 비내력벽과 지중보

- (1) 비내력벽의 두께는 100 mm 이상이어야 하고, 또한 이를 횡방향으로 지지하고 있는 부재 사이 최소 거리의 1/30 이상이 되어야 한다.
- (2) 지중보로 설계하는 벽체는 6.2와 6.3의 규정에 의해 산정한 휨모멘트에 소요되는 철근을 벽체의 상부 및 하부에 배치하여야 한다. 전단보강에 대한 설계는 제 7장의 규정에 따라야 한다.
- (3) 지표면 위로 노출된 지중보 벽체의 부분에는 11.3의 규정을 만족시켜야 한다.

12.1 일반 사항

12.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 독립기초의 기초판 설계에 적용하는 것을 원칙으로 하며, 벽기초, 복합기초와 전면기초의 기초판 설계에도 적용할 수 있다.
- (2) 벽기초, 복합기초와 전면기초의 기초판을 설계할 경우에는 12.5.2의 추가 규정도 따라야 한다.

12.1.2 기호

d_{pile} : 기초판 밑면에 연결된 말뚝의 지름

β : 기초판의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

12.2 설계 일반

- (1) 기초판은 이 장의 규정에 따라 계수하중과 그에 의해 발생되는 반력에 견디도록 설계하여야 한다.
- (2) 기초판의 밑면적, 말뚝의 개수와 배열은 기초판에 의해 지반 또는 말뚝에 전달되는 힘과 휨모멘트, 그리고 토질역학의 원리에 의하여 계산된 지반 또는 말뚝의 허용지지력을 사용하여 산정하여야 한다. 이때 힘과 휨모멘트는 하중계수를 곱하지 않은 사용하중을 적용하여야 한다.
- (3) 말뚝기초의 기초판 설계에서 말뚝의 반력은 각 말뚝의 중심에 집중된다고 가정하여 휨모멘트와 전단력을 계산할 수 있다.
- (4) 기초판에서 휨모멘트, 전단력 그리고 철근정착에 대한 위험단면의 위치를 정할

경우, 원형 또는 정다각형인 콘크리트 기둥이나 주각은 같은 면적의 정사각형 부재로 취급할 수 있다.

- (5) 기초판 윗면부터 하부철근까지 깊이는 직접기초의 경우는 150 mm 이상, 말뚝기초의 경우는 300 mm 이상으로 하여야 한다.

12.3 기초판 설계

12.3.1 휨모멘트에 대한 설계

- (1) 기초판 각 단면의 휨모멘트는 기초판을 자른 수직면에서 그 수직면의 한쪽 전체 면적에 작용하는 힘에 대해 계산하여야 한다.
- (2) 기초판의 최대 계수휨모멘트를 계산할 때, 그 위험단면은 다음과 같이 구한다.
 - ① 콘크리트 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판은 기둥, 주각 또는 벽체의 외면
 - ② 조적조 벽체를 지지하는 기초판은 벽체 중심과 단부의 중간
 - ③ 강재 밑판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판은 기둥 외측 면과 강재 밑판 단부의 중간
- (3) 1방향 기초판 또는 2방향 정사각형 기초판에서 철근은 기초판 전체 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 한다.
- (4) 2방향 직사각형 기초판의 각 방향 철근 배치는 다음 규정을 따라야 한다.
 - ① 장변방향의 철근은 폭 전체에 균등히 배치시킨다.
 - ② 단변방향의 철근은 전체 철근량에서 식 (12.3.1)에서 산출한 비율만큼 유효폭 내에 균등하게 배치한 후, 나머지 철근량을 이 유효폭 이외의 부분에 균등히 배치시킨다.

$$\frac{\text{유효폭 내에 배치되는 철근량}}{\text{단변방향의 전체 철근량}} = \frac{2}{\beta + 1} \quad (12.3.1)$$

여기서, 유효폭은 기둥이나 주각의 중심선이 유효폭의 중심이 되도록 하며 기초판의 단변 길이로 취한다.

12.3.2 전단력에 대한 설계

- (1) 흙이나 암반에 지지된 기초판의 전단강도는 7.12의 슬래브와 기초판에 대한 규정에 따라야 한다.
- (2) 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판의 전단력에 대한 위험단면은 12.3.1(2) ①에 규정된 위치를 기준으로 결정하여야 한다. 그리고 강재 밀판을 갖는 기둥 또는 주각을 지지하는 기초판의 위험단면은 12.3.1(2)③에 규정된 위치를 기준으로 결정하여야 한다.
- (3) 임의 말뚝의 중심에서 기둥 중심까지 거리가 말뚝의 상단에서 기초판의 상단까지 거리의 2배보다 큰 경우 기초판은 7.12와 12.3.2(4)를 만족시켜야 한다. 그 외의 기초판은 부록 I이나 7.12와 12.3.2(4)의 규정을 만족시켜야 한다. 부록 I을 적용한다면 스트럿의 유효콘크리트 압축강도 f_{ce} 는 부록 I.3.2.(2)②의 규정에 따라 산정하여야 한다.
- (4) 말뚝에 지지되는 기초판에서 임의 단면에 대한 전단력은 다음 규정에 따라 계산하여야 한다.
 - ① 말뚝의 중심이 그 단면에서 $d_{pile}/2$ 이상 외측에 있는 말뚝에 의한 반력 전체는 그 단면에 전단력으로 작용하는 것으로 하여야 한다.
 - ② 말뚝의 중심이 그 단면에서 $d_{pile}/2$ 이상 내측에 있는 말뚝에 의한 반력은 전단력으로 작용하지 않는 것으로 보아야 한다.
 - ③ 말뚝의 중심이 위 ①과 ②에서 규정한 중간에 위치하는 경우, 단면의 외측 $d_{pile}/2$ 의 위치에서 말뚝 반력 전체를, 단면의 내측 $d_{pile}/2$ 의 위치에서 반력을 영(0)으로 하여 직선보간으로 말뚝중심에서 산정한 반력이 기초판 단면에 전단력으로 작용하는 것으로 보아야 한다.

12.3.3 기초판 철근의 정착

- (1) 기초판의 철근정착은 제 8장의 규정에 따라야 한다.
- (2) 각 단면에서 계산된 철근의 인장력 또는 압축력이 단면의 양측에서 발휘될 수 있도록 문힘길이, 표준갈고리나 기계적 장치 또는 이들의 조합에 의하여 철근을 정착하여야 한다.
- (3) 철근정착에 대한 위험단면은 최대 계수휨모멘트에 대해 12.3.1(2)에 규정한 위험

단면과 같은 위치로 가정하며, 단면이나 철근이 변하는 수직면도 위험단면으로 보아야 한다. 또한 8.5.1(5)의 규정도 따라야 한다.

12.4 기둥, 벽체 또는 주각 밑면에서 힘의 전달

12.4.1 힘의 전달장치

- (1) 기둥 또는 벽체 밑면에서 힘과 휨모멘트는 콘크리트의 지압과 철근, 다월철근 및 기계적연결장치에 의해 기초판에 전달시켜야 한다.
- (2) 받침부재와 지지되는 부재 사이의 접촉면에서 콘크리트 지압응력은 6.8에서 규정하는 콘크리트 지압강도를 초과할 수 없다.
- (3) 받침부재와 지지되는 부재 사이의 철근, 다월철근 또는 기계적연결장치는 다음의 ①과 ②와 같은 힘이 충분히 전달될 수 있어야 한다. 그 외에 철근, 다월철근 또는 기계적연결장치는 12.4.2 또는 12.4.3의 규정을 따라야 한다.
 - ① 어느 한쪽 부재의 콘크리트 지압강도를 초과하는 모든 압축력
 - ② 접촉면 사이의 인장력
- (4) 벽체 또는 기둥에서 휨모멘트가 주각 또는 기초판에 전달되는 경우에는 철근, 다월철근 또는 기계적연결장치는 8.8의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (5) 횡력은 7.6의 전단마찰의 규정 또는 다른 적절한 방법에 의하여 주각 또는 기초판에 전달시켜야 한다.

12.4.2 현장치기콘크리트 시공에서 힘 전달

- (1) 현장치기콘크리트 시공에서 12.4.1을 만족시키는 보강방법으로서 종방향 철근을 받침부재인 주각 또는 기초판까지 연장시키거나 다월철근으로 연결시켜야 한다.
- (2) 현장치기콘크리트 기둥과 주각의 경우, 접촉면 사이의 철근 단면적은 지지되는 부재 단면적의 0.005배 이상으로 하여야 한다.
- (3) 현장치기콘크리트 벽체의 경우, 접촉면 사이의 철근 단면적은 11.3(2)에서 규정한 최소 수직 철근량 이상이어야 한다.
- (4) 기초판에서 압축력만을 받는 경우에 D41과 D51인 종방향 철근은 12.4.1에서 요구하는 힘의 전달을 위한 다월철근과 겹침이음을 할 수 있다. 다월철근은 D35 이하이어야 하며, D41 또는 D51 철근의 정착길이와 다월철근의 압축겹침이음길

이 중 큰 값 이상으로 지지되는 부재 속으로 연장하여야 하며, 기초판 속으로는 다월철근의 정착길이 이상으로 연장하여야 한다.

- (5) 현장치기콘크리트 공사에서 핀접합이나 로커접합이 적용되는 경우에는 12.4.1과 12.4.3에 따라야 한다.

12.4.3 프리캐스트콘크리트 시공에서 힘 전달

- (1) 프리캐스트콘크리트 시공에서 12.4.1을 만족시키는 보강방법으로서 앵커볼트나 다음의 (2)에서 (4)까지 규정과 같이 적절한 기계적연결장치를 사용할 수 있다. 앵커볼트는 부록 II에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 프리캐스트콘크리트 기둥 또는 주각과 받침부재 간의 접합은 16.3.1(4)①의 요구 조건을 만족시켜야 한다.
- (3) 프리캐스트콘크리트 벽체와 받침부재 간의 접합은 16.3.1(4)②와 ③의 요구 조건을 만족시켜야 한다.
- (4) 앵커볼트 및 기계적연결장치는 정착장치의 파괴나 주위의 콘크리트가 파괴되기 전에 설계강도에 도달하도록 설계하여야 한다. 앵커볼트는 부록 II에 따라 설계하여야 한다.

12.5 특수한 기초판

12.5.1 경사 또는 계단형 기초판

- (1) 경사 또는 계단형 기초판에서 경사의 각도, 계단의 깊이 및 위치는 모든 단면에 서 설계조건을 만족하여야 한다. 이 경우 8.5.1(5)의 규정도 따라야 한다.
- (2) 일체로 설계된 경사 또는 계단형 기초판은 일체로 거동하도록 시공하여야 한다.

12.5.2 벽기초, 복합기초 및 전면기초

- (1) 2개 이상의 기둥, 주각, 벽체를 지지하는 기초판은 이 구조기준의 관련 규정에 따라 계수하중과 반력에 견디도록 설계하여야 한다.
- (2) 10.4에서 규정한 슬래브의 직접설계법은 벽기초, 복합기초 및 전면기초의 기초판 설계에 사용할 수 없다.

- (3) 벽기초, 복합기초 및 전면기초의 기초판 밑면에 작용하는 토압분포는 흙과 구조물의 성질 및 토질역학 원리에 적합하도록 정하여야 한다.
- (4) 프리스트레스 되지 않은 전면기초판의 각 주방향의 최소 철근량은 5.7.2의 규정에 적합하여야 한다. 철근의 최대 간격은 450 mm 이하이어야 한다.

13.1 일반 사항

13.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 옹벽구조물의 설계에 적용하여야 한다.
- (2) 옹벽과 유사한 거동을 갖는 호안이나 방조제 또는 흙채움을 지지해야 하는 교량의 교대 및 기초벽에 적용할 수 있다.
- (3) 이 장의 규정은 지진하중의 영향을 배제한 상시하중(자중, 토압, 수압 및 상재하중 등)들의 조합의 경우에만 적용할 수 있다.

13.1.2 기호

q_a : 지반의 허용지지력

q_{max} : 최대 지지반력

q_u : 지반의 극한지지력

13.2 설계 일반

13.2.1 설계 원칙

- (1) 옹벽은 상재하중, 뒤채움 흙의 중량, 옹벽의 자중 및 옹벽에 작용되는 토압, 필요에 따라서는 수압에 견디도록 설계하여야 한다.
- (2) 무근콘크리트 옹벽은 자중에 의하여 저항력을 발휘하는 중력식 형태로 설계하여야 한다.
- (3) 토압의 계산은 토질역학의 원리에 의거하여 필요한 지반특성계수를 측정하여 정

하여야 한다.

- (4) 저판의 설계는 제 12장의 규정에 따라야 한다.

13.2.2 안정조건

- (1) 활동에 대한 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 1.5배 이상이어야 한다.
- (2) 전도 및 지반지지력에 대한 안정조건은 만족하지만, 활동에 대한 안정조건만을 만족하지 못할 경우에는 활동방지벽 혹은 횡방향 앵커 등을 설치하여 활동저항력을 증대시킬 수 있다.
- (3) 전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- (4) 지반에 유발되는 최대 지반반력은 지반의 허용지지력을 초과할 수 없다.
- (5) 지반의 침하에 대한 안정성 검토는 다음의 두 가지 중 하나로 검토할 수 있다.
 - ① 지반반력의 분포경사가 비교적 작은 경우에는 최대 지반반력 q_{max} 이 지반의 허용지지력 q_u 이하가 되도록 하여야 한다.
 - ② 지반의 지지력은 지반공학적 방법 중 선택하여 적용할 수 있으며, 지반의 내부마찰각, 점착력 등과 같은 특성으로부터 지반의 극한지지력을 추정할 수 있다. 다만, 이 경우에 허용지지력 q_u 는 $q_u/3$ 이어야 한다.

13.3 구조해석

13.3.1 저판

- (1) 저판의 뒷굽판은 정확한 방법이 사용되지 않는 한, 뒷굽판 상부에 재하되는 모든 하중을 지지하도록 설계하여야 한다.
- (2) 캔틸레버식 옹벽의 저판은 전면벽과의 접합부를 고정단으로 간주한 캔틸레버로 가정하여 단면을 설계할 수 있다.
- (3) 부벽식 옹벽의 저판은 정밀한 해석이 사용되지 않는 한, 부벽 사이의 거리를 경간으로 가정한 고정보 또는 연속보로 설계할 수 있다.

13.3.2 전면벽

- (1) 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 저판에 지지된 캔틸레버로 설계할 수 있다.

- (2) 부벽식 옹벽의 전면벽은 3면 지지된 2방향 슬래브로 설계할 수 있다.
- (3) 전면벽의 두께는 11.4.2(3) 내력벽체의 최소 두께 규정에 따라야 한다.
- (4) 전면벽의 하부는 벽체로서 또는 캔틸레버로서도 작용하므로 연직방향으로 5.7.2, 7.9.3 및 11.3에 따라 보강철근을 배치하여야 한다.

13.3.3 뒷부벽 및 앞부벽

뒷부벽은 T형보로 설계하여야 하며, 앞부벽은 직사각형보로 설계하여야 한다.

13.4 구조 상세

- (1) 부벽식 옹벽은 전면벽과 저판에 의해서 부벽에 전달되는 응력을 저항할 수 있도록 필요한 철근을 부벽에 8.2의 규정에 따라 정착시켜야 한다.
- (2) 활동에 대한 효과적인 저항을 위하여 저판의 밑면에 활동방지벽을 설치하는 경우 활동방지벽과 저판을 일체로 만들어야 한다.
- (3) 옹벽을 설계할 때, 콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등 부피변화에 대한 별도의 구조해석이 없는 경우 신축이음을 설치할 수 있으며, 부피변화에 대한 구조해석을 수행한 경우는 신축이음을 두지 않고 수평철근을 연속으로 배치할 수 있다.

14.1 일반 사항

14.1.1 적용 범위

이 장의 규정은 아치구조의 설계에 적용하여야 하며, 휨모멘트와 축력을 받는 부재 또는 순수 압축력만을 받는 부재의 설계는 해당하는 장의 규정도 따라야 한다.

14.1.2 기호

λ : 세장비

14.2 설계 일반

- (1) 아치의 축선이 고정하중에 의한 압축력선이나 또는 고정하중과 등분포 활하중의 1/2이 재하된 상태에 대한 압축력선과 일치하도록 설계하여야 한다. 그렇지 않은 경우는 구조해석을 통하여 안전성을 검토하여야 한다.
- (2) 아치의 축선은 곡선으로 되어 있기 때문에 경간이 긴 아치의 경우, 휨좌굴, 휨 및 비틀림을 동시에 받아 일어나는 좌굴에 대한 안전성 검토를 수행하여야 한다.
- (3) 아치 리브의 단면 형상은 경간에 대한 높이의 비, 아치 축선, 재료의 강도, 시공 방법 등을 고려하여 선정하여야 한다.
- (4) 아치 리브의 기초는 아치 리브 단부에 발생하는 반력에 충분히 저항할 수 있도록 단단한 지반에 놓여야 한다. 기초 지반이 연약한 경우에는 단단하게 개량하거나 반력에 저항하기 위한 별도의 대책을 수립하여야 한다.

14.3 구조 해석

14.3.1 일반 사항

- (1) 아치의 축선은 아치 리브의 단면 도심을 연결하는 선으로 할 수 있다.
- (2) 단면력을 산정할 때에는 콘크리트의 수축과 온도변화의 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 부정정력을 계산할 때에는 아치 리브 단면변화를 고려하여야 한다.
- (4) 기초의 침하가 예상되는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.
- (5) 아치 리브에 발생하는 단면력은 축선 이동의 영향을 받지만, 일반적인 경우 그 영향이 작아서 무시할 수 있으므로 미소변형이론에 기초하여 단면력을 계산할 수 있다.
- (6) 식 (14.3.1)에 표시된 아치 리브의 세장비가 35를 초과하는 경우에는 유한변형이론 등에 의해 아치 축선 이동의 영향을 고려하여 단면력을 계산하여야 한다.

$$\lambda = l_{tr} \sqrt{\frac{A_{l/4} \cos \theta_{l/4}}{I_m}} \quad (14.3.1)$$

여기서, λ : 세장비

l_{tr} : 환산부재 길이, $l_{tr} = \delta l$ (mm)

$A_{l/4}$: 경간 $l/4$ 위치에서 아치 리브의 단면적(mm²)

$\theta_{l/4}$: 경간 $l/4$ 위치에서 아치 축선의 경사각

I_m : 아치 리브의 평균 단면2차모멘트(mm⁴)

δ : 표 14.3.1에서 구하는 계수

l : 기초의 고정도를 고려한 경간(mm)

· 2한지 또는 3한지 아치의 경우는 아치 경간

· 고정아치의 경우는 아치 경간 + 2 × 최하단 아치 리브 깊이 × $\cos \theta$

(θ 는 받침부에서 아치 축선의 경사각)

표 14.3.1 계수 δ

h/l	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
고정	0.360	0.375	0.396	0.422	0.453	0.495	0.544	0.596	0.648
1한지	0.484	0.498	0.514	0.536	0.562	0.591	0.623	0.662	0.706
2한지	0.524	0.553	0.594	0.647	0.711	0.781	0.855	0.915	1.059
3한지	0.591	0.610	0.635	0.670	0.711	0.781	0.855	0.956	1.059

여기서, h/l : 아치 경간(l)에 대한 높이(h)의 비

14.3.2 좌굴에 대한 검토

- (1) 아치 리브를 설계할 때는 응력 검토뿐만 아니라 면내 및 면외방향의 좌굴에 대한 안정성을 아래 규정에 따라 확인하여야 한다.
 - ① $\lambda \leq 20$ 인 경우 좌굴 검토는 필요하지 않다.
 - ② $20 < \lambda \leq 70$ 인 경우 유한변형에 의한 영향을 편심하중에 의한 휨모멘트로 치환하여 발생하는 휨모멘트에 더하여 단면의 계수휨모멘트에 대한 안정성을 검토하여야 한다.
 - ③ $70 < \lambda \leq 200$ 인 경우 유한변형에 의한 영향에 더하여 철근콘크리트 부재 재료의 비선형성에 의한 영향을 고려하여 좌굴에 대한 안정성을 검토하여야 한다.
 - ④ $\lambda > 200$ 인 경우 아치구조물로서 적합하지 않다.
- (2) 아치의 면외좌굴에 대해서는 아치 리브를 직선기둥으로 가정하고, 이 기둥이 아치 리브 단부에 발생하는 수평반력과 같은 축력을 받는다고 가정할 수 있다. 이 경우 기둥의 길이는 원칙적으로 아치 경간과 같다고 가정하여야 한다.

14.4 구조 상세

- (1) 철근콘크리트 아치는 아치의 상, 하면을 따라서 가능하면 대칭인 축방향 철근을 배치하여야 한다. 이 축방향 철근은 아치 리브 폭 1m당 600 mm^2 이상, 또 상, 하면의 철근을 합하여 콘크리트 단면적의 0.15 % 이상 배치하여야 한다.
- (2) 아치 리브의 상, 하면에 축방향 철근에 직각인 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 이 횡방향 철근은 D13 이상, 또한 축방향 철근지름의 1/3 이상을 사용하되, 그 간격은 축방향 철근지름의 15배 이하, 300 mm 이하, 아치 리브 단면의 최소 치수 중 가장 작은 값 이하로 하여야 한다.
- (3) 폐복식 아치에서는 스프링잉과 측벽의 적당한 위치에 신축이음을 두어야 한다.
- (4) 아치 리브가 박스 단면인 경우에는 연직재가 붙는 곳에 격벽을 설치하여야 한다.

15.1 일반 사항

15.1.1 적용 범위

이 장의 규정은 기둥, 보, 슬래브, 벽 등의 구조가 강결된 구조물의 접합부 설계에 적용하여야 한다.

15.1.2 기호

f_t : 계수하중에 의한 접합부에 유발된 콘크리트의 인장응력, MPa

15.2 설계 일반

15.2.1 일반 사항

- (1) 라멘의 축선은 부재 단면의 도심 축선으로 하여야 한다. 그러나 현치가 큰 부재 또는 단면이 변하는 부재의 경우 축선은 단면변화에 따라 변화하는 것으로 취한다.
- (2) 보 또는 기둥의 단면 크기가 경간과 비교하여 상대적으로 매우 큰 경우에는 부재의 휨변형과 전단변형을 모두 고려하여 라멘구조로 해석하여야 한다.
- (3) 라멘의 계산에서 현치의 영향을 고려하는 경우 현치가 있는 부재를 변단면 부재로 해석하거나 부재 접합부의 현치부분 강성을 고려하여 해석하여야 한다. 현치부분 강성을 고려하는 경우에는 아래의 방법으로 구한 강성역을 고려하여 설계하여야 한다.
 - ① 등단면의 부재 단부가 다른 부재와 접합될 때는 그 부재단에서 부재 두께의 1/4 안쪽부터 절점까지로 하여야 한다.

- ② 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 현치를 갖는 경우는 현치 시점에서 부재 두께의 1.5배 안쪽부터 절점까지로 하여야 한다. 다만, 현치의 경사가 60° 이상의 경우는 현치의 시점에서 부재 두께의 1/4 안쪽부터 절점까지로 하여야 한다.
- ③ 부재 양측의 현치의 크기가 다른 경우 등의 사유로 위의 ①과 ②로 정한 점이 2점 이상 동시에 존재하는 경우 강성역의 범위는 큰 쪽이어야 한다.
- (4) 크립와 건조수축의 영향을 무시하기 어려운 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.
- (5) 일반적인 시공법에 의하지 않는 경우 시공단계의 영향을 고려하여야 한다.

15.2.2 받침부 면에서 단면력의 산정

- (1) 부재단의 단면을 산정하기 위한 휨모멘트의 값은 현치의 영향을 고려할 경우 보에 있어서 기둥 전면의 휨모멘트, 기둥의 경우 보의 상, 하면 위치의 휨모멘트를 사용할 수 있다.
- (2) 현치의 영향을 무시하고 구조해석을 할 경우는 절점 휨모멘트를 기둥 내측 또는 보의 단부까지 이동시켜 구한 값을 사용할 수 있다.
- (3) 부재단의 단면 검토에 사용하는 전단력은 기둥의 경우 보의 상, 하면의 전단력을 사용하고, 보에 있어서는 기둥 전면에서 기둥 전면의 단면 높이의 1/2만큼 떨어진 위치의 전단력을 사용한다.

15.2.3 라멘 접합부의 설계

- (1) 라멘 부재의 접합부는 단면력에 의한 응력의 방향이 급변하여 응력의 전달기구가 복잡하기 때문에 접합되는 부재 서로가 단면력을 확실하게 전달시킬 수 있도록 하여야 한다.
- (2) 응력을 검토할 때 현치의 유효부분은 접합되는 부재에 설치된 현치 높이의 1/3을 해당 부재의 유효부분으로 간주할 수 있다.
- (3) 기둥의 단면이 원형인 경우, 보 또는 슬래브의 응력을 검토할 단면은 기둥 전면에서 기둥 지름의 0.1배 안으로 들어온 위치로 가정할 수 있다.
- (4) 접합부의 설계는 다음의 방법을 적용하며, 설계 방법에 상관없이 15.2.3(1), 15.3(2)와 (3)의 규정에 적합하도록 설계하여야 한다.

- ① 스트럿-타이 모델에 의한 해석
 - ② 비선형 유한요소 해석
- (5) 스트럿-타이 모델에 의한 접합부 설계는 다음을 따라야 한다.
- ① 부모멘트가 최외측 접합부에 작용하는 경우에 대각선 방향의 단면에 유발되는 계수인장응력 f_t 가 $\sqrt{f_{ck}}/3$ 를 넘을 경우는 보강철근을 배치하여야 한다.
 - ② 접합부에 정모멘트가 작용하면 접합부 대각선 방향과 대각선의 직각방향의 단면에 인장응력이 작용하므로 경사방향으로 철근을 배치하여 보강하여야 한다.
- (6) 유한요소해석에 의해 접합부의 응력을 검토하는 경우에는 응력 집중부의 영향을 합리적으로 반영할 수 있는 해석 모델을 사용하여야 한다.

15.3 구조 상세

- (1) 기둥 또는 보의 단면이 변화하는 라멘 접합부는 응력 전달을 원활하게 하도록 현치를 두거나 모따기를 크게 하고 이것을 설계도에 기입하여야 한다.
- (2) 라멘 접합부의 주철근은 서로의 배치 관계를 고려하여 단면력이 확실하게 전달되도록 배치하여야 한다.
- (3) 구조물의 최외측 접합부는 접합부에서 결합하는 부재의 주철근량의 1/2 이상을 외측에 연해서 배치하여야 한다.
- (4) 중간 접합부에서 기둥의 주철근은 원칙적으로 모서리에서 보 및 슬래브 부재 깊이의 1/2 또는 기둥의 유효깊이의 1/2 중 작은 값만큼 지나서 이 점부터 정착길이 이상으로 연장하여야 한다.
- (5) 접합부 모서리 측면은 시공 중에 동바리의 변형이나 기둥이 연직방향 반력의 영향에 의한 연직방향으로 발생하는 균열을 방지하기 위하여 수평방향 철근을 추가 배치하여야 한다.
- (6) 현치는 경사면에 연하여 보강철근을 추가로 배치하여야 한다. 현치는 계산상 필요로 하지 않는 경우에도 보강철근을 배치하여야 한다.
- (7) 라멘의 접합부 모서리 부분은 콘크리트의 시공이음을 고려하여 철근을 배치하여야 한다.
- (8) 부재 접합부 및 그 부근에서는 주철근의 이음을 두지 않아야 한다.

16.1 일반 사항

16.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 프리캐스트콘크리트 부재의 설계에 적용하여야 한다.
- (2) 프리캐스트콘크리트 건물의 설계는 「프리캐스트콘크리트 조립식 건축구조 설계 기준」에 따를 수 있다
- (3) 프리캐스트콘크리트 교량의 설계는 「도로교설계기준」에 따를 수 있다.

16.1.2 기호

A_g : 기둥의 전체 단면적, mm^2

l : 부재의 경간, mm

l_n : 부재의 순경간, mm

16.1.3 참고기준

프리캐스트콘크리트 조립식 건축구조 설계기준

도로교설계기준

16.2 설계 일반

16.2.1 설계 원칙

- (1) 프리캐스트콘크리트 부재를 설계할 때에는 거푸집 제거, 저장, 운반, 조립 등을 포함한 초기 제조에서 구조물의 완성에 이르기까지 일어날 수 있는 모든 하중과

충격하중 및 구속조건을 고려하여야 한다.

- (2) 프리캐스트콘크리트 부재는 인접 부재와 하나의 구조 시스템으로서 역할을 하기 위하여 모든 접합부와 그 주위에서 발생할 수 있는 단면력과 변형을 고려하여 설계하여야 한다.
- (3) 상호 연결된 구조 부재에 관한 영향을 포함하여 초기 및 장기처짐의 영향을 설계에 고려하여야 한다.
- (4) 프리캐스트콘크리트 부재 및 이와 상호 연결된 부재, 접합부에 대하여 허용오차가 규정되어야 하며, 프리캐스트콘크리트 부재 및 접합부를 설계할 때 이들 오차의 영향을 반영하여야 한다.
- (5) 연결부와 지압부를 설계할 때에는 건조수축, 크리프, 온도, 탄성변형, 부동침하, 풍하중, 지진하중 등을 포함하여 부재에 전달되는 모든 힘의 영향을 고려하여야 한다.
- (6) 설계할 때 사용된 제작과 조립에 대한 허용오차는 관련 도서에 표시하여야 하며, 부재를 설계할 때 일시적 조립 응력도 고려하여야 한다.
- (7) 프리캐스트콘크리트 부재 및 구조는 설계하중 조합에 의하여 계산된 소요강도 이상의 설계강도를 가져야 한다.
- (8) 프리캐스트콘크리트 벽판이 기둥이나 독립기초판의 수평연결 부재로 설계되는 경우 깊은보 작용이나 횡좌굴과 처짐에 대한 영향을 설계에 고려하여야 한다.
- (9) 프리캐스트콘크리트 부재의 설계기준압축강도는 21 MPa 이상으로 하여야 한다.

16.2.2 접합부에서 힘의 전달과 분포

- (1) 부재 평면에 수직으로 작용하는 힘의 분포는 실험 또는 구조해석에 의해 계산하여야 한다.
- (2) 면내력을 프리캐스트콘크리트 부재의 접합부 사이에서 전달하기 위해서는 다음 조건을 만족하여야 한다.
 - ① 면내력의 전달경로는 접합부와 부재에 대하여 연속되도록 하여야 한다.
 - ② 인장력이 작용될 경우 강재 또는 철근을 연속적으로 배치하여야 한다.

16.3 프리캐스트콘크리트 벽판을 사용한 구조물

16.3.1 일체성 확보 요건

- (1) 16.3.2의 규정이 적용되는 경우를 제외하고는 프리캐스트콘크리트 벽판 구조물에서 구조 일체성을 확보하기 위하여 다음 (2)에서 (7)까지 규정된 최소 요구 조건을 따라야 한다.
- (2) 프리캐스트콘크리트 구조물의 횡방향, 종방향, 수직방향 및 구조물 둘레는 부재의 효과적인 결속을 위하여 인장연결철근으로 일체화시켜야 한다. 특히 종방향과 횡방향 연결철근을 횡하중 저항구조에 연결되도록 설치하여야 한다.
- (3) 프리캐스트콘크리트 부재가 바닥 또는 지붕층 격막구조일 때, 격막구조와 횡력을 부담하는 구조를 연결하는 접합부는 최소한 4,400 N/m의 공칭인장강도를 가져야 한다.
- (4) 수직연결철근에 관한 5.8.2의 규정은 비내력벽을 제외한 모든 수직 구조 부재에 적용하여야 하며, 다음과 같이 수평접합부에서 연결되어야 한다.
 - ① 프리캐스트콘크리트 기둥은 $1.5A_g$ (단위는 N) 이상의 공칭인장강도를 가져야 한다. 하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 기둥의 경우, 감소된 유효단면적을 사용하여 최소 철근량과 설계강도를 결정할 수 있다. 이때 감소된 유효단면적은 전체 단면적의 1/2 이상이어야 한다.
 - ② 프리캐스트콘크리트 벽판은 최소한 두 개의 연결철근을 서로 연결하여야 하며, 연결철근 하나가 받을 수 있는 인장력은 45,000 N 이상이어야 한다.
 - ③ 해석결과 기초바닥 밑면에 인장력이 발생되지 않을 경우 ②에 규정된 연결철근은 흙에 직접 지지되는 콘크리트 바닥슬래브에 정착시킬 수 있다.
- (5) 단순히 연직하중에 의한 마찰력만으로 저항하는 접합부 상재는 사용할 수 없다.
- (6) 일체성 접합부는 균열 발생 가능성을 최소화시킬 수 있도록 설치 위치를 설정하여야 한다.
- (7) 일체성 확보를 위한 접합부는 콘크리트의 파괴에 앞서 강재의 항복이 먼저 이루어지도록 설계하여야 한다.

16.3.2 3층 이상의 내력벽 구조

- (1) 3층 이상의 프리캐스트콘크리트 내력벽 구조의 경우에는 다음 (2)에서 (6)까지

최소 규정을 만족시켜야 한다.

- (2) 종방향 또는 횡방향 연결철근은 바닥과 지붕에 22,000 N/m의 공칭강도를 가지도록 설계하여야 한다. 연결철근은 내부 벽체 지지점에 설치하여야 하며, 또한 부재와 외벽 사이에도 배치하여야 한다. 이때 연결철근은 바닥슬래브와 지붕구조 평면에서 600 mm 이내에 위치시켜야 한다.
- (3) 종방향 연결철근은 바닥슬래브 또는 지붕바닥과 평행되며 중심 간격이 3.0 m 이내이어야 한다. 개구부가 있을 때는 그 주위에 응력이 적절히 전달되도록 연결철근을 개구부 주위에 추가로 배치하여야 한다.
- (4) 바닥슬래브 또는 지붕바닥의 경간방향에 직각인 횡방향 연결철근은 내력벽의 간격 이하로 배치하여야 한다.
- (5) 각 층 바닥 또는 지붕층 바닥 주위의 둘레 연결철근은 모서리에서 1.2 m 이내에 있어야 하며 71,000 N 이상의 공칭인장강도를 가져야 한다.
- (6) 수직연결철근은 모든 벽체에 배치하여야 하며 건물 전체 높이에 연속되도록 하여야 한다. 인장강도는 벽체의 수평방향으로 44,000 N/m 이상이어야 한다. 또한 수직 연결철근은 각 프리캐스트콘크리트 벽 패널당 2개 이상 설치하여야 하며, 그 중심 간격은 3.6 m 이하로 하여야 한다.

16.3.3 접합부의 설계

- (1) 프리캐스트콘크리트 접합부에서 그라우트 연결, 전단키, 기계적이음장치, 철근, 보강채움 또는 이들의 조합 등을 통해 힘이 전달되도록 하여야 한다.
- (2) 접합부에 의한 힘 전달에 대한 적합성은 해석이나 실험에 의해 결정하여야 한다.
- (3) 외력에 의한 단면력으로서 전단력이 주로 발생할 경우 7.7의 규정을 적용할 수 있다.
- (4) 여러 가지 구조재료를 사용하는 접합부를 설계할 경우 상대 강성과 강도 및 연성 등을 고려하여야 한다.
- (5) 접합부는 구조 일체성이 확보되도록 설계하여야 한다.

16.3.4 지압부

- (1) 지붕 또는 바닥부재가 단순지지되어 있을 때 다음 (2)와 (3)의 규정을 만족시켜야 한다.

- (2) 어떤 형태의 받침부재와 지지되는 부재 사이의 접합면의 허용지압응력은 받침부재나 지지면의 지압강도를 초과하지 않아야 하며 콘크리트의 지압강도는 6.8의 규정을 따른다.
- (3) 해석이나 실험을 통해 성능이 규명되지 않을 경우 다음의 최소 규정 사항을 만족하여야 한다.
- ① 허용오차를 고려한 후, 각 부재나 받침부재는 다음 사항을 만족하는 부재치수를 가져야 한다. 받침부재의 모서리 면부터 경간방향 프리캐스트 부재 끝까지 거리는 경간의 $l_n/180$ 이상이어야 하며, 또한 다음 사항도 만족하여야 한다.
 - (가) 속찬 또는 속빈슬래브 50 mm
 - (나) 보 또는 복부를 가진 부재 75 mm
 - ② 보강되지 않은 단부에서 지지패드는 지지 단부부터 최소 15 mm를 후퇴시켜 설치하거나, 모를 탄 경사 모서리를 둔 지지점의 경우에는 적어도 경사 모서리 면 뒤에 설치하여야 한다.
- (4) 8.5.2의 규정은 정정구조물의 프리캐스트콘크리트 부재의 경우 정모멘트에 대한 배근 기준으로 적용될 필요는 없다. 그러나 이 경우 정착되는 철근의 1/3 이상을 5.3.1(2)② 및 16.2.1(5)에 규정된 허용오차를 고려하여 지압길이 중심까지 연장시켜야 한다.

16.4 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량

16.4.1 프리캐스트콘크리트 세그먼트 이음부의 설계

- (1) 프리캐스트콘크리트 세그먼트 부재의 이음부 설계는 이 장의 관련 규정을 적용하여야 한다.
- (2) 프리캐스트콘크리트 세그먼트의 이음부는 사용하중이 작용할 때와 계수하중이 작용할 때의 응력에 대하여 검토하여야 한다. 이때 사용하중에 의한 인장응력을 검토할 때 허용휨인장응력은 2.5 MPa로 하여야 한다.
- (3) 프리캐스트콘크리트 세그먼트 이음부의 구조상세는 다음에 따라야 한다.
 - ① 프리캐스트콘크리트 세그먼트의 이음부에는 세그먼트 접합면의 전단저항강도를 증진시키기 위한 전단키를 설치하여야 한다. 이때 전단키는 전단력에 대하여 설계되어야 한다.

- ② 프리캐스트콘크리트 세그먼트 단부와 전단키의 주변부는 보강철근 또는 연직방향 긴장재 등으로 보강하여야 한다.

16.4.2 설계 고려 사항

- (1) 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량이 균형 캔틸레버 공법, 가설 트러스 공법, 전진 가설 공법 등에 의해 건설될 때, 시공처짐량이 설계계산 값과 일치하도록 제어하기 위하여 가설할 때 콘크리트의 재령은 최소한 14일 이상이어야 한다.
- (2) 세그먼트의 제작 장소에서 하부 거푸집을 둔 상태에서 내·외부 거푸집을 제거하기 전의 콘크리트 압축강도는 강도는 18 MPa 이상이어야 하고, 세그먼트를 제작 장소에서 저장소로 이동하려면 21 MPa 이상의 압축강도를 가져야 한다. 프리스트레싱 전에 종횡방향의 이음부 콘크리트의 강도는 18 MPa 이상이어야 하고, 최종 영구 긴장할 때 세그먼트콘크리트의 강도는 최소한 콘크리트의 설계기준압축강도 이상이어야 한다.
- (3) 에폭시가 경화 전에 최소한 0.3 MPa의 압축응력이 에폭시 줄눈에 가해져야 한다.
- (4) 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량의 복부에 두는 전단키는 복부 두께만큼의 구간에 두어야 한다. 전단키를 상, 하부 슬래브에 두는 경우에는 큰 전단키 한 개씩만 둘 수 있다.
- (5) 프리캐스트콘크리트 세그멘탈 교량에서 세그먼트 사이에는 에폭시 줄눈과 건식 줄눈을 사용할 수 있다. 여기서 에폭시 줄눈은 내적 긴장재를 사용하는 교량, 동결융해작용을 받거나 결빙방지제의 영향을 받는 교량에 사용하며, 건식줄눈은 동결융해나 결빙의 영향을 받지 않는 지역의 외적 포스트텐서닝 긴장재와 관련된 교량에 사용하여야 한다.
- (6) 외적 포스트텐서닝 긴장재는 부식되지 않도록 부식방지 대책을 강구하여야 한다.

16.5 프리캐스트콘크리트 제품의 관리

16.5.1 매입물

- (1) 콘크리트에서 돌출되거나 노출되는 매입물은 콘크리트가 굳지 않은 상태에 있을 때 다음 (2)에서 (4)까지 규정에 따라 콘크리트 속에 묻을 수 있다.
- (2) 매입물은 굳지 않은 상태의 콘크리트 내에 배치된 철근에 갈고리로 정착하거나

결속근으로 묶을 수 없다.

- (3) 매입물은 콘크리트가 굳지 않은 상태에서 제자리에 정확히 위치하도록 하여야 한다.
- (4) 매입물 주변의 콘크리트는 적절히 다짐하여야 한다.

16.5.2 제품의 구분과 표시

- (1) 철근 배치, 연결부, 지지대, 매입부, 정착장치, 콘크리트 피복 두께, 개구부, 양중장치, 제조 및 조립 허용범위 등에 관한 모든 상세는 제작도면에 표시되어야 한다.
- (2) 모든 프리캐스트콘크리트 부재나 구조요소에는 설치될 위치와 제작날짜를 표시하여야 한다.

16.5.3 운반과 저장 및 설치

- (1) 프리캐스트콘크리트 부재의 양생, 거푸집 제거, 저장, 운반 및 설치 과정 중에 프리캐스트콘크리트 부재가 초과 응력을 받거나 뒤틀리거나 손상을 입지 않도록 하여야 하며, 구조물에 나쁜 영향을 줄 수 있는 솟음을 일으키지 않도록 하여야 한다.
- (2) 프리캐스트콘크리트 부재는 영구적인 접합이 완료될 때까지 적절한 배치와 구조적 건전성을 보장하기 위하여 설치하는 동안에 적절한 버팀대와 받침대를 설치하여야 한다.

16.5.4 제품의 강도 평가

- (1) 프리캐스트콘크리트 부재가 현장치기콘크리트와 합성구조가 될 때는 다음 (2)와 (3)의 규정에 따라 프리캐스트콘크리트 부재만으로 휨모멘트에 대한 시험을 수행할 수 있다.
- (2) 각각의 프리캐스트콘크리트 부재에 대한 구조계산 결과 압축이나 좌굴에 위험하지 않을 때 시험하중을 작용시켜야 한다.
- (3) 프리캐스트콘크리트 부재만으로 시험할 경우 프리캐스트콘크리트 부재의 인장철근에 발생하는 총 인장력은 20.3.5에 규정된 하중조합에 의한 시험하중으로 합성부재를 가력할 때, 인장철근에 발생하는 총 인장력의 크기와 같게 되도록 시험하중을 작용시켜야 한다.

17.1 일반 사항

17.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 별도로 시공된 강재, 강관 또는 프리캐스트콘크리트 부재와 현장 치기콘크리트가 일체로 된 합성콘크리트 부재의 설계 방법을 규정한 것이다.
- (2) 이 장에서 특별히 규정된 내용을 제외하고는 이 구조기준의 모든 규정은 합성콘크리트 휨부재와 압축부재의 설계에 적용하여야 한다.
- (3) 합성콘크리트 건물 부재의 설계는 「철골 철근콘크리트 구조 계산기준」에 따를 수 있다.

17.1.2 기호

- A_c : 수평전단에 대하여 검토되는 접촉 면적, mm^2
- A_g : 전체 단면적, mm^2
- A_{sx} : 합성단면에서 구조용 형강 또는 강관의 단면적, mm^2
- A_v : 거리 s 이내의 전단 연결재의 단면적, mm^2
- b_s : 각형강의 폭, mm
- b_v : 수평전단에 대하여 검토되는 접촉 면적의 단면 폭, mm
- f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
- f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa
- h : 합성부재의 전체 깊이, mm
- h_s : 강관 단면의 지름, mm
- I_g : 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

I_{sx} : 합성부재 단면의 중심축에 대한 구조용 형강 또는 강관의 단면2차모멘트

r : 압축부재의 단면 회전반지름

s : 부재 길이방향의 전단연결재 간격

V_{nh} : 공칭 수평전단강도, N

V_u : 설계할 때 고려하는 단면의 계수전단력

β_d : 횡구속 골조에서는 $\beta_d < \beta_{dns}$ 를, 비횡구속 골조에서는 $\beta_d < \beta_{ds}$ 를 사용한다.

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

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

λ : 경량콘크리트계수(3.4.4 참조)

ρ_v : 접촉 면적에 대한 전단연결재 면적의 비

17.2 설계 일반

- (1) 전체 합성부재 또는 그 일부를 압축력, 전단력과 휨모멘트에 저항하도록 사용할 수 있다.
- (2) 각각의 부재요소는 각 재하단계에서 시공과정부터 발생 가능한 모든 위험한 하중 조건에 대해 검토하여야 한다.
- (3) 여러 요소의 기준강도, 단위질량 또는 그 밖의 특성 등이 서로 다를 경우에는 설계할 때 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여야 한다.
- (4) 합성부재의 강도계산은 동바리를 받쳐 시공한 부재와 동바리 없이 시공한 부재 간의 구분을 하지 않는다.
- (5) 합성부재의 모든 요소는 합성부재로서 설계기준강도를 완전히 발휘하기 전에 작용하는 모든 외력을 지지할 수 있도록 설계하여야 한다.
- (6) 하중을 저항하기 위한 목적 외에 균열을 제어하고 합성부재의 각 요소들 사이의 상호 분리를 방지하기 위하여 철근을 추가로 배치하여야 한다.
- (7) 합성휨부재는 4.3.4의 처짐 제한 규정을 만족하여야 한다.
- (8) 동바리를 사용하여 합성부재를 시공하였을 경우에, 동바리를 제거하였을 때 모든

하중을 지지할 수 있을 뿐 아니라 요구되는 처짐과 균열 한계 등을 충분히 만족할 수 있다고 판단될 때까지 동바리를 제거하지 않아야 한다.

17.3 합성콘크리트 휨부재의 설계

17.3.1 수직전단강도

- (1) 합성콘크리트 휨부재의 전체 단면이 수직전단력을 저항한다고 가정하는 경우에는 동일한 단면 형상의 일체로 시공된 부재에 관한 제 7장의 요구 조건들을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (2) 전단철근은 상호 연결된 부재 속으로 충분히 정착하여야 한다.
- (3) 연장되거나 정착된 전단철근을 수평전단에 대한 전단철근으로 취급할 수 있다.

17.3.2 수평전단강도

- (1) 합성콘크리트 휨부재에서 수평전단력이 상호 연결된 요소들의 접촉면에서 충분히 전달되는지 여부를 확인하여야 한다.
- (2) 계산 결과가 17.3.2(3), (4)의 규정에 부합되도록 계산된 경우를 제외하고, 수평전단에 대한 단면설계는 다음 식 (17.3.1)에 따라야 한다.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (17.3.1)$$

여기서, V_{nh} 는 공칭수평전단강도로서 다음과 같이 규정한다.

- ① 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ 이하로 한다.
- ② 17.3.3에서 규정한 최소 전단연결재가 있으며 접촉면이 청결하고 부유물은 없으나 표면이 거칠게 만들어지지 않은 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh} 는 $0.56b_v d$ 이하로 한다.
- ③ 17.3.3에서 규정한 최소 전단연결재가 있고 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 약 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh} 는 $(1.8 + 0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d$ 로 하며, $3.5b_v d$ 보다 크게 취할 수는 없다. λ 는 3.4.4에 따르며, ρ_v 는 $A_v/(b_v s)$ 이다.
- ④ 고려하는 단면에서 계수전단력 V_u 가 $\phi(3.5b_v d)$ 를 초과하는 경우, 수평전단력

에 대한 설계는 7.7.2의 전단마찰 규정에 부합되도록 하여야 한다.

- ⑤ 17.3.2에서 d 는 긴장재와 종방향 인장철근의 중심에서 압축측 연단까지의 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 $0.8h$ 이상이어야 한다.
- (3) 수평전단력은 합성부재의 임의 요소에서 압축력이나 인장력의 실제 변화량을 계산하여 구하며, 이러한 힘은 이를 지지하는 요소에 수평전단력으로 전달할 수 있도록 조치하여야 한다. 계수수평전단력은 (2)에 규정된 수평전단강도 ϕV_{nh} 이하이어야 한다. 이때 $b_v d$ 대신에 접촉면적 A_c 를 사용하여야 한다.
- (4) 수평전단력에 저항하는 전단연결재를 17.3.2(3)에 만족되도록 설계할 때, 부재축을 따라 전단연결재의 간격과 단면적은 부재 내의 전단력 분포를 반영하여 결정하여야 한다.
- (5) 상호 연결된 요소 사이에 접촉면을 가로질러 인장력이 존재할 경우에, 최소의 전단연결재가 17.3.3의 규정에 따라 배치된 경우에만 접촉에 의한 전단전달을 허용할 수 있다.

17.3.3 수평전단에 대한 연결재

- (1) 수평전단력을 전달시키기 위해 전단연결재를 사용할 경우, 연결재의 단면적은 7.4.3(3)의 규정에서 요구하는 면적 이상으로 한다. 또한 연결재의 간격은 지지 요소의 최소 치수의 4배, 또한 600 mm 이하이어야 한다.
- (2) 수평전단력에 대한 전단연결재로는 단일철근이나 철선, 다중 스티럽 또는 용접철망의 수직철근 등이 사용될 수 있다.
- (3) 모든 전단연결재는 상호 연결된 요소들에 충분히 정착되어야 한다.

17.3.4 구조용 강재를 철근콘크리트로 보강한 합성휨부재

- (1) I형보를 포함한 구조용 강재를 철근콘크리트로 보강한 합성휨부재는 다음 (2)에서 (5)까지 규정을 만족하여야 한다.
- (2) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 는 27 MPa 이상이어야 한다.
- (3) 콘크리트의 건조수축과 크리프는 2.2.2(5)와 (6)의 규정에 따르며, 실험에 의한 자료를 사용할 수 있다.
- (4) 휨부재 설계의 제한 사항은 6.3의 규정에 따라야 한다.

- (5) 교량 구조물의 전단연결재의 설계는 17.3.3의 규정과 「도로교설계기준」의 해당 규정에 따라야 한다.

17.4 합성콘크리트 압축부재의 설계

17.4.1 일반 사항

- (1) 합성콘크리트 압축부재는 구조용 강재, 강관 또는 튜브를 축방향으로 보강한 압축부재를 말하며, 축방향 철근을 사용할 수도 있고 사용하지 않을 수도 있다.
- (2) 합성콘크리트 압축부재의 강도는 보통철근콘크리트 부재에 적용하는 동일한 제한 조건을 사용하여 구하여야 한다.
- (3) 합성부재의 콘크리트가 부담하는 축강도는 콘크리트에 지압을 주는 부재나 브래킷에 의하여 콘크리트에 전달되도록 하여야 한다.
- (4) 합성부재의 콘크리트가 부담하지 않은 모든 축강도는 구조용 강재, 강관 또는 튜브 등에 직접 연결하여 발현되도록 하여야 한다.
- (5) 장주효과와 계산에 있어서 합성단면의 회전반지름은 식 (17.4.1)의 값 이하로 하여야 한다.

$$r = \sqrt{\frac{0.2E_cI_g + E_sI_{sx}}{0.2E_cA_g + E_sA_{sx}}} \quad (17.4.1)$$

정밀한 계산 대신에 식 (6.5.6)과 (6.5.14)의 EI 는 식 (6.5.7)이나 다음 식 (17.4.2) 중에서 하나를 사용하여야 한다.

$$EI = \frac{0.2E_cI_g}{1 + \beta_d} + E_sI_{sx} \quad (17.4.2)$$

여기서, 6.5.6의 횡구속 골조인 경우에는 $\beta_d = \beta_{dns}$ 를 사용하며, 6.5.7의 비횡구속 골조인 경우에는 $\beta_d = \beta_{ds}$ 를 사용한다.

17.4.2 콘크리트 심부를 둘러싸는 구조용 강재

- (1) 콘크리트 심부를 구조용 강재로 둘러싸는 합성부재에서 구조용 강재의 두께는 다음 값 이상이어야 한다.

① 폭 b_s 인 각형 강관 단면의 경우 : $b_s \sqrt{\frac{f_y}{3E_s}}$

② 지름이 h_s 인 원형 강관 단면의 경우 : $h_s \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}$

- (2) 콘크리트 심부 내에 배치되는 축방향 철근은 A_{sx} 와 I_{sx} 의 계산에 포함시킬 수 있다.

17.4.3 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성부재

- (1) 구조용 강재 심부를 나선철근과 콘크리트로 보강한 합성부재는 다음 (2)에서 (6)까지 규정을 만족하여야 한다.
- (2) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 는 21 MPa 이상이어야 한다.
- (3) 심부로 사용된 구조용 강재의 설계기준항복강도는 사용할 구조용 강재의 최소 항복강도이어야 하지만, 450 MPa을 초과할 수는 없다. 다만, 6.2.1의 가정에서 사용된 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건에 기초한 상세 해석과 실험을 통해 정당성이 증명될 경우, 항복강도 450 MPa을 초과하는 고강도강을 사용할 수 있다.
- (4) 나선철근은 6.4.2(3)의 규정에 따라야 한다.
- (5) 나선철근 내측에 배치되는 축방향 철근량은 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다.
- (6) 나선철근의 내측에 배치되는 축방향 철근량은 A_{sx} 와 I_{sx} 의 계산에 포함시킬 수 있다.

17.4.4 구조용 강재 심부 주위를 띠철근으로 보강한 합성부재

- (1) 구조용 강재 심부를 띠철근과 콘크리트로 보강한 합성부재는 다음 (2)에서 (9)까지 규정을 만족하여야 한다.
- (2) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 는 21 MPa 이상이어야 한다.
- (3) 심부로 사용된 구조용 강재의 설계기준항복강도는 사용할 구조용 강재의 최소 항복강도이어야 하지만, 450 MPa을 초과할 수는 없다. 다만, 6.2.1의 가정에서 사용된 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건에 기초한 상세 해석과 실험을 통해 정당성이 증명될 경우, 항복강도 450 MPa을 초과하는 고강도강을 사용할 수 있다.

- (4) 횡방향 띠철근은 구조용 강재 심부의 둘레를 완전히 둘러싸야 한다.
- (5) 띠철근의 지름은 합성부재 단면의 가장 긴 변의 1/50배 이상이어야 하지만, D10 철근 이상이고 D16 철근 이하로 하여야 한다. 또한 띠철근 대신 등가단면적을 가진 용접철망을 사용할 수 있다.
- (6) 횡방향 띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16배, 띠철근 지름의 48배, 합성부재 단면의 최소 치수의 1/2배 중에서 가장 작은 값 이하로 하여야 한다.
- (7) 띠철근 내측에 배치되는 축방향 철근량은 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다.
- (8) 축방향 철근은 직사각 단면의 모서리마다 배치하여야 하며, 축방향 철근의 중심 간격은 합성부재 단면의 최소 치수의 1/2 이하가 되도록 하여야 한다.
- (9) 띠철근 내측에 배치되는 축방향 철근은 강도를 계산할 때 A_{sx} 에 포함시킬 수 있지만, 장주효과를 고려하기 위해 I_{sx} 를 계산할 때는 고려할 수 없다.

18.1 일반 사항

18.1.1 적용 범위

이 장의 규정은 리브와 테두리보를 포함하는 얇은 콘크리트 셀과 콘크리트 절판 구조물에 적용하여야 한다.

18.1.2 기호

E_c : 콘크리트의 탄성계수

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 두께

l_d : 정착길이, mm

λ : 경량콘크리트계수(3.4.4 참조)

ϕ : 강도감소계수

18.2 설계 일반

18.2.1 설계 원칙

- (1) 얇은 셀의 내력과 변위를 결정할 때에는 탄성거동으로 가정할 수 있다. 이 탄성 거동은 재료가 선형탄성이고 균질하며 등방성이라고 가정하여 균열이 없는 콘크리트 구조물의 해석에 기초한 계산에 의해 수행된다. 콘크리트의 포아송비의 효과는 무시할 수 있다.

- (2) 비탄성 해석은 그러한 해석법에 의할 때 안전하다는 것을 확인할 수 있는 경우에 사용할 수 있다.
- (3) 결과의 일관성을 확인하기 위하여 내력과 외력에 대한 평형이 확인되어야 한다.
- (4) 실험이나 수치해석 방법은 설계의 안전성이 확보될 수 있는 경우에 사용할 수 있다.
- (5) 근사해석 방법은 이 방법으로 설계할 때 안전성을 확보할 수 있는 경우에 사용할 수 있다.
- (6) 프리스트레스트콘크리트 셸의 해석은 프리스트레스 힘을 가하는 중에 발생하는 하중 상태, 균열하중 상태 및 계수하중 상태의 거동을 고려하여야 한다. 긴장재가 셸 내부에 배치된 긴장재가 동일 평면 위에 놓이지 않으므로써 발생하는 셸의 힘 성분을 설계에 고려하여야 한다.
- (7) 셸의 두께와 보강철근은 이 구조기준에서 정한 요구되는 강도와 사용성을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (8) 설계할 때는 셸의 안정성에 대하여 검토하여야 한다.
- (9) 보조부재는 이 구조기준의 해당 규정에 의해 설계되어야 한다. T형보의 플랜지 폭과 같은 셸부재의 일부는 보조부재와 함께 거동하는 것으로 가정할 수 있다. 셸의 보조부재에 직각방향으로 배치된 철근은 T형보의 플랜지에 대해 요구되는 철근량 이상이어야 한다.
- (10) 막응력과 휨모멘트를 받는 셸 슬래브의 강도설계는 탄성해석이나 비탄성해석에 의해 얻어진 응력과 변형률의 값에 근거하여야 한다.
- (11) 막균열이 예상되는 영역에서 균열과 같은 방향에 대한 콘크리트의 공칭압축강도는 $0.4 f_{ck}$ 이어야 한다.

18.2.2 재료의 설계기준강도

- (1) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 는 21 MPa 이상이어야 한다.
- (2) 프리스트레스를 받지 않은 철근의 설계기준항복강도 f_y 는 400 MPa 이하이어야 한다.

18.3 철근 상세

- (1) 셸 보강철근은 내면의 막력에 의한 인장응력과 휨모멘트 및 비틀림모멘트에 의한

- 인장응력에 저항하고, 건조수축과 온도에 의한 균열을 억제하기 위하여 셀의 경계부나 하중 작용 부위 또는 개구부에 대하여 보강하여야 한다.
- (2) 인장철근은 셀의 모든 부분에 걸쳐 두 방향 이상으로 배치하여야 하며, 임의의 방향에 대한 저항력은 그 방향의 내력 성분 이상이어야 한다. 대안으로 슬래브에 있어서 막응력에 대한 철근량은 축인장력과 막의 임의의 수직방향으로 전단력을 전달하기 위하여 요구되는 전단-마찰에 의한 인장력을 합한 값에 저항할 수 있는 양이어야 한다. 가정된 마찰계수는 1.0λ 를 초과하지 않아야 하며, λ 는 3.4.4에 따른다.
 - (3) 2개의 서로 직각인 방향에서 측정된 임의 단면에서 셀 철근의 단면적은 5.7에 규정된 슬래브의 수축·온도철근보다 작지 않아야 한다.
 - (4) 셀 슬래브의 평면 축에 대한 전단력과 휨모멘트에 대한 철근은 제 6장, 제 7장 및 제 10장에 따라 산정하여야 한다.
 - (5) 셀의 인장철근의 단면적은 철근이 콘크리트의 압축파괴나 셀 좌굴이 일어나기 전에 항복하도록 제한하여야 한다.
 - (6) 큰 인장응력을 받는 부분에서, 막철근은 가능하면 주인장막력이 주로 발생하는 방향으로 배치하여야 하며, 그렇지 못한 경우에는 주응력의 두 개 이상의 분력 방향으로 막철근을 배치하여야 한다.
 - (7) 철근의 방향이 주인장막력의 방향과 10° 이상 차이가 있는 경우, 사용하중 상태에서 발생할 수 있는 균열에 대하여 철근의 양이 검토되어야 한다.
 - (8) 셀의 주인장막응력의 크기가 셀 표면에서 크게 변화하는 경우, 인장철근은 설계의 안전이 확보되도록 큰 인장응력이 발생하는 부분에 집중 배치하여야 한다. 그러나 인장 구역의 어느 부분에서도 셀의 철근비가 셀의 전체 두께에 대해 0.0035 이상이어야 한다.
 - (9) 셀의 휨모멘트에 저항하기 위해 필요한 철근은 같은 위치에서 막축력이 동시에 작용하는 경우를 고려하여 결정하여야 한다. 해석 결과 휨모멘트의 부호가 바뀌지 않는 곳에서 단지 한쪽 면에서만 셀 철근이 필요한 경우라도 셀의 양쪽 표면 근처에 같은 양의 셀 철근을 배치하여야 한다.
 - (10) 모든 방향에서 셀 철근의 간격은 450 mm 이하, 또한 셀 두께의 5배 이하이어야 한다. 전체 콘크리트 단면에서 계수하중에 의한 주인장막응력이 $(\phi\lambda\sqrt{f_{ck}})/3$ 를 초과하는 곳의 철근 간격은 셀 두께의 3배 이하로 하여야 한다.
 - (11) 셀과 받침부재 또는 테두리 부재의 접합부에서 셀 철근은 제 8장의 규정에 의하

여 정착 또는 연장시켜야 한다. 다만, 이때 최소 정착길이는 $1.2 l_d$ 이상, 또한 450 mm 이상이어야 한다.

- (12) 쉘 철근의 이음길이는 제 8장의 규정에 의해 결정하여야 한다. 다만, 인장철근의 최소 이음길이는 제 8장에서 요구하는 값의 1.2배 이상, 또한 450 mm 이상이어야 한다. 주인장철근에 겹침이음되는 철근의 수는 가능한 한 최소로 하여야 한다. 겹침이음을 필요로 하는 곳에서 이음의 위치가 적어도 l_d 만큼 어긋나게 하여야 하며, 어느 단면에서나 철근의 1/3 이상을 겹침이음할 수 없다.

19.1 일반 사항

19.1.1 적용 범위

- (1) 현장치기콘크리트 또는 프리캐스트콘크리트 부재 등과 같은 구조용 무근콘크리트 부재의 설계와 시공은 이 장의 규정을 따라야 한다.
- (2) 보도와 지표면 슬래브 등과 같이 지면에 바로 지지되는 슬래브의 설계와 시공은 이 구조기준을 적용하지 않는다. 다만, 이러한 부재가 다른 구조 부재에 의해 수직하중 또는 수평하중을 지면으로 전달하는 경우는 이 구조기준을 적용한다.
- (3) 아치, 지하 설비 구조물, 중력벽, 차폐벽과 같은 특수한 구조물에 대해서도 이 장의 해당 규정들을 적용할 수 있다.

19.1.2 기호

A_g : 단면의 전체 면적, mm^2

A_1 : 재하면적, mm^2

A_2 : 윗면이 재하되고 측면 기울기가 수직 1에 대하여 수평 2인 지점 내부에 완전한 형태로 구성되는 피라미드, 원추 또는 쐐기의 가장 큰 절단체 밑면의 면적, mm^2

b : 부재폭, mm

b_0 : 기초판에서 전단에 대한 위험단면의 둘레길이, mm

B_n : 재하면적 A_1 의 공칭지압강도

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

h : 부재의 전체 두께, mm

- l_c : 받침점 사이의 수직거리, mm
 M_n : 단면의 공칭휨강도
 M_u : 단면의 계수휨모멘트
 P_n : 단면의 공칭축강도
 P_{nw} : 19.4에 의해 설계된 벽체의 공칭축강도
 P_u : 주어진 편심에 대한 계수축력
 S_m : 단면계수, mm³
 V_n : 단면의 공칭전단강도
 V_u : 단면의 계수전단력
 β_c : 집중 또는 반력의 작용면에서 짧은 변에 대한 긴 변의 비
 λ : 경량콘크리트계수(3.4.4 참조)

19.2 설계 일반

19.2.1 제한 사항

- (1) 이 장의 규정은 무근콘크리트 부재의 설계에 적용하여야 한다.
- (2) 구조용 무근콘크리트는 다음의 ①, ② 및 ③의 경우에만 사용할 수 있으며, 기둥에는 무근콘크리트를 사용할 수 없다.
 - ① 지반 또는 다른 구조용 부재에 의해 연속적으로 수직 지지되는 부재
 - ② 모든 하중조건에서 아치작용에 의해 압축력이 유발되는 부재
 - ③ 벽체와 주각 (19.4와 19.6 참조)
- (3) 이 장의 규정은 현장치기콘크리트 말뚝 및 지반에 묻힌 교각의 설계에 적용할 수 없다.
- (4) 구조용 무근콘크리트의 설계기준압축강도는 18 MPa 이상, 동시에 제 4장의 내구성 제한 사항에서 요구하는 값 이상으로 하여야 한다.

19.2.2 줄눈

- (1) 구조용 무근콘크리트 부재를 휨 불연속요소로 나누기 위하여 수축줄눈과 분리줄눈을 사용하여야 한다. 각 요소의 크기는 크리프, 건조수축, 온도의 영향에 의한 과도한 내부 응력의 발생을 억제할 수 있도록 결정하여야 한다.

- (2) 수축줄눈 또는 분리줄눈의 개수와 위치를 결정할 때 기후조건의 영향, 재료의 선택과 배합비, 콘크리트의 배합, 치기, 양생, 변형에 대한 구속의 정도, 부재가 받고 있는 하중에 의한 응력 그리고 시공기술 등을 고려하여야 한다.

19.2.3 설계 방법

- (1) 구조용 무근콘크리트 부재는 하중계수와 강도감소계수를 사용하여 이 구조기준의 규정에 따른 적절한 강도를 발휘할 수 있도록 설계하여야 한다.
- (2) 계수하중과 단면력은 3.3.2의 규정에 따라 결정하여야 한다.
- (3) 소요강도가 설계강도를 초과하는 경우에는 철근으로 보강하여야 하며, 철근을 사용한 부재는 이 구조기준의 철근콘크리트 구조물 설계에 대한 모든 규정을 적용하여 설계하여야 한다.
- (4) 휨모멘트와 축력을 받는 구조용 무근콘크리트 부재의 강도설계는 압축과 인장 모두 선형 응력-변형률 관계에 근거하여야 한다.
- (5) 19.2.2의 규정을 따르면 무근콘크리트 부재를 설계할 때 콘크리트의 인장강도를 고려할 수 있다.
- (6) 철근이 배치되어 있을 경우에도 철근의 강도는 고려하지 않는다.
- (7) 인장력은 각 무근콘크리트 요소의 외부 단부, 시공줄눈, 수축줄눈, 분리줄눈을 통해 전달되지 않아야 한다. 인접한 구조용 무근콘크리트 요소 사이의 인장에 의한 휨 연속성은 없다고 가정하여야 한다.
- (8) 휨모멘트, 휨모멘트와 축력의 조합, 전단력에 대한 강도를 계산할 때 부재의 전체 단면을 설계에 고려한다. 다만, 지반에 콘크리트를 치는 경우에 전체 두께 h 는 실제 두께보다 50 mm 작은 값을 사용하여야 한다.

19.3 강도

- (1) 휨모멘트를 받는 단면의 설계는 식 (19.3.1)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (19.3.1)$$

여기서, 인장이 지배적일 경우에 M_n 은 식 (19.3.2)에 의하여 계산되며, 압축이 지배적일 경우에는 식 (19.3.3)에 의해 계산한다.

$$M_n = 0.42\lambda \sqrt{f_{ck}} S_m \quad (19.3.2)$$

$$M_n = 0.85 f_{ck} S_m \quad (19.3.3)$$

여기서, S_m 은 단면계수이다.

(2) 압축력을 받는 단면의 설계는 식 (19.3.4)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi P_n \geq P_u \quad (19.3.4)$$

여기서, P_n 은 식 (19.3.5)에 의하여 계산되는 공칭축강도이다.

$$P_n = 0.60 f_{ck} \left[1 - \left(\frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] A_1 \quad (19.3.5)$$

여기서, A_1 은 재하면적이다.

(3) 휨모멘트와 축력을 동시에 받고 있는 부재는 압축면에서 식 (19.3.6)을 만족하도록 설계하여야 한다.

$$P_u / \phi P_n + M_u / \phi M_n \leq 1 \quad (19.3.6)$$

그리고 인장면에서 식 (19.3.7)을 만족하여야 한다.

$$M_u / S_m - P_u / A_g \leq 0.42 \phi \lambda \sqrt{f_{ck}} \quad (19.3.7)$$

(4) 전단력에 대한 직사각형 단면의 설계는 식 (19.3.8)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (19.3.8)$$

여기서, V_n 은 식 (19.3.9)와 식 (19.3.10)에 따라 계산하여야 한다.

① 보작용에 대해서 :

$$V_n = 0.11 \lambda \sqrt{f_{ck}} b h \quad (19.3.9)$$

② 2방향 작용에 대해서 :

$$V_n = 0.11 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} b_o h \leq 0.22 \lambda \sqrt{f_{ck}} b_o h \quad (19.3.10)$$

여기서, β_c 는 집중하중 또는 반력부의 단변 길이에 대한 장변 길이의 비이다.

(5) 압축력을 받는 지압부의 설계는 식 (19.3.11)의 조건에 만족하도록 하여야 한다.

$$\phi B_n \geq P_u \quad (19.3.11)$$

여기서, P_u 는 계수지압력이고, B_n 은 식 (19.3.12)에 따라 계산되는 재하면적 A_1 의 공칭지압강도이다.

$$B_n = 0.85f_{ck}A_1 \quad (19.3.12)$$

모든 면에서 받침부의 면적이 재하면적보다 넓은 경우를 제외하고, 재하면적의 공칭지압강도 B_n 에 2를 초과하지 않는 범위 내에서 $\sqrt{A_2/A_1}$ 를 곱하여 구할 수 있다.

- (6) 이 장에서 경량콘크리트에 대한 수정계수 λ 는 특별히 언급되지 않는 한 3.4.4에 따른다.

19.4 벽체

19.4.1 설계 일반

- (1) 구조용 무근콘크리트 벽체는 지반, 기초판, 기초벽, 지중보 또는 수직연속지지 부재로 거동할 수 있는 다른 구조 부재에 의해 연속으로 지지되어야 한다.
- (2) 구조용 무근콘크리트 벽체는 벽체가 받고 있는 연직하중, 횡하중 그리고 다른 모든 하중을 고려하여 설계하여야 한다.
- (3) 구조용 무근콘크리트 벽체는 축하중에 의해 발생하는 최대 계수휨모멘트에 대응하는 편심에 대하여 설계하여야 한다. 이때 편심은 $0.10h$ 이상이다. 만약 모든 계수축력의 합력이 벽체 전체 두께의 중앙 $1/3$ 이내에 위치하는 경우 19.3(2) 또는 19.4.2에 따라 설계할 수 있다. 그렇지 않은 경우 벽체의 설계는 19.3(3)에 따라야 한다.
- (4) 전단에 대한 설계는 19.3(4)에 따라야 한다.

19.4.2 실용 설계법

- (1) 직사각형 단면을 가진 구조용 무근콘크리트 벽체는 모든 계수축력의 합력이 벽체 전체 두께의 중앙 3분 구간 내에 위치하는 경우에 식 (19.4.1)에 따라 설계할 수 있다.

- (2) 축력이 작용하는 벽체의 설계는 식 (19.4.1)에 따라야 한다.

$$\phi P_{nw} \geq P_u \quad (19.4.1)$$

여기서, P_u 는 계수축력이고, P_{nw} 는 식 (19.4.2)에 의하여 계산되는 공칭축강도이다.

$$P_{nw} = 0.45 f_{ck} A_g \left[1 - \left(\frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (19.4.2)$$

19.4.3 제한 사항

- (1) 정밀한 구조해석에 의해 입증되지 않는 한, 각각의 수직으로 작용하는 집중하중에 대한 벽체의 수평방향 유효폭은 하중들의 중심간 거리를 초과할 수 없으며, 또한 하중지압부의 폭에 벽체 두께의 4배를 더한 길이를 초과할 수 없다.
- (2) 19.4.3(3)을 제외한 내력벽의 두께는 벽체의 비지지 높이 또는 길이 중 작은 값의 1/24배 이상으로 하여야 하고, 또한 최소 150 mm 이상으로 하여야 한다.
- (3) 지하층 외측 벽체와 기초 벽체판의 두께는 200 mm 이상으로 하여야 한다.
- (4) 벽체는 횡방향 상대 변위가 일어나지 않도록 지지되어야 한다.
- (5) 모든 창이나 출입구 등의 개구부 주위에 2개 이상의 지름 D16 이상의 철근을 배치하여야 한다. 이러한 철근은 개구부의 모서리에서 600 mm 이상 연장하여 정착시켜야 한다.

19.5 기초판

19.5.1 설계 일반

- (1) 구조용 무근콘크리트 기초판은 계수하중과 지반반력에 대하여 이 구조기준의 해당 설계조건과 19.5.1(2)에서 (5)까지 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 기초판 밑면의 면적은 기초에 의해 지반으로 전달되는 사용하중에 의한 외력과 휨모멘트 그리고 토질역학의 원리에 의거하여 정해진 허용지지력으로 결정되어야 한다.
- (3) 말뚝 위의 기초판에는 무근콘크리트를 사용할 수 없다.
- (4) 구조용 무근콘크리트 기초판의 두께는 200 mm 이상으로 하여야 한다.

(5) 최대 계수휨모멘트는 다음과 같은 위험단면에 대해 계산되어야 한다.

- ① 콘크리트 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판의 경우 기둥, 주각 또는 벽체의 전면
- ② 조적조 벽체를 지지하는 기초판의 경우 벽체의 중심선과 전면과의 중간
- ③ 강재 밀판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판의 경우 강재 밀판 단부와 기둥 전면의 중간

19.5.2 무근콘크리트 기초판의 전단

- (1) 최대 계수전단력 V_u 는 19.5.2(2)의 규정에 따라 계산하여야 하며, 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판에서 전단력에 대한 위험단면의 위치는 기둥, 주각 또는 벽체의 전면으로 하여야 한다. 강재 밀판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판의 위험단면은 19.5.1(5)③에서 정의되는 위치이다.
- (2) 집중하중 또는 반력이 작용하는 부근에서 구조용 무근콘크리트 기초판의 전단강도는 다음 두 가지 조건 중 불리한 것으로 결정하여야 한다.
 - ① 집중하중 또는 반력면의 전면부터 h 거리의 위치에서 전체 폭에 걸친 단면을 위험단면으로 하는 보 작용의 경우에는 식 (19.3.9)에 따라 설계하여야 한다.
 - ② 집중하중 또는 반력을 받는 면적의 주위에 걸쳐 기초면에 수직한 위험단면을 갖는 2방향 작용의 경우에는 식 (19.3.10)에 따라 설계하여야 한다. 이때 둘레 길이 b_o 는 최소로 되어야 하나 집중하중이나 반력면의 둘레에서 $h/2$ 보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.
- (3) 원형단면 또는 정다각형 단면의 콘크리트 기둥이나 주각은 휨모멘트와 전단력에 대한 위험단면의 위치를 결정할 때 면적이 같은 정사각형 부재로 취급할 수 있다.
- (4) 받침부재와 지지된 부재 사이의 접촉면에서 콘크리트의 계수지압력 P_u 는 19.3(5)에 따른 양쪽 부재 지압면의 설계지압강도 ϕB_n 을 초과할 수 없다.

19.6 주각

- (1) 무근콘크리트 주각은 연직하중, 횡하중, 그리고 작용하고 있는 모든 하중을 고려하여 설계하여야 한다.
- (2) 무근콘크리트 주각의 평균 최소 횡방향 두께에 대한 비지지 높이의 비는 3을 초

과할 수 없다.

- (3) 무근콘크리트 주각에 작용하는 최대 계수축력 P_u 는 19.3(5)의 설계지압강도 ϕB_n 을 초과하지 않아야 한다.

19.7 프리캐스트콘크리트 부재

- (1) 프리캐스트 무근콘크리트 부재의 설계는 거푸집의 해체, 보관, 운반, 가설을 포함하는 초기 제작부터 구조물의 완성에 이르기까지 모든 하중 조건을 고려하여 설계하여야 한다.
- (2) 19.2.1의 제한 사항은 프리캐스트 무근콘크리트 부재의 완성 상태뿐만 아니라 제작, 운반, 가설 동안에도 적용시켜야 한다.
- (3) 프리캐스트콘크리트 부재는 횡력에 저항할 수 있는 구조 시스템으로 모든 횡력이 전달될 수 있도록 확실하게 연결되어야 한다.
- (4) 프리캐스트콘크리트 부재는 연결이 완전해질 때까지 적절한 시공 위치와 구조적 일체성을 확보하기 위하여 적절히 지지하여 가설하여야 한다.

19.8 내진설계와 무근콘크리트

- (1) 강진지역에 속하거나 또는 높은 지진위험도가 요구되는 지역에 해당하는 구조물은 다음을 제외하고 구조용 무근콘크리트를 사용한 기초요소를 가질 수 없다.
 - ① 높이는 3층 이하이며 전단연결재로 연결된 벽체로 건설된 단세대 또는 두 세대형 독립가옥의 경우에는 벽체를 지지하는 기초 또는 독립기둥 및 주각을 지지하는 독립기초에 길이방향 철근이 없는 무근콘크리트 기초를 사용할 수 있다.
 - ② ①항 이외의 모든 구조물에 대하여 현장치기 철근콘크리트 벽체 또는 보강 조적조 벽체를 지지하는 기초에 무근콘크리트 기초를 사용할 수 있다. 다만, 이러한 경우에는 최소한 2개의 철근이 길이방향으로 연속적으로 배치되어야 한다. 철근은 D13 이상을 사용하여야 하며 철근의 단면적은 기초단면적의 0.2% 이상이어야 한다.
 - ③ 높이는 3층 이하이며 전단연결재로 연결된 벽체로 건설된 단 세대 또는 두 세대형 독립가옥의 경우에서 벽체의 두께가 200 mm 이상이고 1.2 m 이하의 한쪽 토사하중이 작용하는 경우에는 기초 및 지하 벽체에 무근콘크리트를 사용할 수 있다.

기존 구조물의 안전성 평가

20.1 일반 사항

20.1.1 적용 범위

- (1) 이 장은 내하력이 의심스러운 기존 콘크리트 구조물의 안전성 평가에 적용하여야 한다.
- (2) 시공된 재료의 품질에 결함이 있는지의 여부, 시공 과정이 지방서 규정에 적합하게 수행되었는지의 여부와 구조물의 전체 또는 일부에 노후화 발생 여부에 대한 의문이 발생할 경우, 해당구조물의 유지관리 또는 구조물의 안전성 및 내하력 평가에 관한 기준으로서 이 장의 규정을 적용할 수 있다.
- (3) 기존 콘크리트 구조물의 안전성 평가에 이 장의 규정과 함께 부록의 규정을 고려할 수 있다.
- (4) 구조물 또는 부재의 안전이 의문스러운 경우, 해당 구조물 및 부재에 대하여 충분한 조사와 시험이 실시되어야 한다. 조사 및 시험은 20.2를 따른다.
- (5) 내하력 부족의 요인을 알 수 있거나 해석에서 요구되는 부재치수 및 재료특성을 측정할 수 있는 경우, 이러한 측정값을 근거로 내하력에 대한 20.4 해석에 의한 평가를 실시할 수 있다. 이때 평가입력값은 20.3에 따라 결정하여야 한다.
- (6) 내하력 부족의 원인을 알 수 없거나 해석에서 요구되는 부재치수 및 재료특성을 측정할 수 없는 경우, 사용하중 상태에서 구조물이 유지될 수 있는지를 판단하기 위하여 재하시험을 실시하여야 한다. 이때 20.5의 규정을 따른다.

20.2 조사 및 시험

- (1) 구조 부재의 치수는 위험단면에서 확인하여야 한다.

- (2) 철근, 용접철망 또는 긴장재의 위치 및 크기는 계측에 의해 위험단면에서 결정하여야 한다. 도면의 내용이 표본조사에 의해 확인된 경우에는 도면에 근거하여 철근의 위치를 결정할 수 있다.
- (3) 콘크리트 강도의 검토가 필요한 경우, 코어시험편 또는 공시체에 대한 압축강도 시험 결과를 이용하여 적절한 평가입력값을 구하여야 한다. 코어의 채취 및 시험은 KS F 2422에 규정된 방법을 따라야 한다.
- (4) 철근 강도와 긴장재 강도가 필요한 경우, 대상 구조물에서 채취한 시료를 사용하여 인장시험으로 결정하여야 한다.

20.3 평가입력값

20.3.1 평가를 위한 입력값

기존 구조물의 안전성 평가에는 구조치수, 재료, 하중에 대한 평가입력값을 사용하여야 한다. 원칙적으로 평가입력값들은 20.2에서 규정한 조사 및 시험에 의해 측정된 값을 근거로 결정하여 사용한다.

20.3.2 구조제원 및 치수

구조해석, 강도 및 하중의 계산에 사용하는 구조물의 제원, 부재치수 등 치수의 평가입력값은 가능한 측정된 값을 사용하여야 한다.

20.3.3 재료의 평가입력값

- (1) 구조물의 조사 및 시험을 거쳐 얻어진 재료강도의 측정값을 이용하여 구조물의 저항능력을 산정하는 경우, 검증된 통계적 방법에 의하여 평가입력값으로 변환하여야 한다.
- (2) 콘크리트의 평가입력값은 배합강도와 실제 강도의 차이, 표준공시체 강도와 현장 콘크리트 강도의 차이, 재령에 따른 강도변화, 콘크리트의 열화에 의한 강도변화, 시험 방법에 따른 불확실성 등을 고려하여 결정하여야 한다.
- (3) 철근 및 긴장재의 평가입력값은 현장조사 결과에 의한 측정값을 이용하여 결정하는 것을 원칙으로 한다.

20.3.4 평가를 위한 강도감소계수

- (1) 단면 크기나 재료 특성은 이 절에 의하여 결정하고 20.4에 따라 계산한다면, 3.3.3에서 규정한 강도감소계수를 증가시킬 수 있다. 다만, 강도감소계수는 다음 값을 초과할 수 없다.
- ① 6.2.2(4)에서 정의된 인장지배단면 1.0
 - ② 6.2.2(3)에서 정의된 압축지배단면
 - (가) 6.4.2에 따르는 나선철근으로 보강된 부재 0.85
 - (나) 기타 부재 0.80
 - ③ 전단력 및 비틀림모멘트 0.80
 - ④ 콘크리트에 작용한 지압력 0.80
- (2) 섬유복합체나 유기재료를 사용하는 보강공법을 적용할 경우, 환경노출 상태, 사용 재료 및 공법에 따라 보강한 부재의 신뢰성, 내구성, 강도 및 연성 능력의 저하가 예상되는 경우에는 해당 재료에 대하여 추가적으로 부분강도감소계수를 적용하여야 한다.

20.3.5 평가를 위한 하중 및 하중계수

- (1) 구조물의 일반적인 평가에서는 구조물에 작용하는 실제의 하중을 별도로 조사할 필요는 없으나, 보다 정밀한 평가를 위하여 하중조사를 수행한 경우에는 평가에서 이를 반영할 수 있다.
- (2) 구조물의 평가를 위한 하중의 크기를 정밀 현장 조사에 의하여 확인하는 경우에는, 구조물의 소요강도를 구하기 위한 3.3.2의 하중조합에서 고정하중과 활하중의 하중계수는 5%만큼 감소시킬 수 있다.

20.4 해석에 의한 평가

- (1) 해석적 방법에 의해 내하력 평가를 실시하는 경우, 구조물의 부재치수와 상세, 재료특성, 부재의 손상 및 열화에 의한 단면의 손실과 재료강도의 저하 및 기타 주요 구조조건을 실제 상태에 대한 현장조사를 수행하여야 한다.
- (2) (1)에서 규정된 조사에 따른 해석에 사용하는 하중계수는 이 구조기준이나 이외의 다른 기준의 취지에 합치되는지의 여부를 확인하여야 한다.

- (3) 기존 구조물의 안전성 조사는 그 구조물의 노후, 손상 정도를 고려하여 시행하여야 하며, 구조기준에 합당한 설계 및 안전에 관한 제반 요구 사항을 만족시켜야 한다.

20.5 재하시험에 의한 평가

- (1) 재하시험의 목적은 구조물 또는 부재의 실제 내하력을 정량화하여 안전성을 평가하기 위함이며, 재하시험의 결과는 안전성 판단에 직접 적용하거나 해석적인 방법으로 평가된 구조물의 내하력을 보완하는데 적용하여야 한다.
- (2) 책임구조기술자는 재하시험 전에 재하하중, 계측, 시험조건, 수치해석 등을 포함한 재하시험 계획을 수립하여 구조물의 소유주 또는 관리 주체의 승인을 받아야 한다.
- (3) 재하시험을 수행하기 전에 해석적인 평가를 수행하여야 한다.
- (4) 재하시험 대상 구조물 또는 부재의 재료가 충분히 설계강도에 도달할 수 있는 재령일이 확보된 이후에 수행하여야 한다.
- (5) 건물에서 부재의 안전성을 재하시험 결과에 근거하여 직접 평가할 경우에는 보, 슬래브 등과 같은 휨부재의 안전성 검토에만 적용할 수 있다.
- (6) 구조물의 일부분만을 재하할 경우, 내하력이 의심스러운 부분의 예상 취약 원인을 충분히 확인할 수 있는 적절한 방법으로 실시하여야 한다.

21.1 일반 사항

21.1.1 적용 범위

- (1) 이 장의 규정은 철근콘크리트 부재의 내진설계 및 상세 규정에 대한 특별 사항을 규정하고 있으며, 지진운동에 의해 발생된 하중에 저항하는 일체식 철근콘크리트 골조에만 적용하여야 한다.
- (2) 일체식 구조물과 다른 조립식 구조물의 경우 이 규정을 적용하여야 할 때는 적절한 물리적 증거와 해석에 따라 수정되어야 하며, 구조물에 따른 특별 내진설계는 해당 기준을 만족하여야 한다.
- (3) 프리캐스트 및 프리스트레스트콘크리트 구조물은 일체식 구조물에서 요구되는 안전성 및 사용성에 관한 조건을 갖추고 있는 경우에 한하여 내진구조로 다룰 수 있다.
- (4) 이 장에서 요구하는 사항을 만족하지 못하는 철근콘크리트 구조 형식의 경우, 실험이나 해석에 의해 이 장에서 요구하는 사항을 만족하거나 그 이상의 구조성능을 갖는 것이 증명된다면 이를 사용할 수 있다.

21.1.2 기호

A_{ch} : 횡방향 철근의 외곽으로 측정한 구조 부재의 단면적, mm^2

A_{cp} : 전단에 저항하는 독립 지주나 수평벽 부분의 콘크리트 단면적, mm^2

A_{cv} : 전단력을 고려하는 방향의 단면 길이와 복부 두께로 이루어지는 콘크리트의 순 단면적, mm^2

A_g : 전체 단면적, mm^2

A_j : 접합부에서 전단을 유발하는 철근의 면과 평행한 평면으로서 접합부의 유효단면적, mm^2 (21.5.3 참조). 접합부의 깊이는 기둥 전체 깊이와 같아야 한다. 보가 그보다 큰 폭을 갖는 받침부재에 접합되는 경우 접합부의 유효폭은 다음 값 이하이어야 한다.

① 보의 폭과 접합부 깊이의 합

② 보의 측부터 기둥의 측면까지 수직으로 측정한 값들 중 작은 값의 2배

A_{sh} : 간격이 s 이고 치수 h_c 에 수직한 횡방향 철근(연결 철근 포함)의 전체 단면적, mm^2

A_{vd} : 대각선으로 보강된 연결보에서 대각선 철근의 각 무리별 전체 단면적, mm^2

b : 구조 부재의 유효압축플랜지 폭, mm

b_w : 복부 폭 또는 원형단면의 지름, mm

c : 압축연단부터 중립축까지 거리(6.2.1 참조) : 설계변위 δ_u 에 해당되는 공칭휨강도와 계수축력에 대하여 계상된 가장 큰 중립축 깊이(21.6.6(2) 참조)

c_1 : 경간 l_2 에 평행하게 측정된 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷 변의 길이

c_2 : 경간 l_2 에 평행하게 측정된 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷 변의 길이

c_t : 기둥의 내측 면에서 c_1 과 평행한 방향으로 측정된 슬래브단부까지 거리 : c_1 을 초과할 수 없음.

d : 단면의 유효깊이, mm

d_b : 철근의 지름, mm

E : 지진 하중의 영향 또는 이와 관련되는 내부 단면력

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_y : 종방향 주철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{yh} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 전체 두께, mm

h_c : 구속보강철근 중심간의 거리로 측정한 기둥 내부의 단면치수, mm

h_w : 전체 벽 또는 고려되는 부분 벽의 높이, mm

h_x : 후프철근이나 기둥 띠철근의 최대 수평간격, mm

- l_d : 철근의 정착길이, mm
 l_{dh} : 식 (21.5.3)에 규정된 표준갈고리가 있는 철근의 정착길이, mm
 l_n : 받침부 사이의 순경간, mm
 l_o : 횡방향 철근을 배치하여야 하는 최소 구간으로 접합부의 표면에서 부재축 방향으로 측정한 길이, mm
 l_w : 전단력 방향의 전체 벽 또는 부분적인 벽의 길이, mm
 M_c : 접합부에 연결된 기둥의 공칭휨강도에 상응하는 접합부면의 휨모멘트: 고려되는 횡력방향의 계수축력에 따른 가장 낮은 휨강도가 되어야 함.
 M_g : 접합부에 연결된 보의 공칭휨강도에 상응하는 접합부 면의 휨모멘트: 보는 슬래브의 인장철근을 포함함.
 M_{pr} : 길이방향(최소) 철근의 인장강도를 $1.25f_y$, 강도감소계수 ϕ 를 1.0으로 가정하고, 접합부 재료 성질을 사용하여 계산한 부재의 예상 휨강도: 축력을 고려함.
 M_s : 받침부 휨모멘트에 의해 평형이 되는 슬래브의 휨모멘트
 M_{slab} : (추가해야 함.)
 M_u : 단면의 계수휨모멘트
 s : 구조 부재의 축방향에 따라 측정한 횡방향 철근의 간격, mm
 s_o : 횡방향 철근의 최대 간격, mm
 s_x : 길이 l_o 이내에서 횡방향 철근의 간격, mm
 V_c : 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도
 V_e : 21.3.4(1) 또는 21.4.5(1)에서 정하는 설계전단력
 V_n : 단면의 공칭전단강도
 V_u : 단면의 계수전단력
 a : 대각선 철근과 대각선으로 보강된 연결보의 길이방향 축 사이의 각
 a_c : 벽의 강도에 기여하는 콘크리트 강도의 상대적 기여도 계수, 식 (21.5.1) 참조
 δ_u : 설계 변위, mm
 ρ : 프리스트레스를 가하지 않은 철근의 인장철근비, A_s/bd
 ρ_g : 기둥단면적에 대한 전체 철근 면적의 비
 ρ_n : A_{cv} 면에 평행하게 분포된 철근 면적이 그 철근에 수직인 단면에 대한 철근비
 ρ_s : 나선철근의 바깥 선으로 계산한 나선철근 압축부재 심부의 전체 체적에 대한

나선철근 체적의 비

ρ_v : A_{cv} 면에 수직하게 분포된 철근면적의 전체 콘크리트 면적 A_{cv} 에 대한 면적비

ϕ : 강도감소계수

21.2 특기 사항

21.2.1 적용 범위

- (1) 이 장은 지진하중과 관련하여 비선형 거동 범위 내에서 에너지 소산에 근거하여 결정된 설계하중을 받는 철근콘크리트 부재의 설계 및 시공에 대한 특별 사항을 규정하고 있으며, 콘크리트의 강도는 2.2.2와 21.2.4(1)을 따라야 한다.
- (2) 약진 지역에 속하거나 또는 낮은 지진위험도가 요구되는 구조물은 제 1장에서 제 17장 그리고 제 19장의 요구 사항을 적용하되 21.2의 규정을 따라야 한다. 중간 또는 특수 콘크리트 시스템을 사용하는 경우 중간 또는 특수 골조 시스템에 대한 이 장의 요구 사항을 만족하여야 한다.
- (3) 중진 지역에 속하거나 또는 중간 지진위험도가 요구되는 구조물은 중간 또는 특수모멘트골조 및 보통, 중간, 특수철근콘크리트 구조벽이 지진력에 저항하도록 설계하여야 한다. 특수 콘크리트 구조 시스템을 사용하는 경우 특수 시스템에 대한 이 장의 요구 사항을 만족하여야 한다.
- (4) 강진 지역에 속하거나 또는 높은 지진위험도가 요구되는 구조물은 21.2에서 21.8의 요구 사항을 만족하는 특수모멘트골조, 특수구조벽 그리고 격막구조 및 트러스 구조 등이 지진력에 저항하도록 설계하여야 한다. 지진력에 저항하지 않는 구조 부재에 대하여는 21.9의 요구 사항을 만족하도록 하여야 한다.
- (5) 이 장의 요구 사항을 만족하지 않는 철근콘크리트 구조 시스템의 경우도 실험 혹은 해석에 따라 이 장에서 요구하는 충분한 강도와 인성을 보유하는 것으로 입증된다면 내진 시스템으로 사용할 수 있다.
- (6) 구조물의 진동을 감소시키기 위하여 관련 구조전문가에 의해 설계되고 그 성능이 실험에 의해 검증된 진동감쇠장치를 사용할 수 있다.

21.2.2 구조 부재의 해석과 설계

- (1) 지반운동에 대하여 구조 부재를 해석할 때, 구조물의 재료적인 측면에서 선형 및

비선형 응답에 영향을 주는 모든 구조 및 비구조 부재의 상호작용을 고려하여야 한다.

- (2) 횡력 저항구조의 일부분이 아니라고 가정한 강체 부재도 구조 시스템의 응답에 대한 그의 영향이 고려되었을 때에는 사용할 수 있다. 또 횡력 저항 시스템의 일부가 아닌 구조 및 비구조 부재의 파괴의 영향에 대해서도 고려하여야 한다.
- (3) 구조물의 밑면 아래에 있는 구조 부재 중에서 지진으로 인하여 발생한 힘을 기초에 전달하는데 필요한 부재도 이 장의 요구 사항을 만족하여야 한다.
- (4) 횡력 저항 시스템의 일부가 아니라고 생각되는 모든 구조 부재들도 21.9의 요구 사항을 만족하여야 한다.

21.2.3 강도감소계수

강도감소계수는 3.3.3의 규정에 따라야 한다.

21.2.4 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 콘크리트

- (1) 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} 는 21 MPa 이상이어야 한다.
- (2) 경량콘크리트의 설계기준압축강도는 35 MPa를 초과할 수 없다. 만약 실험에 의하여 경량콘크리트를 사용한 구조 부재가 같은 강도의 보통중량콘크리트를 사용한 부재의 강도 및 인성 이상을 갖는 것이 확인된다면, 이보다 큰 압축강도를 사용할 수 있다.

21.2.5 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 철근

- (1) 지진력에 의한 휨모멘트 및 축력을 받는 골조나 구조벽의 경계요소에 사용하는 보강철근(KS D 3504, 3552, 3688, 7017)은 설계기준항복강도 f_y 가 주철근과 전단철근에 각각 600 MPa, 500 MPa까지 허용되며, 다음 (2)와 (3)을 만족하여야 한다.
- (2) 강재를 제작한 공장에서 측정한 실제 항복강도가 공칭항복강도를 120 MPa 이상 초과하지 않아야 한다. 재시험에서는 이 값을 20 MPa 이상 초과하지 않아야 한다.
- (3) 실제 항복강도에 대한 실제 극한 인장강도의 비가 1.25 이상이어야 한다.

21.2.6 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 기계적이음

- (1) 기계적이음은 유형 1 또는 유형 2 기계적이음으로 분류할 수 있다.
 - ① 유형 1 기계적이음은 8.6.1의 규정에 따라야 한다.
 - ② 유형 2 기계적이음은 8.6.1의 규정에 따르고, 이음철근은 규정한 인장강도를 달성할 수 있어야 한다.
- (2) 유형 1의 기계적이음은 기둥이나 보의 단부로부터 또는 비선형 횡변위의 결과로 철근의 항복이 일어날 수 있는 단면부터 부재 깊이의 두 배만큼 떨어진 거리 안에서 사용할 수 없으며, 유형 2의 기계적이음은 어떤 위치에서든 사용할 수 있다.

21.2.7 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체의 용접이음

- (1) 지진력에 저항하는 철근의 용접이음은 8.6.1의 규정을 만족하여야 한다. 또한 기둥이나 보의 단부부터 또는 비선형 횡변위에 의해 발생할 수 있는 단면부터 부재 깊이의 2배만큼 떨어진 거리 안에서 사용할 수 없다.
- (2) 요구되는 종방향 철근에 대한 스테럽, 띠철근, 삽입물 또는 이와 유사한 요소의 용접은 허용되지 않는다.

21.3 특수모멘트골조의 힘부재

21.3.1 적용 범위

- (1) 21.3의 규정은 지진력을 받고, 주로 힘을 받도록 설계된 특수모멘트골조 부재에 적용하여야 한다.
- (2) 이러한 골조 부재는 다음의 규정도 만족시켜야 한다.
 - ① 부재의 계수축력은 $(A_g f_{ck}/10)$ 을 초과하지 않아야 한다.
 - ② 부재의 순경간이 유효깊이의 4배 이상이어야 한다.
 - ③ 깊이에 대한 폭의 비가 0.3 이상이어야 한다.
 - ④ 부재의 폭은 250 mm 이상이어야 한다.
 - ⑤ 부재의 폭은 힘부재 축방향과 직각으로 켜 지지부재의 폭에 받침부 양측면으로 힘부재 깊이의 3/4을 더한 값보다 작아야 한다.

21.3.2 축방향 철근

- (1) 6.3.2(3) 규정의 경우를 제외한 휨부재의 어떤 단면에서나 상부철근 및 하부철근의 철근량은 식 (6.3.1)의 값 이상이어야 하고, 또한 $1.4b_w d/f_y$ 이상이어야 한다. 그리고 철근비 ρ 는 0.025 이하이어야 한다. 상부와 하부에 최소한 연속된 두 개의 철근으로 보강하여야 한다.
- (2) 접합면에서 정모멘트에 대한 강도는 부모멘트에 대한 강도의 1/2 이상이어야 한다. 또 부재의 어느 위치에서나 정 또는 부모멘트에 대한 강도는 부재 양단 접합면의 최대 휨강도의 1/4 이상이어야 한다.
- (3) 휨철근의 겹침이음은 이음길이 부분에 후프철근이나 나선철근이 배치되어 있는 경우에만 사용할 수 있다. 겹침이음 철근을 둘러싸는 횡방향 철근의 간격은 $d/4$ 이하, 또한 100 mm 이하이어야 한다. 겹침이음은 접합부의 내부, 접합면부터 부재 깊이의 배 이내의 거리 구간, 구조해석에서 골조의 비탄성 횡변위에 의한 휨 항복이 일어나는 곳에서 사용할 수 없다.
- (4) 기계적이음은 21.2.6의 규정을 따라야 하며, 용접이음은 21.2.7의 규정을 따라야 한다.

21.3.3 횡방향 철근

- (1) 골조부재의 다음 부분에는 후프철근을 배치하여야 한다.
 - ① 휨부재 양단의 받침부 면에서 경간의 중앙방향으로 켜 휨부재 깊이의 2배 구간
 - ② 골조의 비탄성 횡변위로 인한 휨 항복이 일어날 수 있는 단면 좌우로 부재 깊이의 2배 이상의 거리 구간
- (2) 첫 번째 후프철근은 지지부재의 면부터 50 mm 이내에 위치하여야 한다. 후프철근의 최대 간격은 $d/4$, 축방향 철근의 최소 지름의 8배, 후프철근지름의 24배, 300 mm 중 가장 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- (3) 후프철근이 필요한 곳에서 후프철근으로 감싸인 축방향 철근은 5.5.2(3)③에 따라 횡방향으로 지지되어야 한다.
- (4) 후프철근이 필요하지 않은 곳에서는 부재의 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이내의 간격으로 양단 내진갈고리를 갖춘 스티럽을 배치하여야 한다.
- (5) 전단저항에 요구되는 스티럽이나 띠철근은 21.3.3, 21.4.4, 21.5.2에 규정된 부재의 길이에 걸쳐 후프철근을 사용하여야 한다.

- (6) 휨부재의 후프철근은 2개의 철근으로 구성할 수 있다. 즉 양단에 내진갈고리를 갖는 스테럽과 연결철근으로 구성되는 폐쇄형 후프철근을 사용할 수 있다. 동일한 축방향 철근과 접속되는 연속 연결철근은 휨부재의 반대측면에 번갈아가며 90° 갈고리를 두어야 한다. 연결철근으로 고정되는 축방향 철근이 휨부재의 한쪽 면에서만 슬래브로 구속되어 있으면 연결철근의 90° 갈고리는 그 슬래브가 있는 곳에 위치시켜야 한다.

21.3.4 전단강도 요구 조건

- (1) 설계전단력 V_e 는 접합면 사이의 부재 부분에 대한 힘의 평형으로 결정되며, 접합면, 즉 단부에 작용하는 예상 휨강도 M_{pr} 의 정 또는 부의 값과, 경간을 따라 계수축력하중이 재하되는 부재를 가정하여 구하여야 한다.
- (2) 21.3.3(1)에서 정의한 길이에 걸친 횡방향 철근은 다음과 같은 조건이 모두 발생하면 $V_c = 0$ 이라고 가정하여 전단력을 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.
- ① (1)에 의해 계산된 지진하중에 의한 전단력이 이들 길이에 걸쳐 최대 소요전단강도의 1/2 이상일 때
 - ② 지진하중의 영향을 고려한 계수축력이 $A_g f_{ck}/20$ 이하일 때

21.4 휨모멘트와 축력을 받는 특수모멘트골조 부재

21.4.1 적용 범위

- (1) 이 절의 요구 조건은 지진하중을 받고, 계수축력이 $(A_g f_{ck}/10)$ 을 초과하는 특수모멘트골조 부재에 적용하여야 한다.
- (2) 이러한 골조 부재는 다음을 만족시켜야 한다.
- ① 도심을 지나는 직선상에서 켜 최소 단면치수는 300 mm 이상이어야 한다.
 - ② 최소 단면치수의 직각방향 치수에 대한 길이 비는 0.4 이상이어야 한다.

21.4.2 기둥의 최소 휨강도

- (1) $(A_g f_{ck}/10)$ 을 초과하는 계수축력을 받는 기둥의 휨강도는 21.4.2(2) 또는 (3)의 규정을 만족시켜야 한다. (2)를 만족시키지 못하는 기둥의 횡방향 강도와 강성은

구조물의 강도와 강성 계산에서 무시하여야 한다. 그러나 21.9의 규정은 만족시켜야 한다.

- (2) 기둥의 휨강도는 식 (21.4.1)을 만족하여야 한다.

$$\Sigma M_c \geq (6/5) \Sigma M_g \quad (21.4.1)$$

여기서, ΣM_c 는 접합부의 접합면에서 그 접합부에 연결된 기둥들의 설계휨강도의 합이다. 기둥의 휨강도는 고려되는 횡력방향에 일치되게 계수축력을 감안하여 계산하여야 하며, 결과적으로 최소 휨강도이어야 한다. ΣM_g 는 접합부의 접합면에서 그 접합부에 연결된 보의 설계휨강도의 합이다. 슬래브와 일체화되어 휨에 저항하는 T형보의 휨강도는 3.4.8에 규정된 슬래브 유효폭 내에 있는 슬래브 철근을 고려하여 산정하여야 한다.

- (3) 휨강도는 기둥의 휨모멘트가 보의 휨모멘트와 반대방향으로 작용하는 것으로 하여 합산한다. 식 (21.4.1)은 고려되는 골조의 수직평면 내에서 양방향으로 작용하는 보의 휨모멘트에 대해서 만족되어야 한다.
- (4) 접합부에서 (2)가 만족되지 않았을 때에는 그 접합부의 반력을 받는 기둥은 전체 높이에 대해서 21.4.4(1), (2), (3)에 규정된 바에 따라 횡방향 철근으로 보강하여야 한다.

21.4.3 축방향 철근

- (1) 철근비 ρ_g 는 0.01 이상, 0.06 이하이어야 한다.
- (2) 기계적이음은 21.2.6에 따라야 하며, 용접이음은 21.2.7에 따라야 한다. 겹침이음은 부재의 중앙부에서 부재 길이의 1/2 구역 내에서만 할 수 있고 인장이음으로 설계하여야 하며, 또한 21.4.4(2)와 21.4.4(3)의 규정을 따르는 횡방향 철근으로 둘러싸야 한다.

21.4.4 횡방향 철근

- (1) 21.4.3(2) 또는 21.4.5에 의해 더 많은 철근이 필요한 경우가 아니면 횡보강철근은 다음의 ①에서 ⑤까지 규정을 따라야 한다.
- ① 나선 또는 원형후프철근의 용적철근비 ρ_s 는 식 (21.4.2)로 결정된 값 이상으로 하여야 하며, 식 (6.4.1)로 계산된 값 이상으로 하여야 한다.

$$\rho_s = 0.12f_{ck}/f_{yh} \quad (21.4.2)$$

- ② 사각형 후프철근의 전체 단면적은 식 (21.4.3)과 식 (21.4.4)로 계산되는 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{sh} = 0.3(sh_c f_{ck}/f_{yh})[(A_g/A_{ch}) - 1] \quad (21.4.3)$$

$$A_{sh} = 0.09sh_c f_{ck}/f_{yh} \quad (21.4.4)$$

- ③ 횡방향 철근은 단일 후프철근 또는 겹침후프철근으로 이루어져야 한다. 이때 후프철근과 같은 굵기와 간격으로 된 연결철근을 사용할 수 있다. 연결철근의 끝은 외곽의 축방향 철근에 고정되어야 하고, 연속 연결철근은 축방향 철근을 따라 끝이 교대로 배치되어야 한다.
- ④ 부재 심부의 설계강도가 지진력을 포함하는 설계하중의 조합으로 계산되는 강도 이상이면 식 (21.4.3)과 식 (6.4.1)에 따르지 않을 수 있다.
- ⑤ 횡방향 철근의 외부에 위치하여 구속되지 않은 콘크리트의 두께가 100 mm를 초과하면, 횡방향 철근을 추가적으로 배치하여야 한다. 이 추가적인 횡방향 철근에 대하여 피복 두께는 100 mm 이내가 되도록 하여야 하며, 간격은 300 mm 이하가 되도록 배치하여야 한다.
- (2) 횡방향 철근 간격은 부재의 최소 단면치수의 1/4, 축방향 철근 지름의 6배, 또한 식 (21.4.5)에 규정한 s_x 중 가장 작은 값 이하로 하여야 한다.

$$s_x = 100 + [(350 - h_x)/3] \quad (21.4.5)$$

여기서, s_x 값은 150 mm보다 크지 않아야 하며, 100 mm보다 작을 필요는 없다.

- (3) 연결철근이나 겹침후프철근은 부재의 단면 내에서 중심 간격이 350 mm 이내가 되도록 배치하여야 한다.
- (4) 골조의 각 접합면부터 l_o 길이의 구간에 (1)에서 (3)까지 규정에 따르는 양의 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 또 골조의 비탄성 횡변위에 의한 휨 항복이 일어날 가능성이 있는 단면 좌우 양쪽에도 이와 같이 한다. l_o 는 부재 접합면 또는 휨 항복이 일어날 가능성이 있는 단면의 깊이, 부재 순경간의 1/6, 450 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- (5) 기둥이 벽체와 같이 불연속적으로 강성이 큰 부재의 반력을 지지하게 되는 경우 다음의 규정을 만족시켜야 한다.

- ① 지진력에 의한 부재의 계수축력이 ($A_g f_{ck}/10$)를 초과하는 경우, 불연속이 되는 곳까지 전 높이에 걸쳐서 위 (1), (2), (3)의 규정에 따라 횡보강하여야 한다.
- ② 횡보강철근은 최소한 가장 굵은 축방향 철근의 정착길이만큼 불연속 부재의 내부로 배치되어야 한다. 이때 축방향 철근의 정착길이는 6.4의 규정에 의해 정해진다. 기둥의 하단이 벽체 위에서 끝나게 되는 경우 (1), (2), (3)에 의한 횡방향 철근은 기둥이 끝나는 점에서 최대 축방향 철근의 정착구간까지 벽체 속으로 배치되어야 하고, 기둥이 일반 기초나 전면기초 위에 끝날 경우는 (1), (2), (3)의 규정에 의해 결정되는 횡방향 철근은 일반 기초나 전면기초 내 최소한 300 mm의 구간까지 배치되어야 한다.
- (6) (1), (2), (3)에 따라 결정되는 횡방향 철근이 기둥의 전 길이에 걸쳐 배치되어 있지 않은 경우, 횡방향 철근이 배치되어 있지 않은 구간은 중심 간격이 축방향 철근 지름의 6배 이하, 또한 150 mm 이하인 나선철근이나 후프철근으로 보강되어야 한다.

21.4.5 전단강도 요구 사항

- (1) 설계전단력 V_e 는 부재 각 단부의 접합부 면에서 발생 가능한 최대 전단력으로 결정되며, 이러한 접합면의 힘은 부재의 계수축력을 고려한 예상 최대 휨강도 M_{pr} 를 사용하여 결정한다. 접합부에 연결된 횡부재의 예상 휨강도 M_{pr} 에 근거한 접합부 강도에 의해 계산된 전단력보다 클 필요가 없으나, 어떤 경우에도 V_e 는 구조물 해석에 의하여 구한 계수전단력 이상이어야 한다.
- (2) 21.4.4(4)에서 정의된 l_o 에 대한 횡방향 철근은 다음 ①과 ②를 모두 만족하는 경우 $V_c=0$ 으로 보고 전단력에 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.
 - ① (1)에 의해 계산된 지진하중에 의한 전단력이 그 길이에서 최대 소요전단강도의 1/2 이상인 경우
 - ② 지진하중에 의한 계수축력이 $A_g f_{ck}/20$ 보다 작은 경우

21.5 특수모멘트골조의 접합부

21.5.1 일반 사항

- (1) 접합면에서 보의 종방향 철근의 작용력은 휨인장철근의 응력을 $1.25f_y$ 라고 가정

하여 결정하여야 한다.

- (2) 접합부의 강도는 3.3.3에 규정된 해당 강도감소계수 값에 의하여 결정하여야 한다.
- (3) 기둥 속에서 끝나는 보의 종방향 철근은 횡보강된 기둥 심부의 반대 면까지 연장시켜야 하며, 인장력을 받는 경우 21.5.4에 따르고, 압축력을 받는 경우 제 8장에 따라야 한다.
- (4) 보의 종방향 철근이 보-기둥 접합부를 통과하여 연장되는 경우에 보의 종방향 철근에 평행한 기둥 변의 길이 h 는 보통중량콘크리트인 경우 식 (21.5.1)을 만족하여야 한다.

$$f_y \leq 400\text{MPa에 대하여, } \frac{h}{d_b} \geq 20 \quad (21.5.1a)$$

$$f_y > 400\text{MPa에 대하여, } \frac{h}{d_b} \geq 25 \quad (21.5.1b)$$

경량콘크리트인 경우는 식 (21.5.2)를 만족하여야 한다.

$$\frac{h}{d_b} \geq 26 \frac{f_y}{400} \geq 26 \quad (21.5.2)$$

21.5.2 횡방향 철근

- (1) (2)에서 규정된 바와 같이 접합부가 구조 부재로 구속되어 있지 않으면, 21.5.4에 따르는 횡방향 후프철근을 접합부 내에 두어야 한다.
- (2) 기둥의 접합부 4면에 보부재가 연결되어 각 부재 폭이 기둥폭의 3/4 이상일 때, 가장 깊이가 작은 부재의 깊이만큼 구간 내에서는 21.4.4(1)에 규정된 철근량의 1/2 이상의 횡방향 철근만을 배치할 수 있다. 이들 위치에서는 21.4.4(2)에 규정된 횡방향 철근의 간격을 150 mm까지 증가시킬 수 있다.
- (3) 기둥 심부 외측에 있는 보의 종방향 철근이 그 접합부에 인입되는 다른 보에 의해 구속되어 있지 않을 때는 21.4.4에 따라 필요한 횡방향 철근을 접합부 내에 배치하여야 한다.

21.5.3 전단강도

- (1) 접합부의 공칭전단강도는 보통중량골재를 사용한 콘크리트의 경우 다음 값을 초과할 수 없다.

- ① 4면이 구속된 접합부의 경우 $1.7 \sqrt{f_{ck}} A_j$
 ② 3면 또는 서로 반대방향의 2면이 구속된 경우 $1.25 \sqrt{f_{ck}} A_j$
 ③ 기타의 경우 $1.0 \sqrt{f_{ck}} A_j$

각 접합면의 3/4이 인입되는 부재와 접합되어 있으면 그 면은 구속되어 있다고 보며, 이러한 부재가 접합부의 모든 면으로 인입될 때 그 접합부는 구속되어 있다고 본다.

- (2) 경량콘크리트에서 접합부의 공칭전단강도는 (1)에 규정된 값의 3/4을 초과할 수 없다.

21.5.4 인장철근의 정착길이

- (1) 보통중량콘크리트에서 90° 표준갈고리가 있는 철근의 정착길이 l_{dh} 는 D6에서 D35까지 철근의 경우 $8d$ 이상, 150 mm 이상, 또한 식 (21.5.3)에서 규정된 길이 이상이어야 한다.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \sqrt{f_{ck}}) \quad (21.5.3)$$

경량콘크리트에서 90° 표준갈고리를 갖는 철근의 정착길이는 $10d_b$ 이상, 190 mm 이상, 또한 식 (21.5.3)으로 규정된 값의 1.25배 이상이어야 한다. 90° 갈고리는 기둥이나 경계부재의 횡구속된 콘크리트 내까지 연장하여야 한다.

- (2) D6에서 D35까지 철근에서 직선철근의 정착길이 l_d 는 철근 하부에 한 번에 친 콘크리트의 깊이가 300 mm를 초과하지 않을 경우에는 (1)에 규정된 길이의 2.5배 이상, 철근 하부에 한 번에 친 콘크리트의 깊이가 300 mm를 초과할 경우에는 (1)에 규정된 길이의 3.5배 이상으로 하여야 한다.
- (3) 접합부에서 끝나는 직선철근은 기둥이나 경계부재의 횡구속된 심부를 완전히 가로질러야 한다. 횡구속된 심부에 걸쳐 있지 않은 부분의 매입정착길이는 1.6배 만큼 증가시켜야 한다.
- (4) 예폭시 도막 철근이 사용된 경우, (1)에서 (3)까지 기술된 정착길이는 8.2.2에 규정된 계수값을 곱하여야 한다.

21.6 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보

21.6.1 적용 범위

이 절에 규정된 요구 사항은 지진력 저항 시스템의 한 부분으로 역할을 하는 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보에 적용하여야 한다.

21.6.2 철근

- (1) 구조벽체의 철근비 ρ_v 와 ρ_h 는 0.0025 이상이어야 한다. 다만 설계전단력이 $(\sqrt{f_{ck}}/12)A_{cv}$ 이하이면, 구조벽체의 최소 철근은 11.3에 따라 감소되는 것을 허용할 수 있다. 구조벽체 각 방향의 철근 간격은 450 mm 이하이어야 하며, 전단보강을 위한 철근은 전단벽에 연속적으로 분산 배치하여야 한다.
- (2) 벽체에 작용하는 면내 계수전단력이 $(\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cv}$ 를 초과하면 철근은 적어도 복배근으로 배치하여야 한다.
- (3) 구조벽체의 모든 연속철근의 이음과 정착은 다음 사항을 제외하고, 8.5.1의 인장을 받는 철근에 대한 규정을 따라야 한다.
 - ① 8.5.1(2)에서 유효깊이 d 는 $0.8l_w$ 를 사용할 수 있다.
 - ② 8.5.2, 8.5.3, 8.5.4의 규정은 적용될 필요가 없다.
 - ③ 횡하중에 의해 발생한 변위에 대하여 철근의 항복이 예상되는 곳에서는 철근의 설계기준항복강도를 1.25배 하여 정착길이를 산정하여야 한다.
 - ④ 기계적이음과 용접이음은 21.2.6과 21.2.7의 규정을 따라야 한다.

21.6.3 설계작용력

계수전단력 V_u 는 계수하중과 하중조합에 따라 횡하중 해석으로 구하여야 한다.

21.6.4 전단강도

- (1) 구조벽체의 공칭전단강도는 식 (21.6.1)의 값 이하이어야 한다.

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f_{ck}} + \rho_n f_y) \quad (21.6.1)$$

- 여기서, 계수 α_c 의 값은 $h_w/l_w \leq 1.5$ 일 때 1/4, $h_w/l_w \geq 2.0$ 일 때 1/6이고, $1.5 \leq h_w/l_w \leq 2.0$ 일 때는 1/4와 1/6을 선형보간하여 결정하여야 한다.
- (2) (1)에서 부분벽 또는 부분격막의 V_n 을 결정하기 위해 사용되는 h_w/l_w 의 값으로 전체 벽체의 값과 고려하는 부분벽의 값 중 더 큰 값을 사용하여야 한다.
- (3) 벽체는 면내 전단저항력을 갖기 위하여 전단철근을 2방향으로 배치하여야 한다. h_w/l_w 비가 2.0을 초과하지 않으면, 철근비 ρ_v 는 ρ_n 이상이어야 한다.
- (4) 한 횡방향력을 같이 부담하는 모든 벽기둥의 전단강도는 $(2\sqrt{f_{ck}}/3)A_{cv}$ 를 초과할 수 없다. 이때, A_{cv} 는 전체 단면적이다. 개개의 벽체기둥의 공칭전단강도는 $(5\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cp}$ 이하이어야 한다. 여기서, A_{cp} 는 고려하는 벽기둥의 단면적을 나타낸다.
- (5) 수평부분벽과 연결보의 공칭전단강도는 $(5\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cp}$ 를 초과할 수 없다. 여기서, A_{cp} 는 수평부분벽 또는 연결보의 단면적을 나타낸다.

21.6.5 휨모멘트와 축력에 대한 설계

- (1) 축력과 휨모멘트의 지배를 받는 구조벽체와 그의 부분벽은 6.2.1과 6.2.2에 따라 설계하여야 한다. 다만 6.2.1(2)의 비선형 변형률 요구 사항과 6.2.2(5)는 적용하지 않는다. 유효플랜지폭 내의 종방향 철근과 콘크리트, 경계요소 그리고 벽체 복부는 유효한 것으로 간주하고 개구부의 효과도 고려하여야 한다.
- (2) 더 정밀한 해석을 수행하지 않는 한, 플랜지를 갖는 단면의 유효플랜지는 복부 면부터 인접 벽체 복부까지 거리의 1/2과 벽 전체 높이의 1/4 중 작은 값으로 하여야 한다.

21.6.6 특수철근콘크리트 구조벽체의 경계요소

- (1) 구조벽체 단부에 특수경계요소가 필요한지 여부는 다음 (2) 또는 (3)에 따라 평가하여야 한다. 이때 (4)와 (5)의 요구 사항 또한 만족하여야 한다.
- (2) 이 절은 벽체 단면이 기초에서 지붕 최상단까지 효과적으로 연속되고 휨모멘트와 축력에 대해 1개소의 위험단면을 갖도록 설계된 벽체 및 벽기둥에 적용하고, 아래의 규정을 만족시키지 못하는 벽체는 (3)에 따라 설계하여야 한다.
- ① 아래의 조건이 성립하는 경우에 압축영역은 특수경계요소로 설계하여야 한다.

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (21.6.2)$$

여기서, δ_u/h_w 는 0.007 이상이어야 한다.

- ② ①에 의해 특수경계요소가 요구되는 곳에서 특수경계요소 보강은 위험단면부터 적어도 l_w 또는 $M_u/4V_u$ 보다 큰 거리까지 도달하여야 한다.
- (3) 벽체를 (2)의 요구 사항에 따라 설계하지 않을 경우, 벽체의 경계 부위 혹은 개구부 연단에 $0.2f_{ck}$ 이상의 응력이 발생하면 그 부위에 특수경계요소를 두어야 하고, 압축응력이 $0.15f_{ck}$ 보다 작아지는 위치에서 이 특수경계요소를 끝낼 수 있다. 이 경우 응력은 선형탄성 모델 및 비균열 단면에 대해 계수하중을 적용하여 계산할 수 있다. 이때 플랜지가 있는 벽체의 경우 유효플랜지폭은 복부 면부터 인접 벽체의 복부까지 거리의 1/2 또는 벽체 높이의 1/4 중 작은 값을 취하여야 한다.
- (4) (2) 또는 (3)에 의해 요구되는 특수 경계요소는 ①부터 ⑥까지 요구 사항을 만족시켜야 한다.
- ① 경계요소의 범위는 압축단부에서 $c-0.1l_w$ 와 $c/2$ 중 큰 값 이상이어야 한다.
- ② 플랜지를 가진 벽체의 경우 경계요소는 압축을 받는 유효플랜지 부분뿐만 아니라 복부 쪽으로 적어도 300 mm 이상 포함하여야 한다.
- ③ 특수경계요소의 횡방향 철근은 21.4.4(1)부터 21.4.4(3)까지의 요구 사항을 만족시켜야 한다. 다만 식 (21.4.3)은 만족시킬 필요가 없고, 21.4.4(2)에 따른 횡방향 철근 간격은 부재의 최소 단면치수의 1/3을 사용하여야 한다.
- ④ 경계요소에 있는 가장 큰 주철근의 인장 정착길이 만큼 횡방향 철근이 받침부 내부로 배치되어야 한다. 다만 특수경계요소가 기초판 또는 전면기초와 만날 때는 그 안쪽으로 적어도 300 mm 정착시켜야 한다.
- ⑤ 벽체 복부의 수평철근은 경계요소의 심부 안에서 설계기준항복강도 f_y 까지 도달할 수 있도록 정착시켜야 한다.
- ⑥ 경계요소의 종방향 철근의 기계적이음은 21.2.6에 따라야 하며, 경계요소의 종방향 철근의 용접이음은 21.2.7에 따라야 한다.
- (5) (2)와 (3)에 의한 특수경계요소가 요구되지 않을 때는 아래 ①과 ②를 만족시켜야 한다.
- ① 벽체 경계부분에서 종방향 철근비가 $2.8/f_y$ 보다 크다면, 경계부분의 횡방향 철

근은 21.4.4(1)③, 21.4.4(3)과 21.6.6(4)①을 만족하여야 한다. 경계부분에서 횡방향 철근의 길이방향 간격은 200 mm 이내이어야 한다.

- ② 벽체의 면내 계수전단력 V_u 가 $(\sqrt{f_{ck}}/12)A_{cu}$ 보다 작을 때를 제외하고, 경계 요소가 없는 구조벽체의 연단에서는 수직연단철근을 수평철근의 표준갈고리를 사용하여 감싸주거나, 수평철근과 같은 지름과 간격으로 된 U형 스티럽으로 이어 감싸주어야 한다.
- (6) 경계요소의 종방향 철근의 용접과 기계적이음은 21.2.6과 21.2.7을 만족하여야 한다.

21.6.7 연결보

- (1) 세장비 $l_n/h \geq 4$ 인 연결보는 21.3의 요구 사항을 만족시켜야 한다. 만약 연결보가 해석에 의해 횡좌굴에 대한 적절한 안정성을 가지는 것으로 판명되면, 21.3.1(2)③과 21.3.1(2)④의 적용을 받지 않을 수 있다.
- (2) 세장비 $l_n/h < 4$ 인 연결보는 경간 중앙에 대하여 대칭인 대각선 다발철근으로 보강되도록 설계할 수 있다.
- (3) 연결보의 강성 또는 강도의 감소로 인해 구조물의 수직하중 전달 능력, 구조물에서 거주자의 탈출, 구조물에 대한 비구조요소와 그 접합부의 일체성 등이 저해되지 않는다는 사실을 입증할 수 없으면, 세장비가 $l_n/h < 2$ 이고 계수전단력이 $V_u > (\sqrt{f_{ck}}/3)A_{cp}$ 인 연결보는 경간 중앙에 대하여 대칭인 대각선 다발철근으로 보강하여 설계하여야 한다.
- (4) 경간 중앙에 대해 대칭 형태인 대각 형태로 배치된 연결보는 다음을 만족시켜야 한다.
- ① 대각선 다발철근은 최소한 4개의 철근으로 이루어져야 하며, 이때 횡철근의 외단에서 외단까지 거리는 b_w 에 평행한 방향으로 $b_w/2$ 이상이어야 하고, 보 면내에서는 대각선 철근에 대한 수직방향으로 $b_w/5$ 이상이어야 한다.
- ② 공칭전단강도 V_n 은 식 (21.6.3)과 같이 결정하여야 한다.

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq (5\sqrt{f_{ck}}/6)A_{cp} \quad (21.6.3)$$

- ③ 대각선 철근은 21.4.4(1), (3)의 규정과 식 (21.4.5)를 만족하는 횡철근으로 감싸주어야 한다. 또한 횡철근 간격은 철근 지름의 6배를 초과할 수 없다. 식

(6.4.1)과 식 (21.4.3)에서 사용되는 A_g 를 계산하기 위해서 대각으로 배치된 각 다발철근의 4개 면은 5.4에서 요구되는 최소 콘크리트 피복으로 가정하여야 한다.

- ④ 대각선 철근은 벽체 안으로 인장에 대해 정착시켜야 한다. 다만, 철근의 항복강도를 1.25배 하여 정착길이를 산정하여야 한다.
- ⑤ 대각선 철근은 연결보의 공칭휨강도에 기여하는 것으로 볼 수 있다.
- ⑥ 연결보의 종방향에 대한 횡방향 또는 평행 철근은 각 방향으로 철근의 면적이 $0.002b_ws$ 이상이어야 하고, 간격은 300 mm 이하이어야 한다.

21.6.8 시공줄눈

벽체의 모든 시공줄눈은 콘크리트표준시방서의 규정을 만족하고, 접합면은 7.7.3(1)에 따라 거칠게 하여야 한다.

21.6.9 불연속 벽체

기둥이 지지하는 불연속 벽체의 철근은 21.4.4(5)에 따라 배치하여야 한다.

21.7 구조격막과 트러스

21.7.1 적용 범위

지진력을 전달하는 구조격막으로 작용하는 바닥과 지붕 슬래브는 이 규정에 따라 설계하여야 한다. 이 절의 규정은 횡력저항 시스템의 일부로 작용하는 트러스와 지진으로 발생하는 하중을 전달하는 버팀부재, 연결부재, 현부재 및 수집부재에 적용하여야 한다.

21.7.2 현장치기 복합-덧치기 슬래브 격막

덧치기 슬래브를 철근으로 보강하고, 연결부가 현부재, 수집부재 그리고 횡력 저항 시스템에 하중을 완전하게 전달할 수 있도록 설계한다면, 프리캐스트콘크리트 바닥 또는 지붕의 현장치기 복합 덧치기 슬래브는 격막으로 사용할 수 있다. 덧치기를 할 때 기존 콘크리트 면은 깨끗하고 레이턴스가 없어야 하며, 의도적으로 거칠게 하여야 한다.

21.7.3 현장치기 덧치기 슬래브 격막

현장치기 덧치기 슬래브를 독자적으로 설계지진력에 저항하도록 설계하면, 덧치기 슬래브와 프리캐스트콘크리트 바닥 요소와의 복합작용은 요구되지 않는다.

21.7.4 격막의 최소 두께

- (1) 지진력을 전달하기 위해 사용되는 구조격막으로 작용하는 콘크리트 슬래브와 복합 덧치기 슬래브의 두께는 50 mm 이상이어야 한다.
- (2) 프리캐스트콘크리트 바닥 또는 지붕의 덧치기 슬래브로서 구조격막으로는 작용하지만 지진하중에 저항하기 위한 프리캐스트콘크리트 부재와의 복합성능에 의존하지 않는 경우의 슬래브 두께는 65 mm 이상이어야 한다.

21.7.5 철근

- (1) 구조격막에 대한 최소 철근비는 5.7을 따라야 한다. 포스트텐션이 되지 않은 바닥이나 지붕 시스템의 철근 간격은 각 방향으로 450 mm 이하이어야 한다. 프리캐스트 바닥과 지붕의 덧치기 슬래브에서 전단력을 저항하도록 용접철망을 사용하는 경우에, 철선의 간격은 프리캐스트 부재의 경간과 평행한 방향으로 250 mm 이상이어야 한다. 전단강도를 위하여 배치된 철근은 연속이어야 하고 전체 단면에 대하여 균등하게 분포시켜야 한다.
- (2) 격막의 현부재 또는 수집부재에서 주 보강근으로 사용된 부착 긴장재는 설계지진력에 의한 응력이 420 MPa을 초과하지 않도록 크기 및 배치를 적절하게 결정하여야 한다. 지진하중 경로가 확보된다면, 비부착 긴장재에 의해 발생하는 사전 압축은 격막 설계력을 저항하는데 허용될 수 있다.
- (3) 구조 트러스 부재, 버팀부재, 연결부재, 격막의 현부재 및 수집부재는 임의의 단면에서 $0.2f_{ck}$ 를 초과하는 압축응력을 받을 때 부재의 전 길이에 걸쳐서 21.4.4(1), (2), (3)의 규정에 의한 특수 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 특수 횡방향 철근은 압축응력이 $0.15f_{ck}$ 미만으로 계산되는 위치에서 중단할 수 있다. 압축응력은 구조 부재의 전 단면을 고려한 선형 탄성 모델에 의해 계수하중에 대해 계산하여야 한다.
- (4) 격막, 트러스, 버팀부재, 연결부재, 현부재 및 수집부재 등의 모든 연속철근은

21.6.4의 인장철근의 정착길이 규정에 따라 이음 또는 정착시켜야 한다.

- (5) 격막과 횡력저항 시스템의 수직 요소사이에 하중을 전달하기 위하여 기계적이음을 사용할 때는 21.2.6(1)의 유형 2의 이음으로 하여야 한다.

21.7.6 설계하중

구조격막에 대한 설계지진력은 설계하중 조합에 따른 횡력 해석에 의하여 구할 수 있다.

21.7.7 전단강도

- (1) 구조격막의 공칭전단강도 V_n 은 식 (21.7.1)의 값 이하이어야 한다.

$$V_n = A_{cv} \left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{6} + \rho_n f_y \right) \quad (21.7.1)$$

- (2) 프리캐스트콘크리트 바닥 또는 지붕 현장치기 복합-딛치기 슬래브 격막과 현장치기 복합-딛치기 슬래브 격막의 공칭전단강도 V_n 은 식 (21.7.2)의 값 이하이어야 한다.

$$V_n = A_{cv} \rho_n f_y \quad (21.7.2)$$

여기서, A_{cv} 는 딛치기 슬래브의 두께에 근거한 값이다. 필요한 복부 보강근은 격막의 전단면에 양 방향으로 균등하게 분포되어야 한다.

- (3) 공칭전단강도는 $(2\sqrt{f_c}/3)A_{cu}$ 를 초과할 수 없다. 여기서, A_{cu} 는 격막의 전체 단면적이다.

21.7.8 구조격막의 경계요소

- (1) 구조격막의 경계요소는 격막 면내에 작용하는 계수축력과, 그 단면의 계수휨모멘트를 단면에서 격막의 경계 요소 사이의 거리로 나눈 값의 합력을 저항할 수 있도록 크기가 결정되어야 한다.
- (2) 모든 격막의 경계요소 및 수집부재의 인장철근이음은 철근의 설계기준항복강도를 발휘하도록 하여야 한다. 기계적이음과 용접이음은 각각 21.2.6과 21.2.7을 따라야 한다.

(3) 이음과 정착 부위에서 현부재와 수집부재의 주철근은 다음 중 하나를 확보하여야 한다.

- ① 축방향 주철근 지름의 3배 이상, 또한 40 mm 이상인 최소 중심간 거리와 축방향 주철근 지름의 2.5배 이상, 또한 50 mm 이상인 최소 콘크리트 피복 두께
- ② 21.7.5(3)에 규정된 것을 제외한 7.4.3(3) 규정에 의해 요구되는 철근

21.7.9 시공줄눈

벽체의 모든 시공줄눈은 콘크리트표준시방서에 따라야 하며, 접합면은 7.7.3(1)에 규정된 바와 같이 거칠게 하여야 한다.

21.8 기초

21.8.1 적용 범위

지진하중을 저항하거나 구조체와 지반 사이에 지진하중을 전달하는 기초는 21.8의 규정과 관련된 적용 가능한 다른 기준도 따라야 한다.

21.8.2 기초판, 전면기초 및 말뚝캡

- (1) 지진하중에 저항하는 기둥과 구조벽체의 종방향 철근은 기초판, 전면기초 또는 말뚝캡까지 연장되어야 하며, 접합면에서 인장에 대하여 충분히 정착되어야 한다.
- (2) 기초에서 고정단으로 가정되어 설계된 기둥은 (1)을 따라야 한다. 표준갈고리가 필요한 경우에는 휨모멘트에 저항하는 종방향 철근의 끝단이 기둥의 중심을 향하도록 하여 기초의 밑면에서 90° 표준갈고리로 설치하여야 한다.
- (3) 기초의 연단부터 기초 깊이의 1/2 이내에 연단이 있는 특수철근콘크리트 구조벽체의 기둥 또는 경계요소는 21.4.4에 따라 기초의 상단 아래로 횡방향 철근을 설치하여야 한다. 이 철근은 기초판, 전면기초 또는 말뚝캡으로 연장되어야 하며, 인장력에 대해 f_y 를 발휘할 수 있도록 정착하여야 한다.
- (4) 특수철근콘크리트 구조벽체의 경계요소 또는 기둥에서 지진의 영향으로 양압력이 발생하는 곳에서는 설계하중에 저항할 수 있도록 휨철근이 기초, 전면기초, 말뚝캡의 상부에 배치되어야 하며, 이 휨철근은 6.3.2의 규정을 만족하여야 한다.

- (5) 기초와 지하실 벽체의 무근콘크리트 사용은 제 19장을 참조하여야 한다.

21.8.3 지중보와 지면 슬래브

- (1) 말뚝캡 또는 기초 사이를 수평 연결재로서 거동하도록 설계되는 지중보는 연속적인 종방향 철근을 배치하여야 한다. 이 철근은 지지기둥 내에 또는 통과하여 정착길이가 확보되어야 하며, 모든 불연속에서 말뚝캡 또는 기초 내에 정착되어야 한다.
- (2) 말뚝캡 또는 기초 사이를 수평 연결재로서 거동하도록 설계되는 지중보의 최소 단면 치수는 연결된 기둥의 순경간을 20으로 나눈 값 이상이어야 하나, 450 mm 보다 클 필요는 없다. 폐쇄띠철근의 간격은 직교된 단면의 최소 치수의 1/2 이하, 또한 300 mm 이하이어야 한다.
- (3) 횡저항 시스템의 일부인 기둥에서 휨모멘트를 전달받는 전면기초의 일부인 보와 지중보는 21.2를 따라야 한다.
- (4) 횡저항 시스템의 일부인 벽체나 기둥에서 전달되는 지진력을 저항하는 지면 슬래브는 21.7의 구조격막으로 설계하여야 한다. 구조 도면은 지면 슬래브가 구조 격막이며 횡저항 시스템임을 명확하게 언급하여야 한다.

21.8.4 말뚝, 교각 및 케이슨

- (1) 이 절은 내진설계된 구조물을 지지하는 콘크리트 말뚝, 교각 및 케이슨에 적용하여야 한다.
- (2) 인장력에 저항하는 말뚝, 교각 및 케이슨은 설계인장력을 저항하는 전 구간에 걸쳐 연속적인 종방향 철근을 확보하여야 한다. 종방향 철근은 말뚝캡 내부의 인장력을 지지 구조 부재에 전달할 수 있는 상세를 가져야 한다.
- (3) 지진에 의하여 발생된 인장력이 말뚝캡 또는 전면기초와 프리캐스트콘크리트 말뚝 사이에서 말뚝의 상단에 설치된 보강근에 의해 전달되는 경우에, 그라우트 시스템은 최소한 철근의 설계기준항복강도의 125 %까지 도달할 수 있다는 것을 시험에 의하여 확인하여야 한다.
- (4) 말뚝, 교각 및 케이슨은 아래의 ①과 ②의 위치에서 21.4.4를 따라 횡방향 철근을 배치하여야 한다.

- ① 부재 상단에서 단면 치수의 최소 5배, 그러나 말뚝캡의 밑면에서 2 m 이상

- ② 횡지지를 제공할 수 없는 토질 또는 공기 중과 수중에 노출된 말뚝의 경우, 전체 비지지길이에 ①에서 요구하는 길이를 더한 길이
- (5) 프리캐스트콘크리트 항타 말뚝의 경우, 말뚝 단부의 높이 변화 가능성을 고려하여 횡방향 철근의 배근 구간을 충분히 확보하여야 한다.
- (6) 1개 층 또는 2개 층의 낮고 폭이 넓은 내력벽체를 지지하는 기초의 콘크리트 말뚝, 교각 및 케이슨은 (4)와 (5)의 횡철근 요구 사항을 만족시키지 않아도 된다.
- (7) 경사말뚝을 포함한 말뚝캡은 항타 경사말뚝을 단주로 가정할 때의 압축강도에 저항하도록 설계되어야 한다. 횡력을 제공할 수 없는 토질 또는 공기와 수중에 노출된 말뚝의 구간에 대해서 경사말뚝의 세장비 효과를 고려하여야 한다.

21.9 지진력에 저항하지 않는 골조 부재

21.9.1 적용 범위

- (1) 수평력을 받지 않는 것으로 가정한 골조 부재는 설계변위가 발생할 때 부재에서 계산한 휨모멘트를 21.9.2 또는 21.9.3에 따라 설계하여야 한다. 만약 설계변위에 대하여 명확한 검토를 수행하지 않을 경우에는 21.9.3의 요구 사항을 따라야 한다.

21.9.2 설계변위 때의 단면력이 설계 부재력 이내인 경우

- (1) 중력휨모멘트 및 전단력과 21.9.1의 설계변위에 따라 계산된 휨모멘트와 전단력의 조합력이 골조부재의 설계휨강도와 설계전단강도를 초과하지 않을 경우에는 다음 (2), (3), (4)의 조건을 만족하여야 한다. 이때 $1.2D+1.0L+0.2S$ 또는 $0.9D$ 의 연직조합하중 중 위험한 경우를 사용하여야 하며, 창고를 제외하고는 L 이 5.0 kN/m^2 을 초과하면 활하중 L 에 대한 하중계수는 0.5로 낮출 수 있다.
- (2) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$ 을 초과하지 않는 부재들은 21.3.2(1)을 만족하여야 한다. 이때 스티립의 간격은 부재의 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이하이어야 한다.
- (3) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$ 을 초과하는 부재들은 21.4.3, 21.4.4.(1)③, 21.4.4.(3) 및 21.4.5를 만족하여야 한다. 이때 띠철근의 최대 간격은 기둥의 전 높이에 걸쳐서 s_o 가 되도록 하고, 간격 s_o 는 띠철근으로 둘러싸인 종방향 철근 중 가장 작은 지름의 6배 이하, 또한 150 mm 이하이어야 한다.
- (4) 계수축력이 $0.35P_o$ 를 초과하는 부재는 (3)의 규정을 만족하여야 하며, 횡방향

철근량은 21.4.4(1)에 규정된 값의 1/2 이어야 하고, 기둥의 전체 높이에 걸쳐 간격은 s_o 를 초과하지 않아야 한다.

21.9.3 설계변위 때의 단면력이 설계 부재력을 초과하는 경우

- (1) 21.9.1의 수평변위에 따라 계산된 휨모멘트 및 전단력이 골조 부재의 설계휨강도 및 설계전단강도를 초과하거나 발생하는 휨모멘트를 계산하지 않는다면 다음 (2), (3), (4)의 조건을 만족하여야 한다.
- (2) 재료는 21.2.4 및 21.2.5를 만족하여야 하고, 철근의 기계적이음은 21.2.6을 만족하여야 하며, 용접이음은 21.2.7(1)을 만족하여야 한다.
- (3) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$ 을 초과하지 않는 부재는 21.3.2(1)과 21.3.4를 만족하여야 한다. 이때 스티럽의 간격은 부재의 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이하이어야 한다.
- (4) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$ 을 초과하는 부재들은 21.4.3(1), 21.4.4, 21.4.5, 21.5.2(1)을 만족하여야 한다.

21.9.4 프리캐스트콘크리트 골조

- (1) 수평력을 받지 않는다고 가정된 접합부를 포함한 프리캐스트콘크리트 골조 부재는 21.9.1, 21.9.2, 21.9.3 외에도 다음 (2), (3), (4)를 만족하여야 한다.
- (2) 21.9.2(2)에서 규정된 띠철근은 보의 깊이를 포함한 전체 기둥 높이에 걸쳐서 배치하여야 한다.
- (3) 16.3의 규정과 같이 구조 일체성 철근이 확보되어야 한다.
- (4) 보의 받침부에서 지압 길이는 6.8의 지압강도를 이용한 계산에 의하여 결정된 값보다 최소 50 mm 더 길게 하여야 한다.

21.10 중간모멘트골조 요구 사항

21.10.1 적용 범위

이 절의 요구 사항은 중간모멘트골조에 적용하여야 한다.

21.10.2 설계규정 적용을 위한 부재 분류

- (1) 골조부재의 철근 배치 상세는 부재의 계수축력 P_u 가 $A_g f_{ck}/10$ 이하이면 21.10.4

에 따른다.

- (2) 계수축력이 $A_g f_{ck}/10$ 보다 큰 경우, 식 (6.4.1)에 따른 나선철근이 부재에 배근되어 있지 않으면 철근 배치상세는 21.10.5에 따라야 한다.
- (3) 보가 없는 2방향 슬래브가 지진하중(E)에 저항하는 골조의 일부로 취급될 경우에는, 지진하중에 의하여 유발된 휨모멘트에 저항하는 철근 배치상세는 어느 공간 위치에서나 21.10.6을 따라야 한다.

21.10.3 설계전단강도

- (1) 지진에 저항하는 보, 기둥 및 2방향 슬래브의 설계전단강도는 다음 (2) 또는 (3)에 따라 계산할 수 있다.
- (2) 순경간의 각 고정단에서 부재 공칭휨강도 값에 따라 계산된 전단력과 계수 연직하중에 의한 전단력의 합 이상이어야 한다.
- (3) 내진설계기준의 설계용 하중조합에서 지진하중을 2배로 하여 계산한 최대 전단력 이상이어야 한다.

21.10.4 보

- (1) 접합면에서 정 휨강도는 부 휨강도의 1/3 이상이 되어야 한다. 또한 부재의 어느 위치에서나 정 또는 부 휨강도는 양측 접합부의 접합면의 최대 휨강도의 1/5 이상이 되어야 한다.
- (2) 보부재의 양단에서 지지부재의 내측 면부터 경간 중앙으로 향하여 보 깊이의 2배 길이 구간에는 후프철근을 배치하여야 한다. 첫 번째 후프철근은 지지 부재 면부터 50 mm 이내의 구간에 배치하여야 한다. 후프철근의 최대 간격은 $d/4$, 감싸고 있는 종방향 철근의 최소 지름의 8배, 후프철근 지름의 24배, 300 mm 중 가장 작은 값 이하이어야 한다.
- (3) 스테럽의 간격은 부재 전 길이에 걸쳐서 $d/2$ 이하이어야 한다.

21.10.5 기둥

- (1) 기둥은 5.5.2에 따라 나선철근을 배치하거나, 다음 (2), (3), (4)의 규정도 따라야 한다. (5)는 모든 기둥에 적용하여야 한다.

- (2) 부재의 양단부에는 후프철근을 접합면부터 길이 l_o 구간에 걸쳐서 s_o 이내의 간격으로 배치하여야 한다. 간격 s_o 는 후프철근이 감싸게 될 종방향 철근의 최소 지름의 8배, 띠철근 지름의 24배, 골조 부재 단면의 최소 치수의 1/2, 300 mm 중에서 가장 작은 값 이하이어야 한다. 그리고 길이 l_o 는 부재의 순경간의 1/6, 부재 단면의 최대 치수, 450 mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- (3) 첫 번째 후프철근은 접합면부터 거리 $s_o/2$ 이내에 있어야 한다.
- (4) 길이 l_o 이외의 구간에서 횡보강철근의 간격은 5.5.2와 7.4.2(1)을 따라야 한다.
- (5) 접합부 횡보강철근은 7.11(2)에 따라야 한다.

21.10.6 보가 없는 2방향 슬래브

- (1) 슬래브 받침부에서 지진에 의한 계수휨모멘트는 식 (3.3.5)와 식 (3.3.8)에 의한 조합하중에 따라 결정하여야 한다. 슬래브의 휨모멘트 M_{slab} 에 저항할 모든 철근은 10.3.1(2)에서 규정하고 있는 주열대 내에 배치하여야 한다.
- (2) 외단부의 접합부와 모서리 접합부에서 슬래브 유효폭은 기둥 표면에서 슬래브 경간에 수직한 방향으로 c_t 보다 더 연장될 수 없다.
- (3) 받침부에서 주열대 내의 철근 중 1/2 이상은 기둥을 중심으로 슬래브의 유효폭 ($c_2 + 3h$) 내에 배치하여야 한다.
- (4) 주열대 내 받침부의 상부철근 중 1/4 이상은 전체 경간에 걸쳐서 연속되어야 한다.
- (5) 주열대 내 하부 연속철근은 주열대 내 받침부의 상부철근의 1/3 이상이어야 한다.
- (6) 경간 중앙부의 모든 중간대 하부철근과 주열대 하부철근 중 1/2 이상이 연속되어야 하고, 10.4.2(5)에서 규정된 받침면에서 설계기준항복강도에 도달할 수 있도록 하여야 한다.
- (7) 슬래브의 불연속단의 받침부에서 상부 및 하부철근은 10.4.2(5)에서 정한 바와 같이 받침면에서 충분히 정착되어야 한다.
- (8) 7.12.1(3)에서 규정된 기둥의 위험단면에서 계수중력하중에 의한 2방향 전단력은 $0.4\phi V_c$ 이하가 되어야 한다. V_c 는 프리스트레스를 받지 않는 부재의 경우 7.12.2(2)에 따라 산정하여야 하며, 프리스트레스를 받는 부재의 경우는 7.12.2(3)을 적용하여야 한다. 그러나 지진하중으로 인한 불균형휨모멘트가 7.12.7에서 산정한 불균형휨강도 ϕM_n 의 1/2 이하라면 위의 요구 사항은 적용하지 않을 수 있다.

스트럿-타이 모델

I.1 일반 사항

I.1.1 적용 범위

이 부록 I은 응력교란영역에 대한 합리적인 설계를 위한 규정으로서, 모든 계산에서 평형조건과 구성요소의 항복조건을 만족하여야 한다.

I.1.2 기호

a : 전단경간, 즉 구조물에서 하중점과 받침부 사이의 거리, mm

b : 부재의 두께, mm

A_c : 스트럿의 유효단면적, mm^2

A_n : 절점영역 경계면 또는 절점영역을 형성하는 요소의 단면적, mm^2

A_{ps} : 긴장재 타이의 단면적, mm^2

A_{si} : 스트럿과 교차하는 i 번째 수직방향 또는 수평방향 철근의 단면적, mm^2

A_{st} : 철근타이의 단면적, mm^2

A'_s : 철근스트럿의 단면적, mm^2

d : 압축연단에서 종방향 인장철근 도심까지 거리, mm

f_{cc} : 스트럿 또는 절점영역의 콘크리트 유효압축강도, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f'_s : 압축철근의 응력, MPa

f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스 응력, MPa

f_s : 사용하중이 작용할 때 철근의 응력, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

- F_n : 스트럿, 타이 또는 절점영역의 공칭축강도, N
- F_{nn} : 절점영역 경계면의 공칭축강도, N
- F_{ns} : 스트럿의 공칭축강도, N
- F_{nt} : 타이의 공칭축강도, N
- F_u : 스트럿, 타이, 지압부 또는 절점영역에 작용하는 계수축력, N
- l_n : 순경간, mm
- s_i : 부재의 표면에 인접한 i 번째 수직방향 또는 수평방향 철근의 간격, mm
- w_s : 스트럿의 유효폭, mm
- w_t : 타이의 유효폭, mm
- $w_{t,max}$: 절점영역의 형상을 결정할 때 사용되는 타이의 최대 유효폭, mm
- β_s : 콘크리트 스트럿 압축강도를 계산할 때 균열의 영향과 구속철근의 영향을 고려하기 위한 계수
- β_n : 절점영역 압축강도를 계산할 때 타이의 정착 영향을 고려하기 위한 계수
- γ_i : 스트럿과 교차하는 i 번째 수직방향 또는 수평방향의 철근이 스트럿과 이루는 각도
- Δf_p : 계수축력에 의한 긴장재의 응력 증가분, MPa
- λ : 경량콘크리트계수(3.4.4 참조)
- ϕ : 강도감소계수로
- ϕ_c : 스트럿의 강도감소계수로 0.75
- ϕ_t : 타이의 강도감소계수로 0.85

I.1.3 용어의 정의

- B영역(B-region)
보 이론의 평면유지원리가 적용되는 부분
- D영역(D-region)
집중하중에 의한 하중 불연속부, 단면이 급변하는 기하학적 불연속부 그리고 보 이론의 평면유지원리가 적용되지 않는 영역
- 스트럿-타이 모델(strut-and-tie model)
스트럿, 타이 그리고 스트럿과 타이의 단면력을 받침부나 부근의 B영역으로 전달

시켜 주는 절점 등으로 구성된 콘크리트 구조 부재 또는 D영역의 설계를 위한 트러스 모델

- 스트럿(strut)

스트럿-타이 모델의 압축요소로서, 프리즘 모양 또는 부채꼴 모양의 압축응력장을 이상화한 요소

- 타이(tie)

스트럿-타이 모델의 인장력 전달요소

- 절점(node)

스트럿-타이 모델의 3개 이상 스트럿과 타이의 연결점 또는 스트럿과 타이 그리고 집중하중의 중심선이 교차하는 점

- 절점영역(nodal zone)

스트럿과 타이의 힘이 절점을 통해서 전달될 수 있도록 하는 절점의 유한 영역으로 2차원의 삼각형 또는 다각형 형태이거나 3차원에서는 입체의 유한 영역

I.2 스트럿-타이 모델 설계 절차

I.2.1 설계 절차 일반

- (1) 콘크리트 구조 부재 또는 D영역은 이상화된 트러스 모델로 설계할 수 있다.
- (2) 트러스 모델은 스트럿, 타이 그리고 절점으로 구성한다.
- (3) 트러스 모델은 모든 계수하중을 지지판, 압축응력블록, 인장타이 또는 인접한 B 영역으로 전달하여야 한다.

I.2.2 설계 절차

- (1) 콘크리트 구조 부재 또는 D영역의 스트럿-타이 모델 설계는 다음 (2)부터 (6)까지에 규정된 설계 절차에 따라야 한다.
- (2) 설계 대상 영역을 설정하고 설계 대상 영역의 설계를 위한 초기조건을 결정하여야 한다.
- (3) 설계 대상 영역의 설계를 위한 스트럿-타이 모델을 구성하여야 한다.
- (4) 스트럿과 타이의 단면력을 스트럿-타이 모델의 구조해석을 통해 계산하여야 한다. 구조해석을 할 때 스트럿과 타이의 필요 단면적은 스트럿과 타이의 유효강도

범위 내에서 결정하여야 하고, 스트럿과 타이의 유효강도는 I.3에서 정의된 방법으로 구하여야 한다. 스트럿과 타이의 필요단면적이 설계 대상 영역과 스트럿-타이 모델의 기하학적 형상에 의해 결정되는 이들 요소의 최대 허용단면적을 초과하지 않아야 하며, 이를 위반할 경우 초기의 설계조건을 수정하여 (3)으로 되돌아가야 한다.

- (5) I.5에서 정의된 방법으로 절점영역의 강도를 검토하여야 한다. 절점영역의 강도를 만족하지 않는 경우 철근타이의 정착방법과 지압판의 크기를 변경하여 절점영역의 강도를 재검토하거나 초기의 설계조건을 수정하여 (3)으로 되돌아가야 한다.
- (6) I.4.1에서 정의된 타이의 유효강도를 고려하여 필요철근량을 산정하여야 한다. 이때 철근의 배치와 정착은 I.4.2와 I.4.3의 규정을 만족시켜야 한다.

I.2.3 설계 원칙

스트럿, 타이 그리고 절점영역의 설계는 식 (I.2.1)에 따라야 한다.

$$\phi F_n \geq F_u \quad (\text{I.2.1})$$

여기서, F_u 는 계수하중에 의한 스트럿과 타이의 단면력 또는 절점영역의 한 면에 작용하는 단면력이고, F_n 은 스트럿, 타이 그리고 절점영역의 공칭축강도이며, ϕ 는 강도 감소계수이다. 스트럿의 강도감소계수는 ϕ_c 는 0.75, 타이의 강도감소계수 ϕ_t 는 0.85를 사용한다.

I.3 스트럿의 축강도

I.3.1 축강도 산정

콘크리트 스트럿의 공칭압축강도는 콘크리트 스트럿 양단부의 강도를 식 (I.3.1)로 결정한 값 중 작은 값이어야 한다.

$$F_{ns} = f_{ce} A_c \quad (\text{I.3.1})$$

여기서, A_c 는 스트럿의 양단부에서 최소 단면적이고, f_{ce} 는 I.3.2의 규정에 의해 결정되는 콘크리트 스트럿의 유효압축강도이다.

I.3.2 유효압축강도

- (1) 콘크리트 스트럿의 유효압축강도는 식 (I.3.2)로 결정하여야 하나, 유효압축강도에 영향을 미치는 여러 인자를 고려하여 실험과 적절한 해석을 통해 구한 값을 이용할 수 있다.

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f_{ck} \quad (\text{I.3.2})$$

- (2) 식 (I.3.2)의 β_s 는 각 조건에 따라 다음과 같이 구하여야 한다.

- ① 전 길이에 걸쳐 스트럿의 단면적이 일정할 경우 1.0
- ② 스트럿 중간길이에서 단면적이 스트럿 양단에서 단면적보다 큰 병모양인 스트럿의 경우 I.3.3의 철근 배치에 관한 규정을 만족할 때 $\beta_s = 0.75$ 이며, 그렇지 못할 때 $\beta_s = 0.60\lambda$ 이다. 여기서, λ 는 3.4.4에 따른다.
- ③ 인장요소 또는 콘크리트 구조 부재의 인장플랜지 콘크리트의 스트럿인 경우 0.40
- ④ 기타의 모든 경우 0.60

I.3.3 설계 상세

- (1) I.3.2(2)②에서 정의된 β_s 를 사용할 경우 콘크리트 스트럿의 중심선은 스트럿 압축응력의 확산으로 인한 스트럿의 횡방향 인장력에 저항하는 철근과 교차하여야 한다. 이때 콘크리트 스트럿의 압축력은 스트럿의 종방향과 횡방향으로 각각 2:1로 분산, 전달된다고 가정할 수 있다.
- (2) f_{ck} 가 40 MPa 이하일 경우, I.3.3의 규정은 콘크리트 스트럿의 중심선이 식 (I.3.3)의 조건을 만족하도록 배치된 철근과 교차될 때 만족하는 것으로 할 수 있다.

$$\sum \frac{A_{si}}{bs_i} \sin^2 \gamma_i \geq 0.003 \quad (\text{I.3.3})$$

여기서, A_{si} 는 콘크리트 스트럿 중심선과 이루는 각 γ_i 와 철근의 간격 s_i 로 배치된 철근의 전체 면적이다.

- (3) I.3.3의 구속철근을 콘크리트 스트럿 중심선에 대해 두 직각방향으로 배치하거나 한 방향으로 배치하여야 한다. 구속철근을 한 방향으로 배치한다면 그 각은 40° 이상이어야 한다.

I.3.4 철근 효과

- (1) 스트럿의 강도를 증가시키기 위해 압축철근을 사용할 수 있으며, 콘크리트 스트럿의 중심선에 평행하게 배치된 압축철근을 적절하게 정착하고, 압축요소를 위한 횡방향 보강재의 규정을 만족하는 띠철근 또는 나선철근의 내측에 스트럿을 배치하여야 한다.
- (2) 종방향으로 보강된 스트럿의 강도는 식 (I.3.4)와 같이 구할 수 있다.

$$F_{ns} = f_{cc}A_c + 1.13A'_s f'_s \quad (\text{I.3.4})$$

I.4 타이의 인장강도

I.4.1 강도 산정

타이의 공칭강도는 식 (I.4.1)로 결정하여야 한다.

$$F_{nt} = A_{st}f_y + A_{ps}(f_{pe} + \Delta f_p) \quad (\text{I.4.1})$$

여기서, $(f_{pe} + \Delta f_p)$ 는 f_{py} 를 초과할 수 없으며, 긴장재가 없는 부재에서 A_{ps} 는 영의 값이다. 식 (I.4.1)에서 Δf_p 는 부착된 긴장재의 경우 420 MPa, 부착되지 않는 긴장재의 경우 70 MPa이며, 해석에 의해 증명된 경우 다른 Δf_p 값을 사용할 수 있다.

I.4.2 중심선

철근의 중심선은 스트럿-타이 모델에서 타이의 중심선과 일치시켜야 한다.

I.4.3 정 착

- (1) 타이가 인장력을 효과적으로 발휘하기 위하여 다음 (2), (3), (4), (5)에 따라 철근타이는 기계적 장치, 포스트 텐션 정착 장치, 표준갈고리 또는 철근의 연장 등에 의해 정착시켜야 한다.
- (2) 절점을 기준으로 서로 맞은편에 있는 타이의 단면력 변화량 크기만큼 절점영역에서 정착시켜야 한다.
- (3) 하나의 타이가 연결된 절점영역에서, 타이의 단면력을 확장절점영역의 경계면과

- 철근타이의 도심이 교차하는 곳부터 확장절점영역 내측에서 정착시켜야 한다.
- (4) 두 개 이상의 타이이 연결된 절점영역에서, 각 방향의 타이 단면력은 확장절점영역의 경계면과 철근타이의 도심이 교차하는 곳부터 각각 확장절점영역 내측으로 정착시켜야 한다.
- (5) I.3.3에 의해 산정되는 필요한 복부철근은 복부철근의 정착에 관한 규정에 따라 정착시켜야 한다.

I.5 절점영역의 강도

I.5.1 축강도 산정

절점영역의 강도는 I.5.2에 정의된 절점영역의 공칭압축강도를 이용하여 식 (I.2.1) 조건의 만족 여부를 확인하는 방법으로 검토하거나, 절점영역의 비탄성 해석에 의한 절점영역의 안전 여부를 확인할 수 있는 방법을 이용하여 검토할 수 있다.

I.5.2 공칭강도

절점영역의 공칭강도는 식 (I.5.1)에 의해 결정하여야 한다.

$$F_{nn} = f_{ce} A_n \quad (\text{I.5.1})$$

여기서, f_{ce} 는 I.5.3에 주어진 절점영역의 유효압축강도이고, A_n 은 F_u 의 작용선에 직각인 절점영역 경계면의 면적 또는 합력 작용선에 직각인 절점영역 경계면의 면적이다.

I.5.3 유효압축강도

- (1) 절점영역에 배치된 구속철근이 없고 실험 및 해석을 통해 구속철근의 영향을 평가하지 않는다면, 스트럿과 타이의 단면력에 의한 절점영역 경계면의 유효압축강도는 식 (I.5.2)에 의한 값 이하이어야 한다.

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_{ck} \quad (\text{I.5.2})$$

여기서, β_n 은 다음 (2)에 주어진 값이다.

- (2) 식 (I.5.2)의 β_n 값은 각 조건에 따라 다음과 같이 정하여야 한다.

- ① 지지판, 스트럿 또는 지지판과 스트럿에 의해 형성된 절점영역 1.0

- ② 하나의 타이가 연결된 절점영역0.80
- ③ 두 개 이상의 타이가 연결된 절점영역0.60

I.5.4 3차원 절점

3차원 스트럿-타이 모델에서 절점영역의 각 경계면의 면적은 I.5.2에 주어진 값보다 작지 않아야 하며, 절점영역 각 경계면의 형상은 절점영역 경계면에 접하는 스트럿 단부의 투영 형상과 유사하여야 한다.

콘크리트용 앵커

II.1 일반 사항

II.1.1 적용 범위

- (1) 이 부록 II는 연결된 구조 요소 간 또는 안전에 관련된 부속물과 구조 요소 간에 인장, 전단 및 인장과 전단의 조합에 의해 구조 하중을 전달하는데 사용되는 콘크리트용 앵커에 관한 설계 조건을 제시하고 있다. 여기서, 규정된 안전율은 단 기간 취급할 때 또는 시공할 때보다는 사용할 때 조건을 고려한 값이다.
- (2) 이 부록은 선설치앵커와 후설치앵커에 모두 적용된다. 특수 삽입물, 관통 볼트, 다수 앵커의 묻힌 단부 쪽에 한 개의 강판에 연결된 앵커, 부착식 또는 주입식 앵커 그리고 화약이나 압축 공기에 의하여 직접 앵커링되는 못 또는 볼트 등은 포함하지 않는다. 매설물의 일부로 사용되는 철근도 별도 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (3) 비균열 콘크리트에서 $1.4N_p$ 이상의 뽑힘강도를 발휘할 수 있는 형태의 헤드스터드와 헤드볼트가 포함된다. 여기서, N_p 는 식 (II.4.13)에 의한 값이다.
- (4) 비균열 콘크리트에서 마찰을 제외하고 $1.4N_p$ 이상의 뽑힘강도를 발휘할 수 있는 형태의 갈고리볼트도 포함된다. 여기서, N_p 는 식 (II.4.14)에 의한 값이다.
- (5) 콘크리트에 대한 후설치앵커 사용의 적절성은 사전에 입증되어야 한다.
- (6) 고주파 피로하중 또는 충격하중에 대한 앵커 설계는 이 부록의 내용을 적용할 수 없다.

II.1.2 기호

A_{brg} : 스테드 또는 앵커볼트의 헤드 지압 면적, mm^2

- A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2
- A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우, 인장강도 산정을 위한 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2
- $A_{se, N}$: 인장력을 받는 앵커의 유효단면적, mm^2
- $A_{se, V}$: 전단력을 받는 앵커의 유효단면적, mm^2
- A_{Vc} : 전단강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2
- A_{Vco} : 모서리의 영향, 간격 또는 부재 두께에 제한을 받지 않는 경우, 전단강도 산정을 위한 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2
- c_{ac} : 콘크리트의 쪼개짐을 방지하기 위한 보조철근이 없는 경우의 비균열 콘크리트에 설치된 후설치앵커가 기본 콘크리트 파괴강도를 발현할 수 있기 위해 요구되는 위험 연단거리, mm
- $c_{a, \max}$: 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지 최대 연단거리, mm
- $c_{a, \min}$: 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지 최소 연단거리, mm
- c_{a1} : 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지의 거리, mm : 다만 앵커에 전단력이 작용하는 경우 c_{a1} 은 전단력 방향의 거리이며, 앵커에 인장력이 작용하는 경우 c_{a1} 은 최소 연단거리임.
- c_{a2} : 앵커 샤프트 중심부터 c_{a1} 과 직각방향에 있는 콘크리트 단부까지 거리, mm
- d_a : 앵커의 외경, 혹은 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리형 볼트의 샤프트 지름, mm
- d'_a : 대 구경 앵커를 사용하는 경우의 d_a 대체 값, mm
- e_h : J 또는 L볼트 샤프트의 안쪽면부터 J 또는 L볼트의 바깥쪽 끝까지 거리, mm
- e'_N : 앵커 그룹에 작용하는 축력의 편심. 인장하중을 받는 앵커 그룹에 작용하는 인장력의 합력과 앵커 그룹 도심 사이 거리, mm : 다만 e'_N 은 항상 양(+)의 값임.
- e'_V : 앵커 그룹에 작용하는 전단력의 편심. 전단력의 작용 위치부터 전단력에 저항하는 앵커 그룹 도심까지 거리, mm : 다만 e'_V 은 항상 양(+) 값임.
- f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
- f_{uta} : 앵커 강재의 설계기준인장강도, MPa
- f_{ya} : 앵커 강재의 설계기준항복강도, MPa
- h_a : 앵커가 정착되는 부재 두께(앵커 축과 평행한 방향), mm

h_{ef}	: 앵커의 유효문힘깊이, mm
k_c	: 인장에 의한 기본 콘크리트 파괴강도 계수
k_{cp}	: 프라이아웃강도 계수
l_e	: 앵커의 전단력에 대한 지압 저항 길이, mm
n	: 한 그룹의 앵커 수
N_b	: 균열 콘크리트에서 인장을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N
N_{cb}	: 인장을 받는 단일 앵커의 공칭콘크리트 파괴강도, N
N_{cbg}	: 인장을 받는 앵커 그룹의 공칭콘크리트 파괴강도, N
N_n	: 공칭인장강도, N
N_p	: 균열 콘크리트에서 인장을 받는 단일 앵커의 뿔힘강도, N
N_{pn}	: 인장을 받는 단일 앵커의 공칭뿔힘강도, N
N_{sa}	: 인장을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹에서 강재강도가 지배하는 경우의 공칭강도, N
N_{sb}	: 단일 앵커의 공칭측면파열강도, N
N_{sbg}	: 앵커 그룹의 공칭측면파열강도, N
N_{ua}	: 앵커 또는 앵커 그룹에 작용하는 계수 인장하중, N
s	: 앵커 중심 간격, mm
s_o	: 그룹에서 단부를 따라서 설치된 바깥쪽 앵커 간격, mm
V_b	: 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N
V_{cb}	: 전단을 받는 단일 앵커의 공칭콘크리트 파괴강도, N
V_{cbg}	: 전단을 받는 앵커 그룹의 공칭콘크리트 파괴강도, N
V_{cp}	: 단일 앵커의 공칭콘크리트프라이아웃강도, N
V_{cpg}	: 앵커 그룹의 공칭콘크리트프라이아웃강도, N
V_n	: 공칭전단강도, N
V_{sa}	: 전단을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹에서 강재강도가 지배하는 경우의 공칭전단강도, N
V_{ua}	: 단일 앵커 또는 앵커 그룹에 작용하는 계수전단하중, N
λ	: 경량콘크리트계수
ϕ	: 강도감소계수
$\psi_{c,N}$	: 균열 유무에 따른 인장강도에 대한 수정계수
$\psi_{c,P}$	: 균열 유무에 따른 앵커뿔힘강도에 대한 수정계수

- $\psi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근의 유무에 따른 전단강도에 대한 수정계수
- $\psi_{cp,N}$: 후설치앵커를 보조철근 없이 비균열 콘크리트에 사용하기 위한 인장강도에 대한 수정계수
- $\psi_{ec,N}$: 앵커 그룹이 편심하중을 받는 경우의 인장강도에 대한 수정계수
- $\psi_{ec,V}$: 앵커 그룹이 편심하중을 받는 경우의 전단강도에 대한 수정계수
- $\psi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 따른 인장강도에 대한 수정계수
- $\psi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 따른 전단강도에 대한 수정계수
- $\psi_{h,V}$: $h_a < 1.5 c_{a1}$ 인 콘크리트 부재에 설치된 앵커의 전단강도에 대한 수정계수

II.1.3 용어의 정의

- 간격슬리브(distance sleeve)
언더컷앵커, 비틀림제어 확장앵커 및 변위제어 확장앵커의 중심부를 둘러싸는 확장되지 않는 슬리브
- 갈고리볼트(hooked bolt)
앵커 하단에 위치하고 e_h 가 최소한 $3d_o$ 인 90° 갈고리(L볼트) 또는 180° 갈고리(J볼트)의 지압에 의하여 정착되는 선설치앵커
- 보조철근(supplementary reinforcement)
잠재적인 콘크리트의 파괴 프리즘을 구조 부재에 연결시키기 위하여 설계 및 설치되는 철근으로 모든 설계하중을 앵커에서 구조 부재에 전달하도록 설계되지는 않은 철근
- 부속물(attachment)
콘크리트 면의 외부에서 앵커에 하중을 전달하거나 또는 앵커에서 하중을 전달받는 구조 부재
- 선설치앵커(cast-in-place anchor)
콘크리트 치기 이전에 설치되는 헤드볼트, 헤드스터드 또는 갈고리볼트
- 앵커(anchor)
헤드볼트, J 또는 L형의 갈고리볼트, 헤드스터드, 확장앵커 및 언더컷앵커를 포함하는 강재요소로서 콘크리트 치기 전 설치되거나 혹은 굳은 콘크리트 부재에 후설치되어 작용 하중을 전달하는데 사용됨.
- 앵커 그룹(anchor group)
대체로 동등한 유효문힘깊이를 갖고, 인접 앵커 간 간격이 인장을 받는 경우 $3h_{ef}$

이하, 전단을 받는 경우 $3c_{a1}$ 이하인 다수의 앵커

· 앵커철근(anchor reinforcement)

앵커에서 구조 부재로 전체 설계하중을 전달하는데 사용되는 철근. II.4.2(9)와 II.5.2(9) 참조

· 앵커뽑힘강도(anchor pullout strength)

앵커 자체 또는 앵커의 주요부가 주변 콘크리트를 심각하게 파괴시키지 않은 상태로 미끄러져 뽑히는 경우의 강도

· 언더컷앵커(undercut anchor)

앵커의 묻힌 단부 부위 콘크리트를 도려내고(언더커팅) 기계적 맞물림으로 인장강도를 얻는 후설치앵커 : 언더커팅은 앵커 설치 이전에 특수 드릴을 사용할 수도 있고, 앵커 설치 중 앵커에 의하여 자체적으로 수행될 수도 있음.

· 연단거리(edge distance)

콘크리트 면의 가장자리부터 가장 가까운 앵커 중심까지 거리

· 연성강재요소(ductile steel element)

인장시험 결과 연신율이 14 % 이상이고 단면적 감소가 30 % 이상인 요소

· 유효묻힘깊이(effective embedment depth)

앵커가 힘을 주변 콘크리트에 전달하거나 또는 전달 받는 전체 깊이 : 인장력을 받을 때의 유효묻힘깊이는 보통콘크리트 파괴면의 깊이이며 선설치 헤드볼트 또는 헤드스터드의 경우 유효묻힘깊이는 헤드의 지압 접촉면부터 측정함.

· 취성강재요소(brittle steel element)

인장시험 결과 연신율이 14 % 미만이거나 단면적 감소가 30 % 미만인 경우 또는 두 가지에 모두 해당되는 요소

· 측면파열강도(side-face blowout strength)

앵커의 묻힘깊이가 크고 측면 피복 두께가 작은 경우 콘크리트 상부면에서는 파괴가 거의 발생하지 않으면서 묻힌 헤드 주변 콘크리트의 측면 파괴가 발생하는 강도

· 콘크리트 파괴강도(concrete breakout strength)

앵커 또는 앵커 그룹 주변 콘크리트 일부가 모재로부터 분리되는 경우의 강도

· 콘크리트프라이아웃강도(concrete pryout strength)

짧고 강성이 큰 앵커가 작용하는 전단력의 반대방향으로 변위하면서 앵커의 후면 콘크리트를 탈락시키는 경우의 강도

· 투영면적(projected area)

사각뿔로 가정한 파괴면의 밑면을 대표하기 위해 사용되는 콘크리트 부재면 상의 면적

· 특수 삽입물(special insert)

부속물의 볼팅 및 슬롯 연결을 위해 미리 설계되고 제작된 선설치앵커 : 특수 삽입물은 취급, 운반 및 시공 목적으로 자주 사용되고, 또한 구조 요소의 정착에도 사용됨. 특수 삽입물은 이 부록의 범위에 포함되지 않음.

· 헤드스터드(headed stud)

KS D 4106의 요구 사항을 만족하고, 콘크리트를 치기 전에 아크 용접 과정에 의하여 스티드에 판 또는 유사한 강재 부속물을 고정시킨 강재 앵커

· 확장슬리브(expansion sleeve)

가해진 비틀림 또는 충격으로 중심부에 의하여 바깥쪽으로 밀려나는 확장앵커의 바깥부분 : 미리 천공된 구멍 측면에 지압을 가함.

· 확장앵커(expansion anchor)

균은 콘크리트에 삽입되어 직접적인 지압 또는 마찰, 혹은 지압과 마찰에 의하여 콘크리트에 힘을 전달하거나 전달받는 후설치앵커 : 확장앵커의 나사 또는 볼트에 비틀림을 가하여 확장시키는 경우 비틀림제어 확장앵커임. 확장앵커의 슬리브 또는 플러그에 충격하중을 가하여 확장시키고 슬리브 또는 플러그의 이동 길이에 의하여 확장을 제어하는 경우 변위제어 확장앵커임.

· 후설치앵커(post-installed anchor)

균은 콘크리트에 설치하는 앵커. 확장앵커 및 언더컷앵커가 후설치앵커의 종류임.

· 제5백분위수(five percent fractile)

실제 강도가 공칭강도를 초과할 확률 95 %에 대한 90 %의 신뢰도를 의미하는 통계 용어

II.2 설계 일반

- (1) 앵커와 앵커 그룹은 탄성해석에 의해서 계수하중에 대해 설계되어야 한다. 소성 해석은 변형 적합 조건이 고려되고 공칭강도가 연성강재요소에 의해 결정될 때 허용된다.
- (2) 앵커의 강도는 3.3.2의 적용 가능한 하중조합에 의해 결정되는 최대 소요강도 이

상이 되도록 설계하여야 한다.

- (3) 앵커를 설계할 때 지진하중이 포함되는 경우는 다음 ①에서 ⑥까지 추가 요구 사항을 적용시켜야 한다.
- ① 이 부록은 지진하중을 받는 콘크리트 구조물의 소성힌지 구간의 설계에 적용할 수 없다.
 - ② 후설치앵커는 균열 콘크리트에 사용하기 위한 검증이 필요하며, 모의 지진 실험을 통과하여야 한다. 뽑힘강도 N_p 와 전단을 받는 앵커의 강재강도 V_{sa} 는 모의 지진 실험에 근거하여 평가되어야 한다.
 - ③ 콘크리트 파괴와 관련된 앵커의 설계강도는 $0.75\phi N_n$ 과 $0.75\phi V_n$ 을 사용한다. 여기서, ϕ 는 II.3(4)에 따라, N_n 과 V_n 은 II.4.2, II.4.3, II.4.4, II.5.2, II.5.3에 따라 결정되며, 비균열 콘크리트로 확인되지 않은 경우에는 균열 콘크리트 상태로 가정한다.
 - ④ ⑤와 ⑥을 적용하지 않는 경우 앵커는 II.4.1과 II.5.1에 따른 연성강재요소의 강재강도로 설계되어야 한다.
 - ⑤ ④의 조건을 만족하지 못하는 경우, 앵커에 의해 구조물과 연결된 부속물은 ③에서 규정하는 앵커의 설계강도 이하의 하중에서 연성 항복을 하도록 설계하여야 한다.
 - ⑥ ④와 ⑤의 조건을 만족하지 못하는 경우, ③의 방법으로 산정된 강도에 0.4를 곱한 값을 설계강도로 사용할 수 있다. 다수의 스티드가 사용되는 경우에는 ③의 방법으로 산정된 강도에 0.5를 곱한 값을 설계강도로 사용할 수 있다.
- (4) 경량콘크리트에 관한 계수 λ 는 특별히 규정된 경우가 아니면 3.4.4에 따른다.
- (5) 이 부록에서 계산 용도로 사용하는 콘크리트 설계기준압축강도 f_{ck} 는 선설치앵커의 경우 70 MPa, 후설치앵커의 경우 55 MPa을 초과할 수 없다. 후설치앵커를 사용할 때 콘크리트 설계기준압축강도가 55 MPa을 초과하는 경우 시험으로 검증하여야 한다.

II.3 앵커 강도에 관한 일반 규정

- (1) 앵커의 강도 설계는 (4)의 조건을 만족하는 설계 모델을 이용한 계산 또는 아래 실험 결과의 제5백분위수를 사용한 실험 평가에 따라 정하여야 한다. 이와 더불어

어 쪼갬파괴를 방지하기 위해 Ⅱ.7에서 규정된 연단거리, 간격, 두께를 만족시켜야 한다.

- ① 인장을 받는 앵커의 강재강도(Ⅱ.4.1)
 - ② 전단을 받는 앵커의 강재강도(Ⅱ.5.1)
 - ③ 인장을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도(Ⅱ.4.2)
 - ④ 전단을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도(Ⅱ.5.2)
 - ⑤ 인장을 받는 앵커의 뽑힘강도(Ⅱ.4.3)
 - ⑥ 인장을 받는 앵커의 콘크리트측면파열강도(Ⅱ.4.4)
 - ⑦ 전단을 받는 앵커의 콘크리트프라이아웃강도(Ⅱ.5.3)
- (2) Ⅱ.2(3)에서 규정된 이외의 경우 앵커 설계는 다음 식 (Ⅱ.3.1)과 식 (Ⅱ.3.2)에 의하여야 한다.

$$\phi N_n \geq N_{ua} \quad (\text{Ⅱ.3.1})$$

$$\phi V_n \geq V_{ua} \quad (\text{Ⅱ.3.2})$$

식 (Ⅱ.3.1)과 식 (Ⅱ.3.2)에서 ϕN_n 과 ϕV_n 은 모든 파괴 모드에서 산정된 가장 작은 설계강도이어야 한다. ϕN_n 은 ϕN_{sa} , $\phi n N_{pn}$, ϕN_{sb} 또는 ϕN_{sbq} , 그리고 ϕN_{cb} 또는 ϕN_{cbq} 를 고려하여 결정되는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 설계강도 중 가장 작은 값이다. ϕV_n 은 ϕV_{sa} , ϕV_{cb} 또는 ϕV_{cbq} , 그리고 ϕV_{cp} 또는 ϕV_{cpq} 를 고려하여 결정되는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 설계강도 중 가장 작은 값이다.

- (3) N_{ua} 와 V_{ua} 가 동시에 작용하는 경우 Ⅱ.3(5)에 따라 상관 작용 효과가 고려되어야 한다.
- (4) 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 공칭강도는 포괄적 실험 결과를 실질적으로 예측할 수 있는 설계 모델에 의하여야 하며, 실험에서 사용되는 재료는 구조물의 재료와 일치하여야 한다. 공칭강도는 개별 기본 앵커 강도의 제5백분위수에 의한다. 이때 콘크리트와 관련한 공칭강도는 크기 효과 보정, 앵커의 수, 인접 앵커의 영향, 연단거리, 콘크리트 부재의 깊이, 앵커 그룹의 편심 하중 그리고 균열의 존재 여부 등이 고려되어야 하며, 설계 모델의 연단거리 및 앵커 간격의 제한 사항은 모델을 입증하는 실험과 일치하여야 한다.
- ① 콘크리트 파괴를 구속하는 보조철근의 효과는 이 (4)의 설계 모델에 포함될 수 있다. 앵커철근이 Ⅱ.4.2(9)와 Ⅱ.5.2(9)에 따라 배근된 경우에는 Ⅱ.4.2와 Ⅱ.5.2에 따른 콘크리트 파괴강도를 산정할 필요가 없다.

- ② 지름이 50 mm를 초과하지 않고 인장 문힘깊이가 635 mm를 초과하지 않는 앵커의 콘크리트 파괴강도에 관한 요구 사항은 II.4.2와 II.5.2의 설계 방법에 의해 만족하는 것으로 간주한다.
- (5) 실험과 실질적으로 일치하는 강도를 산정할 수 있는 상관 작용이 반영된 설계의 경우 인장과 전단의 조합하중에 대한 저항이 고려되어야 한다. 이 요구 사항은 II.6을 만족하는 것으로 간주한다.
- (6) 3.3.2의 하중조합을 적용할 때 앵커의 강도감소계수 ϕ 는 다음과 같다.
- ① 연성강재요소의 강도에 의해 지배되는 앵커
- (가) 인장력 0.75
- (나) 전단력 0.65
- ② 취성강재요소의 강도에 의해 지배되는 앵커
- (가) 인장력 0.65
- (나) 전단력 0.60
- ③ 콘크리트 파괴, 측면파열, 뿔힘 또는 프라이아웃강도에 의해 지배되는 앵커

	조건 A	조건 B
(가) 전단력	0.75	0.70
(나) 인장력		
· 선설치 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트	0.75	0.70
· 후설치앵커 범주 1 (낮은 설치 민감도와 높은 신뢰도)	0.75	0.65
· 후설치앵커 범주 2 (중간 설치 민감도와 중간 신뢰도)	0.65	0.55
· 후설치앵커 범주 3 (높은 설치 민감도와 낮은 신뢰도)	0.55	0.45

조건 A는 구조 부재 내에서 콘크리트의 잠재적인 프리즘 형태의 파괴를 구속하기 위하여 설치한 보조철근이 잠재적인 파괴면과 구조 부재를 연결하도록 설계되었을 때 적용한다. 조건 B는 이와 같은 보조철근이 없거나 뿔힘강도 또는 프라이아웃강도가 지배적일 때 적용한다.

II.4 인장하중에 대한 설계 조건

II.4.1 인장력을 받는 앵커의 강재강도

- (1) 강재의 파괴에 의해 결정되는 앵커의 공칭인장강도 N_{sa} 는 앵커의 재질과 앵커의 치수를 근거로 계산하여야 한다.
- (2) 인장을 받는 단일 앵커나 앵커 그룹의 공칭강도 N_{sa} 는 식 (II.4.1) 값 이하이어야 한다.

$$N_{sa} = nA_{se,N}f_{uta} \quad (\text{II.4.1})$$

여기서, n 은 앵커 그룹에서 앵커의 수이며, $A_{se,N}$ 는 인장에 대한 단일 앵커의 유효단면적이며, f_{uta} 는 $1.9f_{ya}$ 또는 860 MPa 중 작은 값이다.

II.4.2 인장력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도

- (1) 인장력을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 공칭콘크리트 파괴강도 N_{cb} 또는 N_{cbg} 는 다음 값 이하이어야 한다.
 - ① 단일 앵커

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (\text{II.4.2})$$

- ② 앵커 그룹

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (\text{II.4.3})$$

여기서, 계수 $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$ 및 $\psi_{cp,N}$ 은 (4), (5), (6) 및 (7)에 각각 정의되어 있다. 앵커의 중심(앵커 그룹에서는 인접 앵커 열의 중심선)으로부터 $1.5h_{ef}$ 밖으로 투영하여 만들어진 파괴 단면인 사각형상을 기초로 하여 계산된 단일 앵커 또는 앵커 그룹 파괴면의 투영면적을 A_{Nc} 라고 하며, A_{Nc} 는 nA_{Nco} 이하이어야 한다. 그리고 n 은 그룹에서 인장을 받는 앵커의 수이며, A_{Nco} 는 연단거리가 $1.5h_{ef}$ 이상인 단일 앵커에 대한 콘크리트 파괴면의 투영면적으로서 식 (II.4.4)와 같다.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (\text{II.4.4})$$

- (2) 균열 콘크리트에서 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도 N_b 는 식 (II.4.5) 값을 초과할 수 없다.

$$N_b = k_c \lambda \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{II.4.5})$$

여기서, 선설치앵커에 대해서 $k_c = 10$ 이며, 후설치앵커에 대한 $k_c = 7$ 이다. 후설치앵커의 k_c 값은 별도의 제품 시험에 근거하여 7 이상의 값을 사용할 수 있으나, 10을 초과할 수 없다. 또한 묻힘깊이가 $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$ 인 선설치 헤드스터드와 헤드볼트에서 N_b 는 식 (II.4.6) 값 이하이어야 한다.

$$N_b = 3.9 \lambda \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (\text{II.4.6})$$

- (3) 앵커가 세 개 또는 네 개의 가장자리부터 $1.5h_{ef}$ 보다 짧은 거리에 위치한 경우 식 (II.4.2)부터 식 (II.4.9)에서 h_{ef} 의 값은 $c_{a, \max}/1.5$ 와 앵커 그룹의 경우 최대 앵커 간격의 1/3 중 큰 값으로 하여야 한다.
- (4) 인장력의 편심이 작용하는 앵커 그룹에 대한 수정계수는 식 (II.4.7)과 같이 구하여야 한다.

$$\psi_{ec, N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad (\text{II.4.7})$$

여기서, $\psi_{ec, N}$ 은 1보다 클 수 없다. 앵커 그룹에서 일부의 앵커에만 인장력이 가해질 경우 식 (II.4.7)에 사용되는 e'_N 의 결정과 식 (II.4.3)에서 N_{cbg} 의 계산은 인장을 받는 앵커에 대해서만 고려하며, 두 축에 대하여 편심 하중이 존재하는 경우 수정계수 $\psi_{ec, N}$ 은 각 축에 대하여 독립적으로 계산하고, 이 계수의 곱을 식 (II.4.3)에서 $\psi_{ec, N}$ 으로 사용하여야 한다.

- (5) 인장력을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리 영향에 관한 수정계수는 식 (II.4.8)과 식 (II.4.9)에 의해 구하여야 한다.

- ① $c_{a, \min} \geq 1.5h_{ef}$ 인 경우,

$$\psi_{ed, N} = 1 \quad (\text{II.4.8})$$

- ② $c_{a,\min} < 1.5h_{ef}$ 인 경우,

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}} \right) \quad (\text{II.4.9})$$

- (6) 부재가 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는다고 해석된 위치에 설치된 앵커는 다음 수정계수를 사용할 수 있다.

- ① 선설치앵커

$$\psi_{c,N} = 1.25$$

- ② 식 (II.4.5)의 k_c 로 7을 사용한 후설치앵커

$$\psi_{c,N} = 1.40$$

여기서, 식 (II.4.5)에 사용되는 후설치앵커의 k_c 값은 비균열 콘크리트와 균열 콘크리트에 대하여 별도의 제품 평가 보고서에 의해 산정할 수 있으며, 이때 $\psi_{c,N}$ 는 1.0을 적용하여야 한다. 사용하중을 받을 때 균열이 발생하는 경우에는 $\psi_{c,N}$ 은 선설치앵커와 후설치앵커 모두 1.0을 적용하여야 하고, 후설치앵커를 균열 콘크리트에 사용하려면 사전에 그 성능이 입증되어야 한다. 콘크리트에서 균열은 6.3.3에 따라 배치된 휨보강철근 또는 구속철근에 의해 제어되어야 한다.

- (7) 앞 (6)의 규정에 따라서 쪼개짐을 제어하기 위한 보조철근을 사용하지 않는 비균열 콘크리트에 사용되는 후설치앵커의 수정계수는 다음과 같다.

- ① $c_{a,\min} \geq c_{ac}$ 인 경우,

$$\psi_{cp,N} = 1.0 \quad (\text{II.4.10})$$

- ② $c_{a,\min} < c_{ac}$ 인 경우,

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \quad (\text{II.4.11})$$

여기서, 식 (II.4.11)로 산정된 $\psi_{cp,N}$ 은 $1.5h_{ef}/c_{ac}$ 이상이어야 하며, 위험 연단 거리 c_{ac} 는 II.7(7)에 정의되어 있다. 선설치앵커를 포함한 다른 모든 경우에 $\psi_{cp,N}$ 은 1.0을 적용하여야 한다.

- (8) 플레이트나 와셔가 앵커의 헤드에 부착되어 있는 경우 파괴면의 투영면적은 그 플레이트나 와셔의 유효경계부터 $1.5h_{ef}$ 밖으로 투영된 파괴면에 대해 계산할

수 있다. 이때 유효경계는 그 앵커 헤드의 바깥쪽 가장자리부터 와서나 플레이트의 두께를 더한 값을 초과할 수 없다.

- (9) 앵커철근이 콘크리트 파괴면을 기준으로 양쪽으로 제 8장에 따라 정착되어 있으면, 앵커철근의 설계강도는 콘크리트 파괴강도를 대신하여 ϕN_n 계산에 사용될 수 있다. 앵커철근 설계에 강도감소계수는 0.75를 사용한다.

II.4.3 인장력을 받는 앵커의 뽑힘강도

- (1) 인장력을 받는 단일 앵커의 공칭뽑힘강도 N_{pn} 은 식 (II.4.12)의 값 이하이어야 한다.

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \quad (\text{II.4.12})$$

여기서, $\psi_{c,P}$ 는 다음 (6)에서 정의된다.

- (2) 후설치 확장앵커, 언더컷앵커의 경우 N_p 의 값은 별도의 실험과 평가를 통해 제5백분위수를 기초로 하여야 한다. 이러한 앵커들의 인장에 대한 뽑힘강도는 계산 값이 허용되지 않는다.
- (3) 선설치 헤드스터드와 헤드볼트는 (4)를 사용하여 인장에 대한 단일 앵커의 뽑힘강도를 계산하여야 한다. 단일 J, L볼트에 대한 것은 (5)를 사용하여 인장에 대한 뽑힘강도를 계산하여야 한다. 또는 별도의 실험과 평가를 통해 제5백분위수를 기초로 N_p 의 값을 사용할 수도 있으나 이 경우 마찰의 영향을 제외하여야 한다.
- (4) 식 (II.4.12)에서 인장을 받는 단일 헤드스터드 또는 헤드볼트의 뽑힘강도 N_p 는 식 (II.4.13)의 값 이하이어야 한다.

$$N_p = 8A_{brg}f_{ck} \quad (\text{II.4.13})$$

- (5) 식 (II.4.12)에서 단일 갈고리볼트가 인장력을 받는 경우 뽑힘강도 N_p 는 식 (II.4.14)의 값 이하이어야 한다.

$$N_p = 0.9f_{ck}e_hd_a \quad (\text{II.4.14})$$

여기서, $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$

- (6) 부재가 사용하중을 받을 때 균열이 없는 것으로 해석된 위치의 단일 앵커에 대하여 식 (II.4.15)의 수정계수를 사용할 수 있다.

$$\psi_{c,P} = 1.4 \quad (\text{II.4.15})$$

여기서, 해석결과 사용하중을 받을 때 균열이 발생될 경우 $\psi_{c,P}$ 는 1.0이다.

II.4.4 인장력을 받는 앵커의 콘크리트측면파열강도

- (1) 묻힘깊이가 깊고 가장자리에 인접해 $h_{ef} \geq 2.5c_{a1}$ 로 설치된 단일 헤드앵커에 대한 공칭측면파열강도 N_{sb} 는 식 (II.4.16)의 값 이하이어야 한다.

$$N_{sb} = (13c_{a1} \sqrt{A_{brg}}) \lambda \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{II.4.16})$$

여기서, 만약 해당 단일 앵커의 c_{a2} 가 $3c_{a1}$ 보다 작은 경우 N_{sb} 에 $(1 + c_{a2}/c_{a1})/4$ 의 값을 곱하여야 한다. 그리고 $1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$ 이다.

- (2) 묻힘깊이가 크고 $h_{ef} \geq 2.5c_{a1}$ 로 가장자리에 인접해 있으면서 앵커 간격이 $6c_{a1}$ 보다 작은 값을 가지는 앵커 그룹의 공칭측면파열강도 N_{sbg} 는 식 (II.4.17)의 값 이하이어야 한다.

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \quad (\text{II.4.17})$$

여기서, s 는 앵커 그룹에서 가장자리를 따라 외곽에 설치된 양 끝에 있는 앵커들 사이의 간격이고, N_{sb} 는 식 (II.4.16)에 의해 구하며, 직각방향의 연단거리에 대한 수정계수는 적용하지 않는다.

II.5 전단하중에 대한 설계 조건

II.5.1 전단력을 받는 앵커의 강재강도

- (1) 강재에 의해 지배될 때, 전단력을 받는 앵커의 공칭강도 V_{sa} 는 앵커의 재료적 특성과 치수에 근거하여 계산하여야 한다.
- (2) 전단력을 받는 단일 앵커나 앵커 그룹의 공칭강도 V_{sa} 는 ①에서 ③까지 규정된 값 이하이어야 한다.

① 선설치 헤드스터드

$$V_{sa} = n A_{se,V} f_{uta} \quad (\text{II.5.1})$$

여기서, n 은 앵커 그룹에서 앵커의 수이고, $A_{se,V}$ 는 전단에 대한 단일 앵커의

유효단면적이며, f_{uta} 는 $1.9f_{ya}$ 와 860 MPa 중 작은 값을 취하여야 한다.

- ② 선설치 헤드볼트와 갈고리볼트 그리고 슬리브가 전단 파괴면까지 연장되어 있지 않은 후설치앵커

$$V_{sa} = n 0.6 A_{se, V} f_{uta} \quad (\text{II.5.2})$$

여기서, n 은 앵커 그룹에서 앵커의 수이며, f_{uta} 는 $1.9f_{ya}$ 와 860 MPa 중 작은 값을 취하여야 한다.

- ③ 슬리브가 전단 파괴면까지 연장되어 있는 후설치앵커의 V_{sa} 는 별도의 실험결과에 기초하여 산정하여야 한다. 또는 식 (II.5.2)를 사용할 수도 있다.
- (3) 그라우트로 채워 높인 부위에 사용되는 앵커에 대하여 (2)의 공칭강도에 계수 0.80을 곱하여야 한다.

II.5.2 전단력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도

- (1) 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 전단력에 대한 공칭콘크리트 파괴강도 V_{cb} 또는 V_{cbg} 는 다음 값 이하이어야 한다.

- ① 단일 앵커에서 가장자리에 직각방향으로 작용하는 전단력

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed, V} \psi_{c, V} \psi_{h, V} V_b \quad (\text{II.5.3})$$

- ② 앵커 그룹에서 가장자리에 직각방향으로 작용하는 전단력

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec, V} \psi_{ed, V} \psi_{c, V} \psi_{h, V} V_b \quad (\text{II.5.4})$$

- ③ 가장자리에 평행한 방향으로 작용하는 전단력에 대한 V_{cb} 또는 V_{cbg} 는 각각 식 (II.5.3)과 식 (II.5.4)로부터 정해지는 값의 2배로 할 수 있다. 이때 전단력은 가장자리에 직각 방향으로 작용한다고 가정하고 $\psi_{ed, V}$ 는 1.0을 적용한다.

- ④ 모서리에 위치한 앵커에 대한 공칭콘크리트 파괴강도는 각 가장자리에 대해 구해지는 값 중 최소 값을 사용하도록 제한되어야 한다.

수정계수 $\psi_{ec, V}$, $\psi_{ed, V}$, $\psi_{c, V}$ 및 $\psi_{h, V}$ 는 (5), (6), (7) 및 (8)에서 각각 정의되며, V_b 는 단일 앵커에 대한 기본 콘크리트 파괴강도이다. A_{Vc} 는 단일 앵커나 앵커 그룹에 대해 콘크리트 가장자리의 측면에 생기는 파괴면의 투영면적으로

서, 이 면적은 콘크리트 부재의 측면에 투영되는 꼭대기가 잘린 상태에서 반으로 절단된 피라미드의 밑면으로 평가할 수 있다. 이때 가장 위험한 앵커 열의 축이 반으로 절단된 피라미드의 윗면이 된다. c_{a1} 은 이 축에서 가장자리까지 거리이며, A_{Vc} 는 nA_{Vco} 를 초과할 수 없고, n 은 앵커 그룹에서 앵커의 수가 된다. A_{Vco} 는 부재가 두꺼우며 전단력에 대한 직각방향 연단거리가 $1.5c_{a1}$ 보다 큰 단일 앵커에 대한 투영면적이다. A_{Vco} 는 가장자리와 평행한 측면의 길이를 $3c_{a1}$, 깊이를 $1.5c_{a1}$ 으로 하는, 반으로 절단된 피라미드의 밑면 면적과 같으며, 다음 식 (Ⅱ.5.5)로 계산한다.

$$A_{Vco} = 4.5 (c_{a1})^2 \quad (\text{Ⅱ.5.5})$$

앵커들이 가장자리부터 다양한 거리에 위치하고 앵커가 부속물에 용접되어 모든 앵커에 힘을 분산시킬 수 있을 때, 가장자리부터 가장 멀리 있는 앵커 열까지의 거리에 근거해서 강도를 계산할 수 있다. 이 경우 가장 위험한 부위는 가장자리에서 가장 멀리 떨어진 앵커 열이고 c_{a1} 값은 이 거리가 되며, 모든 전단력은 이 앵커 열을 따라 전달된다고 볼 수 있다.

- (2) 균열 콘크리트에 있는 단일 앵커가 전단력을 받을 때의 기본 콘크리트 파괴강도 V_b 는 식 (Ⅱ.5.6)의 값 이하이어야 한다.

$$V_b = \left(0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5} \quad (\text{Ⅱ.5.6})$$

여기서, l_e 는 전단력에 대해 앵커가 지압을 받는 길이이고, 묻힌 단면의 전체 길이에 걸쳐 일정한 강성을 갖는 앵커로서 헤드스터드 및 전체 묻힘깊이에 걸쳐 단일 관을 가지는 후설치앵커인 경우는 $l_e = h_{ef}$ 이고, 간격슬리브가 확장슬리브와 분리된 비틀림제어 확장앵커인 경우는 $l_e = 2d_a$ 이며, 어떠한 경우도 l_e 가 $8d_a$ 이하이어야 한다.

- (3) 10 mm 이상 그리고 앵커 지름의 1/2에 해당하는 최소 두께를 갖는 강재 부속물에 연속 용접된 선설치 헤드스터드, 헤드볼트 또는 갈고리볼트에서, 균열 콘크리트에 있는 단일 앵커의 전단력에 대한 기본 콘크리트 파괴강도 V_b 는 식 (Ⅱ.5.7)의 값 이하이어야 한다.

$$V_b = \left(0.7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5} \quad (\text{Ⅱ.5.7})$$

여기서, l_e 는 (2)에 정의되어 있다.

또한 위의 식은 다음 조건을 만족하여야 한다.

- ① 앵커 그룹에서 강도는 가장자리부터 가장 멀리 있는 앵커 열의 강도에 근거하여 결정한다.
- ② 앵커의 중심 간격 s 는 65 mm 이상이다.
- ③ $c_{a2} \leq 1.5 h_{ef}$ 이면 모서리에 보조철근을 사용하여 추가로 보강한다.
- (4) 세 개 이상의 가장자리에 의해 영향을 받는 앵커에 대해 식 (II.5.5)부터 식 (II.5.11)까지 사용되는 c_{a1} 은, 적용 가능한 모든 방향에 대하여 $c_{a2}/1.5$, $h_a/1.5$ 및 앵커 그룹에서 앵커 최대 간격의 1/3 중 큰 값 이하이어야 한다.
- (5) 전단력에 대한 편심을 받는 앵커 그룹에 대한 수정계수는 다음과 같다.

$$\psi_{ec, V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 e'_V}{3 c_{a1}}\right)} \quad (\text{II.5.8})$$

다만, $\psi_{ec, V}$ 은 1 이하이어야 하고, 앵커 그룹에서 일부 앵커만이 같은 방향으로 전단력을 받는 경우, 식 (II.5.8)의 e'_V 와 식 (II.5.4)의 V_{cbg} 를 계산할 때는 같은 방향으로 전단력을 받는 앵커만을 고려하여야 한다.

- (6) 전단을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리 효과에 대한 수정계수는 다음과 같다.

- ① $c_{a2} \geq 1.5 c_{a1}$ 인 경우

$$\psi_{ed, V} = 1.0 \quad (\text{II.5.9})$$

- ② $c_{a2} < 1.5 c_{a1}$ 인 경우

$$\psi_{ed, V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5 c_{a1}} \quad (\text{II.5.10})$$

- (7) 부재가 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는다고 해석된 위치에 설치된 앵커를 설계할 때는 수정계수 $\psi_{c, V} = 1.4$ 를 사용할 수 있다. 그러나 사용하중을 받을 때 해석상 균열이 발생하는 부분에 위치한 앵커는 다음 수정계수를 적용하여야 한다.

- ① $\psi_{c, V} = 1.0$: 보조철근이 없거나 D13 미만의 가장자리 보강근이 배치된 균열 콘크리트에 설치된 앵커

- ② $\psi_{c,V} = 1.2$: 앵커와 가장자리 사이에 D13 이상의 보조철근이 있는 균열 콘크리트에 설치된 앵커
- ③ $\psi_{c,V} = 1.4$: 앵커와 가장자리 사이에 D13 이상의 보조철근이 있고, 이 보조철근이 100 mm 이하 간격의 스티럽으로 둘러싸인 균열 콘크리트에 설치된 앵커
- (8) $h_a < 1.5 c_{a1}$ 인 부재에 사용되는 앵커에는 다음의 수정계수를 사용하여야 한다.

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \quad (\text{II.5.11})$$

다만, $\psi_{h,V}$ 는 1 이상이어야 한다.

- (9) 앵커철근이 콘크리트 파괴면을 기준으로 양쪽으로 제 8장에 따라 정착되어 있거나 혹은 앵커를 감싸고 파괴면을 지나서 제 8장에 따라 정착되어 있으면, 앵커철근의 설계강도는 콘크리트 파괴강도를 대신하여 ϕV_n 계산에 사용될 수 있다. 앵커철근 설계에 강도감소계수는 0.75를 사용하여야 한다.

II.5.3 전단력을 받는 앵커의 콘크리트프라이아웃강도

- (1) 공칭콘크리트프라이아웃강도 V_{cp} 와 V_{cpg} 는 식 (II.5.11)과 식 (II.5.12)의 값이 하이어야 한다.

① 단일 앵커

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} \quad (\text{II.5.11})$$

② 앵커 그룹

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} \quad (\text{II.5.12})$$

여기서, $h_{ef} < 65\text{mm}$ 인 경우 $k_{cp} = 1.0$, $h_{ef} \geq 65\text{mm}$ 인 경우 $k_{cp} = 2.0$ 이며, N_{cb} 와 N_{cbg} 는 식 (II.4.2)와 식 (II.4.3)을 사용하여 구하여야 한다.

II.6 인장력과 전단력의 동시 작용

- (1) II.3(3)에 의하지 않는 경우, 전단력과 인장력을 동시에 받는 단일 앵커나 앵커 그룹은 (2)부터 (4)까지 조건을 만족하도록 설계하여야 한다. ϕN_n 과 ϕV_n 값은 II.3(1)②에 정의된 것과 같다.

- (2) $V_{ua} \leq 0.2 \phi V_n$ 인 경우, 전체 인장강도를 사용할 수 있고 $\phi N_n \geq N_{ua}$ 를 적용하여야 한다.
- (3) $N_{ua} \leq 0.2 \phi N_n$ 인 경우, 전체 전단강도를 사용할 수 있고 $\phi V_n \geq V_{ua}$ 를 적용하여야 한다.
- (3) $V_{ua} > 0.2 \phi V_n$ 이고 $N_{ua} > 0.2 \phi N_n$ 인 경우, 다음 식 (II.6.1)을 적용하여야 한다.

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (\text{II.6.1})$$

II.7 쪼갬파괴를 방지하기 위한 연단거리, 앵커 간격, 두께

- (1) 쪼개짐을 제어하기 위한 보조철근이 배치되어 있지 않으면, 앵커의 최소 간격과 연단거리 및 부재의 최소 두께는 (2)부터 (7)까지 규정에 따라야 한다. 혹은 별도의 제품 시험을 통해 더 작은 값을 사용할 수 있다.
- (2) (5)에 의해 결정되지 않는 경우, 앵커의 최소 중심 간격은 비틀림이 가해지지 않는 선설치앵커에서 $4d_a$, 비틀림이 가해지는 선설치앵커 및 후설치앵커에서 $6d_a$ 이어야 한다.
- (3) (5)에 의해 결정되지 않는 경우, 비틀림이 가해지지 않는 선설치 헤드앵커에 대한 최소 연단거리는 5.4의 철근의 피복 두께 요구 조건에 근거하여야 한다. 비틀림이 가해지는 선설치 헤드앵커에 대한 최소 연단거리는 $6d_a$ 이상이어야 한다.
- (4) (5)에 의해 결정되지 않는 경우, 후설치 헤드앵커에 대한 최소 연단거리는 5.4의 철근의 피복 두께 요구 조건 이상이거나 별도의 시험에 따른 제품의 최소 연단거리 요구 조건에 근거하여야 하되, 최대 골재 크기의 두 배 이상이어야 한다. 별도의 시험을 거치지 않은 경우 최소 연단거리는 다음 값 이상이어야 한다.
- | | |
|------------------|---------|
| ① 언더컷앵커 | $6d_a$ |
| ② 비틀림제어 앵커 | $8d_a$ |
| ③ 변위제어 앵커 | $10d_a$ |
- (5) 비틀림이 가해지지 않거나 설치할 때 쪼개짐을 발생시키지 않는 앵커에 대해, 연단거리나 앵커 간격이 (2)에서 (4)까지 규정된 값보다 작으면 d_a 를 (2)에서 (4)까지 요구 조건을 만족시키는 더 작은 값 d'_a 로 대체하여 계산할 수 있다. 앵커에 가해지는 힘은 지름 d'_a 를 갖는 앵커에 상응하는 값으로 제한된다.

- (6) 확장 또는 언더컷 후설치앵커에 대한 h_{ef} 값은 부재치수의 2/3와 (부재치수 - 100 mm) 중 큰 값 이하이어야 한다.
- (7) 별도의 인장 실험에 의해 결정되지 않는 경우, 위험 연단거리 c_{ac} 는 다음 값 이상이어야 한다.
- ① 언더컷앵커 $2.5h_{ef}$
 - ② 비틀림제어 앵커 $4h_{ef}$
 - ③ 변위제어 앵커 $4h_{ef}$
- (8) 시공 도면과 시방서에 설계에서 가정된 최소 연단거리를 갖는 앵커를 사용할 것을 명기하여야 한다.

II.8 앵커 설치

앵커는 시공 도면과 시방서에 따라 설치되어야 한다.



균열의 검증

III.1 일반 사항

III.1.1 적용 범위

- (1) 이 부록 III은 철근콘크리트 구조물의 내구성, 사용성 및 미관 등에 대한 균열폭 검증이 필요한 경우에 적용한다.
- (2) 수밀성이 요구되는 구조물은 이 부록의 규정에 따라 검토하여야 한다.
- (3) 미관이 중요한 구조물은 발주자 또는 건축주의 특별한 요구가 없는 경우 내구성에 대한 허용균열폭으로 검토할 수 있다.

III.1.2 기호

- A_{cte} : 콘크리트의 유효인장면적, 일반적으로 철근이나 긴장재 주위의 콘크리트 유효인장깊이 d_{cte} 와 단면의 폭으로 결정되는 콘크리트 면적, mm^2
- A_s : 휨부재의 인장철근량, mm^2
- d : 유효깊이, mm
- d_b : 철근의 지름이나 다발 철근의 등가지름, mm
- d_{beq} : 크기가 각기 다른 철근을 사용하는 경우의 평균 철근지름, mm
- d_{cte} : 콘크리트 유효인장깊이, mm
- c_c : 최외단 주철근의 표면과 콘크리트 표면 사이의 콘크리트 최소 피복 두께, mm
- E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa
- E_{ci} : 재령 28일에서 콘크리트의 초기접선탄성계수($E_c = 0.85E_{ci}$), MPa
- E_s : 철근의 탄성계수, MPa
- f_{so} : 균열단면의 철근응력, MPa
- f_{sr} : 균열이 발생한 직후 균열면에서 계산한 철근응력, MPa

h	: 단면의 전체 깊이, mm
k_1	: 부착강도에 따른 계수
k_2	: 부재의 하중작용에 따른 계수
l_s	: 평균 균열간격, mm
m_1	: 철근의 지름이 d_{b1} 인 철근의 개수
m_2	: 철근의 지름이 d_{b2} 인 철근의 개수
N	: 철근에 작용하는 인장력
n_i	: 콘크리트의 초기접선 탄성계수에 대한 철근의 탄성계수비, E_s/E_{ci}
t	: 시간
w_a	: 내구성, 사용성(누수)에 관련하여 허용되는 균열폭, mm
w_d	: 설계 균열폭, mm
w_m	: 평균 균열폭, mm
x	: 균열단면에서 콘크리트 압축연단부터 중립축까지 거리, mm
β_1	: 평균 변형률을 계산할 때 하중조건에 따라 적용하는 계수
β_2	: 평균 변형률을 계산할 때 부착특성에 따라 적용하는 계수
ε_c	: 콘크리트의 변형률
ε_{cm}	: 균열간격 내의 평균 콘크리트변형률
ε_s	: 철근의 변형률
ε_{sm}	: 균열간격 내의 평균 철근변형률
ε_1	: 편심을 가진 직접인장력을 받는 부재의 단면 표면 인장변형률 중 큰 값
ε_2	: 편심을 가진 직접인장력을 받는 부재의 단면 표면 인장변형률 중 작은 값
κ_{st}	: 균열폭 변동성을 고려한 균열폭 평가계수
θ	: x 축 방향의 철근과 주인장 응력 방향 사이의 각도, °
ρ_e	: 유효철근비

III.1.3 용어의 정의

· 휨인장균열(flexural cracking)

휨모멘트에 의해 발생하는 균열로서 단면의 한쪽 부분에만 발생하는 균열

· 전 단면 인장균열(hoop/direct tension cracking)

주로 축 인장력에 의해 단면 전체에 인장응력이 발생되어 단면 전체에 걸쳐 발생 되는 균열

· 강제변형(imposed deformation)

구조물이 외부 구속이 되어 있을 때 크리프, 건조수축, 온도변화 등에 의해 발생한 변형

III.2 노출환경

- (1) 내구성에 관한 균열폭을 검토할 경우 구조물이 놓이는 환경조건을 고려하여야 한다.
- (2) 강재의 부식에 대한 환경조건으로서 표 III.2.1과 같이 건조 환경, 습윤 환경, 부식성 환경, 고부식성 환경 등 4종류로 구분한다.

표 III.2.1 강재의 부식에 대한 환경조건의 구분

건조 환경	일반 옥내 부재, 부식의 우려가 없을 정도로 보호한 경우의 보통 주거 및 사무실 건물 내부
습윤 환경	일반 옥외의 경우, 흙 속의 경우, 옥내의 경우에 있어서 습기가 찬 곳
부식성 환경	1. 습윤환경과 비교하여 건습의 반복작용이 많은 경우, 특히 유해한 물질을 함유한 지하수위 이하의 흙 속에 있어서 강재의 부식에 해로운 영향을 주는 경우, 동결작용이 있는 경우, 동상방지제를 사용하는 경우 2. 해양콘크리트 구조물 중 해수 중에 있거나 극심하지 않은 해양환경에 있는 경우(가스, 액체, 고체)
고부식성 환경	1. 강재의 부식에 현저하게 해로운 영향을 주는 경우 2. 해양콘크리트 구조물 중 간만조위의 영향을 받거나 비말대에 있는 경우, 극심한 해풍의 영향을 받는 경우

III.3 균열의 검증

III.3.1 균열폭의 검증

- (1) 해석에 의해 균열을 검증할 때에는 식 (III.3.1)에 따라 균열폭을 검증하여야 한다.

$$w_d \leq w_a \quad (\text{III.3.1})$$

여기서, w_d 는 설계 균열폭으로서 지속하중이 작용할 때 계산된 균열폭이다. w_a 는 내구성, 사용성(누수) 및 미관에 관련하여 허용되는 균열폭이다.

- (2) 균열 검증에 적용하는 지속하중은 설계수명 동안 항상 작용하는 고정하중과 설계

수명의 절반 이상의 기간 동안 지속해서 작용하는 하중들의 합으로서, 구조물의 특성을 고려하여 발주자 또는 건축주가 결정할 수 있다.

Ⅲ.3.2 허용균열폭

(1) 철근콘크리트 구조물의 내구성 확보를 위한 허용균열폭은 표 Ⅲ.3.1에 따라야 한다.

표 Ⅲ.3.1 철근콘크리트 구조물의 허용균열폭 $w_a(\text{mm})$

강재의 종류	강재의 부식에 대한 환경조건			
	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성 환경
철근	0.4 mm와 $0.006c_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.005c_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.004c_c$ 중 큰 값	0.3 mm와 $0.0035c_c$ 중 큰 값
긴장재	0.2 mm와 $0.005c_c$ 중 큰 값	0.2 mm와 $0.004c_c$ 중 큰 값	—	—

여기서, c_c 는 최외단 주철근의 표면과 콘크리트 표면 사이의 콘크리트 최소 피복 두께(mm)

(2) 수처리 구조물의 내구성과 누수방지를 위한 허용균열폭은 표 Ⅲ.3.2에 따라야 한다.

표 Ⅲ.3.2 수처리 구조물의 허용균열폭 $w_a(\text{mm})$

	휨인장균열	전 단면 인장균열
오염되지 않은 물 ¹⁾	0.25	0.20
오염된 액체 ²⁾	0.20	0.15

1) 음용수(상수도) 시설물

2) 오염이 매우 심한 경우 발주자와 협의하여 결정

Ⅲ.3.3 균열폭의 계산

(1) 설계 균열폭은 식 (Ⅲ.3.2)에 따라 계산한다.

$$w_d = \kappa_{st} w_m = \kappa_{st} l_s (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (\text{Ⅲ.3.2})$$

여기서, w_d 는 설계 균열폭이고, w_m 은 평균 균열폭이며, l_s 는 평균 균열간격으로 식 (Ⅲ.3.3) 또는 식 (Ⅲ.3.4)에 따라 계산한다. κ_{st} 는 균열폭 평가계수로서

III.3.3(4)에 따른다. ε_{sm} 는 균열간격 내의 평균 철근변형률이며, ε_{cm} 는 균열간격 내의 평균 콘크리트변형률이다.

- (2) 평균 균열간격 l_s 는 부착된 철근의 중심 간격이 $5(c_c + d_b/2)$ 이하인 경우는 식 (III.3.3)으로 계산하고, 부착된 철근의 중심 간격이 $5(c_c + d_b/2)$ 를 초과하는 경우는 식 (III.3.4)로 계산한다.

$$l_s = 2c_c + \frac{0.25k_1k_2d_b}{\rho_e} \quad (\text{III.3.3})$$

$$l_s = 0.75(h - x) \quad (\text{III.3.4})$$

여기서, c_c 는 최외단 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 피복 두께이고, k_1 은 부착강도에 따른 계수로 이형철근은 0.8, 원형철근이나 긴장재는 1.6을 사용한다. k_2 는 부재의 하중작용에 따른 계수로 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장력을 받는 부재는 1.0을 사용한다. 편심을 가진 직접인장력을 받는 부재나 부재의 국부적인 부분의 균열을 검증할 때에는 $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1)$ 로 한다. 여기서 ε_1 과 ε_2 는 단면 표면의 인장변형률로서 둘 중의 큰 값을 ε_1 으로 한다. d_b 는 철근의 지름이나 다발철근의 등가지름으로, 크기가 각기 다른 철근이 조합된 경우에는 $d_{beq} = (m_1d_{b1}^2 + m_2d_{b2}^2)/(m_1d_{b1} + m_2d_{b2})$ 로 계산되는 평균 철근지름 d_{beq} 를 사용한다. 여기서 m_1 은 철근의 지름이 d_{b1} 인 철근의 개수이고, m_2 는 철근의 지름이 d_{b2} 인 철근의 개수이다. ρ_e 는 콘크리트의 유효인장면적을 기준으로 한 철근비로 식 (III.3.5)에 의해 계산한다. 콘크리트의 유효인장면적 A_{cte} 는 식 (III.3.6)에 의해 계산한다. 여기서, d_{cte} 는 콘크리트 유효인장깊이로서 휨모멘트를 받는 부재는 $2.5(h - d)$ 와 $(h - x)/3$ 중 작은 값으로 하고, 직접인장력을 받는 부재는 $2.5(h - d)$ 와 $h/2$ 중 작은 값으로 한다.

$$\rho_e = \frac{A_s}{A_{cte}} \quad (\text{III.3.5})$$

$$A_{cte} = b d_{cte} \quad (\text{III.3.6})$$

- (3) 평균 변형률은 식 (III.3.7)에 의해 계산한다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s} \left[1 - \beta_1\beta_2(1 + n_i\rho_e) \left(\frac{f_{sr}}{f_{so}} \right)^2 \right] \geq 0.6 \frac{f_{so}}{E_s} \quad (\text{III.3.7})$$

여기서, f_{so} 는 균열단면의 철근응력이다. f_{sr} 은 균열이 발생한 직후 균열 면에서 계산한 철근응력으로, 휨모멘트가 작용하는 경우에는 식 (4.3.2)로 계산한 균열 휨모멘트 M_{cr} 과 균열단면의 단면2차모멘트를 적용하여 계산한다. β_1 은 부착특성에 따른 계수로서 이형철근은 1.0을 적용하고, 원형철근이나 강연선은 0.5를 적용한다. β_2 는 하중조건에 따른 계수로서 반복하중에 대해서는 0.5를 적용하고 그 외의 경우에는 1.0을 적용한다. n_i 는 콘크리트의 초기접선탄성계수에 대한 철근의 탄성계수비이다.

- (4) 균열폭 평가계수 κ_{st} 의 값은 구조물의 특성을 고려하여 발주자 또는 건축주가 결정할 수 있다. κ_{st} 의 값은 평균 균열폭을 계산할 때에는 1.0을 적용하며, 최대 균열폭을 계산할 때에는 1.7을 적용한다.
- (5) 부과된 변형에 의해서도 균열이 발생되는 곳에서는 균열 위치의 철근변형률인 식 (Ⅲ.3.7)의 $(1+n_i\rho_e)(f_{sr}/f_{so})^2$ 을 부과된 변형에 의한 변형률 값만큼 증가시켜야 한다.
- (6) 철근이 직교 2방향으로 보강된 부재에서 주응력 축과 철근방향 사이의 각이 15° 보다 클 때는 식 (Ⅲ.3.8)에 의해 최대 균열간격 l_s 를 산정할 수 있다.

$$l_s = \left(\frac{\cos\theta}{l_{sx}} + \frac{\sin\theta}{l_{sy}} \right)^{-1} \quad (\text{Ⅲ.3.8})$$

여기서, θ 는 x 방향 철근과 인장 주응력 방향 사이각이고, l_{sx} 와 l_{sy} 는 x 와 y 방향으로 각각 계산한 균열 간격이다.

IV.1 일반 사항

IV.1.1 적용 범위

- (1) 4변이 지지되고 있는 2방향 슬래브 설계에만 이 부록 IV의 규정을 적용할 수 있다.
- (2) 슬래브를 지지하고 있는 부재의 상대적 처짐에 의한 슬래브의 단면력 변화를 별도로 고려하여야 한다.

IV.1.2 기호

- C : 표 IV.1, IV.2 및 IV.3에 주어진 2방향 슬래브에 대한 휨모멘트계수, 이 계수는 C_A neg, C_B neg, C_A DL, C_B DL, C_A LL, C_B LL과 같은 지표가 있다.
- l_1 : 단변방향으로 순경간
- l_2 : 장변방향으로 순경간
- M_a : l_1 방향 경간의 휨모멘트
- M_b : l_2 방향 경간의 휨모멘트
- m : l_1/l_2 : 2방향 슬래브에서 장변경간에 대한 단변경간의 비
- w_u : 단위면적당 등분포하중 : 부모멘트와 전단력 계산을 위해서 표 IV.1의 w_u 는 고정하중 또는 활하중에 하중계수를 곱한 것을 사용하여야 함. 정모멘트에 대하여 표 IV.2와 IV.3에서 사용하기 위한 w_u 는 고정하중과 활하중으로 분리하여야 함.
- W_A, W_B : 표 IV.4에 의한 l_1 과 l_2 방향에 대한 하중의 분포비 : 이 값들은 전단력의 계산과 받침점의 반력 계산에 사용하여야 함.

IV.2 설계 방법

IV.2.1 제한 사항

- (1) 2방향 슬래브는 다음과 같은 각 방향에 대하여 피로서 이루어져 있다고 가정하여야 한다.
 - ① 폭이 패널 폭의 1/2이고, 패널의 중앙선에 대하여 대칭이며, 고려하고 있는 휨 모멘트 방향에 평행으로 전체 패널에 걸쳐 있는 것을 중간대라고 한다.
 - ② 폭이 패널 폭의 1/2이고 중간대의 외측에 2/4의 면적을 차지하고 있는 것을 주열대라고 한다.
- (2) 장변경간에 대한 단변경간의 비가 0.5보다 작을 때, 그 슬래브는 1방향 슬래브로 가정하여야 한다.
- (3) 불연속단은 정모멘트의 1/3 크기의 부모멘트를 사용하여 설계하여야 한다.
- (4) 휨모멘트 계산에서 위험단면은 다음 위치에 있다고 가정한다.
 - ① 부모멘트는 패널의 연단을 따라 받침면
 - ② 정모멘트의 경우 중앙선

IV.2.2 휨모멘트

- (1) 중간대에서 단변방향과 장변방향의 휨모멘트는 표 IV.1, IV.2 및 IV.3을 사용하여 다음 식 (IV.2.1)과 식 (IV.2.2)를 사용하여 각각 계산하여야 한다.

$$M_a = C_A w_u l_1^2 \quad (\text{IV.2.1})$$

$$M_b = C_B w_u l_2^2 \quad (\text{IV.2.2})$$

- (2) 주열대 휨모멘트는 중간대와 경계선에서는 M_a 와 M_b 의 전체 값으로 하고, 패널의 단부로 가면서 이들 값의 1/3로 직선적으로 감소하는 것으로 계산하여야 한다.
- (3) 받침점의 한쪽의 부모멘트가 다른 쪽 값의 80%보다 작을 때는 그 차이를 슬래브의 상대 강도에 비례하여 재분배시켜야 한다.

IV.2.3 전단력

슬래브의 전단력은 하중이 표 IV.4에 따라서 받침점에 등분포된다고 가정하여 계산할 수 있다.

IV.2.4 지지보

- (1) 2방향 슬래브의 지지보에 작용하는 하중은 l_1 과 l_2 방향에서 하중의 백분율에 대한 표 IV.4를 사용하여 계산하여야 한다.
- (2) 어떤 경우에도 단면 단부에 연한 보에 작용하는 하중이 모서리에서 그은 45° 선의 교차점으로 둘러싸인 면적 내의 하중 이상이어야 한다.
- (3) 단면 보에 작용하는 단위길이당 등가 등분포하중은 $w_u l_1/3$ 으로 계산하여야 한다.

표 IV.1 슬래브의 부모멘트에 대한 계수*

w_u 는 등분포 고정하중과 활하중에 하중계수를 곱한 합

$$(w_u = 1.2D + 1.6L)$$

$m = l_1/l_2$	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9
									
1.00	C_A neg	0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	C_B neg	0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	C_A neg	0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	C_B neg	0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	C_A neg	0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	C_B neg	0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	C_A neg	0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	C_B neg	0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	C_A neg	0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	C_B neg	0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	C_A neg	0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	C_B neg	0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	C_A neg	0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	C_B neg	0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	C_A neg	0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	C_B neg	0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60	C_A neg	0.081		0.089	0.088	0.096		0.080	0.085
	C_B neg	0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	C_A neg	0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	C_B neg	0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	C_A neg	0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	C_B neg	0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

* 짧은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* C_A 는 짧은 경간 구속단부에서 부모멘트계수이고, C_B 는 긴 경간 구속단부에서 부모멘트계수이다(구속이 1번에만 이루어진 경우는 구속단부에서 부모멘트계수이다).

표 IV.2 슬래브의 고정하중에 의한 정모멘트계수*

w_u 는 등분포 고정하중에 하중계수를 곱한 하중

($w_u = 1.2D$)

$m = l_1/l_2$		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9
										
1.00	C_A DL	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	C_B DL	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	C_A DL	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	C_B DL	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	C_A DL	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.025	0.025	0.026
	C_B DL	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	C_A DL	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	C_B DL	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	C_A DL	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	C_B DL	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	C_A DL	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	C_B DL	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	C_A DL	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	C_B DL	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	C_A DL	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	C_B DL	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	C_A DL	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	C_B DL	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	C_A DL	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	C_B DL	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	C_A DL	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	C_B DL	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

* 굵은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* C_A 는 짧은 경간 중앙부에서 정모멘트계수이고, C_B 는 긴 경간 중앙부에서 정모멘트계수이다.

표 IV.3 슬래브의 활하중에 의한 정모멘트계수*

w_u 는 등분포 활하중에 하중계수를 곱한 하중

($w_u = 1.6L$)

$m = l_1/l_2$		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9
										
1.00	C_A LL	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	C_B DL	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	C_A LL	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	C_B DL	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	C_A LL	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	C_B DL	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	C_A LL	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	C_B DL	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	C_A LL	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	C_B DL	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	C_A LL	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	C_B DL	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	C_A LL	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	C_B DL	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	C_A LL	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	C_B DL	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	C_A LL	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	C_B DL	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	C_A LL	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	C_B DL	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	C_A LL	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	C_B DL	0.005	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

* 굵은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* C_A 는 짧은 경간 중앙부에서 정모멘트계수이고, C_B 는 긴 경간 중앙부에서 정모멘트계수이다.

표 IV.4 슬래브 전단력과 받침점 하중의 계산을 위한 계수등분포하중 w_u 의 l_1 과 l_2 방향의 분포비*

$m = l_1/l_2$		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9
1.00	W_A	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_B	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_A	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_B	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_A	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_B	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_A	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_B	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_A	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_B	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_A	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_B	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_A	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_B	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_A	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_B	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_A	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_B	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_A	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_B	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_A	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_B	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

* 굵은 선으로 된 연단은 그 슬래브가 받침점을 지나서 연속되었거나 받침점에서 고정된 것을 가리킨다. 아무 표시가 없는 연단은 비틀림 저항을 무시할 수 있는 받침점을 가리킨다.

* W_A 는 짧은 경간 단부에서 전단력계수이고, W_B 는 긴 경간 단부에서 전단력계수이다.

기존 구조물의 안전성 평가 세부 사항

V.1 일반 사항

V.1.1 적용 범위

- (1) 이 부록 V는 내하력이 의심스러운 기존 콘크리트 구조물의 안전성 평가에 적용한다.
- (2) 제 20장의 규정에 추가하여 이 부록 V의 규정을 적용할 수 있다.
- (3) 구조물의 안전성 평가를 위한 조사 및 시험은 주요 구조 부재의 정밀육안검사, 비파괴현장시험 및 재료시험을 사용하여 충분히 이루어져야 한다.
- (4) 조사 및 시험자료를 바탕으로 구조해석을 실시하고, 내하력을 평가하여 부재와 구조물의 안전성을 평가하여야 한다. 해석에 의한 평가를 신뢰할 수 없는 경우에는 재하시험을 실시할 수 있다.
- (5) 안전성 평가 결과보고서는 평가에 사용된 해석 방법의 종류 및 해석 결과에 대한 설명과 계산 기록, 재하시험의 방법을 포함하여야 한다.

V.1.2 기호

$\bar{O}$: 조사 및 시험 결과의 평균값

O_i : i 번째 조사 및 시험 결과

s_c : 조사 및 시험 결과의 표준편차

O_{upper} : 조사 및 시험 결과의 상한값

O_{lower} : 조사 및 시험 결과의 하한값

K : 조사 및 시험횟수에 따라 통계적으로 주어지는 계수

- Z : 신뢰수준에 따라 통계적으로 주어지는 계수
 f_{aa} : 평가기준압축강도
 $\overline{f_c}$: 평가대상 평균압축강도
 s_a : 코어강도에 의해 콘크리트 압축강도를 산정하는 과정에서 발생하는 콘크리트 압축강도의 변동량
 R_A : 평가내하력
 U_A : 평가소요강도
 γ_A : 하중평가계수
 γ_i : 이 구조기준에 따른 설계하중계수
 Q_i : 공칭하중에 의한 단면력
 ϕ : 강도감소계수
 R_n : 공칭내하력
 ϕ_A : 구조상태계수
 F : 내하율
 D : 고정하중 또는 이에 의해서 생기는 부재의 단면력
 L : 활하중 또는 이에 의해서 생기는 부재의 단면력
 I : 충격계수
 h : 부재의 깊이, mm
 l_t : (가) 재하시험에서 부재의 경간으로서 2방향 슬래브의 경우 짧은 변, mm
 (나) 받침부의 중심 간 길이와 이웃 받침부 사이의 순경간에 부재 두께 h 를 합한 길이 중 작은 값, mm
 (다) 캔틸레버의 경간은 받침부로부터 캔틸레버 단부까지 거리의 2배, mm
 Δ_{max} : 측정된 최대 처짐, mm, 식 (V.5.1) 참조
 Δ_{rmax} : 측정된 잔류 처짐, mm, 식 (V.5.2)와 식 (V.5.3) 참조
 Δ_{fmax} : 2차 시험을 시작할 때의 구조물의 위치를 초기값으로 하고, 두 번째 시험에 의해 측정된 최대 처짐, mm, 식 (V.5.3) 참조

V.2 조사 및 시험

V.2.1 일반 사항

- (1) 콘크리트 구조물의 안전성을 평가하기 위해서는 구조물의 외관, 재료의 성질, 구조물 및 부재의 상태 그리고 작용하는 하중에 대한 조사 및 시험을 수행하여야 한다.
- (2) 조사 및 시험의 내용과 범위는 평가에 필요한 요구 조건을 만족하도록 하여야 하며, 조사 내용 및 시험기록은 추후에 이루어지는 구조물의 평가를 정확하게 수행할 수 있도록 상세하게 작성하여야 한다.
- (3) 구조물 평가를 위한 평가입력값을 결정하는 자료로 활용되는 조사 및 시험 결과는 수립된 계획에 따라 상세하게 기록하여야 한다.
- (4) 조사 및 시험은 육안관찰 결과, 유지관리 또는 사용제한 사항 등에 관한 점검결과 및 진단결과를 기록하여야 한다.
- (5) 평가기술자는 관련 도서 및 문헌자료가 대상 구조물을 정확하게 기술하고 있는지를 검증하여야 한다. 사용가능한 관련 도서 및 문헌자료가 없는 경우에는 평가의 목적에 적합한 정확도를 갖는 조사 및 시험이 이루어져야 한다.
- (6) 현장조사를 수행하기 위해서는 사전 조사를 통해 철저한 점검계획을 수립하여야 하며, 다음에 제시된 사항을 고려하여야 한다.
 - ① 점검의 범위 및 내용과 사용장비에 관한 사항
 - ② 시설물의 기초와 주위 지반에 대한 조사 여부, 조사항목 및 범위
 - ③ 점검대상 시설물의 설계자료 및 관리 이력
 - ④ 각 시설물에 대한 특별한 구조적 특성 및 문제점 존재 여부
 - ⑤ 시설물의 규모 및 점검의 난이도
 - ⑥ 최근의 점검기술 및 장비 등의 적용
 - ⑦ 점검자의 자격 및 안전관리에 관한 사항
 - ⑧ 기상조건, 현장여건 및 주변 환경
 - ⑨ 기타 관련 사항

V.2.2 조사 및 시험 방법

- (1) 평가대상 구조물의 콘크리트에 대하여 압축강도 및 탄성계수를 측정하여야 하며, 콘크리트 압축강도는 KS F 2422 규격에 따라 실시하거나 슈미트해머를 사용하

여 측정하여야 한다.

- (2) 철근 및 긴장재의 강도에 대한 평가가 요구되는 경우 대상 구조물에서 철근을 채취하여 인장강도실험(KS B 0802)을 실시하고, 그 결과를 토대로 철근의 항복강도와 연신율을 결정하여야 한다.
- (3) 균열조사에서는 구조물의 표면에 존재하는 균열 형상, 폭, 길이, 깊이, 면적률 등을 측정하여야 한다. 구조물 전체에 대한 육안검사를 실시한 결과, 균열 등의 손상이 발생한 부위에서 균열을 정밀하게 조사하여야 한다.
- (4) 콘크리트 표면의 노후화 조사를 위한 항목은 박리, 박락, 층분리, 누수, 백태, 백화, 철근노출 등이다. 조사방법으로는 육안검사 및 간단한 측정 도구를 이용하여 하며, 구조물 전체에 대한 육안검사를 실시한 결과, 균열 등의 결함·손상이 발생한 부위를 대상으로 조사하여야 한다.
- (5) 구조 부재의 치수는 구조물 시공 및 사용 중에 변할 수 있으므로 설계도면과 비교하여 단면변화량을 파악하여야 한다. 구조 부재의 치수는 위험단면에서 확인하여야 한다.
- (6) 철근의 배근상태를 조사하여 설계도면에 표기된 자료와 비교·검토하여야 한다. 정확한 조사결과가 요구되는 경우에는 조사 위치를 드릴로 구멍을 내어 조사하여야 한다.
- (7) 현재 구조물의 상태, 용도 등을 고려하여 구조물에 부과되는 고정하중과 활하중을 조사하여야 한다.

V.3 평가입력값

V.3.1 일반 사항

일반적으로 시험결과의 분산 때문에 평균값을 평가입력값으로 취하면 구조물의 현재 성능을 과대평가할 위험이 있으므로, 조사된 특성의 성격에 따라 상한값, 하한값, 평균값을 평가입력값으로 사용하여야 한다.

V.3.2 재료 및 구조 특성의 평가입력값 산정 방법

- (1) 조사 및 시험 결과의 평균값은 식 (V.3.1)과 같이 계산하여야 한다.

$$\bar{O} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n O_i \quad (\text{V.3.1})$$

여기서, $\bar{O}$ 는 조사 및 시험 결과의 평균값 n 은 조사 및 시험횟수, O_i 는 i 번째 조사 및 시험 결과이다.

- (2) 조사 및 시험 결과의 분산은 표준편차 s_c 로 고려하며 이는 식 (V.3.2)와 같이 계산하여야 한다.

$$s_c = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(O_i - \bar{O})^2}{(n-1)}} \quad (\text{V.3.2})$$

- (3) 조사 및 시험 결과의 상한값과 하한값은 다음과 같이 계산하여야 한다.

$$O_{upper} = \bar{O} + \sqrt{(Ks_c)^2 + (Zs_a)^2} \quad (\text{V.3.3a})$$

$$O_{lower} = \bar{O} - \sqrt{(Ks_c)^2 + (Zs_a)^2} \quad (\text{V.3.3b})$$

여기서, O_{upper} 는 조사 및 시험 결과의 상한값, O_{lower} 는 조사 및 시험 결과의 하한값이며, K 와 Z 는 조사 및 시험횟수와 신뢰수준에 따라 통계적으로 주어지는 계수이며, s_c 는 시험결과의 표준편차, s_a 는 구조물 내부의 값과 시편의 시험 값 사이의 차이를 고려한 표준편차이다.

V.3.3 재료 및 구조 특성의 평가입력값

- (1) 콘크리트 압축강도의 평가입력값은 다음을 따라야 한다.

- ① 콘크리트 압축강도에 관한 평가입력값(평가기준압축강도)은 하한값을 사용하여야 한다. 하한값이 설계기준압축강도 값보다 큰 경우, 책임구조기술자의 판단에 의해 설계기준압축강도를 평가기준압축강도로 취할 수 있다.
- ② 구조물의 일정 부위에서 콘크리트가 심각하게 노후화된 경우, 그 부위의 안전성 평가를 위해서는 노후화된 위치의 콘크리트를 직접 조사하여 산정된 평가기준압축강도를 사용하여야 한다.

- (2) 콘크리트 탄성계수에 관한 평가입력값은 채취된 코어에 의해 측정된 탄성계수의 평균값을 사용하여야 한다.

- (3) 철근, 긴장재 및 철근의 강도 및 탄성계수는 다음을 따라야 한다.

- ① 철근, 긴장재의 강도에 관한 평가입력값은 실제로 측정된 실험결과의 하한값을

사용하는 것을 원칙으로 하나, 설계기준강도가 더 작은 경우 설계기준강도 값을 사용할 수 있다.

- ② 철근, 긴장재의 탄성계수에 관한 평가입력값은 평균값이나 시험 평가서의 값 중 더 작은 값을 사용하여야 한다.
- (4) 부재치수 및 철근 위치는 다음을 따라야 한다.
 - ① 부재치수, 철근 위치에 관한 평가입력값은 평균값 혹은 구조도면의 값을 사용하되, 조사 및 시험 결과와 구조도면에 제시된 값 사이의 오차가 허용값 이상인 경우에는 하한값과 상한값 중 불리한 값을 적용하여야 하며, 부재치수와 철근 간격도 불리한 방향으로 조정하여야 한다.
 - ② 부재치수와 철근 간격은 구조물 내부의 위치에 따라 다르므로 표준편차 s_e 가 아니라 도면에서 어긋난 정도를 기준으로 상한값과 하한값을 산정하여야 한다.
- (5) 피복 두께에 관한 평가입력값은 하한값을 사용하여야 한다.
- (6) 실제로 측정이 이루어진 경우에 지반의 강도는 하한값을, 지반의 탄성계수는 평균값을 평가입력값으로 사용하여야 한다. 구조물의 평가에서 지하수위는 실제로 측정된 평균값을 사용하고, 이에 상응하는 하중계수를 적용하여야 한다.
- (7) 기온이나 상대습도는 특별한 경우를 제외하면 측정된 값의 평균이나 관련 문헌조사로 획득한 값을 그대로 평가입력값으로 사용할 수 있다.

V.3.4 하중 특성의 평가입력값

- (1) 구조물의 안정성과 사용성에 대한 하중계수 및 하중조합은 평가시점 현재 사용하는 기준에 주어진 값을 따를 수 있다.
- (2) 하중입력값은 정밀현장조사에 의하여, 설계에서와 동일한 수준의 안전율을 확보할 수 있도록 적절한 확률·통계적인 방법으로 평가하는 경우, 고정하중과 활하중의 크기는 구조설계 도서에서 명기된 것과 다른 하중의 크기를 사용할 수 있다. 다만, 활하중의 감소는 입력값의 20% 내에서 허용되며, 고정하중과 활하중 이외의 하중에 대해서는 현 구조기준 값을 적용하여야 한다.

V.4 해석에 의한 평가

- (1) 기존 구조물의 안전성 평가를 위한 해석은 설계를 위한 해석 방법과 동일하게 수

행하여야 한다.

- (2) 다음 식 (V.4.1)과 같이 구조해석에 의하여 계산되는 구조물의 평가내하력 R_A 가 평가소요강도 U_A 이상이면 안전한 것으로 평가할 수 있다.

$$R_A \geq U_A \quad (\text{V.4.1})$$

- (3) 평가소요강도 U_A 는 식 (V.4.2)에 따라 계산하여야 한다.

$$U_A = \Sigma \gamma_A (\gamma_i Q_i) \quad (\text{V.4.2})$$

여기서, γ_A 는 구조물 평가에서 사용되는 하중평가계수, γ_i 는 이 구조기준에 따른 설계하중계수, 그리고 Q_i 는 사용하중에 의한 단면력이다.

- (4) 평가내하력 R_A 은 식 (V.4.3)에 따라 계산하여야 한다.

$$R_A = \phi_A (\phi R_n) \quad (\text{V.4.3})$$

여기서, ϕ 와 R_n 은 각각 이 구조기준에 따른 강도감소계수와 공칭강도이며, ϕ_A 는 구조상태계수이다.

- (5) 교량 상부구조 부재의 공용내하력은 식 (V.4.4) 및 식 (V.4.5)에 따라 계산하여야 한다.

$$\text{공용내하력} = \text{내하율}(F) \times \text{평가활하중} \quad (\text{V.4.4})$$

$$\text{내하율}(F) = \frac{\phi_A (\phi R_n) - \gamma_A (\gamma_D D)}{\gamma_A (\gamma_L L)(1 + I)} \quad (\text{V.4.5})$$

여기서, $\phi_A (\phi R_n)$ 는 규정한 평가 저항강도이고, $\gamma_A (\gamma_D D)$ 와 $\gamma_A (\gamma_L L)$ 은 각각 고정하중과 정적 활하중에 의한 평가하중영향이며, I 는 충격계수이다. 단, 현장재하시험을 수행하여 내하율을 산정할 경우에는 V.5.4의 규정을 따라야 한다.

V.5 재하시험에 의한 평가

V.5.1 일반 사항

- (1) 평가기술자는 재하시험을 계획할 때 구조물 또는 부재의 안정성을 평가하기 위하여 재하시험을 수행할 필요가 있는지 면밀히 검토하여야 한다.
- (2) 평가기술자는 재하시험 수행 전에 안전계획을 수립하여야 하며, 구조물 각 부위

의 손상 및 파괴의 감지, 해석상 특정한 부재거동의 검증과 안전을 위해서 재하 시험 전과정에 걸쳐 적절한 계측과 안전관리가 이루어져야 한다.

- (3) 안전을 위한 조치는 재하시험에 지장이 있거나 시험결과에 영향을 주지 않도록 하여야 한다.

V.5.2 정적재하시험

V.5.2.1 개 요

- (1) 정적재하시험은 평가하중에 의한 최대 하중영향을 재현할 수 있도록 적용되어야 한다. 구조물 또는 부재에 영구변형이나 손상이 없다면, 정적재하하중은 안전하중 범위 내에서 사전에 결정된 하중 크기까지 점차적으로 증가시켜야 한다.
- (2) 20.5(5)에 해당되는 건물의 휨부재에 대한 재하시험에서 재하할 시험하중은 해당 구조 부분에 작용하고 있는 고정하중을 포함하여 설계하중의 95 % 이상, 즉 다음 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

① $0.95(1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R))$

② $0.95(1.2D+1.0L+1.6(Lr \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R))$

③ $0.95(1.4D)$

여기서, 활하중 L 의 결정은 해당구조물의 관련 기준에 규정된 대로 활하중 감소율 등을 적용시켜 허용범위 내에서 감소시킬 수 있다.

- (3) 대상 구조물의 재하시험 결과를 해석 모델에 의해 얻어진 하중영향을 검증 또는 보정하는데 적용하는 경우, 재하하중은 내하력을 결정할 수 있는 수준으로 거동을 적절히 모사할 수 있을 만큼 충분히 커야 한다.

V.5.2.2 측정 및 결과 분석

- (1) 재하시험 대상 구조물 또는 부재에는 사인장균열, 정착균열 등 갑작스런 취성 파괴의 가능성을 예시하는 균열이 없어야 하며, 파괴의 징후인 균열, 박리 혹은 구조물의 안정성에 영향을 줄 수 있는 과대한 처짐 등이 없어야 한다.
- (2) 건물의 정적재하시험에서 측정값은 부재의 최대 응답이 예상되는 위치에서 얻어야 하며, 추가적인 측정값은 필요에 따라 구할 수 있다.
- (3) 20.5(5)와 부록 V.5.2.1(2)에 의한 건물의 휨부재에 대한 재하시험에서 측정된 최대 처짐이 다음 조건 중 하나를 만족하는지를 평가하여야 한다.

$$\Delta_{\max} \leq \frac{l_t^2}{20,000h} \quad (\text{V.5.1})$$

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{\max}}{4} \quad (\text{V.5.2})$$

측정된 최대 처짐과 잔류 처짐이 식 (V.5.1)이나 식 (V.5.2)를 만족하지 않을 때 재하시험을 반복할 수 있다. 반복시험은 처음 시험하중 제거 후 72시간이 경과한 후에 다시 시행할 수 있다. 이때 재시험한 구조물의 해당부분의 회복이 식 (V.5.3)의 조건을 만족하는지를 평가할 수 있다.

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{f\max}}{5} \quad (\text{V.5.3})$$

여기서, $\Delta_{f\max}$ 은 두 번째 시험을 시작할 때의 구조물의 위치를 초기값으로 하고 두 번째 시험 중에 측정된 최대 처짐이다.

(4) 교량의 정적재하시험에서는 주로 측정되는 정적처짐 또는 정적변형률을 기준으로 가능한 다음과 같은 항목에 대한 시험결과 분석이 수행되도록 하여야 한다.

- ① 중립축 위치 판단
- ② 활하중의 횡분배 효과
- ③ 교량의 대칭성
- ④ 해석 결과와 재하시험 결과의 비교

V.5.3 동적재하시험

V.5.3.1 개요

동적재하시험은 구조물 또는 부재의 동특성과 동적 거동을 얻기 위하여 수행될 수 있다.

V.5.3.2 시험 방법

가진기에 의한 강제진동시험법, 상시진동시험법 그리고 교량에서 주로 사용되는 차량주행시험법 등을 적용할 수 있으며, 이 외의 시험 방법은 소유주 또는 관리주체의 승인을 득한 후 사용할 수 있다.

V.5.3.3 측정 및 결과 분석

동적재하시험에 의해 주로 측정된 변위, 변형률 및 가속도 응답을 기준으로 가능한

다음과 같은 항목에 대한 시험결과 분석이 수행되도록 하여야 한다.

- ① 충격계수
- ② 감쇠비
- ③ 고유진동수 및 진동모드

V.5.4 재하시험 결과의 적용

- (1) 대상 구조물 또는 부재의 해석에 의한 결과와 재하시험 결과가 충분히 부합되는 것으로 평가기술자가 판단한다면, 재하시험 결과를 고려한 내하력 평가가 이루어져야 한다. 단, 동적재하시험이 수행된 교량의 경우에는 실측충격계수가 설계충격계수보다 크게 얻어진 경우에 한해서 교량 내하력평가에 적용할 수 있다.
- (2) 재하시험 대상 건물 또는 휨부재가 V.4 또는 V.5.2.2(3)의 조건이나 판정기준을 만족하지 않는 경우 책임구조기술자는 재하시험 또는 해석의 결과에 따라서 제한된 낮은 내하력 범위 내에서 구조물을 사용하도록 제한할 수 있다.
- (3) 교량재하시험을 근거로 내하율을 결정할 경우, 식 (V.4.5)의 D 는 현장 조사한 단면 제원에 근거한 고정하중에 의한 단면력, L 은 현장재하시험에 의해 구한 횡분배가 고려된 정적활하중에 의한 단면력, I 는 설계충격계수보다 큰 경우에 한해서 실측충격계수를 적용하여야 한다. 이때 단면력을 구하기 위한 수치해석 모델은 재하시험 결과를 반영하여 가능한 실제의 교량거동을 유사하게 재현할 수 있도록 완성되어야 한다.
- (4) 재하시험 과정에서 전체 교량 및 부재의 안정성에 문제가 없으며 활하중에 의한 횡분배가 충분히 이루어진 것으로 교량 평가기술자가 판단할 경우, 재하시험 결과에 의해 수치해석 모델의 개선을 수행하여 대상 교량의 단면력을 결정할 수 있다. 이러한 과정에 있어서 해석 방법, 추정된 최대 단면력, 내하율의 결정 등을 관리주체로부터 승인받아야 한다.

성능기반설계 기본 고려 사항

VI.1 일반 사항

VI.1.1 적용 범위

- (1) 부록 VI은 성능기반형으로 설계되는 콘크리트 구조물에 적용하기 위한 성능검증 방법의 개념과 원칙을 제시하는 것을 목적으로 한다.
- (2) 발주자는 콘크리트 구조물의 안전성능, 사용성능, 내구성능 또는 환경성능을 고려하여 필요한 성능지표를 정하고 이들 각각에 대한 정량적 목표를 제시하여야 한다.
- (3) 요구성능의 검증은 본문에 제시된 설계 방법 또는 이 부록에 제시된 원칙에 기초한 검증 방법을 이용하여 수행할 수 있다.

VI.1.2 용어의 정의

· 겹판요소(layered element)

면부재가 2개 이상 포개진 것으로 전체적으로 면외 전단력과 휨모멘트를 전달하는 요소

· 공칭값(nominal value)

확률분석을 통하지 않고 주어진 물리적 조건 자체 또는 경험 자체에 근거하여 정한 값

· 극한한계상태(ultimate limit states)

구조물(또는 구조 부재)이 붕괴 또는 이와 유사한 파괴 등의 안전성능 요구 조건을 더 이상 만족시킬 수 없는 상태

· 면부재(plane element)

2축응력상태를 면내응력으로 전달하는 막응력 부재와 면외하중에 저항하는 판부재

로 2차원 부재

- 비선형해석(non-linear analysis)

비선형 응력-변형률 관계, 균열, 크리프와 건조수축 등의 콘크리트와 철근의 비선형 거동을 고려하는 해석법

- 안전성능(safety performance)

어떠한 하중에 대하여, 사용자 또는 구조물 주변 사람의 안전을 보장하는 구조물의 성능

- 요구성능(required performance)

콘크리트 구조물의 안전성능, 사용성능, 내구성능, 환경성능에 대한 발주자 또는 국가기준의 요구 조건

- 사용성능(serviceability performance)

고려하는 하중에 대하여, 사용상의 적절한 편의 및 기능을 제공하는 구조물의 성능

- 사용한계상태(serviceability limit states)

구조물(또는 구조 부재)이 균열, 처짐, 진동 등에 대한 사용성능 요구 조건을 더 이상 만족시킬 수 없는 상태

- 선부재(linear element)

트러스와 보-기둥으로 해석모형에서 선으로 표현할 수 있는 부재로 압축력, 인장력, 전단력 그리고 휨모멘트를 전달

- 선형비탄성 해석(linear inelastic analysis)

부재의 비탄성변형의 영향을 고려하여 탄성강성보다 감소된 할선강성을 사용한 해석법

- 설계수명(design life)

설계할 때 목표로 하는 구조물의 수명

- 성능검증(performance verification)

콘크리트 구조물이 요구성능을 만족하는지에 대한 판정

- 성능기반 구조설계(performance-based design for structures)

콘크리트 구조물의 다단계 요구성능에 기반한 구조설계

- 소성해석(plastic analysis)

극한하중을 구하는 방법의 하나로서 부재 또는 구조체의 소성거동을 고려하여 해석을 수행하는 방법

- 스트럿-타이 모델 해석(strut-tie model analysis)
콘크리트 부재 및 구조물에서 응력 및 변형률의 흐름을 고려하여 압축스트럿 및 인장타이로 스트럿-타이 모델을 구성하고, 압축스트럿 및 인장타이에 실제 재료의 탄성 및 비탄성 특성을 반영하여 수행하는 구조해석
- 신뢰도(reliability)
구조물이나 구조 부재가 설계사용수명을 포함하는 규정된 조건을 만족하는 능력
- 신뢰성분석(reliability analysis)
구조저항 및 하중영향과 관련된 불확실성을 고려하여 소정의 목표성능 만족 여부를 판명하기 위한 분석
- 주기하중(periodic or cyclic load)
지진하중과 같이 일정한 주기를 갖고 반복하여 발생하는 하중
- 특성값(characteristic value)
통계적 처리에 의해 결정되는 대푯값
- 한계상태(limit states)
사용성능, 안전성능, 내구성능 또는 환경성능의 검증기준이 되며, 구조물이 관련 성능기준을 더 이상 만족시킬 수 없는 상태
- 허용소성회전각(allowable plastic rotation)
구조설계를 할 때 부재에 허용되는 순 소성변형으로, 실험 또는 실제 발생하는 다양한 파괴양상을 고려하는 타당한 역학이론에 의하여 계산된 값을 사용
- 환경성능(environmental performance)
콘크리트 재료를 제조할 때부터 구조물을 폐기할 때까지 수반되는 활동으로 인해 발생하는 유해물질이 환경에 미치는 정량적 또는 정성적 영향
- 환경성능목표(set or target environmental performance requirement)
선정된 환경지표의 한계값
- 환경지표(environmental index)
고려 대상이 되는 환경에 영향을 미치는 인자 또는 환경오염 정도를 표시하는 지표
- 환경하중(environmental action)
구조물을 구성하고 있는 재료의 성능저하를 유발하는 물리적, 화학적, 생물학적 영향
- 1축응력요소(uniaxial stress element)
압축응력 또는 인장응력으로만 전달하는 스트럿 또는 타이

· 2축응력요소(biaxial stress element)

법선응력과 전단응력으로 이루어진 면내 응력을 전달하는 요소

VI.2 설계 원칙

VI.2.1 일반 사항

- (1) 콘크리트 구조물의 설계는 의도하는 용도에 적합한 하중조합에 근거하여야 하며, 재료 및 구조물 치수에 대한 적절한 설계값을 선택한 후 합리적인 거동이론을 적용하여 구한 구조성능이 요구되는 한계기준을 만족한다는 것을 검증하여야 한다.
- (2) 콘크리트 구조물은 적절한 정도의 신뢰성과 경제성을 확보하면서, 목표하는 사용수명 동안 발생 가능한 모든 하중과 환경에 대하여 요구되는 구조적 안전성능, 사용성능, 내구성능과 환경성능을 갖도록 설계하여야 한다.
- (3) 콘크리트 구조물은 필요에 따라 예측 가능한 폭발 또는 충격 등에 의해 손상되지 않도록 설계하여야 한다.
- (4) 구조물의 성능검증에 필요한 신뢰도는 발주자가 정할 수 있으며, 적절한 안전계수와 시공 및 품질 관리를 통해 확보하여야 한다.

VI.2.2 한계상태

- (1) 발주자는 안전성능, 사용성능, 내구성능, 환경성능에 관한 요구 조건을 제시할 수 있으며, 제시한 요구 조건은 콘크리트 구조물의 성능검증에서 한계기준이 될 수 있다.
- (2) 안전성능의 한계상태는 하중, 응력 또는 변형 등과 관련되는 항목으로 표시할 수 있다.
- (3) 사용성능의 한계상태는 응력, 균열, 변형 또는 진동 등의 항목으로 표시할 수 있다.
- (4) 내구성능의 한계상태는 환경조건에 따른 성능저하인자가 최외측 철근까지 도달하는 시간 또는 콘크리트의 특성이 일정 수준 이하로 저하될 때까지 소요되는 시간으로 정의되는 내구수명으로 표시할 수 있다.
- (5) 환경성능의 한계상태는 구조물을 구성하는 재료의 제조, 시공, 유지관리와 폐기 및 재활용 등의 모든 활동으로 인해 발생하는 환경저해요소 등의 항목으로 표시할 수 있다.

VI.2.3 하중

- (1) 콘크리트 구조물 설계에 필요한 하중은 목표하는 수명 동안 발생 가능한 모든 하중과 환경영향을 반영하여야 한다.
- (2) 하중의 크기 및 특성은 국가에서 정한 관련 기준에 따르는 것을 원칙으로 하되, 관련 기준에 정해져 있지 않은 하중의 크기는 통계 모델을 이용하여 결정할 수 있다.
- (3) 발주자는 구조물의 요구성능을 고려하여 하중의 크기를 정할 수 있다. 다만, 발주자가 정한 하중 크기는 국가기준에서 정한 하중의 크기 이상이어야 한다.
- (4) 발주자가 하중의 크기를 별도로 정할 경우 하중의 특성에 따라 강도, 지속시간, 지반조건, 재현주기, 동적특성 또는 구조물의 설계수명 및 중요도 등을 고려하여야 한다.
- (5) 설계상황에 따라 동시에 발생 가능한 모든 하중들의 하중조합을 고려하여야 하며 하중의 변동폭과 하중조합의 특성에 따라 적절한 안전계수를 적용할 수 있다.
- (6) 구조물과 부재에 발생하는 하중의 영향은 VI.5 구조해석에 따라 산정할 수 있다.

VI.2.4 재료

- (1) 설계할 때 사용하는 재료의 특성값은 통계 모델을 이용하여 분포의 평균값, 상한값, 하한값 또는 공칭값 중에서 적절한 값을 사용하여야 한다.
- (2) 특별하게 규정되어 있지 않은 경우, 재료특성의 하한값은 제5백분위수, 상한값은 제95백분위수로 하여야 한다.
- (3) 재료강도의 특성값을 공칭값으로 사용할 경우, 이 공칭값은 한국산업표준에서 정한 값 또는 이와 동등한 자격을 갖춘 시험기관에서 제공하는 자료로 정하여야 한다.

VI.2.5 성능검증

- (1) 요구성능은 확률론에 근거한 신뢰성분석 또는 적절한 안전계수를 이용하여 검증할 수 있다.
- (2) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 안전성능을 검증하여야 한다.
 - ① 구조물의 안정성을 검토할 때, 안정에 기여하는 하중영향 값은 불안정을 초래하는 하중영향 값보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

- ② 구조물의 단면 또는 접합부의 파괴나 변형에 대한 한계상태를 검토할 때, 설계 저항강도가 하중영향보다 크다는 것을 검증하여야 한다.
 - ③ 2차효과에 의해 유발되는 안정성상태를 검토할 때, 작용하중에 의해 불안정한 상태가 발생하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
 - ④ 피로하중에 의해 유발되는 파괴상태를 검토할 때, 반복하중에 의해 부재가 파괴되지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- (3) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 사용성능을 검증하여야 한다.
- ① 균열에 대한 사용성능은 휨모멘트에 의한 영향뿐만 아니라 전단력에 의한 영향도 고려하여 검증하여야 한다.
 - ② 변형에 대한 사용성능은 부재의 변형뿐만 아니라 구조 시스템의 변형도 고려하여 검증하여야 한다.
 - ③ 진동에 대한 사용성능은 요구 조건으로 제시된 고유진동수 또는 진동가속도에 대하여 검증하여야 한다.
- (4) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 내구성능을 검증하여야 한다.
- ① 내구성능은 구조물이 위치하는 장소의 성능저하인자들을 평가하여 가장 지배적인 성능저하인자에 대하여 검증하는 것을 원칙으로 한다.
 - ② 내구성능은 성능저하인자에 의한 철근부식 개시시점까지 기간이 요구성능으로 제시된 내구연한보다 길다는 것을 검증하여야 한다.
 - ③ 내구성능검증에서 복합열화를 무시할 수 없을 경우에는 이를 고려하여야 한다.
- (5) 다음과 같은 항목에 대하여 구조물의 환경성능을 검증하여야 한다.
- ① 구조물을 구성하는 재료를 제조할 때부터 구조물을 해체 및 재활용하는 전 단계에 걸쳐 투입되는 모든 재료 및 활동으로 인해 발생하는 환경저해요소가 국가 또는 발주자가 요구하는 환경성능 한계기준을 초과하지 않도록 하여야 한다.
 - ② 환경성능검증은 대기오염, 수질 및 토질오염, 작업환경에 영향을 미치는 인자에 대하여 수행하여야 한다.

VI.3 재료

VI.3.1 일반 사항

- (1) 해석과 설계에 고려하여야 하는 재료특성은 다음과 같은 사항을 포함하여야 한다.

- ① 압축, 인장, 전단 특성
 - ② 탄성계수
 - ③ 크리프, 릴랙세이션, 건조 및 자기수축 등의 시간 의존적 특성
 - ④ 수밀성과 확산계수 등의 환경하중과 관련되는 특성
 - ⑤ 열팽창계수 등의 열적 특성
 - ⑥ 응력-변형률 관계
- (2) 재료의 특성값은 적절한 시험 또는 신뢰성 있는 모델식을 사용하여 결정하여야 한다.
- (3) 콘크리트 부재 및 구조물의 성능검증을 위하여 콘크리트의 재령 영향이 고려되어야 하는 경우에는 신뢰성 있는 모델이나 해석 방법을 사용하여 그 영향을 반영하여야 한다.

VI.3.2 콘크리트 압축강도

- (1) 콘크리트의 설계기준압축강도는 1축압축강도를 기준으로 하며, 콘크리트 부재 및 구조물의 성능검증에는 1축압축강도 이외에 2축 및 3축 응력상태를 고려한 유효압축강도 모델을 사용할 수 있다.
- (2) 설계기준압축강도는 재령 28일에 평가한 표준원주공시체 압축강도 분포의 하위 제5백분위수로 나타내는 것을 원칙으로 한다.

VI.3.3 콘크리트 인장강도

- (1) 콘크리트의 인장강도는 시험 또는 신뢰성 있는 모델식을 사용하여 결정하여야 한다.
- (2) 콘크리트 부재의 사용성능검증을 위한 콘크리트의 설계기준인장강도는 분포의 제5백분위수로 나타내는 것을 원칙으로 한다.
- (3) 콘크리트 휨부재의 최소 철근비 산정을 위한 콘크리트의 설계기준인장강도는 분포의 제95백분위수로 나타내는 것을 원칙으로 한다.
- (4) 콘크리트의 휨인장강도는 KS F 2408의 규정에 따라 구하거나 신뢰성 있는 모델식을 사용하여 결정하여야 한다.

VI.3.4 콘크리트 탄성변형

- (1) 콘크리트의 탄성계수는 KS F 2438의 규정에 따라 구하거나 신뢰성 있는 모델을 사용하여 결정하여야 한다.
- (2) 콘크리트 포아송비와 열팽창계수는 시험 또는 신뢰성 있는 모델을 사용하여 결정하여야 한다.

VI.3.5 콘크리트의 크리프 및 건조수축

- (1) 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 변형률은 주변 대기습도, 부재의 치수 및 콘크리트 구성성분의 영향과 하중이 최초로 재하될 때의 콘크리트 성숙도와 하중의 크기 및 재하기간의 영향을 반영하여 결정하여야 한다.
- (2) 콘크리트의 전체 수축량을 계산하고자 할 경우에는 건조수축변형률 이외에도 자기수축변형률을 고려하여야 한다.

VI.3.6 콘크리트 응력-변형률 관계

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

VI.3.7 철근

- (1) 한국산업표준에서 규정한 철근의 사용을 원칙으로 하되, 그 이외의 철근을 사용할 경우에는 한국산업표준에서 정한 시험 방법에 따라 설계할 때 가정된 역학적 성능을 검증하여야 한다.
- (2) 철근은 연성과 용접성 및 굽힘성을 적절히 확보하여야 한다.

VI.3.8 긴장재

- (1) 프리스트레스트콘크리트는 긴장재로 강선, 강봉 또는 강연선을 사용할 수 있다.
- (2) 프리스트레싱 긴장재는 성능을 저하시킬 수 있는 결함이 없어야 하고 응력 부식이 일어날 가능성이 충분히 낮은 수준이어야 한다.

- (3) 프리스트레싱 긴장재는 한국산업표준에서 요구하는 연성 및 피로강도를 가져야 한다.
- (4) 한국산업표준에서 규정한 긴장재의 사용을 원칙으로 하되, 그 이외의 긴장재를 사용할 경우에는 관련 시험 방법에 따라 설계할 때 가정된 역학적 성능을 검증하여야 한다.

VI.4 기본구조요소

VI.4.1 일반 사항

- (1) 이 절은 철근콘크리트의 부분요소 또는 부재의 역학적 모델에 관한 것으로 구조 해석 및 성능검증에 적용할 수 있다.
- (2) 콘크리트 부재는 응력의 분포상태를 고려하여 1축요소와 2축 및 다축요소로 이상화할 수 있다.
- (3) 콘크리트 구조물은 거동을 지배하는 응력과 변형률을 고려하여 기본구조요소의 조합으로 이상화할 수 있다.
- (4) 휨부재의 모멘트는 1축압축요소와 1축인장요소의 짝힘으로 전달된다고 이상화할 수 있다.

VI.4.2 1축콘크리트요소

- (1) 주변의 응력조건을 고려하여 콘크리트의 압축과 인장력에 대한 응력-변형률 관계를 정의하여야 한다.
- (2) 휨부재 1축압축요소의 설계를 위해 단순한 형태의 콘크리트 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다.
- (3) 필요할 경우, 설계기준압축강도는 장기하중의 효과를 고려하여야 한다.
- (4) 콘크리트의 변형률 연화현상을 고려할 수 있다.

VI.4.3 철근 및 긴장재 요소

- (1) 철근의 응력-변형률 관계는 탄성-완전소성 관계로 이상화할 수 있다.
- (2) 긴장재와 같이 항복점이 명확하지 않은 경우에는 비선형 관계를 적절히 나타낼 수 있도록 응력-변형률 관계를 정의하여야 한다.

VI.4.4 부착

- (1) 철근콘크리트 부재의 단면해석에서 철근과 콘크리트 사이의 부착 응력-미끄러짐 관계를 적용할 수 있다.
- (2) 철근과 콘크리트 사이의 부착 응력-미끄러짐 관계는 철근의 표면 특성과 구속응력상태를 고려한 신뢰성 있는 모델을 사용할 수 있다.
- (3) 철근의 부착응력 특성을 고려하여 1축인장요소의 응력-변형률 관계를 정할 수 있다.
- (4) 철근과 콘크리트의 부착으로 인한 인장증강효과를 고려한 콘크리트의 인장응력과 변형관계식을 사용할 수 있다.

VI.4.5 균열발생 이전의 2축응력요소

- (1) 탄성연속체 역학에 근거하여 2축응력요소의 응력-변형률 관계를 설정할 수 있다.
- (2) 2축응력요소의 응력-변형률 관계는 다축응력상태의 효과를 고려하여 정하여야 한다.

VI.4.6 균열발생 이후 2축응력요소

- (1) 균열발생 이후 콘크리트는 주로 압축응력을 전달하는 요소로 이상화할 수 있다.
- (2) 2축요소의 거동은 평균 응력에 대한 평형조건과 평균 변형률에 대한 적합조건을 만족하여야 한다.
- (3) 콘크리트요소의 응력-변형률 관계는 주변 응력과 변형을 고려하여 정하여야 한다.
- (4) 콘크리트의 경사 압축응력대의 수직/수평 기울기는 주인장철근 방향에 대하여 1/2에서 2까지 가정할 수 있다.

VI.4.7 2축응력요소의 강도

- (1) 압축강도는 철근과 콘크리트 강도의 합으로 표현하여야 한다.
- (2) 필요할 경우 콘크리트의 인장강도 영향을 고려할 수 있다.
- (3) 전단강도는 부재에 작용하는 인장응력과 압축응력의 효과, 철근항복과 콘크리트의 압축파괴를 고려하여 결정하여야 한다.

VI.4.8 겹판요소

- (1) 판부재에 면내력과 함께 비틀림모멘트, 휨모멘트 또는 면외전단력이 작용하는 경우, 판부재는 2축응력요소가 상, 하면에 각각 작용하는 겹판으로 이상화할 수 있다.
- (2) 판부재에 면외전단력이 작용하는 경우, 2축응력이 작용하는 3개의 판요소로 이상화할 수 있으며 이상화된 상하 판요소는 휨모멘트와 비틀림모멘트에 대한 응력을 전달하고 가운데 판요소는 면외전단력을 전달한다고 간주할 수 있다.

VI.5 구조해석

VI.5.1 일반 사항

- (1) 구조해석을 위한 구조물 및 부재의 크기, 재료, 하중, 경계조건은 구조물의 현황과 가까운 조건을 사용하여야 한다. 다만, 정확한 현황을 알 수 없는 경우에는 안전측이 되도록 하여야 한다.
- (2) 구조해석은 재료의 특성, 2차효과, 장기효과, 온도 변화, 시공 편차, 시공단계 효과, 영구 변형, 지반의 영향 등을 고려하여 수행하여야 한다.

VI.5.2 구조물 및 부재의 이상화

- (1) 재료의 특성과 구조요소의 구성은 VI.3과 VI.4를 따라야 한다.
- (2) 구조 부재의 특성과 기능에 따라 보, 기둥, 벽, 슬래브, 아치, 셸 등으로 구분하고 이들의 조합이 구조물의 거동을 적절히 묘사할 수 있도록 이상화하여 구조해석을 수행하여야 한다.
- (3) 선형의 변형률 분포 가정이 유효하지 않은 영역에 대해서는 추가 부분해석을 사용할 수 있다. 이때 부분해석 모델은 영역의 경계면에서 부분영역이 속한 전체 구조물의 힘의 평형조건과 변형의 적합조건을 만족하여야 한다.
- (4) 깊은보, 깊은 연결보, 낮은 기둥, 낮은 벽, 말뚝캡 등 상대적으로 전단경간이 작은 부재에 대해서는 유한요소해석 또는 스트럿-타이 모델해석을 사용하여야 한다.

VI.5.3 선형탄성 해석

- (1) 탄성이론에 근거한 골조 및 부재의 선형해석은 사용한계상태 및 극한한계상태 설

계에 모두 사용할 수 있다.

- (2) 균열이 예상되는 경우에는 균열의 영향을 고려한 단면의 유효강성을 사용하여야 한다.
- (3) 하중의 지속효과에 의한 콘크리트의 장기변형을 무시할 수 없을 경우에는 크리프의 영향을 포함하는 균열단면에 대한 감소된 강성을 사용하여야 한다.
- (4) 극한한계상태설계에 선형탄성 유한요소해석을 사용할 경우, 응력 또는 내력은 재분배의 영향을 고려하여 적절한 크기의 영역에 대하여 평균값을 사용하여 설계할 수 있다.

VI.5.4 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석

- (1) 제한된 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석은 극한한계상태의 구조 부재 해석에 적용할 수 있다.
- (2) 선형탄성 해석을 사용하여 구한 극한한계상태의 휨모멘트를 재분배하는 경우, 재분배된 휨모멘트는 구조물에 작용하는 하중과 정적평형조건을 만족시켜야 한다.
- (3) 선형탄성해석에 대한 제한된 휨모멘트 재분배는 중력하중 또는 지진하중을 받는 연속보와 슬래브에 적용할 수 있다. 다만, 재분배에 필요한 부재의 비탄성 회전변형능력에 대하여 검증하여야 한다.
- (4) 프리스트레스트콘크리트 골조의 모서리와 같이 부재의 비탄성 회전변형능력을 정확히 검증하지 못하는 곳에는 선형탄성 해석에 의한 휨모멘트 재분배를 허용할 수 없다.
- (5) 기둥의 경우 휨모멘트 재분배를 허용할 수 없다.

VI.5.5 선형비탄성 해석

- (1) 극한한계상태에서 비탄성 거동을 보이는 구조물 및 부재에 대하여 하중의 재분배와 소성변형을 평가하는 구조해석 방법으로 선형비탄성 해석을 사용할 수 있다.
- (2) 구조물 또는 부재의 예상되는 변형거동과 비탄성변형의 크기에 적합하도록 구조요소의 할선강성을 가정하여야 하며, 이 할선강성은 탄성강성 이하이어야 한다.
- (3) 할선강성을 갖는 구조모델에 대한 선형해석을 수행하여 재분배된 부재 내력에 대하여 설계하며, 이때 각 부재의 비탄성변형은 해당 부재의 비탄성변형능력을 초과할 수 없다.

- (4) 과도한 부재의 비탄성변형능력이 요구되는 경우에는 할선강성을 증가시켜서 재 해석을 수행하여야 한다.

VI.5.6 소성 해석

- (1) 극한한계상태의 설계와 검증을 위하여 소성해석 방법을 사용할 수 있다.
- (2) 위험단면에서는 의도한 소성기구가 형성되기에 충분하도록 연성을 확보하여야 한다. 극한한계상태의 구조해석 방법으로 소성해석을 사용하기 위해서는 계산된 부재의 회전변형이 허용소성회전변형보다 크지 않아야 한다.
- (3) 정적하중이 지배적인 경우, 하중은 단조증가하는 것으로 가정할 수 있다.

VI.5.7 비선형 해석

- (1) 힘의 평형조건 및 변형의 적합조건을 만족하고 재료의 비선형거동을 적절하게 고려한 경우, 비선형해석 방법은 극한 및 사용한계상태에 대한 설계에 적용할 수 있다. 기하학적 비선형효과를 고려해야 하는 경우에는 2차효과를 포함하여야 한다.
- (2) 극한한계상태의 경우, 위험단면이 비선형해석에 의해 구한 비탄성변형을 견딜 수 있는 회전변형능력을 확보하고 있는지에 대하여 검토하여야 한다.
- (3) 독립된 하중에 대한 비선형해석 결과를 중첩할 수 없다. 정적재하가 지배적인 구조물의 경우, 하중은 단조증가하는 것으로 가정할 수 있다.
- (4) 비선형해석을 사용하는 경우에는 실제 부재강성을 나타내면서도 파괴의 불확실성을 고려할 수 있는 재료특성값을 사용하여야 한다.

VI.5.8 부재의 허용소성회전변형

- (1) 단조하중에 저항하는 연속보와 슬래브의 허용소성회전변형은 부재의 압축대 콘크리트에서 인장철근의 항복보다 먼저 휨압축파괴가 발생하지 않도록 결정하여야 한다.
- (2) 지진에 저항하는 부재의 회전변형능력은 압축대콘크리트의 휨압축파괴 및 전단 파괴, 철근의 좌굴, 철근의 파단 등 주기하중에 의해 발생할 수 있는 다양한 파괴양상이 고려되어야 한다. 지진에 저항하는 부재의 회전변형능력은 단조하중에 의한 부재의 회전변형능력을 초과할 수 없다.

VI.5.9 2차효과

- (1) 구조적 거동이 2차효과에 의하여 현저하게 영향을 받는 구조물 또는 부재에서는 2차효과를 고려하여 부재의 휨모멘트 확대와 구조물의 안전성을 검토하여야 한다.
- (2) 2차해석은 구조물의 하중조건, 지지조건에 맞는 변형형상을 고려하여야 하고, 변형된 상태에 대한 힘의 평형조건과 저항성능을 검증하여야 한다.

VI.5.10 프리스트레스트콘크리트 부재의 해석

- (1) 초기 프리스트레스를 도입할 때 긴장재에는 비탄성 변형이 발생하지 않아야 하고, 프리스트레스 정착 장치 위치에서 국부적인 콘크리트의 파쇄나 쪼갬 등 취성 파괴가 발생되지 않아야 한다.
- (2) 프리스트레스트콘크리트 부재를 해석할 때, 콘크리트 탄성변형, 긴장재의 마찰, 정착 장치 등에 의한 순간손실과 지속하중에 의한 콘크리트 장기변형 및 긴장재의 응력이완에 의한 장기손실을 고려하여야 한다.
- (3) 휨모멘트의 재분배를 고려하기 이전에 프리스트레싱에 의한 1차 및 2차효과에 의한 선형해석이 수행되어야 한다.
- (4) 소성 및 비선형해석에서 회전 및 회전능력을 검토할 때, 프리스트레싱의 2차효과를 고려하여야 한다.

VI.6 안전성능검증－휨모멘트 및 축력

VI.6.1 일반 사항

- (1) 이 절의 규정은 휨부재 또는 압축부재에서 평면유지 가정이 유효한 영역의 성능 평가와 설계에 적용하여야 한다. 평면유지 가정이 유효하지 않은 영역의 설계는 스트럿-타이 설계법을 적용하여야 한다.
- (2) 이 절의 규정은 철근 또는 긴장재가 콘크리트에 부착된 부재에 적용하여야 한다.

VI.6.2 한계상태의 설정

(1) 발주자는 다음 사항에 대한 한계상태를 결정할 수 있다.

- ① 콘크리트의 응력 또는 변형률 한계
- ② 철근의 응력 또는 변형률 한계
- ③ 부재의 연성 및 변형 한계

VI.6.3 성능검증

- (1) 부재의 안전성능은 VI.4의 규정에 따라 제시되는 기본구조요소 모델과 재료의 성질을 반영한 역학 이론에 근거한 해석 모델 또는 실험에 의하여 검증하여야 한다.
- (2) 부재의 응력균일영역에서는 VI.4의 규정에 따라 제시되는 기본구조요소 모델로 단면을 구분하는 대신에, 단면 내의 변형률 분포를 고려한 단면해석 모델을 적용할 수 있다.
- (3) 안전성능의 검증에서 VI.5.4에 따른 휨모멘트 재분배를 고려한 선형탄성 해석, VI.5.5에 따른 선형비탄성 해석, VI.5.6에 따른 소성해석, VI.5.7에 따른 비선형 해석을 적용한 경우에는 회전각을 한계값으로 하여 회전변형능력을 검증하여야 한다.
- (4) 부재의 응력균일영역에서는 다음의 가정을 적용한 단면해석모델을 통하여 성능을 평가할 수 있다.
 - ① 변형 전의 중립축에 수직한 평면은 하중에 의해 변형된 후에도 평면을 유지한다.
 - ② 콘크리트에 부착된 철근과 프리스트레싱 긴장재의 변형률은 인장상태나 압축상태에서 주변 콘크리트의 변형률과 같다.
 - ③ 균열이 발생된 콘크리트의 인장강도는 무시할 수 있다.
 - ④ 휨모멘트와 축력을 받는 부재 단면의 콘크리트의 압축응력 분포는 VI.3.6의 규정에 따라 설정된 응력-변형률 관계를 따른다고 간주한다.
 - ⑤ 철근과 긴장재는 VI.3.7의 규정에 따라 설정된 응력-변형률 관계를 따른다고 간주한다.
- (5) 부재의 회전변형능력은 단면해석모델을 적용한 모멘트-곡률 해석에 따라 극한한계상태의 곡률분포를 얻은 후 소성힌지부의 곡률을 적분하여 구할 수 있으며, 이때 VI.5.8에 제시된 파괴거동을 고려하여야 한다.
- (6) 부재의 단면강도는 단면해석 모델을 적용한 모멘트-곡률 관계에 의해 구한 극한

한계상태에 대한 강도로 결정하거나, 극한한계상태의 응력분포를 대상으로 한 단면강도해석으로 구할 수 있다.

VI.7 안전성능검증-전단력 및 비틀림모멘트

VI.7.1 일반 사항

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

VI.7.2 한계상태의 설정

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

VI.7.3 성능검증-전단철근이 없는 선부재

- (1) 전단철근이 없는 선부재의 전단강도는 콘크리트의 인장강도를 이용하여 결정할 수 있으며 정밀한 방법이 요구될 경우 콘크리트의 인장강도, 전단경간비, 주철근의 양, 크기효과를 고려하여 계산할 수 있다.
- (2) 프리스트레스트콘크리트 부재의 전단강도를 계산할 때 복부의 주인장 응력이 콘크리트의 인장강도를 초과할 수 없다.

VI.7.4 성능검증-전단철근이 있는 선부재

- (1) 전단철근이 있는 부재의 전단강도는 VI.4에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 각 부재를 트러스 모델로 이상화하여 계산할 수 있다.
- (2) 설계전단강도는 스테럽 내력, 휨철근의 부착 내력, 복부 경사콘크리트의 내력 중에서 최소 값으로 한다. 이때 복부 경사콘크리트의 내력은 안전율을 고려하여 제한된 값을 사용하여 계산하여야 한다.
- (3) 전단철근이 있는 부재는 복부콘크리트의 압축파괴가 전단보강철근이 항복한 이

후에 일어나도록 설계하여야 한다.

- (4) 콘크리트압축대의 경사각도는 정밀한 방법으로 계산할 수 있다.
- (5) 주철근의 양을 결정할 때는 콘크리트압축대의 경사각도에 따라 추가로 발생하는 인장력을 고려하여 설계하여야 한다.
- (6) 전단보강철근의 상세나 최소 전단보강철근량 및 최대 전단보강철근량은 검증된 방법에 의하여 결정할 수 있다.
- (7) 전단력을 받는 부재의 사용한계상태를 검증할 때에는 사용하중에 의하여 계산한 전단균열의 폭이 요구한계값 이상이 되지 않도록 설계하여야 한다.
- (8) 전단력을 받는 부재의 극한한계상태를 검증할 때에는 극한하중에 의하여 계산한 전단력 또는 전단응력이 부재 단면 또는 재료의 전단강도를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

VI.7.5 성능검증-선부재의 비틀림

- (1) 비틀림철근이 있는 부재의 비틀림강도는 VI.4에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 부재를 입체트러스 모델과 박벽관 모델로 이상화하여 계산할 수 있다.
- (2) 설계비틀림강도는 부재축과 직각방향의 비틀림내력, 부재축방향의 비틀림내력, 복부 경사콘크리트의 내력 중에서 최소값으로 한다. 이때 복부 경사콘크리트의 내력은 안전율을 고려하여 제한된 값을 사용하여 계산하여야 한다.
- (3) 비틀림을 받는 부재는 비틀림보강철근이 항복한 이후에 복부 경사콘크리트가 압축파괴되도록 설계하여야 한다.
- (4) 전단흐름 내부의 면적은 부재의 변형이 커진 후의 콘크리트 탈락 여부를 고려하여 계산하여야 한다.
- (5) 부재에 비틀림모멘트와 함께 전단력, 휨모멘트 또는 축력 등과 같은 하중이 동시에 작용할 경우 복합하중이 부재에 미치는 영향을 고려하여 설계비틀림강도를 계산하여야 한다.
- (6) 필요한 경우, 부정정비틀림내력은 균열에 의한 비틀림모멘트 재분배 효과를 고려하여 계산하여야 한다.
- (7) 비틀림 보강철근의 상세나 최소 비틀림 보강철근량 및 최대 비틀림 보강철근량은 검증된 방법에 의하여 정할 수 있다.
- (8) 비틀림을 받는 부재의 사용한계상태를 검증할 때에는 사용하중에 의하여 계산한

비틀림균열의 폭이 요구한계상태 이상이 되지 않도록 설계하여야 한다.

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

VI.7.6 성능검증-슬래브의 2방향전단

- (1) 슬래브와 기초판 등 면부재의 받침부나 집중하중영역에 대하여 2방향전단을 검토하여야 한다.
- (2) 2방향전단에 관한 설계강도는 콘크리트와 전단보강철근의 전단기여도를 고려하여 계산하며 개구부의 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 콘크리트의 2방향전단강도는 유효프리스트레스트 힘의 영향을 고려하여 증가시킬 수 있다.
- (4) 전단보강재에 의한 2방향전단강도는 VI.4에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 트러스 모델로 이상화할 수 있다.
- (5) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡하중으로 인하여 기둥에 휨모멘트가 전달되는 경우에는 2방향전단력과 함께 휨모멘트의 영향을 고려하여야 한다.

VI.7.7 성능검증-면내응력 부재

- (1) 면내응력 부재는 압축, 인장 및 전단응력의 크기를 고려하여 철근을 배치하여야 한다.
- (2) 철근이 있는 면내응력 부재의 설계전단강도는 VI.4에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 트러스 모델로 이상화할 수 있다.
- (3) 설계전단강도는 양방향 철근의 내력, 복부 경사콘크리트의 내력 중에서 최소 값으로 한다. 이때 복부 경사콘크리트의 내력은 인장균열을 고려하여 감소된 값을 사용하여 계산하여야 한다.
- (4) 경사콘크리트 압축대의 각도는 정밀한 방법으로 계산할 수 있다.
- (5) 면내응력 부재의 사용한계상태를 검증할 때에는 사용하중에 의하여 계산한 균열의 폭이 요구한계상태 이상이 되지 않도록 설계하여야 한다.
- (6) 면부재의 극한한계상태를 검증할 때에는 극한하중에 의하여 계산한 하중 또는 응력이 부재 및 재료의 설계강도를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

VI.7.8 성능검증-벽체

- (1) 콘크리트의 설계전단강도는 VI.7.4에 규정된 선부재의 콘크리트 전단강도를 사용할 수 있다. 다만, 정밀한 방법으로 계산할 때에는 축력과 휨모멘트의 영향을 고려하여 콘크리트의 설계전단강도를 계산할 수 있다.
- (2) 스트럿-타이 모델을 이용하여 벽체의 성능을 검증할 때는 벽체의 형상비에 따른 면내응력을 고려하여 설계전단강도를 결정하여야 한다.
- (3) 전단철근이 있는 부재의 설계전단강도는 VI.4에서 제시하는 기본구조요소를 근거하여 트러스 모델로 이상화할 수 있다.
- (4) 전단보강철근의 상세, 최소 전단보강철근량, 철근의 최대 간격은 검증된 방법에 의해 정할 수 있다.

VI.7.9 성능검증-전단마찰

- (1) 전단마찰철근이 있는 부재의 전단강도는 마찰계수를 고려한 힘의 평형에 의하여 계산하여야 하며, 이 값은 규정된 값을 초과할 수 없다.
- (2) 마찰계수는 콘크리트의 표면 상태와 콘크리트의 종류에 따라서 다르게 적용하여야 한다.

VI.8 사용성능검증

VI.8.1 일반 사항

- (1) 구조물과 구조 부재는 예측 가능한 모든 사용하중조합에서 적절하게 기능을 유지할 수 있도록 사용성능을 확보하여야 한다.
- (2) 발주자는 구조물 및 구조 부재의 사용한계상태를 정할 수 있다. 이때 사용한계상태는 구조물과 구조 부재의 종류와 기능에 따라 응력, 균열폭, 처짐, 진동 등에 관한 항으로 나타낼 수 있다.
- (3) 사용한계는 구조물의 사용목적과 노출환경 등을 고려하여 결정하여야 한다.

VI.8.2 사용한계상태 설정

- (1) 콘크리트의 회복될 수 없는 처짐과 길이방향 쏄림 균열 발생을 방지하기 위하여

콘크리트의 압축응력을 제한하여야 한다.

- (2) 철근과 긴장재는 제어할 수 없는 균열을 예방할 수 있는 적당한 안전율을 갖도록 인장응력을 제한하여야 한다.
- (3) 구조물의 기능과 내구성을 손상시키거나 또는 외관상 수용할 수 없을 정도의 균열이 발생하지 않도록 균열폭을 제한하여야 한다.
- (4) 콘크리트 부재 또는 구조물의 처짐이 이들의 기능 또는 외관에 심각한 영향을 주지 않도록 적절한 처짐한계를 설정하여야 한다.
- (5) 사용자에게 미치는 불안감, 기계의 작동에 대한 영향, 부재의 균열 및 피복손실 등을 고려하여 구조물의 진동한계를 설정하여야 한다.

VI.8.3 성능검증

- (1) 부재의 사용성능은 VI.4의 규정에 제시되는 기본구조요소 모델과 재료의 성질을 반영한 역학 이론에 근거한 해석 모델 또는 실험에 의하여 검증하여야 한다.
- (2) 예상 가능한 하중조합의 영향이 부재의 사용한계상태를 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- (3) 사용성능을 검토할 때 특별히 지정하지 않는 한, 재료의 강도감소계수는 1.0을 취하여야 한다.
- (4) 콘크리트의 균열폭은 인접 균열 사이의 콘크리트와 철근의 평균 변형률 차이와 최대 균열 간격을 곱하여 구할 수 있다.
- (5) 부재의 처짐은 단면의 모멘트-곡률 관계를 기초로 계산할 수 있다.
- (6) 콘크리트의 장기처짐 평가에서는 지속하중에 의한 시간 의존적 장기거동을 고려하여야 한다.
- (7) 구조물 또는 구조 부재의 진동은 고유진동수 또는 진동가속도 향으로 검증할 수 있다.
- (8) 사용성능을 평가할 때 온도 또는 건조수축과 같은 변형하중의 영향을 고려하여야 한다.

VI.9 내구성능검증

VI.9.1 일반 사항

- (1) 이 규정은 콘크리트 구조물이 설계내구수명동안 노출 환경 영향으로 인하여 구조적 일체성을 잃지 않도록 설계되었는지를 검증하기 위하여 적용하여야 한다.
- (2) 발주자는 구조물의 요구내구수명을 결정하여야 하며, 설계자는 콘크리트 구조물이 실제로 건설되는 위치의 환경조건을 고려하여 노출환경조건을 결정하여야 한다.
- (3) 구조물이 요구내구수명 동안 최소한의 유지보수로 기능을 유지하고 검사 및 유지보수를 위하여 모든 부분에 접근이 용이하도록 설계하여야 한다.
- (4) 구조물의 노출 환경조건, 사용수명, 환경하중의 집중 등을 고려하여 구조물의 형태와 보강재의 피복 두께를 정하여야 한다.
- (5) 설계할 때 가정된 콘크리트의 요구물성이 충족되도록 콘크리트의 배합이 이루어져야 한다.

VI.9.2 성능저하인자의 한계상태 설정

- (1) 염해에 대한 내구성능 한계상태는 철근부식이 시작되는 때로 할 수 있다.
- (2) 탄산화에 대한 내구성능 한계상태는 탄산화 깊이가 최외측 철근의 표면에 도달할 때로 할 수 있다.
- (3) 동해에 대한 내구성능 한계상태는 콘크리트의 표면박리 및 균열이 발생할 때의 최소 상대동탄성계수로 할 수 있다.
- (4) 황산염 침식에 대한 내구성능 한계상태는 황산염의 침투가 최외측 철근의 표면에 도달할 때로 할 수 있다.

VI.9.3 성능검증

- (1) 콘크리트 구조물의 내구성능평가는 성능저하의 기구와 과정을 반영한 신뢰성 있는 방법으로 수행하여야 한다.
- (2) 콘크리트 구조물의 내구성능을 평가할 때는 다음과 같은 성능저하인자들을 고려하여야 한다.

① 염해

- ② 탄산화
 - ③ 동결융해
 - ④ 알칼리-골재 반응
 - ⑤ 황산염 침식
 - ⑥ 기타 철근부식을 유발하는 인자
- (3) 내구성능을 평가할 때는 각각의 노출환경조건, 성능저하인자에 대한 콘크리트의 저항특성, 피복 두께 등을 고려하여야 한다.
- (4) 구조물의 내구성능은 각각의 성능저하요인에 대하여 평가하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 필요할 경우 각 성능저하요인의 복합효과를 고려하여야 한다.

VI.10 환경성능검증

VI.10.1 일반 사항

- (1) 콘크리트 구조물의 전 과정에 대한 환경성능검증은 설계단계에서 이루어져야 한다. 여기서, 콘크리트 구조물의 전 과정은 설계, 시공, 유지관리, 해체, 폐기, 폐기물의 재활용을 포함한다.
- (2) 환경에 미치는 영향을 고려한 요구환경성능은 자원 및 에너지의 사용, 오염물질 배출, 자원 재활용 등에 대해 정량적으로 표시되어야 한다.
- (3) 콘크리트 구조물의 환경성능검증은 환경에 미치는 영향을 고려한 적절한 지표를 이용하여야 하며 구조물의 보유환경성능은 발주자나 국가기준이 정한 환경성능을 충족하여야 한다.

VI.10.2 한계상태 설정

- (1) 지구온난화와 같은 지구환경, 콘크리트 구조물이 위치하는 곳의 수질 및 토양 오염과 같은 지역환경, 소음이나 진동, 오염물질의 비산과 같은 작업환경에 미치는 영향을 고려하여 적절한 환경지표를 정하여야 한다.
- (2) 발주자는 선정된 각각의 환경지표에 대하여 환경성능 목표를 정량적으로 정하여야 한다. 이때 환경성능 목표는 최소한 국가기준에서 정한 요구환경성능을 충족시켜야 한다.
- (3) 환경성능 목표를 충족하기 위하여 다음 사항에 대한 요구 조건을 공사관련 도서

에 명시하여야 한다.

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

VI.10.3 성능검증

- (1) 콘크리트 구조물의 보유환경성능은 선정된 환경지표에 대하여 국가기준 또는 국가에서 인정하는 단체에서 정한 표준방법으로 평가하여야 한다.
- (2) 콘크리트 구조물의 보유환경성능이 발주자가 정한 요구환경성능을 만족하는지에 대하여 검증하여야 한다.

일 러 두 기

‘콘크리트구조기준’에서는 무근콘크리트, 철근콘크리트, 프리스트레스트콘크리트 구조물을 설계하는데 필요한 최소한의 기술적 사항을 규정하고 있습니다. ‘콘크리트구조기준’은 약 4년의 주기로 개정되고 있는데, 2003년 국제(SI)단위계를 사용하는 기준으로 개편하였고, 2007년에는 국제표준화기구(ISO) 규격에 부합하도록 개정한 바 있습니다.

이번 개정작업을 통해서 ACI318-08, Eurocode 등 해외 기준의 발전 내용을 반영하였습니다. 또한 최신 국내 연구를 적극적으로 반영하여, 휨 및 전단 설계에서 SD600 및 SD500 철근을 각각 사용할 수 있도록 개정하여 고강도 철근의 적용 범위를 확대하였으며, 슬래브 및 기초판의 뚫림강도 평가를 합리적으로 개정하였습니다. 국토해양부 R & D로 본 학회에서 수행한 사회기반시설물평가사업단의 연구결과를 반영하여 기존 구조물의 안전성 평가내용을 개선하였고, 성능기반설계 시 고려해야 하는 요구사항을 부록에 수록하였습니다. 이외에도 지중구조물의 과다 설계를 방지하기 위해서 하중계수를 조정하였고, 확대머리 철근을 사용할 수 있도록 내용을 추가하였으며, 다소 산만했던 경량콘크리트계수에 관한 내용도 일관성 있게 정리하였습니다.

이번에 개정된 ‘콘크리트구조기준’과 함께 출간될 ‘콘크리트구조기준 해설’, ‘콘크리트구조기준 예제집’이 널리 사용되어 국내 콘크리트기술 발전에 기여하기를 바랍니다. 기존 개정작업에 기여해 주신 집필위원, 검토위원 및 자문위원 여러분께 깊이 감사드립니다.

2012년 10월

사단법인 한국콘크리트학회

콘크리트구조기준 개정위원회 위원장 정란

(개정) 집필 검토위원

(장별 가나다 순)

분 야	집필 검토 위원	소속 · 직위
총괄책임자 간사	정 란 박홍근 최석환 최경규	단국대학교 건축공학과 교수 서울대학교 건축학과 교수 국민대학교 건설시스템공학부 교수 숭실대학교 건축공학과 교수
제1장	김석구 김은겸 김진근 김화중 신영수 신현목 심종성 정 란 정영수 한천구	(주)쓰리디엔지니어링 구조설계사무소 대표이사 서울과학기술대학교 토목공학과 교수 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 경북대학교 건축학부 교수 이화여자대학교 건축학부 교수 성균관대학교 건축토목공학부 교수 한양대학교 토목환경공학과 교수 단국대학교 건축공학과 교수 중앙대학교 건설환경공학과 교수 청주대학교 건축공학과 교수
제2장	김성욱 김한수 박기봉 박철우 윤기원 이행기 정석창 조창근 차수원 최연왕 하재담	한국건설기술연구원 구조재료연구실 실장 건국대학교 건축공학부 교수 강원대학교 건축학부 조교수 강원대학교 토목공학과 교수 아주산업(주) 기술연구소 소장 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 부천대학교 건축과 교수 조선대학교 건축학부 교수 울산대학교 건설환경공학부 교수 세명대학교 토목공학과 교수 쌍용양회공업(주)기술연구소 콘크리트연구실 수석연구원
제3장	곽윤근 김지상 노영숙 서석구 송 영 송진규 신현목 이성로 이영욱 조태준	금오공과대학교 건축공학과 교수 서경대학교 토목공학과 교수 서울산업대학교 건축공학과 교수 (주)서영엔지니어링 구조설계실 부사장 한국토지주택공사 구조설계팀 팀장 전남대학교 건축학과 교수 성균관대학교 건축토목공학부 교수 목포대학교 토목공학과 교수 군산대학교 건축공학과 교수 대진대학교 건설시스템공학과 전임강사

분 아	집필 검토 위원	소속 · 직위
제4장	권영진	호서대학교 소방학과 교수
	김성수	대진대학교 토목공학과 교수
	김윤용	충남대학교 토목공학과 교수
	윤상천	경주대학교 건축공학과 교수
	이광명	성균관대학교 건축토목공학부 교수
	이수권	동양공업대학 건축과 교수
	이영학	경희대학교 건축공학과 교수
	이재훈	영남대학교 건설환경공학부 교수
	이한승	한양대학교 건축학부 교수
	지광습	고려대학교 건축사회환경공학과 교수
	최규용	삼성물산(주)건설부문 기반기술연구소 선임연구원
	하기주	경일대학교 건축공학과 교수
제5장	김재요	광운대학교 건축공학과 교수
	박찬민	코비코리아(주) 대표이사
	박현수	신흥대학 건축과 교수
	백종균	대림산업(주) 특수교량팀 팀장
	안상섭	한국도로공사 도로교통연구원 수석연구원
	엄영호	(주)동명기술공단 구조부
	오홍섭	진주산업대학교 토목공학과 교수
	이도범	대림산업(주)기술연구소 부장
	이왕희	현대산업개발(주) 기술연구소 소장
	정상화	한국건설생활환경시험연구원 건기반기술센터 팀장
	황재승	전남대학교 건축학부 교수
제6장 부록 Ⅲ	곽효경	한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수
	변윤주	(주)동호 특수사업본부 부사장
	양은익	강릉원주대학교 토목공학과 교수
	엄태성	대구가톨릭대학교 건축학과 전임강사
	염환석	광주대학교 건축공학과 교수
	이수곤	삼성물산(주)건설부문 아메드팀 과장
	이재훈	영남대학교 건설환경공학부 교수
	장일영	금오공과대학교 토목환경공학부 교수
	조재열	서울대학교 건설환경공학부 교수
	최창식	한양대학교 건축공학부 교수
	홍건호	호서대학교 건축공학과 교수

분 야	집필 검토 위원	소속 · 직위
제7장 부록 I	김 우	전남대학교 건설지구환경공학부 교수
	김길희	공주대학교 건축공학부 교수
	김대중	전남도립대학 토목환경과 교수
	변형균	(주)비엔에스엔지니어링 구조부 전무
	오명석	(주)서영엔지니어링 구조설계실 전무
	윤영목	경북대학교 건축토목공학부 교수
	이정윤	성균관대학교 건축토목공학부 교수
	조순호	광주대학교 건축학부 교수
	최경규	송실대학교 건축학부 교수
	홍성걸	서울대학교 건축학과 교수
제8장 부록 II	김승훈	한밭대학교 건축공학과 조교수
	김익현	울산대학교 건설환경공학부 교수
	문도영	경산대학교 토목공학과 교수
	박찬민	한국도로공사 도로교통연구원 연구위원
	유영찬	(주)한국건설기술연구원 건축구조자원연구실 책임연구원
	이대용	포항산업과학연구원 토목구조연구실 책임연구원
	이성태	인하공업전문대학 토목환경과 교수
	임홍철	연세대학교 건축공학과 교수
	천성철	목포대학교 건축공학과 교수
	최동욱	한경대학교 건축학부 교수
	최석환	국민대학교 건설시스템공학부 교수
제9장 제16장	김병석	한국건설기술연구원 구조연구부 부장
	문정호	한남대학교 건축공학과 교수
	박선규	성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수
	서석구	(주)서영엔지니어링 구조설계실 부사장
	서수연	충주대학교 건축공학과 교수
	안종문	안산1대학 건축설계과 교수
	윤순중	홍익대학교 토목공학과 교수
	이만섭	코비코리아(주) 대표이사
	이재연	목원대학교 건축학부 교수
	이차돈	중앙대학교 건축공학과 교수
	임주혁	삼성물산(주)건설부문 PC사업파트 부장
	전세진	(주)대우건설기술연구원 토목연구팀 책임연구원
	정광량	(주)동양구조안전기술 대표이사
	한만엽	아주대학교 토목시스템공학과 교수
	홍원기	경희대학교 건축공학과 교수

분 아	집필 검토 위원	소속 · 직위
제10장 부록Ⅵ	고경택	한국건설기술연구원 구조재료연구실 책임연구원
	김영진	(주)대우건설기술연구원 토목연구팀 전문위원
	김장호	연세대학교 사회환경시스템공학부 교수
	노병철	상지대학교 건설시스템공학과 교수
	박대호	한양대학교 토목공학과 교수
	서형석	(주)형상엔지니어링건축사사무소 대표이사
	송진규	전남대학교 건축학과 교수
	윤석구	서울산업대학교 토목공학과 교수
	이상호	부산대학교 건축공학과 교수
	이용택	한밭대학교 건축공학부 교수
	이현호	동양대학교 건축소방행정학과 교수
	최광호	남서울대학교 건축공학과 교수
	최준식	(주)단구조 구조설계 소장
제11장 제12장 제13장 제14장 제15장	김경호	(주)창석엔지니어링 해외사업부 전무이사
	김상철	한서대학교 토목공학과 교수
	박흥기	(주)테저엔지니어링 부회장
	서수연	한국교통대학교 건축공학과 교수
	양근혁	경기대학교 건축공학과 교수
	윤현도	충남대학교 건축공학과 교수
	이문곤	(주)티섹 대표이사
	최정호	한경대학교 토목공학과 교수
제17장 제18장 제19장	현창국	(주)동양구조E&R 대표이사
	강수민	대림산업(주)기술연구소 건축연구지원팀 과장
	김성민	경희대학교 토목공학과 교수
	김중구	JKTENC(주) 대표이사
	박순규	울산대학교 건축공학과 교수
	서석구	(주)서영엔지니어링 구조설계실 부사장
	심창수	중앙대학교 건설환경공학과 교수
	우성식	단국대학교 건축공학과 연구교수
	유영찬	한국건설기술연구원 건축연구부 수석연구원
	윤석구	서울과학기술대학교 토목공학과 교수
	이원호	국립방재연구소 소장
	이형준	한밭대학교 토목환경도시공학부 교수
	장봉석	한국수자원공사 K-water연구원 책임연구원
	정철현	단국대학교 토목환경공학과 교수

분 야	집필 검토 위원	소속 · 직위
제20장 부록 V	김강수	서울시립대학교 건축학부 교수
	김남식	부산대학교 토목공학과 교수
	김대중	전남도립대학 토목환경과 교수
	김승진	한국시설안전공단 진단평가팀 실장
	김지상	서경대학교 토목공학과 교수
	김철영	명지대학교 토목환경공학과 교수
	박흥근	서울대학교 건축학과 교수
	백인열	가천대학교 토목환경공학과 교수
	신수봉	인하대학교 토목공학과 교수
	양주경	청운대학교 철도행정토목학과 교수
	이상철	한국시설안전공단 교량 책임연구원
	이현호	동양대학교 건축소방행정학과 교수
	조승호	단국대학교 건축공학과 연구교수
	최기봉	가천대학교 건축학과 교수
제21장	김익현	울산대학교 건설환경공학부 교수
	김태훈	삼성물산(주)건설부문 기반기술연구소 수석연구원
	손혁수	(주)서영엔지니어링 구조설계실 차장
	이강석	전남대학교 건축학부 교수
	이기학	세종대학교 건축공학과 교수
	이도형	배재대학교 건설환경철도공학과 교수
	이상현	단국대학교 건축대학 교수
	이한선	고려대학교 건축공학과 교수
	정성훈	인하대학교 건축학부 조교수
	한상환	한양대학교 건축공학부 교수
부록 VI	김 우	전남대학교 건설지구환경공학부 교수
	김규용	충남대학교 건축공학과 교수
	김지상	서경대학교 토목공학과 교수
	박흥근	서울대학교 건축학과 교수
	백인열	가천대학교 토목환경공학과 교수
	신수봉	인하대학교 토목공학과 교수
	엄태성	대구가톨릭대학교 건축학과 전임강사
	이재훈	영남대학교 건설환경공학부 교수
	이정윤	성균관대학교 건축토목공학부 교수
	정하선	(사)한국콘크리트학회 공학연구소 연구위원
	최광호	남서울대학교 건축공학과 교수
	최정욱	(사)한국콘크리트학회 공학연구소 책임연구원
	홍성걸	서울대학교 건축학과 교수

분 야	집필 검토 위원	소속 · 직위
편집간사	박태원 박진영	단국대학교 건축공학과 교수 (사)한국콘크리트학회 공학연구소 선임연구원

자체 심의위원

(가나다 순)

위원명단	소속 및 직책
구재동	한국건설기술연구원 수석연구원(건설기준정비협의회)
김 우	전남대학교 건설지구환경공학부 교수
김상식	인하대학교 건축학부 교수
김석구	(주)쓰리디엔지니어링 대표이사
김우종	(주)DM엔지니어링 대표이사
김은겸	서울과학기술대학교 토목공학과 교수
김종수	CS구조엔지니어링 대표이사
김종호	(주)창민우건설턴트 대표이사
김진근	한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수
김화중	경북대학교 건축학부 교수
변근주	연세대학교 사회환경시스템공학부 명예교수
신현목	성균관대학교 건축토목공학부 교수
심종성	한양대학교 토목환경공학과 교수
이문곤	(주)티섹 대표이사
이철수	(주)청석엔지니어링 부회장
전봉수	(주)전우구조건축사사무소 대표이사
정영수	중앙대학교 건설환경공학과 교수
정천양	(주)신성엔지니어링 대표이사
정하선	한국콘크리트학회 콘크리트공학연구소 소장
최완철	숭실대학교 건축공학과 교수
한천구	청주대학교 건축공학과 교수

중앙건설기술심의위원회

분 야	위원명단	소속 및 직책
토목구조	손희중	(주)도화엔지니어링 철도본부 부사장
	이상희	(주)이디시엠 대표이사
	조재병	경기대학교 교수
토목시공	권석현	(주)도명이엔씨 대표이사
건축구조	김종호	(주)창민우구조건설턴트 대표이사
	손상해	(주)형상엔지니어링 대표이사
건축시공	정영수	명지대학교 건축학부 교수
품질 및 안전	김동춘	한국산업안전 보건공단 실장
녹색기술	허재영	한국가치관리 기술연구소 소장
건설 환경	이재영	서울시립대학교 환경공학부 교수

국토해양부 담당관

성 명	소속 및 직책
이화순	기술안전정책관
김상문	기술기준과장
김원중	기술기준과 사무관
김종현	기술기준과 담당
박소연	기술기준과 담당