한계상태설계법 적용에 따른 도시개발지구 건설교량의 신·구 설계방법 비교연구

연구지원 2016-40호

한계상태설계법 적용에 따른 도시개발지구 건설교량의 신·구 설계방법 비교연구

지은이 김효진·진규남·이정민·임해식·이창현·이영호
발행인 손경환
발행처 한국토지주택공사 토지주택연구원
편　집 김효진·진규남·이정민·임해식·이창현·이영호

주소 (우)34047 대전광역시 유성구 엑스포로 539번길 99
전화 042) 866-8441
전송 042) 866-8431
전자우편 hyojin@lh.or.kr

이 책의 내용을 쓰고자 할 때는 저작권자와 토지주택연구원의 허락을 받아야 합니다.

- 이 출판물은 우리 공사의 업무상 필요에 의하여 연구검토 한 기초자료로서 공사나 정부의 공식적인 견해와 관계없습니다.
- 우리 공사의 승인 없이 연구내용의 일부 또는 전부를 다른 목적으로 이용할 수 없습니다.

연구지원 2016-40

한계상태설계법 적용에 따른 도시개발지구 건설교량의 신·구 설계방법 비교연구

A Comparative Study on Existing & New Design Methods of the Bridges Located in Urban Development Site in Accordance with limits State Design Method

LH 토지주택연구원

참여연구진

연구총괄
김효진 LH 토지주택연구원 연구위원

연구진
진규남 LH 토지주택연구원 연구위원
안우철 LH 도시사업처 차장
안홍환 국민안전처 사무관((구)LH 검단사업단 과장)
이영호 LH 도시계획처 차장
이정민 LH 토지주택연구원 수석연구원
이창현 LH 단지기술처 차장
임해식 LH 세종특별본부 부장

연구심의위원(가나다순)
강인규 브니엘컨설턴트 대표이사
김상석 영진엔지니어링 상무
김영진 한국건설기술연구원 센터장
김 우 전남대학교 교수
박찬민 COWI 코리아 대표이사
백인열 가천대학교 교수
신동구 명지대학교 교수
신현목 성균관대학교 교수
엄영호 ㈜동명엔지니어링 부사장
이상희 서영엔지니어링 전무
이형준 한밭대학교 교수
임남형 충남대학교 교수
윤정중 LH 토지주택연구원 연구위원
장종진 LH 단지기술처 부장
정철헌 단국대학교 교수
최성진 LH 강원지역본부 부장
황의승 경희대학교 교수

연구용역기관

연구총괄
조경식 ㈜디엠엔지지어링 부사장

세부연구책임
강신오 ㈜디엠엔지지어링 상무
심재수 한국교량및구조공학회 교수

연구진
최 영 ㈜디엠엔지지어링 부장
이종협 ㈜디엠엔지지어링 차장
김민재 ㈜디엠엔지지어링 과장
박세웅 ㈜디엠엔지지어링 대리
황동아 ㈜디엠엔지지어링 대리
박현용 ㈜디엠엔지지어링 대리
김남희 한국교량및구조공학회/서울대학교 객원교수
박원석 한국교량및구조공학회/목포대학교 교수
박광연 한국교량및구조공학회 선임연구원

연 구 요 약

□ 관련 자료 수집 및 기 발주 교량의 구조형식 및 규모, 설계특성 분석

○ LH 발주교량의 기 설계자료 분석 (2009년 이전-주, 토공, 이후-LH)
○ 설계특성에 따른 LH 발주 교량의 형식 및 규모 설정
○ 고속도로상 교량과 단지 · 도시 시설물로서의 교량의 적용 설계변수의 차이점 도출
– 관련자료 수집 및 분석(도로공사 용역 한계상태설계법 설계예제집 등)

□ 한계상태설계법 적용에 필요한 세부지침 검토

○ 한계상태설계법 적용에 필요한 세부지침 검토
○ 하중 수정계수, 노출등급, 피복등급, 재료강도 등 설계 필요사항 도출하여 분석
○ 한계상태설계법에 따른 세부 설계 프로세스 정립 및 절차별 검토사항 제시
○ 연구대상 교량의 형식별 내구성 설계를 위한 내구연한 설정

□ 기존 설계법과 한계상태설계법의 비교 검토

○ 해석 및 설계규정, 배근 및 상세규정에 대한 비교 검토
○ 대표 교량에 대한 기존 설계법 및 한계상태설계법의 비교 검토
○ 대표 교량에 대한 모멘트분배법과 그 적용 필요성 검토

□ LH 발주 주요 교량(콘크리트교, 강교)의 규모 및 형식별 비교설계집 작성

○ 대표교량의 비교설계집 작성: 주요 상세도를 포함한 기본설계 수준에서 작성
○ 대표교량 설계결과와 기존 설계기준과의 항목별 비교분석

□ 발주자와 설계자를 위한 설계 매뉴얼 작성

○ 표준 설계결과를 활용한 설계요소별 계산 및 설계 예제집 작성
○ 발주자 및 설계자 검토사항과 해설 등 설계 가이드라인 제시

○ 한계상태설계법의 단지/도심지 적용 설계시 주관적 판단항목 도출

○ 비교설계 작성대상 교량 형식별 공사비 비교 분석

□ 보도육교의 설계요령 작성 및 제시

○ 기존 보도육교의 발주사례 자료 분석 및 설계과다 유무 검토

○ 보도육교의 설계기준 및 지침 검토

○ LH 발주 도심지 보도육교의 설계요령안 작성

차 례

제1장 서 론 ····· 1

1. 연구의 배경 및 목적 ····· 3

2. 연구의 범위 및 방법 ····· 4

2.1 연구의 범위 ····· 4

2.2 연구의 방법 ····· 6

제2장 교량설계기준 관련 현황 분석 ····· 7

1. 도로교 설계기준의 이해 ····· 9

1.1 교량 설계방법 비교 ····· 9

1.2 국내 설계기준의 변천 ····· 12

1.3 해외 설계기준의 변천과 기준 비교 ····· 13

2. LH의 교량 건설사례 및 현황 분석 ····· 19

2.1 신도시 개발까지 ····· 19

2.2 최근의 LH 교량건설 현황 ····· 20

3. 한계상태 주요 설계요소별 국내외 기준적용 사례분석 ····· 22

3.1 구조물의 연성·여용성·중요도 ····· 22

3.2 교량의 등급 ····· 23

3.3 특별시방에 의한 하중계수 ····· 23

3.4 재하차로의 수 ····· 23

3.5 바닥판의 최소 두께 ····· 25

3.6 노출환경 및 최소 콘크리트 기준압축강도 ····· 26

3.7 최소 설계등급 ····· 30

3.8 최소 피복두께 ····· 33

3.9 콘크리트의 균열강도 ····· 35
3.10 신축이음장치 및 가동받침의 이동량 ····· 37
3.12 강재 곡선 거더교 설계 ····· 40
3.13 말뚝기초의 설계 ····· 40

4. 기존 설계법과의 설계법 비교분석 ····· 43
4.1 RC 라멘교 ····· 43
4.2 PSC 합성거더 ····· 48

5. 한계상태설계법의 강교에의 적용성 검토 ····· 57
5.1 다중 박스거더 단명형상 규정 ····· 57
5.2 단면비 제한규정 ····· 59
5.3 플랜지 응력제한 규정 ····· 69
5.4 합성거더의 축강도 산정가준 ····· 61
5.5 양연지지판의 단면비 기준 ····· 63
5.6 조밀단면과 비조밀 단면의 압축과 휨 ····· 63
5.7 비합성부재에서 종방향 보강재의 영향 ····· 65
5.8 휨비틈 좌굴 ····· 67
5.9 비합성단면의 공칭압축강도 ····· 68
5.10 양연지지 세장판의 유효폭 ····· 71
5.11 다이아프레임 검토방법 ····· 72

6. 보도교 설계 및 시공사례 분석 ····· 73
6.1 국내 사례 분석 ····· 73
6.2 해외 사례 분석 ····· 82

제3장 도심지 교량의 한계상태설계법 적용을 위한 설계매뉴얼 ····· 93

1. 발주자 결정사항 및 지침 요약 ····· 95
1.1 발주자 결정사항 ····· 95
1.2 발주자 방침사항 ····· 102

1.3 세부설계 지침 ····· 104
1.4 설계기준의 정오표 ····· 106

2. 항목별 세부 설계지침 ····· 107
2.1 구조물의 중요도 ····· 107
2.2 구조물의 여용성 ····· 111
2.3 교량의 등급 ····· 113
2.4 특별시방에 의한 하중계수 ····· 114
2.5 가설시 하중에 대한 하중계수 ····· 116
2.6 재하차로의 수 ····· 117
2.7 콘크리트 부대시설 ····· 118
2.8 콘크리트 바닥판 최소 두께 ····· 119
2.9 노출환경 및 최소 콘크리트 기준압축강도 ····· 121
2.10 최소 설계 등급 ····· 135
2.11 최소 피복 두께 ····· 140
2.12 콘크리트 균열강도 ····· 147
2.13 신축이음장치 및 가동받침의 이동량 ····· 149
2.14 교량받침의 반력 ····· 153
2.15 내진규정 – 전라남도 남서부의 지진구역계수 ····· 154
2.16 상재 활하중 LS 및 교대 설계 ····· 155
2.17 강재 곡선거더교 설계 ····· 157
2.18 말뚝기초 설계 ····· 158

3. 한계상태설계법 적용에 따른 주요 교량형식별 공사비 분석 ····· 159
3.1 분석목적 ····· 159
3.2 PSC 합성거더교 ····· 159
3.3 RC 라멘교 ····· 167
3.4 개구제형교 ····· 174
3.5 소 결 ····· 180

제4장 보도육교의 설계요령 ····· 183

1. 보도교 설계의 문제점 분석 ····· 185
   1.1 하중의 크기 ····· 185
   1.2 구조설계 안전율 ····· 187
   1.3 구조시스템 신뢰도 ····· 187
   1.4 구조 및 비구조 형태계획 ····· 187
   1.5 최소단면설계 ····· 189
2. 보도교 설계방향 ····· 191
   2.1 맥락적 설계 ····· 191
   2.2 구조미학적 설계 ····· 193
   2.3 지속가능한 설계 ····· 195
   2.4 개념 설계 ····· 196
   2.5 경제성 ····· 197
3. 보도교 설계요령(안) ····· 199
   3.1 요령(안)의 목적과 범위 ····· 199
   3.2 설계일반 ····· 207
   3.3 하중의 종류 ····· 212
   3.4 구조설계 ····· 226
   3.5 사용성검토 ····· 230

제5장 결론 및 향후 추진계획 ····· 235

1. 결 론 ····· 237
2. 향후 추진계획 ····· 239

참고문헌 ····· 241

부록. 기존 설계법과의 비교설계집 ····· 245

표 차 례

[표 1-1] 기존 교량설계기준과 신규 설계기준 비교 ····· 3
[표 2-1] 국내 도로교 관련 기준개정 내용 ····· 12
[표 2-2] 유럽 구조설계기준의 종류 ····· 16
[표 2-3] 유럽 Eurocode 2(EC2)의 종류 ····· 17
[표 2-4] EC2 Part 2의 구성 ····· 18
[표 2-5] (구) 토지공사의 10개 이상 교량건설지구 현황(2005년 이전) ····· 20
[표 2-6] LH의 최근 교량공사 발주현황 ····· 20
[표 2-7] 2015년 이후 LH의 교량공사 발주(예정) 현황 ····· 21
[표 2-8] 2016년 이후 LH의 발주교량의 유형 ····· 21
[표 2-9] 미국 DOT의 중요도 적용사례 ····· 22
[표 2-10] 도로교설계기준의 차로 수 ····· 24
[표 2-11] 국가 별 교량상판의 최소두께 ····· 25
[표 2-12] 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도 (도설한 (2012), 표 5.10.1) ····· 26
[표 2-13] 한국도로공사 하부도로 제빙화학제 사용구간 교량 노출환경 등급 지침 ····· 27
[표 2-14] 한국도로공사 하부도로가 없거나 하부도로 제빙화학제 미사용 구간 교량 노출환경 등급지침 ····· 27
[표 2-15] EN1992-2 Table 7.101N의 허용 균열폭 ····· 30
[표 2-16] 한국도로공사의 노출 환경에 따라 요구되는 고속도로 최소 설계 등급 ····· 31
[표 2-17] 고속도로 교량의 부재별 피복두께 (한국도로공사) ····· 33
[표 2-18] 지진구역 구분(도설한(2015)) ····· 39
[표 2-19] 지진구역 구분(도설한 케이블(2015)) ····· 39
[표 2-20] 말뚝기초의 한계상태설계항목 ····· 41
[표 2-21] RC 라멘교의 비교설계 방법 ····· 43

[표 2-22] 한국도로공사 RC 라멘교 노출등급 기준 ····· 44
[표 2-23] 신 · 구 설계법에 따른 RC 라멘교의 콘크리트 강도비교 ····· 44
[표 2-24] 신 · 구 설계법에 따른 RC 라멘교의 피복두께 ····· 45
[표 2-25] 최소 설계등급과 설계등급에 따른 사용한계 값 ····· 45
[표 2-26] 신 · 구 설계법에 따른 사용재료 비교 ····· 46
[표 2-27] 도로교설계기준에 의한 활하중 ····· 46
[표 2-28] 한계상태설계법에 의한 활하중 ····· 46
[표 2-29] 도로교설계기준에 의한 극한상태하중계수 ····· 47
[표 2-30] 한계상태설계법에 의한 극한상태하중계수 ····· 47
[표 2-31] 최종 철근량 비교 ····· 48
[표 2-32] 신 · 구 설계법에 따른 단면 비교 ····· 49
[표 2-33] 노출등급 설계적용 예 ····· 50
[표 2-34] 콘크리트의 강도결정 비교 ····· 50
[표 2-35] 노출등급에 따른 최소 피복두께(mm) ····· 51
[표 2-36] 노출환경에 따라 요구되는 최소설계등급 ····· 52
[표 2-37] 신 · 구 설계법에 따른 바닥판 좌측 켄틸레버 설계결과 비교 ····· 52
[표 2-38] 신 · 구 설계법에 따른 바닥판 단부 설계결과 비교 ····· 53
[표 2-39] 신 · 구 설계법에 따른 내측 바닥판 설계결과 비교 ····· 53
[표 2-40] 신 · 구 설계법에 따른 내측 기준 비교 ····· 54
[표 2-41] 신 · 구 설계법에 따른 내외측 기준 비교 ····· 54
[표 2-42] 한국도로공사의 주거더의 조합단면력 분석내용 ····· 55
[표 2-43] 한국도로공사의 주거더의 강연선 효과 분석내용 ····· 56
[표 2-44] 한계상태설계법의 균열응력 기준 ····· 56
[표 2-45] 한계상태설계법의 단면비 제한 규정 ····· 59
[표 2-46] 한계상태설계법의 플랜지 응력제한 규정 ····· 61
[표 2-47] 한계상태설계법의 플랜지의 단면력 규정 ····· 63
[표 2-48] 한계상태설계법의 비합성 관련 규정 ····· 65
[표 2-49] 한계상태설계법의 휨비틂 좌굴 규정 ····· 67
[표 2-50] 한계상태설계법의 비합성단면의 공칭압축강도 규정 ····· 69
[표 2-51] 한계상태설계법의 케이블교량편 세장판의 유효 폭 규정 ····· 71

[표 3-1] 발주자 결정사항 요약 ····· 96
[표 3-2] 발주자 방침사항 ····· 102
[표 3-3] 세부 설계지침 요약 ····· 104
[표 3-4] 설계기준의 정오표 ····· 106
[표 3-5] 한계상태설계법의 구조물 중요도 관련 규정(1.3.5) ····· 107
[표 3-6] RC 라멘교의 중요도에 따른 총 철근의 직접공사비 비교결과 ····· 109
[표 3-7] PSC 합성거더교 중요도에 따른 거더 1본당 강연선 직접공사비 비율 ····· 110
[표 3-8] 개구제형교(230m)의 강재거더 1본당 총공사비 비교 ····· 110
[표 3-9] 도심지교량의 중요도 적용지침 ····· 111
[표 3-10] 한계상태설계법의 구조물 중요도 관련 규정(1.3.4) ····· 112
[표 3-11] 한계상태설계법의 교량등급 관련 규정 ····· 113
[표 3-12] 한계상태설계법의 하중계수와 하중조합 관련 규정 ····· 115
[표 3-13] 한계상태설계법의 가설시 하중에 대한 하중계수 규정 ····· 116
[표 3-14] 한계상태설계법의 재하차로 수에 대한 규정 ····· 117
[표 3-15] 한계상태설계법의 콘크리트 부대시설 관련 규정 ····· 119
[표 3-16] 한계상태설계법의 콘크리트 바닥판 최소 두께 규정 ····· 120
[표 3-17] 한계상태설계법의 노출환경 관련 기준 ····· 122
[표 3-18] 상부구조 부재별 노출환경 등급 ····· 129
[표 3-19] 상부구조 부재별 최소강도 ····· 129
[표 3-20] RC 라멘교 부재별 노출환경 등급 ····· 131
[표 3-21] RC 라멘교 부재별 최소강도 ····· 131
[표 3-22] 교대의 부재별 노출환경 등급 ····· 133
[표 3-23] 교대의 부재별 최소강도 ····· 133
[표 3-24] 교각의 부재별 노출환경 등급 ····· 134
[표 3-25] 교각의 부재별 최소강도 ····· 135
[표 3-26] 한계상태설계법의 최소 설계 등급 기준 ····· 136
[표 3-27] 설계 등급에 따른 사용 한계값 ····· 140
[표 3-28] 한계상태설계법의 최소 피복두께 규정 ····· 141
[표 3-29] PSC 거더교의 피복두께 ····· 145

[표 3-30] 교대의 피복두께 ····· 146
[표 3-31] 교각의 피복두께 ····· 146
[표 3-32] 한계상태설계법의 콘크리트 기준인장강도 규정 ····· 147
[표 3-33] 한계상태설계법의 콘크리트 평균인장강도 규정 ····· 147
[표 3-34] 한계상태설계법의 콘크리트 평균인장강도와 평균인장강도 정의 · 148
[표 3-35] 한계상태설계법의 신축이음 규정 ····· 150
[표 3-36] 한계상태설계법의 가동받침 규정 ····· 150
[표 3-37] 한계상태설계법의 교량받침 관련 규정 ····· 154
[표 3-38] 한계상태설계법의 지진구역 구분 ····· 155
[표 3-39] 한계상태설계법의 변동하중 중 활하중의 구분 ····· 155
[표 3-40] PSC 합성교의 최소 콘크리트 기준 압축강도 ····· 160
[표 3-41] PSC 합성교의 최소 설계등급 ····· 160
[표 3-42] PSC 합성교의 하중조합 ····· 160
[표 3-43] PSC 합성교의 중요도 적용기준 ····· 161
[표 3-44] PSC 합성교의 적용하중 조합 기준 ····· 162
[표 3-45] PSC 합성교의 적용 활하중 기준 ····· 162
[표 3-46] 거더 1본당 강연선 직접공사비 ····· 166
[표 3-47] RC 라멘교의 최소 콘크리트 기준 압축강도 ····· 168
[표 3-48] 거더 1본당 강연선 직접공사비 ····· 168
[표 3-49] RC라멘교의 하중조합 ····· 168
[표 3-50] 설계기준, 중요도별 각 단면의 사용철근량 비교 ····· 171
[표 3-51] 설계기준, 중요도별 각 단면의 총 철근 공사비 비교(직접공사비) ··· 172
[표 3-52] 총 철근의 직접공사비 ····· 173
[표 3-53] 개구제형교의 최소 설계등급 ····· 175
[표 3-54] 개구제형교의 하중조합 ····· 175
[표 3-55] 230m 강재거더 1본당 총공사비 ····· 179
[표 3-56] PSC 합성거더교의 거더 1본당 강연선 직접공사비 ····· 180
[표 3-57] RC 라멘교의 총 철근 직접공사비 ····· 181
[표 3-58] 개구제형교의 230m 강재거더 1본당 총공사비 ····· 182
[표 4-1] 보도 등에 재하하는 등분포하중(도로교설계기준(2010)」 표(2.1.4)) ···· 186

[표 4-2] LH 발주 보도교 설계시 사용한 적용기준 ····· 186
[표 4-3] 교량 구조재료 두께의 최소값 ····· 189
[표 4-4] Peace Bridge의 공사비 ····· 197
[표 4-5] LH 발주교량의 초기 공사비 산정액 ····· 198
[표 4-6] 해외 설계사례의 경우 완공후 공사비 ····· 198
[표 4-7] 보도교의 통행량 별 표준 폭원 ····· 207
[표 4-8] 자전거 고려 시 보도교의 통행량 별 폭원 ····· 208
[표 4-9] 계단의 기본 수치 (cm) ····· 209
[표 4-10] 계단참의 폭 ····· 210
[표 4-11] 계획홍수량별 다리밑 공간 확보기준(도로교설계기준(2010) 표(1.5.1)) ····· 212
[표 4-12] 재료의 단위질량(도로교설계기준(2010) 표 (2.1.1)) ····· 213
[표 4-13] 보도 등에 재하하는 등분포하중(도로교설계기준(2010) 표(2.1.4)) ····· 213
[표 4-14] 콘크리트의 크리프계수(도로교설계기준(2010) 표(2.1.6)) ····· 216
[표 4-15] 콘크리트의 건조수축률(도로교설계기준(2010)」 표(2.1.7)) ····· 216
[표 4-16] 교량의 저항계수 K (도로교설계기준(2010)」 표(2.1.8)) ····· 218
[표 4-17] 플레이트거더교의 풍하중(kN/m)(「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.9)) ····· 220
[표 4-18] 플레이트거더교의 총 높이 D (* 「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.10)) ····· 221
[표 4-19] 2주구트러스에 작용하는 풍하중(MPa) (「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.11)) ····· 221
[표 4-20] 표준적인 2주구 트러스의 풍하중(kN/m) (「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.12)) ····· 221
[표 4-21] 플레이트거더교, 2주구 트러스 이외의 교량 부재에 작용하는 풍하중 ····· 222
[표 4-22] 가동받침의 이동량 산정시 온도변화 및 선팽창계수 ····· 223
[표 4-23] 강교관련 설계 기준들 ····· 226
[표 4-24] 콘크리트교 관련 설계 기준들 ····· 227

[표 4-25] 강교에서의 하중조합 및 증가계수(「도로교설계기준(2010)」 표(2.2.1)) ····· 227
[표 4-26] 콘크리트교에서의 하중조합 및 가계수(도로교설계기준(2010)」 표(2.2.2)) ····· 227
[표 4-27] 허용처짐값(「도로교설계기준(2010)」 표(3.2.1)) ····· 230

그 림 차 례

[그림 2-1] 도로교 설계법의 변천 및 국가별 도입 과정 ····· 14
[그림 2-2] 2005년 이전까지 (구)토지공사 건설교량의 구조형식별 현황 ····· 19
[그림 2-3] 2005년 이전까지 (구)토지공사 건설교량의 교장별 건설현황 ····· 20
[그림 2-4] 설계법간 비교를 위한 재하차로수 설정 예제 ····· 24
[그림 2-5] Eurocode(EN 1992-1-1:2004 4.2 Environmental Conditions) ··· 28
[그림 2-6] BS EN 1992-2:2005 ····· 29
[그림 2-7] 해외의 강연선 부식 사례 ····· 32
[그림 2-8] 그라우팅 결손 및 강연선 부식 조사 결과 (영국) ····· 32
[그림 2-9] TS (Transport Scotland) Interrim N°23 ····· 35
[그림 2-10] Eurocode의 Serviceability Limit States 기준 ····· 36
[그림 2-11] Eurocode의 Minimum reinforcement areas 기준 ····· 36
[그림 2-12] 도로교설계기준(2010)의 균열강도 ····· 36
[그림 2-13] 한계상태설계법 – 내진관련 규정 중 여유간격 규정 ····· 37
[그림 2-14] 한계상태설계법 – 콘크리트 크리프 규정 ····· 38
[그림 2-15] 한계상태설계법 – 콘크리트 건조수축 규정 ····· 38
[그림 2-16] 한계상태설계법 – 온도의 범위 ····· 39
[그림 2-17] 국가지진위험지도 ····· 39
[그림 2-18] 신 · 구 설계법에 따른 RC 라멘교 단면비교 ····· 43
[그림 2-19] 다중단면 박스거더 단면형상 ····· 57
[그림 2-20] 국내 철거대상 보도교 사례들 ····· 73
[그림 2-21] 2000년대 이후 신설된 보도교 사례들 ····· 74
[그림 2-22] LH 보도교 경간장의 변화 ····· 75
[그림 2-23] LH 보도교 구조형식의 변화 ····· 75
[그림 2-24] 경관계획을 고려한 사업수행계획 흐름도 사례 ····· 76
[그림 2-25] 교량형식 비교표 사례 (양주신도시 보도교 1) ····· 77
[그림 2-26] 교량형식 비교표 사례 ····· 79

[그림 2-27] 조사대상 보도교의 세장비 분포 ····· 80
[그림 2-28] 비슷한 규모의 사장교의 구조형태미 비교 ····· 81
[그림 2-29] Hilton Columbus Downtown High Street Downtown bridge ··· 83
[그림 2-30] Paradise Street bridge ····· 83
[그림 2-31] The Knokke bridge ····· 84
[그림 2-32] The Living Bridge ····· 84
[그림 2-33] The Media City Bridge ····· 85
[그림 2-34] The Peace Bridge ····· 86
[그림 2-35] The Peace Bridge1 ····· 87
[그림 2-36] The Circle Bridge ····· 88
[그림 2-37] The Bicycle Snake Bridge ····· 89
[그림 2-38] Passerelle Simone de Beauvoir ····· 90
[그림 2-39] The Melkweg bridge ····· 91
[그림 2-40] The Garden Bridge 조감도 ····· 92
[그림 3-1] 비교설계 대상 RC라멘교 단면도 ····· 108
[그림 3-2] 노출환경에 따른 설계 결정사항 ····· 121
[그림 3-3] 노출환경 예시 ····· 126
[그림 3-4] 상부 거더 노출등급 구분 개요도 ····· 128
[그림 3-5] RC 라멘교 노출등급 구분 개요도 ····· 130
[그림 3-6] 교대 노출등급 구분 개요도 ····· 132
[그림 3-7] 교각 노출등급 구분 개요도 ····· 134
[그림 3-8] 공사비 검토단면 – PSC 합성거더교 ····· 159
[그림 3-9] 검토대상 최대단면력 발생 중앙부 거더 ····· 162
[그림 3-10] 공사비 검토단면 – RC 라멘교 ····· 167
[그림 3-11] 공사비 검토단면 – 개구제형교 ····· 174
[그림 3-12] 근사해석과 격자해석의 비교(내측거더) ····· 176
[그림 4-1] 구조형식의 효율성을 기대하기 어려운 교량사례 ····· 188
[그림 4-2] 일반 차도교의 하부구조형식을 차용한 교량사례 ····· 189
[그림 4-3] 양주신도시 보도교1 상부구조 단면가정
(위로부터 단면 1,2,3) ····· 190

[그림 4-4] 주변 자연환경의 맥락에 자연스럽게 어우러진 the living bridge ····· 192
[그림 4-5] 보도교 높이에 따른 구조형태미 ····· 192
[그림 4-6] 구조 형태미를 엿보기 힘든 사례 ····· 194
[그림 4-7] 구조형태미가 잘 드러난 사례 ····· 194
[그림 4-8] 구조시스템의 스케일과 구성요소와의 조화 ····· 194
[그림 4-9] 철거대상 보도교 ····· 195
[그림 4-10] 일관성이 부족한 바닥설계와 시공불량이 드러난 사례 ····· 196
[그림 4-11] The Living Bridge 개념설계 사례 ····· 197
[그림 4-12] 도로이용자의 기본적인 치수(일본, 도로구조령의 해설과 운용) ····· 208
[그림 4-13] 계단의 기본 수치 ····· 210
[그림 4-14] 계단참의 폭(T : 계단참의 폭, D : 계단의 유효폭) ····· 210
[그림 4-15] 교량 총폭 B (「도로교설계기준(2010)」 그림(2.1.2)) ····· 220
[그림 4-16] 2주구 트러스의 바닥판 총 높이 (도로교설계기준(2010)」 그림(2.1.3)) ····· 222
[그림 4-17] 라멘교의 처짐(「도로교설계기준(2010)」 그림(3.14.12)) ····· 231
[그림 4-18] 라멘교각의 처짐(「도로교설계기준(2010)」 그림(3.14.13)) ····· 231
[그림 4-19] Human comfort criteria based on peak acceleration due to human activities ····· 234

부록차례

부록1. 작성개요 ····· 247

1. 작성목적 ····· 247
2. 작성범위 ····· 247
3. 대상범주 교량 ····· 248

부록2 기존 설계법과의 비교설계집 ····· 251

1. 구성체계 ····· 251
   1.1 구성체계 비교 ····· 251
   1.2 하중조합 및 적용방법 검토 ····· 252
   1.3 주요하중 비교 ····· 257
2. U형단면 강합성 박스거더교 ····· 263
   2.1 설계흐름도 ····· 263
   2.2 설계조건 ····· 269
   2.3 바닥판 설계 ····· 272
   2.4 주거더 설계 ····· 278
   2.5 전단연결재 ····· 284
   2.6 수량비교 ····· 285
3. PSC 합성거더교 ····· 287
   3.1 설계흐름도 ····· 287
   3.2 설계조건 ····· 296
   3.3 바닥판 설계 ····· 300
   3.4 주거더 ····· 304
   3.5 수량비교 ····· 307

4. RC 라멘교 ····· 308
4.1 설계흐름도 ····· 308
4.2 설계조건 ····· 314
4.3 하중계산 ····· 317
4.4 하중조합 ····· 320
4.5 단면 검토 ····· 323
4.6 우각부 검토 ····· 326
4.7 날개벽 검토 ····· 327
4.8 수량비교 ····· 329
5. T형 교각 ····· 330
5.1 설계흐름도 ····· 330
5.2 설계조건 ····· 336
5.3 하중계산 ····· 339
5.4 단면력 산정 ····· 340
5.5 기둥설계 ····· 343
5.6 기초설계 ····· 348
5.7 수량비교 ····· 353
6. 파이형교각 ····· 354
6.1 설계흐름도 ····· 354
6.2 설계조건 ····· 360
6.3 하중계산 ····· 363
6.4 단면력 산정 ····· 365
6.5 기둥설계 ····· 368
6.6 기초설계 ····· 373
6.7 수량비교 ····· 379

7. 파이형교각 ····· 380
7.1 설계흐름도 ····· 380
7.2 설계조건 ····· 386
7.3 설계하중 ····· 391
7.4 하중조합 ····· 392
7.5 벽체설계 ····· 394
7.6 흉벽설계 ····· 396
7.7 날개벽설계 ····· 398
7.8 기초설계 ····· 400
7.9 수량비교 ····· 402

제 1 장
서 론

LAND & HOUSING INSTITUTE

제1장 서 론

1. 연구의 배경 및 목적

국토부는 국제표준에 부합되는 교량설계기준을 확립하기 위한 신뢰도 기반의 한계상태설계법을 2012년에 제정(도로교설계기준 (한계상태설계법))하여 3년 유예 후 2015년부터 적용하고 있다.

[표 1-1] 기존 교량설계기준과 신규 설계기준 비교

당초		변경		비고
강교	콘크리트교	강교	콘크리트교	
허용응력설계법	강도설계법	한계상태설계법		

그러나 한계상태설계법은 기존 도로교설계기준과는 완연히 다른 개념을 포함하고 있다. 또한 강교(AASHTO)와 콘크리트교(Eurocode) 부분이 서로 다른 해외기준을 원용(援用)하고 있으며, 그 체계가 달라 많은 시행착오를 겪을 것으로 예상된다. 또한 연구 착수시점에서 한계상태설계법에 관한 도로교설계기준 해설집 미 발간과 한계상태설계법 적용을 위한 상세세부 내용과 참고자료가 부족하여 설계사 및 설계감독의 어려움이 예상되고 있다. 더불어 강교는 상당부분 보완된 개정판이 발간될 예정이므로 이에 대한 정확한 지침을 제시해 한계상태설계법 개정 이후 재설계 등 혼란방지를 위한 노력이 필요하다. 특히, 한계상태설계법에는 저항수정계수, 중요도계수, 노출환경, 피복등급, 설계등급 등과 같은 설계변수를 발주자가 결정하도록 되어 있어 발주자의 판단할 수 있는 명확한 기준과 지침을 마련할 필요가 있다. 따라서 고속도로 교량과는 다른 특성을 갖는 LH에서 주로 적용하는 도심지 내 교량에 대한 발주기준의 정립, 설계예제집 작성을 통한 설계프로세스 정립과 문제점 등을 발굴하여 한계상태설계법 제정에 따른 대응방안을 마련할 필요가 있다.

연구 착수시점에서 도로공사는 이미 '교량 형식 및 요소별 한계상태설계법 적용 시험설계' 용역을 수행중이었으며, 국토부가 해설집 작성용역을 수행 중인 점을 고려하여 고속도로용 또는 그에 준하는 대형교량에 대한 예제집은 해당 용역결과를 참고하여 활용할 수 있을 것으로 사료된다. 그러나 LH는 기존에 교량공사의 사례를 분석할 때 도시나 단지내 소규모 교량이나 보도육교 등 소규모 교량(20m 이하 50%, 20~40m 38%로 40m 이하가 88%) 위주로 발주 시공되었으며, 교량형식이 주로 RC 라멘교 및 슬래브교 50%, PSC 슬래브교 21%, 강재 박스교가 18%를 차지하고 있다. 따라서 도시나 단지환경에 적합한 LH 사업지구의 환경여건을 반영하고, 기 발주된 교량형식과 교량길이 등을 참고하여 기존 설계발주 사례 대비 설계매뉴얼과 비교설계 예제집을 작성할 필요가 있다. 더불어, LH에서 많이 발주되는 보도육교에 대한 과다설계사례가 많았던 것으로 지적되고 있으므로 본 과제를 통하여 보도육교에 대한 기본적인 설계지침을 마련하여 향후 발주시에 활용할 필요가 있다.

2. 연구의 범위 및 방법

2.1 연구의 범위

본 연구의 범위는 주로 도심지내에 위치하고 있어 고속도로 교량과는 다른 특성을 갖는 도심지내 교량에 적합한 한계상태설계법을 적용한 설계방법을 정립하고자 하는 것이다. 이러한 목적달성을 위한 연구범위는 아래와 같다.

○ 관련 자료 수집 및 기 발주 교량의 구조형식 및 규모, 설계특성 분석
- LH 발주교량의 기 설계자료 분석 (2009년 이전-주, 토공, 이후-LH)
- 설계특성에 따른 LH 발주 교량의 형식 및 규모 설정
- 고속도로상 교량과 단지/도시 시설물로서의 교량의 적용 설계변수의 차이점 도출
- 관련자료 수집 및 분석(도로공사 용역 한계상태설계법 설계예제집 등)

○ 한계상태설계법 적용에 필요한 세부지침 검토

- 한계상태설계법 기준의 발주자 결정사항 검토 및 제시
- 설계 필요사항 도출 – 하중 수정계수, 노출등급, 피복등급, 재료강도 등
- 한계상태설계법에 따른 세부 설계 프로세스 정립 및 절차별 검토사항 제시
- 연구대상 교량의 형식별 내구성 설계를 위한 내구연한 설정 검토

○ 기존 설계법과 한계상태설계법의 비교 검토

- 해석 및 설계규정, 배근 및 상세규정에 대한 비교 검토
- 대표 교량에 대한 기존 설계법 및 한계상태설계법의 비교 검토
- 대표 교량에 대한 모멘트분배법과 그 적용 필요성 검토

○ LH발주 주요교량(콘크리트교, 강교)의 규모 및 형식별 비교설계집 작성

- 대표교량의 비교설계집 작성: 주요 상세도를 포함한 기본설계 수준에서 작성
- 대표교량 설계결과와 기존 설계기준과의 항목별 비교분석

○ 발주자와 설계자를 위한 설계 매뉴얼 작성

- 표준 설계결과를 활용한 설계요소별 계산 및 설계 예제집 작성
- 발주자 및 설계자 검토사항과 해설 등 설계 가이드라인 제시
- 한계상태설계법의 단지/도심지 적용 설계시 주관적 판단항목 도출

○ 비교설계 작성대상 교량 형식별 공사비 비교 분석

○ 보도육교의 설계기준 및 지침 검토

- 기존 보도육교의 발주사례 자료 분석 및 설계과다 유무 검토
- 보도육교의 설계기준 및 지침 검토
- LH 발주 도심지 보도육교의 설계 지침안 작성

2.2 연구의 방법

상기 연구범위에 따른 본 연구의 세부적인 연구방법은 다음과 같다.

○ LH 연구원과 실무부서 공동연구로 연구수행

- 연구진은 책임자를 포함하여, 상부구조분야(구조), 하부구조분야(지반), 수리·수문분야 각 1인씩 연구원 3인과 기존에 설계 및 기준부서에서 설계발주 경험이 있는 토목분야 실무전문가 3인으로 연구진 구성
- LH 발주기준 관련 자체수행 가능한 내용은 자체연구로 수행

○ 한계상태설계법 상세 적용방안 및 비교설계집은 전문기관에 용역추진

- 한계상태설계법은 기존 설계법과 근본적으로 다른 기준이 적용되므로 내부적 전문성이 떨어지므로 외부전문기관에 예제집 작성, 발주자 결정사항 등 실무설계와 관련된 핵심부분을 위탁하여 수행
- 한계상태설계법에 의한 타기관 용역발주 사례 등을 조사하여 분석

○ 보도육교는 연구진 자체적인 설계발주 사례분석 후 필요부분을 용역수행

- 기존 보도육교의 설계방법, 설계변수, 적용하중 등에 대한 분석 및 개선방안 도출

제 2 장
교량설계기준 관련 현황 분석

LAND & HOUSING INSTITUTE

제2장 교량설계기준 관련 현황 분석

1. 도로교 설계기준의 이해

1.1 교량 설계방법 비교

한계상태설계법(LSD)의 개념을 정확히 이해하기 위해서는 허용응력설계법(ASD), 강도설계법(USD), 하중저항계수설계법(LRFD), 신뢰도기반설계법의 기본개념에 대한 이해가 필요하다. 여기서는 이러한 설계법의 특성을 아래와 같이 정리하였다.

1) 허용응력설계법(ASD, Allowable Stress Design)

가장 기초적인 설계법으로서 부재응력-변형 곡선이 Hooke의 법칙에 따른다는 것을 전제로 한다. 이 법칙에 따라 계산되는 각종 하중에 의해 각 부재에 작용하는 응력이 허용응력보다 작도록 각 부재의 단면을 설계하는 개념이다. 허용응력 설계법에서의 안전율은 단지 구조물의 저항 값에만 적용되고 있다. 따라서 여러 하중들의 다양한 불확실성을 전혀 고려하지 않고 모든 하중을 동일하게 취급한다. 또한 안전율의 선택이 구조물의 위험도에 대한 정량적인 측정에 의하지 않고 단지 경험과 판단에 의해서 결정된다. 따라서 재료 성능이 비효율적으로 활용되며, 부재의 파괴강도를 알기 어렵고, 하중 특성을 설계에 반영하기 어려운 문제점이 있다.

2) 강도설계법(USD, Ultimate Strength Design)

강도설계법은 부재의 설계강도(저항)가 소요강도보다 크도록 단면을 결정하는 설계법이다. 설계강도는 1.0보다 작은 강도감소계수를 적용하여 재료의 불균질성 또는 결함 등에 따른 불확실성 고려하며, 소요강도는 1.0보다 큰 하중계수를 적용하여 초과하중 재하 등에 따른 불확실성 고려한다. 부재의 파괴상태 또는 파괴에 가까운 상태의 거동에 기초를 두어 설계하는 방법이지만, 하중과 저항 관련 불확실성을 고려

하기 위한 하중계수와 강도감소계수의 결정이 주로 경험적 방법에 의존하며, 사용성(처짐, 균열 등) 확보를 위한 별도의 검토가 필요하다.

3) 신뢰도기반 설계법

신뢰도 해석이란 구조물에 가해지는 하중, 구조물의 재료, 구조해석, 기타 여러 변수가 갖는 불확실성을 확률과 통계의 이론을 사용하여 구조물의 신뢰도를 구하는 것이다. 구조물의 설계시에 구조물의 신뢰도를 계산하여 이를 적정수준 이상으로 확보하도록 하는 것이다. 구조물의 신뢰도는 파괴확률을 의미하지만 종종 파괴확률을 구하는 것이 어렵기 때문에 신뢰도를 나타내는 지수, 즉 신뢰도지수(reliability index)로 표현되기도 한다. 신뢰도 해석은 이용하는 자료의 정확도, 해석의 복잡성 등에 따라 4가지 단계(level)로 나누어진다.

1단계는 각각의 변수의 불확실성을 하나의 값(특성값)으로 표현하는 것이다. 예를 들어 교량의 차량 활하중의 불확실성을 나타내는 값, 즉 활하중의 특성값은 2.15(현행 우리나라 도로교설계기준의 하중계수)라는 것이다. 또한 보통 철근콘크리트 부재에 휨모멘트가 작용했을 때의 부재 강도의 특성 값은 0.85라는 식이다.

2단계는 각각의 불확실성을 두 개의 특성값(대개는 평균과 변이계수)으로 표현하는 것이다. 예를 들어 어떤 하중은 확률적으로 평균이 90, 변이계수 0.1인 변수이며, 이를 이용하여 신뢰도를 해석하는 단계이다.

3단계는 각각의 불확실변수(무작위변수, random variable)의 분포함수를 이용하여 파괴확률을 계산하는 단계이다.

4단계는 각 변수들의 상호분포함수, 경제성 등을 고려하는 것이다.

이중에서 현재 가장 보편적으로 사용되는 것이 2단계 해석방법으로 각 변수들의 평균 및 변이계수(또는 표준편차, 분산)를 사용하여 구조물의 신뢰도를 계산하는 것이다. 또한 LRFD(Load and Resistance Factor Design) 설계기준은 2단계 신뢰도해석을 이용하되 실무자가 쉽게 적용할 수 있도록 1단계의 부분안전계수 방법을 채택한 설계기준이라 할 수 있다.

4) 하중저항계수설계법(LRFD, Load and Resistance Factor Design)

각종 하중 전반에 대해서 같은 하중계수를 적용하는 허용응력설계법과 달리 하중저항계수설계법은 각종 한계상태에 대한 안전수준이 다양한 구조형식, 부재종류 및 하중조건에 대해서 가능한 일관성을 유지하기 위하여 한계상태의 구분에 따라서 서로 다른 부분안전계수를 신뢰성에 의거하여 적용하는 설계법이다.

교량은 실제 작용하는 모든 하중조합에 대하여 교량의 주구조물 및 부구조물이 모두 안전해야 한다. 하중저항계수설계법에서는 허용단위응력이 하중재하 그룹에 따라 분류되는데 허용피로응력이 작은 경우에 반복하중을 받는 부재에 대하여는 적용할 수 없다. 각각의 하중조합에 의해 요구되는 단면이 결정되면 설계에 있어서는 이중 가장 큰 단면을 채택하여 반영한다. 하중저항계수설계법에서는 하중계수 외에 추가적으로 부재의 공칭재료저항에 감소계수(reduction factor)를 적용하고, 각종 다양한 거동상의 불확실성을 고려하고 있다.

5) 한계상태설계법(LSD, Limit State Design Method)

신뢰성이론을 이용한 정량적인 분석을 통하여 구조물이 한계상태를 벗어날 가능성(파괴확률 또는 신뢰성지수)을 적정 수준으로 제한하는 설계법이다. 전통적인 한계상태의 기본 개념에 의하면 구조물의 상태를 만족과 불만족으로 구별하는 기준을 한계상태라고 할 수 있다. 즉, 한계상태는 바람직하지 못한 사건이나 현상의 시작점을 이상화한 것이다. 실제에서는 이들 바람직하지 못한 사건의 발생 직전의 상태를 한계상태로 간주하기도 한다. 따라서 구조물의 설계에서 이 상태를 벗어나면 적합한 설계기준 성능을 더 이상 만족하지 못하는 상태를 한계상태(limit state)로 정의한다. 각 한계상태는 구조물에 부과되는 요구 성능과 직접적으로 관련되어 있다. 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 구조물 또는 부재가 본래의 목적을 달성하기에 부적합하거나 구조적 기능을 상실한 상황을 강도한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태 등의 한계상태로 정의한다. 모든 신뢰도기반설계법에서와 같이 하중과 저항 관련 불확실성을 고려하기 위한 데이터베이스 구축 필요하며, 적절한 수준의 파괴확률 또는 신뢰성지수의 결정하는데 어려움이 있다.

1.2 국내 설계기준의 변천

도로교설계기준은 최초 1972년 제정된 이후 설계개념의 변화와 사회적 요구사항과 기술수준 등을 고려하여 지속적인 개정을 거쳐 보완되었다.

[표 2-1] 국내 도로교 관련 기준개정 내용

개정년도	개 정 내 용
1972.12 제정	"콘크리트 도로교 설계 표준시방서" 건설부 - 탄성이론에 근거한 허용응력설계법에 기준
1977.12 개정	"도로교 표준시방서" 건설부 - 강교와 콘크리트교를 통합한 설계시방서 - 공통편 정리, 1등급 교량 하중크기 확대(DB18→DB24)
1983. 12 개정	"도로교 표준시방서" 건설부 - 1982년 콘크리트 표준시방서에 맞게 보완, - 적용지간 확대(120m→200m) - 특수강재에 대한 규정 추가, - 설계내용이후 시공편이 같은 목차에 수록
1992. 11 개정	"도로교 표준시방서" 건설부 - 강도설계법 도입, - 내진설계편 추가, - 부록에 하중계수설계법 소개
1996. 4 개정	"도로교 표준시방서" 건설교통부 - AASHTO 기준에 따라 보완, - 하중저항계수 설계법(LRFD) 부록으로 편찬 - 설계기준과 해설 통합본
2000. 7 개정	"도로교 설계기준", 한국도로교통협회, 건설교통부 - 도로교 표준시방서에서 설계기준을 분리 제정 - 하부구조(2001), 상부구조(2003)해설 별책
2005. 2 개정	"도로교 설계기준", 한국도로교통협회, 건설교통부 - 하천설계기준과 통일, - 단위중량을 단위질량으로 표기(SI단위계 적용)
2010. 9 개정	"도로교 설계기준", 한국도로교통협회, 국토해양부 - 콘크리트교 내진설계기준 문제점 보완

그러나 해외시장에서의 경쟁을 고려해 설계기준의 세계화의 필요성이 부각되었다. 이에 따라 해외경쟁력 확보를 위하여 국제표준에 부합되는 설계기준의 도입 필요성이 부각됨에 따라 한계상태설계법을 이론적 근간으로 하는 도로교설계기준 한계상태설계법의 제정을 위한 기술적 기반을 마련하였다.

이것은 국토부의 교량설계핵심기술단의 연구성과를 근거로 2012. 1월 '도로교설계기준(한계상태설계법)'이 제정 공고되었다. 이후 3년간의 경과기간을 거쳐 2015. 1월부터 본격적으로 시행되었다. 그러나 이는 시기적으로 미국, 유럽과 같은 설계 선진국에 비해 약 20년 이상 늦은 것이다. 또한 일부 규정을 제외하고는 해외의 기준을 답습한 부분이 많아 향후 이런 내용들을 국내 실정에 맞으며, 세계적으로 경쟁력을 갖는 기준으로 발전시켜야 한다.

국내에서는 인천대교(2004년)와 거가대교(2003년) 등 민자사업 수행시 보다 단면을 경제적으로 설계할 수 있는 AASHTO LRFD의 설계방식을 적용한 사례가 있다. 그러나 이는 민자사업이라는 특수조건에서 수행된 것이므로 단편적인 적용 예이다.

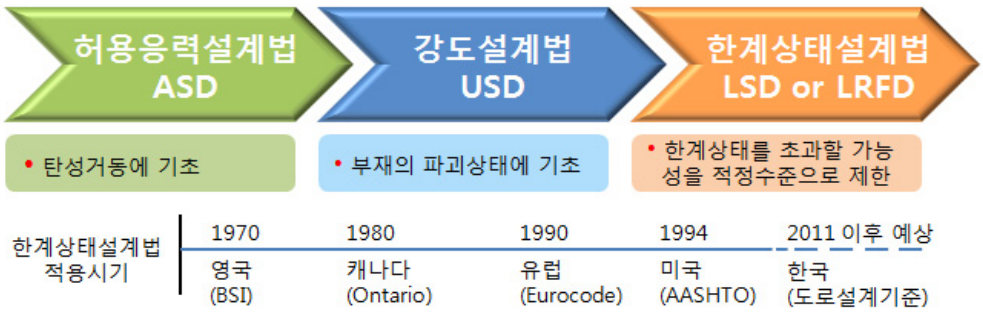
이와 같은 신뢰도기반의 한계상태설계법은 기존 도로교설계기준과는 다른 개념과 내용을 포함하고 있다. 또한 강교부분과 콘크리트교 부분이 서로 다른 해외기준을 원용하고 있어 그 체계도 다소 차이가 있으며, 시행초기에 여러 가지 유형의 시행착오를 겪고 있다. 따라서 한계상태설계법에 대한 이해도가 낮은 대부분의 발주자와 설계자들에게 도움이 될 수 있고, 설계의 오류를 줄일 수 있는 해설을 곁들인 예제집과 매뉴얼의 개발이 필요하다. 들 통해 도로교설계기준(한계상태설계법)의 적용 초기에 발생할 수 있는 혼선을 방지하고 LH에서 발주되는 교량에 적합한 한계상태설계법의 적용방안의 마련이 필요하다.

1.3 해외 설계기준의 변천과 기준 비교

아직까지 우리에게 익숙한 허용응력설계법(ASD)은 설계이론의 선진국이라고 할 수 있는 미국과 유럽에서는 이제 과거의 설계법이 되었다. 그러나 유럽(Eurocode), 캐나다(Ontario Highway Bridge Design Code), 미국(AASHTO LRFD Bridge Design Specifications)등을 중심으로 1990년대부터 한계상태설계법이 도입되기 시작하였다. 현재 외국에서는 신뢰도를 바탕으로 한 설계가 활발히 진행되고 있다.

미국의 AASHTO는 1994년에 신뢰도기반 한계상태설계법 기준인 LRFD편을 제정하여 기존 기준과 병행 적용하고 있으며, 2007년 이후부터 정부재원으로 건설되는

교량에는 LRFD 적용하도록 하고 있다. 또한 유럽연합은 각국의 설계기준을 신뢰도 기반 한계상태설계법 기준인 Eurocode로 통합 추진했으며, 일본과 중국 등 경쟁국들은 국제표준에 부합되는 교량설계기준을 개발하여 해외 시장 진출을 적극적으로 추진하고 있는 실정이다.



[그림 2-1] 도로교 설계법의 변천 및 국가별 도입 과정

국내의 도로교설계기준(한계상태설계법)은 전반적으로 AASHTO LRFD를 근간으로 하되 콘크리트교편은 Eurocode2를 원용하고 있다. 따라서 도로교설계기준(한계상태설계법)을 이해하기 위해서는 AASHTO LRFD와 Eurocode2의 개념이나 변천과정을 알아두는 것이 매우 필요하다.

1) AASHTO LRFD

미국을 중심으로 하는 구조신뢰성이론에 기초한 확률적 한계상태설계 개념으로 개발된 하중저항계수설계기준으로는 1986년에 미국 AISC(American Institute of Steel Construction)에서 채택한 LRFD Manual과 1993년에 미국 AASHTO(American Association of State Highway and Transportation)에서 채택한 LRFD 교량설계시방서(Bridge Design Specification)가 대표적이라고 할 수 있다.

AISC LRFD 시방서나 AASHTO LRFD 시방서의 이론적 배경은 동일하다. 그러나 AISC LRFD는 건축구조물 설계를 목적으로 개발된 설계기준이며, AASHTO LRFD 시방서는 도로교설계를 위한 설계기준이다.

도로교 설계를 위한 하중-저항계수 설계식의 도입역사는 1979년에 채택된 캐나

다의 OHBDC가 시초라고 할 수 있다. 이 기준은 그 후 1983년과 1993년에 재개정되어 현재 사용되고 있다.

1994년 제정된 AASHTO LRFD 설계기준은 강교의 허용응력설계법을 규정하고 있는 AASHTO STANDARD의 설계기준과 병행 적용하며, 지속적인 연구를 통해 개정해 오고 있다. 2007년 이후부터는 정부재원으로 건설되는 교량에는 LRFD를 의무적으로 적용하고 있다. AASHTO LRFD 설계기준의 변천과정은 다음과 같다.

- 1979년 신뢰성에 근거한 한계상태규정들을 연구
- 1984년 교량 기술자그룹에서 AASHTO 설계기준은 최근 기술발전이 반영되지 못하다는 것을 지적
- 1986년 NCHRP 20-07에서 AASHTO의 새로운 설계기준 정립 연구
- 1987년 유럽-캐나다의 LSD를 기초로 하는 LRFD 설계기준 정립 연구
- 1994년 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 1st. edition제정
- 1998년 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2nd 개정
- 2004년 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 3rd 개정
- 2007년 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 4th 개정
- 2010년 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 5th 개정
- 2012년 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th 개정

국내 도로교설계기준(한계상태설계법)은 AASHTO LRFD를 근간으로 하고 있으나 AASHTO LRFD의 최신 개정내용을 반영하지 못 하고 있다. 즉, 도로교 설계기준(한계상태설계법) 6장 강교편은 직선 플레이트거더 및 박스거더의 설계에만 적용할 수 있으며, 이는 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications(BDS) 2002년 Interim에 근거하여 작성되었다. 그 내용은 곡선강교의 강거더 시공성 검토 및 극한한계상태 검토에는 횡방향 휨응력(Lateral bending stress)의 영향을 고려해야 하지만 도로교설계기준(한계상태설계법) 6장 강교편은 횡방향 휨응력을 고려할 수 없어 곡선교의 설계에는 적용할 수 없는 한계를 갖고 있다. 그러나 AASHTO LRFD 2004년 개정판부터는 직선교와 곡선교의 설계를 통합 수행하기 위해 아래 식과 같은 새로운 통합설계식이 제시되었다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xl} \le \phi_f M_n$$

현재의 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 곡선교에 대한 식이 없다. 그러나 같이 제정된 '도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편'과 2014년에 개정된 '하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준'은 개정된 AASHTO LRFD 내용을 근거로 작성되었기 때문에 직선교와 곡선교에 적용할 수 있는 통합된 설계 관련 규정들이 포함되었다. 특히 '도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편'(2015)은 가장 최신의 2012년 AASHTO LRFD규정을 반영하였으므로 강교에 관련해서는 다른 기준보다 우선으로 적용할 수 있다.

2) 유로코드(Eurocode)

유럽구조설계기준/시방서(Eurocode : EC)는 유럽연합(EU) 집행위원회 내의 유럽기준위원회(CEN)가 제정하였다. 유럽기준위원회는 각 회원 국가가 동일 제목으로 규정한 국가별 기술 규격을 유럽규격(EN)으로 통일시켜 제정하는 임무를 갖고 있다.

유럽연합 집행위원회와 유럽기술위원회(CEN)의 합의로 1989년에 건물과 토목구조물에 관해 총 10개로 분류된 설계기준을 작성하였다.

[표 2-2] 유럽 구조설계기준의 종류

EN 1990	Eurocode 0	구조설계의 기본 사항 (Basis of Structural Design)
EN 1991	Eurocode 1	하중 (Actions on Structures)
EN 1992	Eurocode 2	콘크리트 구조물 설계 (Design of Concrete Structures)
EN 1993	Eurocode 3	강 구조물 설계 (Design of Steel Structures)
EN 1994	Eurocode 4	합성 구조물 설계 (Design of Composite Steel and Concrete Structures)
EN 1995	Eurocode 5	목 구조물 설계 (Design of Timber Structures)
EN 1996	Eurocode 6	조적 구조물 설계 (Design of Masonry Structures)
EN 1997	Eurocode 7	기초 설계 (Geotechnical Design)
EN 1998	Eurocode 8	내진 설계 (Design of Structures for Earthquake Resistance)
EN 1999	Eurocode 9	알루미늄 구조물 설계 (Design of Aluminium Structures)

공통의 유럽 구조설계기준(Eurocode)을 유럽연합 각 나라의 국가 구조설계기준으

로 채택할 때는 각 나라마다 사용재료, 품질관리, 안전율 등이 차이가 날 수 있다. 이러한 점을 고려하여 각 국가가 결정할 수 있는 변수가 Eurocode에 규정되어 있다. 물론 각 국가가 이 변수의 값을 결정할 수도 있으나 Eurocode에는 추천 값이 주어져 있다. 이 변수를 국가별 결정 항목(NDPs : Nationally Determined Parameters)이라고 하며, 현재 안전계수와 관련된 것 외에도 상당수의 국가별 결정항목이 있다. 그러나 구조설계기준에서는 모든 국가별 결정항목에 대하여 추천하는 값을 제시하고 있다. 만약 어느 국가가 구조설계기준에서 제시하는 추천 값 대신에 다른 값을 사용하고자 할 때는 구조설계기준의 국가별 부록(National Annex)에 규정하도록 하고 있다.

모든 구조설계기준의 규정항목은 원칙(Principles)과 적용규정(Application Rules)으로 구분되어 있으며, 원칙 항은 일련번호 다음에 문자 P가 나오고 적용 규정은 문자 없이 괄호속의 숫자만 나온다. 원칙이란 대안이 없는 것으로서 일반적인 법칙이나 정의이며, 또 요구사항이나 별도로 언급되지 않는 한 다른 대안이 없는 해석 모델 등도 원칙에 속한다. 적용규정이란 원칙에 위배되지 않고 원칙의 요구 사항을 만족하는 일반적으로 받아들일 수 있는 방법이다. 어떤 적용규정 대신에 만약 그 규정이 해당되는 원칙에 위배되지 않고 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성이 구조설계기준의 규정과 적어도 등가 이상이라는 것이 증명된다면 다른 설계 규정도 사용할 수 있다.

[표 2-3] 유럽 Eurocode 2(EC2)의 종류

EN 1992-1-1	Part 1	일반 규정 및 건물에 대한 규정 (General rules, and rules for buildings)
EN 1992-1-2		일반 규정 – 화재에 대한 구조 설계 (Structural fire design)
EN 1992-2	Part 2	철근 및 프리스트레스트 콘크리트 교량 (Reinforced and prestressed concrete bridges)
EN 1992-3	Part 3	수조 및 격납 구조물 (Liquid retaining and containing structures)

유로코드 중 국내 도로교설계기준(한계상태설계법) 제5장 콘크리트교편의 기초가 된 것은 유럽연합 통합 콘크리트구조설계기준인 Eurocode 2 (EC2)다. EC2는 무근, 철근 및 프리스트레스트 콘크리트 건물 및 토목 구조물의 설계에 적용한다. 이 기준은 아래와 같이 몇 몇 부분으로 구성되어 있다. 이 중 Part 2인 EN 1992-2가 콘크리트 교량 설계기준으로 무근콘크리트교, 철근콘크리트교와 프리스트레스트 콘크리트 교량을 설계하기 위해 필요한 기술적 원리와 요구 사항을 규정한 것으로 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하기 위한 목적을 두고 있다. 이 설계기준은 콘크리트 구조 원리와 함께 보통 또는 경량 콘크리트로 된 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 구조 설계의 기본 원칙을 규정한 것으로써, 도로교설계기준(한계상태설계법) 제5장 콘크리트교편의 근거가 되고 있으며, 다음과 같이 구성되어 있다.

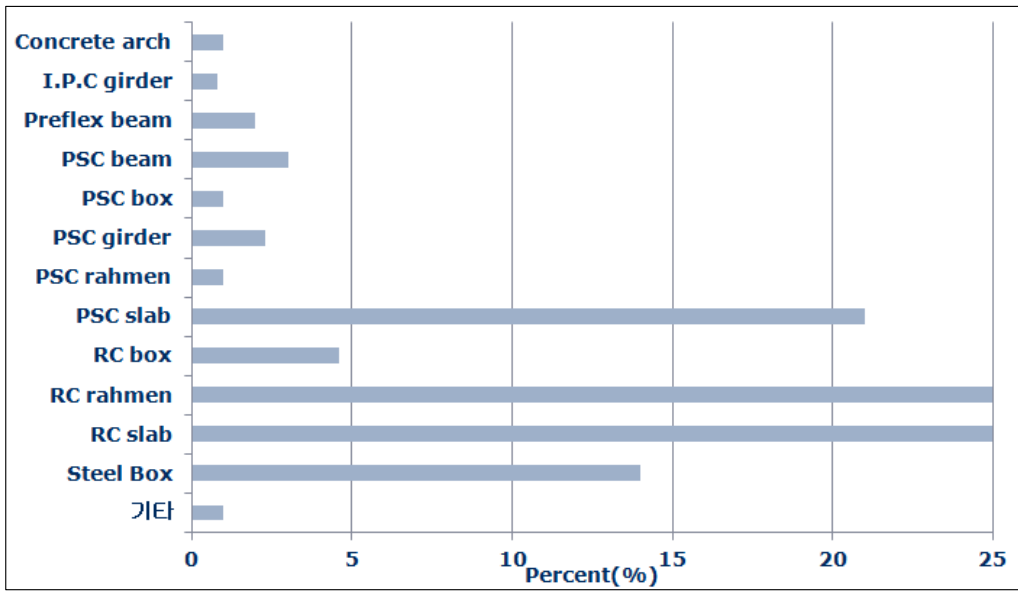
[표 2-3] EC2 Part 2의 구성

제1장	총칙 (General)
제2장	설계 원칙 (Basis of design)
제3장	재료 (Materials)
제4장	내구성 (Durability and cover to reinforcement)
제5장	구조 해석 (Structural analysis)
제6장	극한 한계 상태 (Ultimate limit states)
제7장	사용 한계 상태 (Serviceability limit states)
제8장	철근과 강연선 상세 (Detailing of reinforcement and prestressing tendons - General)
제9장	부재 상세와 특별 조항 (Detailing of members and particular rules)
제10장	프리캐스트 콘크리트 구조의 추가조항 (Additional rules for precast concrete elements and structures)
제11장	경량 콘크리트 구조 (Lightweight aggregate concrete structures)
제12장	무근 콘크리트 구조 (Plain and lightly reinforced concrete structures)

2. LH의 교량 건설사례 및 현황 분석

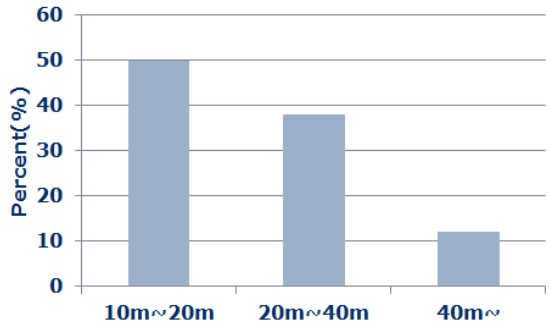
2.1 신도시 개발까지

LH((구)토지공사)가 2004년까지 건설한 교량은 약 408개에 이른다. 이들 교량의 구조형식은 RC 라멘교와 슬래브교가 50%, Steel Box교가 약 21%, 그리고 강재박스교가 약 18%를 이루고 있다.



[그림 2-2] 2005년 이전까지 (구)토지공사 건설교량의 구조형식별 현황

교량의 연장별로는 20m 이하의 소규모 교량이 약 50%, 20~40m가 38%로 전체의 88%를 차지하고 있다. 또한 분당신도시는 111개로 가장 많은 교량을 건설하였다. 또한 한 지구에 10개 이상의 교량을 건설한 8개 지구의 교량건설 물량이 54%에 이른다. 이는 주로 신도시와 택지개발지구에 도시형 교량으로 건설되는데 따른 것으로 분석된다. 따라서 교량에 대한 설계기준 등의 정비는 도로공사의 고속도로 교량과 다른 차원에서 검토되어야 할 것으로 사료된다.



[그림 2-3] 2005년 이전까지 (구)토지공사 건설교량의 교장별 건설현황

[표 2-5] (구) 토지공사의 10개 이상 교량건설지구 현황(2005년 이전)

지구	분당	일산	대불산단	평촌	용인수지	김해장유	창원명곡	아산고대
수량	111	35	17	14	13	11	11	10

2.2 최근의 LH 교량건설 현황

2012년 이후 LH가 건설하였거나 발주예정인 교량건설 관련 현황을 연도별로 정리하였다. 관련 현황은 다음과 같다.

1) 2012~2015년 발주현황

2012년 이후 2015년까지 총 48개 지구에서 174건의 교량공사가 발주되었다. 발주교량의 구조형식은 1기 신도시 개발까지에 비하여 다양해지기는 했지만 여전히 RC라멘교와 슬래브교가, Steel Box교가 많다. 교장은 40m 이상의 교량 건설비율이 증가하였으나 40m 이하 교량 비율이 67%(116건)로 다수를 차지하며, 교장 20m 이하의 교량비율도 33.9%(59건)으로 중소형 교량건설 비율이 월등히 높은 편이다.

[표 2-6] LH의 최근 교량공사 발주현황

2012년		2013년		2014년		2015년		계	
지구수	교량수	지구수	교량수	지구수	교량수	지구수	교량수	지구수	교량수
8	25	13	46	15	63	12	40	48	174

2) 2016년 교량공사 발주예정 현황

2016년 이후의 교량건설 현황을 분석하였다. 이미 발주되었거나 발주 예정인 교량은 총 38지구, 165건이다. 이들 중에서 기 존 도로교설계기준을 적용하는 교량은 33개 지구 138건, 한계상태설계법 적용은 5개 지구 27건이 해당된다.

[표 2-7] 2015년 이후 LH의 교량공사 발주(예정) 현황

도로교설계기준 적용		한계상태설계법 적용		계	
지구수	교량수	지구수	교량수	지구수	교량수
33	138	5	27	38	165

발주교량의 구조형식은 아직 정해지지 않은 것을 제외하더라도 RC 라멘교와 합성형 라멘교, Steel Box교 등이 월등히 많다. 교장은 아직 결정되지 않은 2건을 제외한 163건 중 20m 이하 교량이 15.3%, 20~40m가 33.1%로 40m 이하의 교량이 48.4%로 나타나 갈수록 40m 이상 교량의 건설 비율이 높아지는 것으로 나타났다.

기존 도로교설계기준을 적용한 138개의 교량에는 보도교 31건, 자건거도로 7건, 그리고 생태 통로 5건이 포함되어 있다. 한계상태설계법을 적용한 27건은 전체가 차도교이다.

[표 2-8] 2016년 이후 LH의 발주교량의 유형

도로교설계기준 적용 교량				한계상태설계법 적용 교량	
차도교	보도교	자전거도로	생태통로	차도교	기타
95	31	7	5	27	0

3. 한계상태 주요 설계요소별 국내외 기준적용 사례분석

3.1 구조물의 연성·여용성·중요도

구조물 중요도에 따른 하중계수에 대해 미국 주(州) 도로국(DOT, Department of Transportation)과 한국도로공사의 적용 사례를 조사하였다.

1) 미국 DOT의 적용사례(AASHTO)

[표 2-9] 미국 DOT의 중요도 적용사례

구 분	연성	여용도	중요도
California DOT	1.0	1.0	1.0
Florida DOT	–	1.0 ~ 1.2(형식, 거더배치)	1.0
Kansas DOT	1.0	1.0	1.0(ADDT고려)
Nevada DOT	1.0	1.0	1.0
Oregon DOT	1.0	1.0	1.0
Texas DOT	1.0	1.0	1.0
Washington DOT	1.0	1.0	1.0
Wisconshin DOT	1.0	1.0	1.0

2) 한국도로공사 적용사례

하중영향을 결정하는 하중수정계수를 정의하기 위하여 고속도로 교량의 특성 및 중요도를 고려하여 극한한계상태에서 적용할 연성, 여용성, 중요도 계수를 다음과 같이 제시하였다.

- 연성 η_D = 1.0
- 여용성 η_R = 1.05(소수주거더교)
  = 1.00(소수주거더외 교량)
- 중요도 η_I = 1.05

3.2 교량의 등급

현행 도로교설계기준(한계상태설계법)의 KL-510하중은 국내의 중차량 중량 및 통행패턴에 근거하였으며, 동시재하의 확률을 고려하여 최대 4대의 중차량이 동시에 직렬 또는 병렬로 교량을 주행하는 경우를 분석하였다. 이때 일평균중차량교통량(ADTT)은 5,000대를 기준으로 하였다.

한국도로공사의 경우에는 고속도로 교량은 차량활하중 KL-510을 재하하는 1등교로 설계한다.

3.3 특별시방에 의한 하중계수

설계기준의 발주자 결정사항 중 온도경사 하중계수(γ_{TG}), 침하 하중계수(γ_{SD}), 극단상황한계상태조합에서의 활하중계수(γ_{EQ})는 공사별 특별시방에 의해 결정해야 한다. 도로교설계기준 해설에는 아래와 같이 기재하고 있다.

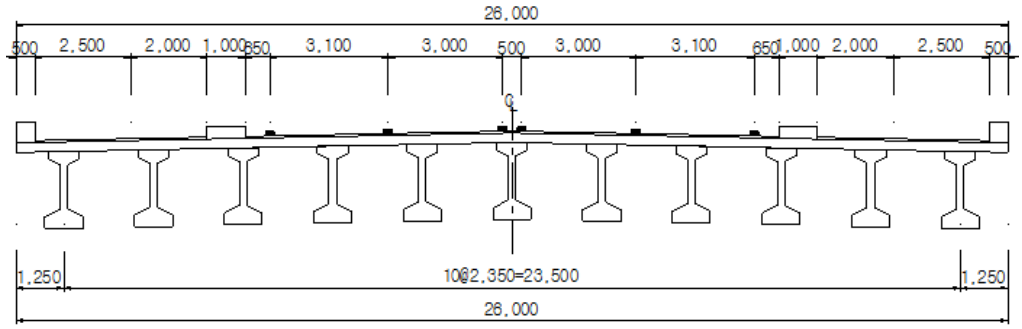
- 온도경사에 대한 하중계수는 개단면 거더나 다거더 강박스 거더의 설계에서는 일반적으로 온도경사를 고려하지 않고 γ_{TG} = 0.0로 적용한다.
- 지점침하에 대한 하중계수 γ_{SD}는 공사별 특별시방에 따른다.
- 공사별 하중계수 값이 없는 경우에는 하중계수를 1.0으로 하여도 좋다.
- 지점침하를 포함하는 하중조합은 지점침하 없이도 적용하여야 한다.
- 상관관계가 없는 하중들에 대한 Turkstra의 하중조합법칙에 따르면 다양한 일일 트럭교통량에 대해 γ_{EQ}=0.5이 합리적인 것으로 알려져 있다.

미국 AASHTO와 한국도로공사는 정적하중으로서의 활하중만을 반영하여 γ_{EQ}= 0.5를 적용하되, 활하중의 관성은 고려하지 않는다.

3.4 재하차로의 수

도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)에서 재하차로 수 설정식이 새롭게 제시되었으며, 상대적으로 차로폭이 좁은 도심지 교량에 별도의 재하차로 조정법이 필요한

지 검토를 위하여 차로 수 검토사례를 비교분석하였다.



[그림 2-4] 설계법간 비교를 위한 재하차로 수 설정 예제

■ 도로교한계상태설계법(2015)에 의한 재하차로 수 계산

- 연석간 거리 W_c = 14.0m
- 계획차로의 폭 W_p = 3.0m와 3.1m 중 3.0m 적용
- $N = \frac{W_c}{W_p} = \frac{14.0}{3.0} = 4.67$의 정수부 = 4차로

■ 도로교설계기준(2010)에 의한 재하차로 수 계산

- 연석간 거리 W_c = 14.0m → 4차로

[표 2-10] 도로교설계기준의 차로 수

W_c의 범위	N	W_c의 범위	N
$6.0 \leq W_c < 9.1$	2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7
$9.1 \leq W_c < 12.8$	3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8
$12.8 \leq W_c < 16.4$	4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9
$16.4 \leq W_c < 20.1$	5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10
$20.1 \leq W_c < 23.8$	6		

기존 도로교설계기준은 도로폭원에 따라 재하차로수가 결정된 반면, 도로교한계상태설계기준은 계획차로폭에 따라 결정되므로 도심지 교량과 같이 차로폭이 좁은 경우에는 기존에 비해 재하차로수가 많아지는 경우도 발생할 수도 있다. 그러나 차로수는 거의 기존과 차이가 없으며, 실제 계획차로수와 동일하게 결정되기 때문에 의미 없이 과대한 설계를 피할 수 있어 합리적이다.

3.5 바닥판의 최소 두께

해외규정의 조사와 국내 고강도콘크리트 바닥판에 대한 실험내용[1] 분석을 통해 바닥판의 최소두께 제한의 적정성을 분석하였다.

1) 각 국의 바닥판 최소두께 규정

국내 기준은 시공 기술력과 환경적 요인(과적 차량 통행, 제설제 살포) 등을 고려하여 해외보다 높은 두께를 요구하고 있다.

[표 2-11] 국가 별 교량상판의 최소두께

National and Codes	Minimum Depth for Decks
United States of America, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012	7" (178mm)
Canada, Canadian Highway Bridge Design Code, 2010	175mm
Japan, 道路橋示方書·同解說, 2012	max(160mm, 40L+110)
Republic of Korea, Korea Highway Bridge Design Code (Limit State Design), 2010	■ Traditional Design: max(220mm, 40L+130) ■ Empirical Design: 240mm
Republic of Korea, Korea Highway Bridge Design Code (Limit State Design), 2012	■ Traditional Design – Steel Bridge: 220mm – Concrete Bridge: 240 mm ■ Empirical Design: 240mm

* Where, L : length of deck slab (m)

1) 황훈희 외,"80MPa급 고강도 콘크리트를 활용한 2거더교 RC 강지간 바닥판의 최소두께", Journal of KOSOS, 2014

2) 80MPa 고강도 콘크리트 실험사례 검토 (황희훈 외)

80MPa급 콘크리트와 항복강도가 각각 40MPa, 500MPa 및 600MPa인 철근의 재료적 특성을 반영한 검토를 수행하여 제안된 최소두께 식은 다음과 같다.

$$t_{\min} = 29L + 50$$

위 식을 적용하는 경우, 4m span의 바닥판의 경우 최소 두께는 166mm로 기존 식에 의한 290mm의 57% 밖에 되지 않는다. 그러나 단순히 하나의 실험사례이므로 일반화하여 최소 두께를 줄이는 것은 어려울 것으로 사료된다.

3.6 노출환경 및 최소 콘크리트 기준압축강도

도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 '콘크리트부재 설계시 내구성 확보를 위해 환경조건에 따른 노출환경과 등급을 최우선적으로 결정하여야 한다' 라는 규정은 콘크리트 강도, 최소피복두께, 나아가서는 단면크기, 긴장력 등 전체적인 설계에 크게 영향을 줄 수 있으므로 도심지 교량에 적합한 노출등급 결정기준을 검토하였다. 검토는 도로교설계기준, 한국도로공사 적용기준, Eurocode, 그리고 BS annex의 사례를 분석하였다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법)

[표 2-12] 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도(도설한(2012), 표 5.10.1)

노출환경 (표 5.8.2)	부식									
	탄산화에 의한 부식				염화물에 의한 부식			해수의 염화물에 의한 부식		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	21	24	30		30		35	30	35	

노출환경 (표 5.8.2)	콘크리트의 손상							
	위험없음	동결/융해 침투				화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3	EF4	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	18	24		30		30		35

2) 한국도로공사

한국도로공사 도로교통연구원'에서 '도로교 설계기준(한계상태설계법) 고속도로 교량 세부적용지침(안)(2015)에 자주 사용되는 부재에 대해 구체적인 노출환경등급 적용지침(안)을 제시하였다.

[표 2-13] 한국도로공사 하부도로 제빙화학제 사용구간 교량 노출환경 등급지침

부재	부위			노출환경등급
바닥판	상면	아스팔트계 교면포장		EC4/ED3/EF4
		콘크리트계 교면포장		EC3
	하면	하부 차도로부터 6m 초과 이격	거더교 일반부	EC3/ED1/EF2
			거더교 캔틸레버부, 슬래브교, 라멘교	EC4/ED1/EF2
거더	하부 차도로부터 6m 초과 이격		내측 거더	EC3/ED1/EF2
			외측 거더	EC4/ED1/EF2
교각, 교대	신축이음장치 하부			EC4/ED3/EF4
	일반 부위			EC4/ED1/EF2
기초 (일반토양조건)	기초 (지표면 노출)			EC4/EF3
	기초 (지중)			EC2
방호벽, 중앙분리대	–			EC4/ED3/EF4
하부 차도로부터 수평 혹은 수직으로 6m 이내 모든 부위				EC4/ED3/EF4

[표 2-14] 한국도로공사 하부도로가 없거나 하부도로 제빙화학제 미사용 구간 교량 노출환경 등급지침

부재	부위		노출환경등급
바닥판	상면	아스팔트계 교면포장	EC4/ED3/EF4
		콘크리트계 교면포장	EC3
	하면	거더교 일반부	EC3
		거더교 캔틸레버부, 슬래브교, 라멘교	EC4/ED1/EF2
거더	내측 거더		EC3
	외측 거더		EC4/ED1/EF2
교각, 교대	신축이음장치 하부		EC4/ED3/EF4
	일반 부위		EC4/EF1
기초 (일반토양조건)	기초 (지표면 노출)		EC4/EF3
	기초 (지중)		EC2
방호벽, 중앙분리대	–		EC4/ED3/EF4

3) Eurocode

고부식성 노출환경이 되면 내구성에 심각한 영향을 주게 되어 기준압축강도, 피복두께 등이 상향되고 시멘트 종류와 콘크리트 배합이 변경되어 염소이온의 침투 저항성이 높여야 한다[2]. 이와 같은 고부식성 환경은 염화물과 해수 염화물에 의해 형성되는데 해상이 아닌 일반적인 도로환경에서는 제빙화학제에 의한 부식이 가장 큰 영향을 미치게 된다. 국내에서는 강설시 교통장애로 인한 민원을 방지하기 위해서 필요 이상으로 많은 제설제를 사용하는 경향이 있기 때문에 지역에 따라 제빙화학제에 의한 손상이 많이 발생한다고 보고되고 있다. 따라서 대상 교량의 교면에 포설되거나 또는 하부를 통과하는 도로에 포설된 제설제의 제빙화학제에 의한 영향을 엄밀하게 분석할 필요가 있다. 이를 위해 Eurocode(EN 1992-1-1:2004 4.2 Environmental Conditions)에 적시된 규정을 분석하였다.

4.2 Environmental conditions

(104) Water penetration or the possibility of leakage from the carriageway into the inside of voided structures should be considered in the design.

(105) For a concrete surface protected by waterproofing the exposure class should be given in a Country's National Annex.

NOTE For surfaces protected by waterproofing the exposure class for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended exposure class for surfaces protected by waterproofing is XC3.

(106) Where de-icing salt is used, all exposed concrete surfaces within *x* m of the carriageway horizontally or within y m above the carriageway should be considered as being directly affected by de-icing salts. Top surfaces of supports under expansion joints should also be considered as being directly affected by de-icing salts.

NOTE 1 The distances x and y for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for x is 6m and the recommended value for y is 6m.

NOTE 2 The exposure classes for surfaces directly affected by de-icing salts for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended classes for surfaces directly affected by de-icing salts are XD3 and XF2 or XF4, as appropriate, with covers given in Tables 4.4N and 4.5N for XD classes.

[그림 2-5] Eurocode(EN 1992-1-1:2004 4.2 Environmental Conditions)

(1) 제빙화학제의 영향 범위

가) 차도에서 수평으로 x m, 노면 위로 y m가 제빙화학제의 영향범위이며, x와 y는 국가별 Annex로 규정한다. 기본적으로 x, y를 6m로 추천하고 있다.

2) 울산대학교 차수원 교수 자문

나) 도로교설계기준(한계상태설계법) 표 5.10.2 주3)에는 '이것은 차도로부터 6 m 이내에 있는 모든 난간, 벽체, 교각을 포함하여, 또한 차도로부터 배출되는 물에 노출되기 쉬운 신축이음부(expansion joint) 하부 교각의 윗부분과 같은 표면을 포함한다."로 되어 있어 마치 6m 이내에 있더라도 난간, 벽체, 교각이 아니면 영향이 없는 것으로 오해할 수 있다. 그러나 원문에 따르면 '범위 내에 있는 모든 노출된 콘크리트면'으로 되어있어 거더, 슬래브를 포함한 모든 부재가 해당된다.

4) BS Annex

EN 1992-2에 대한 영국의 Annex인 BS EN 1992-2:2005에 따르면 제빙화학제의 영향범위로 6m가 아니라 수평거리 x는 10m, 위로는 5m로 규정하였다.

Table NA.1 **UK decisions for nationally determined parameters in BS EN 1992-2:2005**

Subclause	Nationally determined parameter	Eurocode recommendation	UK decision
Foreword	Definition of National Authorities	None given	The body with a statutory responsibility for the safety of the structure.
3.1.2 (102)P	Value of C_{min}	C30/37	C25/30
3.1.2 (102)P	Value of C_{max}	C70/85	C70/85. However the shear strength of concrete classes higher than C50/60 should be determined by tests, unless there is evidence of satisfactory past performance of the particular mix including the type of aggregates used. Alternatively shear strength of concrete strength classes higher than C50/60 may be limited to that of C50/60.
3.1.6 (101)P	Value of α_{cc}	0,85	1,0 except in the following clauses where it should be taken as 0,85: • **3.1.7** • **5.8** • **6.5.2** (1) • **6.5.4** • **6.7** • **8.3** (3) • **8.6** (5) • **10.9.2** (2) • **10.9.4.3** (3) • **10.9.5.2** (1) • **10.9.5.2** (2) • **12.6.1** (3) • **12.6.5.2** (1) • **J.104.1** (103)
3.1.6 (102)P	Value of α_{ct}	1,0	Use the recommended value.
3.2.4 (101)P	Classes of reinforcement to be used in bridges.	Class B and Class C	Class B and Class C. For steel fabric reinforcement, Class A may also be used provided it is not taken into account in the evaluation of the ultimate resistance.
4.2 (105)	Exposure class for a concrete surface protected by waterproofing.	XC3	Use the recommended class.
4.2 (106)	Distance x	6,0 m	10,0 m
4.2 (106)	Distance y	6,0 m	5,0 m

[그림 2-6] BS EN 1992-2:2005
(UK decisions for nationally determined parameters)

3.7 최소 설계등급

도로교설계기준(한계상태설계법)은 콘크리트 교량 구조물 및 부대시설을 구성하는 부재가 충분한 기능을 발휘하도록 콘크리트 교량의 특성과 노출 환경에 따라 최소 설계등급을 지정해 최소 사용한계상태를 유지하도록 한다. 따라서 최소설계등급에 대한 국내외 적용사례를 분석하였다. 분석은 '부식성 환경과 고부식성 환경과의 차이를 둘 필요가 있는가?', '고부식성 환경에서 포스트텐션부재의 영(0)응력 한계상태를 검토하는 사용하중조합-V가 너무 작은 것은 아닌가?' 라는 두 가지 관점에서 검토하였다.

1) EN1992-2 허용 균열폭

콘크리트 교량설계를 위한 EN1992-2 Table 7.101N에 노출등급(Exposure Class)과 하중조합에 따른 영(0)응력 상태와 허용 균열폭에 대해 검토하였다.

[표 2-15] EN1992-2 Table 7.101N의 허용 균열폭

노출 등급 (Exposure Class)	RC 및 비부착 긴장재를 갖는 PSC 부재	부착 긴장재를 갖는 PSC 부재
하중 조합	지속하중 조합 (Quasi-permanent load combination)	빈번한 하중조합 (Frequent load combination)
X0, XC1	0.3mm	0.2mm
XC2, XC3, XC4	0.3 mm	0.2mm (지속하중 조합 활용, 영응력 상태 검토)
XD1, XD2, XD3		영응력 상태 검토 (Decompression)
XS1, XS2, XS3		

부재의 종류에 따라 '지속하중 조합(Quasi-permanent load combination)'이나 '빈번한 하중조합(Frequent load combination)'을 이용하여 균열폭과 영(0)응력 한계상태의 검토를 요구하고 있다. 이때, 영응력 상태는 프리스트레싱 강재나 덕트 주변 100mm 이내 콘크리트에서 인장응력이 발생하지 않는 상태로 정의한다. '지속하중 조합'에서는 활하중의 영향을 고려하지 않지만, '빈번한 하중조합'에서는 축하중의

75% 영향을 고려한다. 국내 규정과의 가장 큰 차이점은 부착 긴장재를 갖는 PSC 부재의 영응력을 빈번한 하중조합, 즉 도로교설계기준(한계상태설계법) 극한한계상태조합 Ⅲ이라는 점이다.

2) 프랑스

프랑스의 교량설계를 위한 National Annex인 NF EN 1992-2/NA는 EN1992-2는 보다 좀 더 엄밀한 규정을 제시 하였다. 즉, 한계상태 검토를 위한 하중조합으로는 활하중의 영향을 고려하는 '빈번한 하중조합(Frequent load combination)'하에서 RC나 비부착 긴장재 PSC 구조물의 일반환경 조건(XC)의 허용 균열폭 0.3mm, 염화물에 있는 고부식성 환경 조건(XD, XS)의 허용 균열폭 0.2mm로 규정하고 있다. 고부식성 환경에 있는 부착 긴장재 PSC 구조물의 영응력 상태는 '빈번한 하중조합'을 적용하여 검토한다.

3) 독 일

DIN 1045-2에 도로교와 철도교를 위한 별도의 허용 균열폭 및 영응력상태 관련 규정을 설정하고 있다. '빈번한 하중조합'하에서 최대 허용균열폭은 0.2mm으로 설정하고 있으며, 영응력상태의 검토도 활하중의 영향을 일정부분(활하중 계수: 0.3) 고려하는 지속 하중조합(Quasi-permanent load combination)으로 검토한다.

4) 한국도로공사

[표 2-16] 한국도로공사의 노출 환경에 따라 요구되는 고속도로 최소 설계 등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리텐션	비부착 프리스트레싱	철근 콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)	D	D	E	E
부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉환경; EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경; ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C (B고려)	B	E	E (D고려)

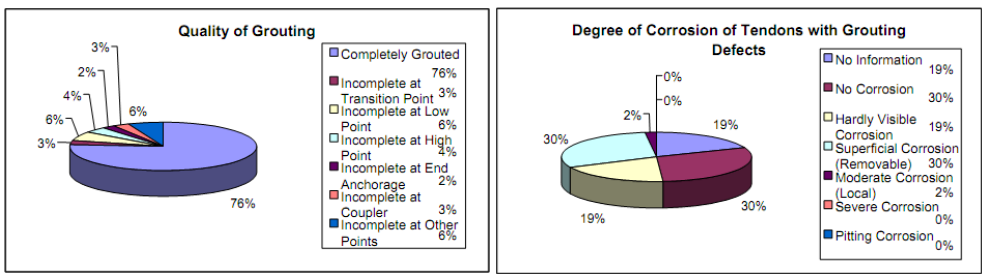
한국도로공사는 차량하중과 같은 실제 하중 적용시에 균열 발생 및 확대(Opening)에 의해 철근 등의 부식이 발생되는 것을 고려하여 고부식성 환경의 균열과 영(0)응력 한계상태 검토를 위한 하중조합으로 활하중의 영향을 고려하지 않는 사용하중조합-V 보다는 사용하중조합-III/IV를 적용하는 것을 고려하였다. 그러나 최종적으로는 설계기준의 최대 값을 그대로 적용하고 있다.

5) 강연선의 부식 사례

최근 특정 교량에서 그라우팅으로 충진된 외부 강연선이 부식으로 인해 파단된 사고가 발생 사례가 있다.



[그림 2-7] 해외의 강연선 부식 사례



[그림 2-8] 그라우팅 결손 및 강연선 부식 조사 결과 (영국)

이는 어떤 이유에서든 그라우팅이 완전히 충진되지 않아서 그 공간으로 외부에서 유입된 염분이 강연선을 부식시켜 파단된 것은 사료된다. 국내에서는 그라우팅된 강

연선의 부식문제가 최근에야 이슈화되었지만, 해외에서는 이미 1985년대에 사고사례가 보고되었다. 사고 이후 영국에서 대대적인 조사가 이루어졌으며, 조사 결과 많은 수의 강연선이 그라우팅 결손이 있었고, 일부 강연선은 부식이 발견되기도 하였다. 이와 같은 결함의 여러 가지가 있겠지만 가장 중요한 비중을 차지하는 것이 바로 그라우팅 재료다. 그라우팅재료는 유동성을 확보하기 위해 물을 많이 넣는다. 이로 인해 높은 위치의 덕트에는 블리딩수가 많이 모여지게 되며, 이것이 증발되면서 공극이 발생되어 해당구간은 결국 결함부가 된다. 따라서 블리딩수를 줄이는 것이 중요하다. 그러기 위해서 낮은 물시멘트비, 높은 유동성, 무수축 특성을 가진 그라우팅재료가 필요하다. 또한 시험방법에 따라 그 효과가 과소 또는 과대평가가 될 수 있다. 그동안 국내에서는 그라우팅재료와 시험방법의 개선이 이루어지지 않은 상태에서 포스트텐션 PSC 구조물이 시공되어 언제든지 강연선 파단과 같은 사고가 발생할 가능성을 가지고 있다. 따라서 향후 그라우팅재료와 시험방법 등의 개선을 통해 확실한 부식방지를 이룰 수 있을 때까지는 어느 정도 안전책을 둘 필요가 있다.

3.8 최소 피복두께

콘크리트 부재의 최소 피복두께는 교량 형식과 적용 조건에 따라 매우 다양한 결과가 산출될 수 있으므로 이에 관한 사례를 아래와 같이 분석하였다. 분석은 한국도로공사, 영국 스코틀랜드의 TS 규정을 분석하였다.

1) 한국도로공사

한국도로공사는 고속도로 교량에 대해 부재별로 다음 피복두께를 제안하고 있다.

[표 2-17] 고속도로 교량의 부재별 피복두께 (한국도로공사)

부 재	부위		노출환경등급		최소 피복두께(mm)					사용피복두께 (mm)	
			탄산화	염화물	$t_{c,\min,}$	$t_{c,\min,dur}$		$\Delta t_{c,du}$	$t_{c,\min}$	현행	개선
						탄산화	염화물				
바닥판	상면	아스팔트계 교면포장	EC4	ED2	19	40	50	10	60	60,70	70

		콘크리트계 교면포장	EC3		19	35			35		45
	하면	하부 차도로부터 6m 이내	EC4	ED3	19	40	55	15	70	40,50	80
		하부 차도로부터 6m 이상 이격	EC4	ED1	19	40	45	5	50		60
거더	하부 차도로부터 6m 이내		EC4	ED3	19	40	55	15	70	40	80
	하부 차도로부터 6m 이상 이격		EC4	ED1	19	40	45	5	50		60
교각 (코핑, 기둥)	신축이음장치 하부		EC4	ED3	32	40	55	15	70	100	110
	차도로부터 수평 혹은 수직으로 6m 이내 부위		EC4	ED3	32	40	55	15	70		110
	일반부위		EC3	ED1	32	35	45	5	50		90
교대 벽체	신축이음장치 하부 (흉벽과 받침하부 1.5m)		EC4	ED3	32	40	55	15	70	100	90
	차도로부터 수평 혹은 수직으로 6m 이내 부위		EC4	ED3	32	40	55	15	70		90
	일반부위		EC3	ED1	32	35	45	5	50		70
라멘	슬래브 (상면)	아스팔트계 교면포장	EC4	ED2	32	40	50	10	60	80	80
		콘크리트계 교면포장	EC3		32	35			35		55
	슬래브 (하면) 벽체 (전면)	하부 차도로부터 6m 이내	EC4	ED3	32	40	55	15	70	60,80	90
		하부 차도로부터 6m 이상 이격	EC4	ED1	32	40	45	5	50		70
기초 (교각, 교대, 라멘)	확대기초		EC2		32	35			35	100	55
	말뚝기초	상면	EC2		32	35			35	100	55
		하면								150	150
방호벽, 중앙 분리대			EC4	ED3	19	40	55	15	70	50 (기계 :70)	80

주1) 최소피복두께 : 철근(횡방향철근, 표피철근 포함)의 표면에서 콘크리트표면까지의 거리
주2) 사용피복두께 : 주철근 도심에서 콘크리트 표면까지의 거리

2) TS(Transport Scotland) Interrim N°23

BS 8500을 참조로 한 Transport Scotland 규정에 따르면 설계편차 허용량 Δ_c를 현장타설, 프리캐스트, 슬래브의 두께에 따라 구분하고 있다.

TS Interim Amendment N° 23 **Implementation of BS 8500-1:2006**
Concrete – Complementary British Standard to BS EN 206-1

TRANSPORT SCOTLAND

TRANSPORT SCOTLAND (Agency of the Scottish Government)
TRUNK ROAD NETWORK MANAGEMENT (Bridges)
TS INTERIM AMENDMENT No 23 Revision 2 – IMPLEMENTATION OF BS 8500-1:2006
CONCRETE – COMPLEMENTARY BRITISH STANDARD TO BS EN 206-1

For thin insitu concrete sections, such as deck slabs of less than 250 mm thickness, a higher fixing precision may also be appropriate and necessary. However if this is adopted it should be expressly stated within contract documentation and drawings. Additional checks would be required on site to ensure compliance and methods to achieve this should be detailed in the contractor's site practices and agreed method statements. Contractors should provide certificates of compliance and a detailed record of measured covers before concrete is placed.

The following fixing precision for reinforcement Δ_C shall be adopted:

Insitu concrete generally	Δ_C = 15 mm
Precast concrete generally (factory controlled)	Δ_C = 5 mm
Insitu concrete slabs 150 mm or less thick	Δ_C = 5 mm
Insitu concrete slabs between 150 and 250 mm thick	Δ_C = 10 mm
Insitu concrete slabs over 250 mm thick	Δ_C = 15 mm

It is good practice to carry out thorough checks of cover prior to concreting operations. Checking of cover after formwork has been stripped to ensure compliance is a mandatory requirement of SHW Clause 1714. Records shall be submitted within 3 working days of the formwork being stripped to the Engineer's Representative on site.

[그림 2-9] TS (Transport Scotland) Interrim N°23

3.9 콘크리트의 균열강도

콘크리트의 균열강도는 균열폭을 결정하는데 영향을 주기 때문에 신규설계 기준의 적용에 참고하고자 Eurocode의 내용과 기존 도로교설계기준(2010)의 규정을 조사하였다.

1) Eurocode의 균열강도

(1) 1992-1-1 7.Serviceability Limit States (SLS) 7.1(2)

'휨인장응력이 $f_{ct,eff}$ (f_{ctm}나 $f_{ctm,fl}$으로 간주)을 초과하지 않으면 비균열단면으로

간주할 수 있다'고 되어 있어 평균인장강도 f_{ctm}을 균열강도로 보고 있다.

(2) In the calculation of stresses and deflections, cross-sections should be assumed to be uncracked provided that the flexural tensile stress does not exceed $f_{ct,eff}$. The value of $f_{ct,eff}$ may be taken as f_{ctm} or $f_{ctm,fl}$ provided that the calculation for minimum tension reinforcement is also based on the same value. For the purposes of calculating crack widths and tension stiffening f_{ctm} should be used.

[그림 2-10] Eurocode의 Serviceability Limit States 기준

(2) 1992-1-1 7.3.2 Minimum reinforcement areas

첫 균열직전의 인장강도를 의미하는 $f_{ct,eff}$를 평균인장강도 f_{ctm}로 간주하고 있다.

(2) Unless a more rigorous calculation shows lesser areas to be adequate, the required minimum areas of reinforcement may be calculated as follows. In profiled cross sections like T-beams and box girders, minimum reinforcement should be determined for the individual parts of the section (webs, flanges).

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} \qquad (7.1)$$

where:

$A_{s,min}$ is the minimum area of reinforcing steel within the tensile zone

A_{ct} is the area of concrete within tensile zone. The tensile zone is that part of the section which is calculated to be in tension just before formation of the first crack

σ_s is the absolute value of the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after formation of the crack. This may be taken as the yield strength of the reinforcement, f_{yk}. A lower value may, however, be needed to satisfy the crack width limits according to the maximum bar size or spacing (see 7.3.3 (2))

$f_{ct,eff}$ is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when the cracks may first be expected to occur:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ or lower, ($f_{ctm}(t)$), if cracking is expected earlier than 28 days

[그림 2-11] Eurocode의 Minimum reinforcement areas 기준

2) 도로교설계기준(2010)의 균열강도

4.6.3.3 허용응력

(2) 콘크리트의 허용응력

⑤ 균열 응력(4.4.9.4 참조)

실험으로부터 얻은 콘크리트의 휨인장강도(파괴계수)를 사용하되, 실험 자료가 없을 경우에는 다음 값을 적용한다.

(가) 보통 콘크리트 : $0.63\sqrt{f_{ck}}$

[그림 2-12] 도로교설계기준(2010)의 균열강도

기준압축강도가 40MPa인 경우, 균열 응력은 다음과 같으며, 이 값은 도로교설계기준(한계상태설계법)의 평균 인장강도 3.74MPa과 유사한 결과를 보인다.

- 균열응력 = $0.63\sqrt{f_{ck}} = 0.63\sqrt{40} = 3.98\,MPa$

3.10 신축이음장치 및 가동받침의 이동량

도로교설계기준(한계상태설계법)의 '제9장 신축이음, 받침 및 방호 울타리'에는 극한한계상태 하중조합에 대해 신축이음장치의 본체설계와 이동량을 검토하도록 규정되어 있다. 그러나 신축이음량도 극한한계상태조합을 적용하는 것은 기존 설계법과 현재 교량받침 이동기준과 상충되는 부분이 있으므로 이에 대한 검토하였다.

1) 한계상태설계법(2015) 내진설계편

지진시 교량간의 충돌을 방지할 수 있도록 교량간의 여유간격을 규정하고 있으며, 하중계수는 1.0으로 적용하되 온도는 평상시의 개념을 적용해 0.4를 하중계수로 적용하고 있다.

제8장 내진설계

8.6.8 설계변위

(5) 교량의 여유간격

지진 시에 교량과 교대 혹은 인접하는 교량간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계 시 고려된 내진성능이 충분히 발휘될 수 있도록 하기 위하여 교량의 단부에는 그림8.6.2에 나타낸 바와 같이 여유간격을 설치한다. 교량의 여유간격은 식 (8.6.2)에 의한 값 보 다 작아서는 안 된다.

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t \quad (8.6.2)$$

여기서,

Δl_i = 교량의 여유간격(mm)

d = 지반에 대한 상부구조의 총변위($d_i + d_{su}$)(mm)

Δl_s = 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량(mm)

Δl_c = 콘크리트의 크리프에 의한 이동량(mm)

Δl_t = 온도변화로 인한 이동량(mm)

[그림 2-13] 한계상태설계법 – 내진관련 규정 중 여유간격 규정

2) 한계상태설계법(2015) 콘크리트의 크리프 기준

보통시멘트의 경우 7일(0.25개월) 경과시의 크리프계수를 4.0으로 한다.

3.9 콘크리트의 크리프 : CR

【해 설】

(3) 설계의 초기에 프리스트레스힘의 감소량 및 부정정력을 대략 계산해야 할 경우에 콘크리트의 크리프계수는 해설 표 3.9.1의 값을 표준으로 할 수 있다.

콘크리트의 크리프계수(「도설한 해설(2015)」 표 3.9.1)

콘크리트의 재령일		4~7	14	28	90	365
크리프 계수	조강시멘트	3.8	3.2	2.8	2.0	1.1
	보통시멘트	4.0	3.4	3.0	2.2	1.3

[그림 2-14] 한계상태설계법 – 콘크리트 크리프 규정

3) 한계상태설계법(2015)의 콘크리트의 건조수축 기준

7일(0.25개월) 경과시의 잔존 건조수축률을 27×10^{-5}으로 규정한다.

3.10 콘크리트의 건조수축 : SH

【해 설】

(3) 설계의 초기에 프리스트레스힘의 감소량을 대략 계산해야 할 경우에 콘크리트의 건조수축률은 해설 표 3.10.1의 값을 표준으로 할 수 있다.

콘크리트의 건조수축률(「도설한 해설(2015)」 해설 표 3.10.1)

콘크리트재령일	4~7	28	90	365
건조수축률	27×10^{-5}	20×10^{-5}	14×10^{-5}	7×10^{-5}

[그림 2-15] 한계상태설계법 – 콘크리트 건조수축 규정

4) 한계상태설계법(2015)의 평균온도(TU)

7일(0.25개월) 변형효과는 설계시 기준으로 택했던 온도(보통 년평균온도)와의 차이를 고려하므로 기준온도를 +15℃로 할 때 한랭지 강교의 경우 +35℃, −45℃ 적용한다. 가동받침 설치시 여유량은 이보다 큰 ±50℃로 과다해 보인다

온도의 범위(도설한(2015)」 표 3.14.1)

기후	강교 (강바닥판)	합성교 (강거더와 콘크리트 바닥판)	콘크리트교
보통	–10℃에서 50℃	–10℃에서 40℃	–5℃에서 35℃
한랭	–30℃에서 50℃	–20℃에서 40℃	–15℃에서 35℃

[그림 2–16] 한계상태설계법 – 온도의 범위

3.11 내진규정

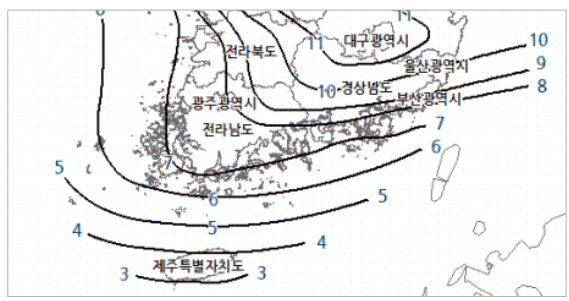
전라남도 남서부의 지진구역계수가 도로교설계기준(한계상태설계법)의 일반교량편과 케이블교량편의 내용이 상이하므로 합리적인 방안마련을 위해 자료조사를 실시하였다. 분석결과 한계상태설계법 5.1.1에 따르면 국가지진위험지도로부터 지진계수를 직접 얻을 수 있고, 이를 내진 설계에 활용할 수 있다. 따라서 전남지역은 대부분의 지역이 0.07을 초과해 안전측으로 지진구역 I 로 보는 것이 타당하다.

[표 2–18] 지진구역 구분(도설한(2015))

지진구역	구역계수	행정구역	
I	0.11	도	~~, 전라남도 북동부
II	**0.07**	도	~~, **전라남도 남서부**

[표 2–19] 지진구역 구분(도설한 케이블(2015))

지진구역	구역계수	행정구역	
I	**0.11**	도	~~, 전라남도 북동부, **전라남도 남서부**
II	0.07	도	~~



[그림 2–17] 국가지진위험지도

3.12 강재 곡선 거더교 설계

초기의 AASHTO LRFD Bridge Design 시방서는 직선 강교만 적용할 수 있도록 제한되었지만, 2004년 개정판부터는 직선교와 곡선교의 설계를 통합 수행하기 위해 아래 식과 같은 새로운 통합설계식이 제시되었다.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xl} \leq \phi_f M_n$$

2014년에 개정된 '하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준'[3] 및 '도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블강교량편'의 강교편은 최근의 AASHTO LRFD Bridge Design 시방서에 근거하여 작성되어, 직선교와 곡선교에 적용할 수 있는 통합된 설계 관련 규정들이 포함되었다.

3.13 말뚝기초의 설계

1) 미국 DOT규정의 적용사례 (AASHTO)

미국의 주정부에서는 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications의 도입초기에 설계하중의 증가를 반영하여 허용응력법의 안전율과 등가의 저항계수를 산정하는 방법을 제시하고 있다.

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications의 2007년 판부터는 말뚝 설계시 높은 저항계수를 적용할 수 있는 동재하 시험에 대한 내용을 강화하였다.

South Carolina DOT와 같은 주 DOT에서는 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications에서 제공하는 기초관련계수와 실제 지반거동의 차이를 고려하여, 건설 중에 깊은 기초의 시험파일(Test Pile)이나 기준파일(Index Pile)을 이용하여 저항계수를 산출하고 있다.

Missouri DOT, Wisconsin DOT[4] 등에서는 사질토에 시공되는 타입말뚝의 저항계수 설계 값으로 Nordlund/Thurman Method($\phi = 0.45$)를 활용하였다.

---

3) 한국강구조학회, "하중저항설계법에 의한 강구조설계기준", 2014

4) Wisconsin Department of Transportation, "WisDOT Bridge Manual", Chapter 11. Foundation Support, 2013

2) 말뚝기초 설계[5] 기준

연구자료에 의한 말뚝기초의 한계상태 설계항목은 [표 2-15]와 같다.

[표 2-20] 말뚝기초의 한계상태설계항목

구 분	지지력			침하량		말뚝 본체 (부재력)
	연직	수평	인발	연직	수평	
사용한계	–	–	–	●	●	–
극한한계	●	●	●	–	–	●
극단상황한계	●	●	●	●	●	●

(1) 굴착말뚝의 한계상태설계

굴착말뚝에 대한 말뚝간격 및 여유거리 기준이 없으므로 타입말뚝과 동일한 기준(말뚝간격 2.5D, 여유거리 225mm)을 적용하거나 또는 기존의 도로교설계기준(2010) 및 구조물기초설계기준(2014)에 근거해 설계할 수 있다. 단, 도로교설계기준(한계상태설계법)과의 일관성을 확보하기 위하여 AASHTO LRFD 설계기준의 3rd Edition 또는 4th Edition을 준용해야 한다.

또한 굴착말뚝에 대한 극한한계상태의 지지력에 대한 저항계수가 없으므로 기존의 도로교설계기준(2010) 및 구조물기초설계기준(2014)에 근거해 설계할 수 있다. 단, 이때 하중의 경우에는 하중계수를 적용한 하중효과(factored load effect)를 적용하게 되므로 말뚝기초의 경우에는 기존 허용응력설계(safety factor=3.0)과 등가의 안전수준을 내포할 수 있는 저항계수를 재산정하여 적용해야 한다. 즉, 말뚝기초의 극한한계상태에 해당하는 하중조합에 대하여 하중계수를 적용한 총 등가하중효과에 대한 safety factor 3.0을 만족하는 저항계수를 산정하고 이를 적용하여 말뚝기초 설계를 수행해야 한다. 기초에 대한 극단한계상태는 7.5.6절에서 적용가능한 모든 하중조합들을 검토하도록 하고 있으며, 저항계수는 1.0을 적용하도록 하고 있다. 참고로, 극단한계상태는 설계홍수에 대한 세굴발생, 선박 및 차량 충돌하중, 지진하중, 또는 현장 특수환경 등에 대한 기초의 안정성 평가를 포함한다.

5) 건설기술연구원 박재현 박사

(2) 말뚝기초의 수평허용변위

AASHTO LRFD 설계기준에서 말뚝기초의 수평 허용변위는 2004년 3rd Edition에서는 38mm를 규정하였으나, 2007년(4th Edition) 이후 개정된 기준에서는 38mm 기준이 삭제되었고 '구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 차량 주행성, 과대변위발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 말뚝 본체에 구조적인 결함이 발생하지 않고 상부구조물의 유해한 영향을 미치지 않는 변위'로 규정하고 있다.

3) 상재하중[6)]

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 토압에 대한 상세규정이 없으므로 AASHTO LRFD 설계기준을 적용하여 산출할 수 있다. 또한 LS(상재활하중)에 대한 명확한 정의가 없으므로 AASHTO LRFD 설계기준 하중 규정을 준용할 수 있다. 단, 도로교설계기준(한계상태설계법)과의 일관성을 확보하기 위하여 AASHTO LRFD 설계기준의 3rd Edition, 또는 4th Edition을 준용해야 한다.

6) 건설기술연구원 박재현 박사

4. 기존 설계법과의 설계법 비교분석

도로공사의 비교설계 결과를 참고로 하여 기존 설계법과 한계상태설계법을 비교하였다. 비교대상 교량은 RC 라멘교와 PSC 합성 거더교로 하였다.

4.1 RC 라멘교

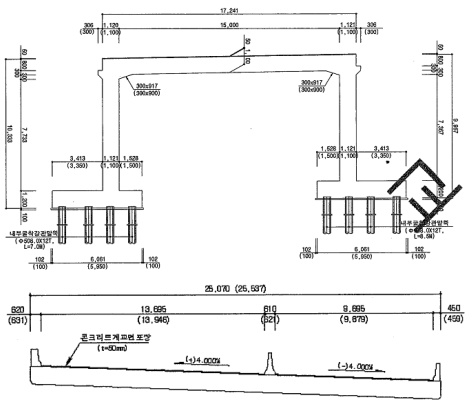
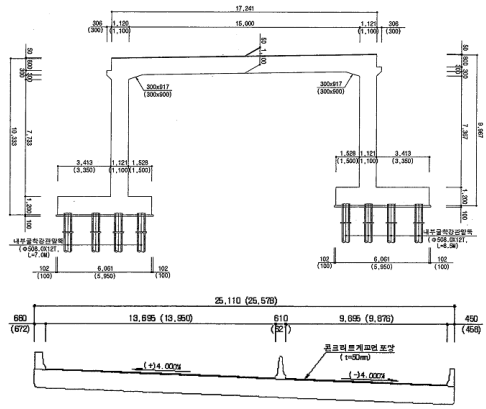
1) 설계방법

[표 2-21] RC 라멘교의 비교설계 방법

기존	현재
강도설계법	한계상태설계법(극한한계상태 조합)

2) 단면비교

전체 폭은 외측 방호벽의 차이로 인해 현재 안이 40mm 큰 정도로 같다고 볼 수 있다.

기존	현재
총폭 : 25,070	총폭 : 25,110
	

[그림 2-18] 신 · 구 설계법에 따른 RC 라멘교 단면비교

3) 노출등급

상면이 EC3로 된다.

[표 2-22] 한국도로공사 RC 라멘교 노출등급 기준

구 분	콘크리트 부식			콘크리트 손상	
	탄산화	염화물	해수의 염화물	동결/융해 침식	화학적 침투
① 슬래브 상면	EC3	–	–	–	–
② 슬래브 하면	EC4	ED3	–	EF4	–
③ 벽체 노출면	EC4	ED3	–	EF4	–
④ 벽체 지중면	EC2	–	–	–	–
⑤ 기 초	EC2	–	–	–	–

4) 콘크리트 강도 비교

기초는 동일하며, 나머지는 노출등급이 ED3이므로 한계상태설계법이 크다.

[표 2-23] 신 · 구 설계법에 따른 RC 라멘교의 콘크리트 강도비교

구분	최소강도 (MPa)	기존강도 (MPa)	사용강도 (MPa)
기초를 제외한 모든 부재	35	27	35
기초	24	27	27

5) 피복두께

ED3 등급인 슬래브하면과 벽체 노출면은 한계상태설계법이 크고 나머지는 기존 피복이 크다([표 2-18] 참조).

6) 적용설계 등급

노출환경에 따른 최소 설계등급과 설계등급에 따른 사용한계 값은 [표 2-19]와 같다.

[표 2-24] 신 · 구 설계법에 따른 RC 라멘교의 피복두께

구분	$t_{c,\min,dur}$	$t_{c,dur,\gamma}$	최소피복두께감소량			$\triangle t_{c,\min}$	$t_{c,nom}$	적용 최대 주철근	적용 최대 전단철근	사용피복[2]	
			콘크리트 강도상향	콘크리트 품질관리	철근 위치고정					기존	적용
슬래브 상면	35	–	–	–	–5	10	40(50)	H25	–	80	63
슬래브 하면	55	15	–	–	–5	10	75	H25	–	60	88
벽체 노출면	55	15	–	–5	–	10	75	H25	–	80	88
벽체 지중면	35	–	–	–5	–	10	40	H29	–	80	55
기초판 상면	35	–	–	–5	–	10	40	H25	H19	100	72
기초판 하면	35	–	–	–5	–	20[1]	50	H32	H19	150	150

주1) 기초판 하면의 경우 버림콘크리트에 의해 요철 처리가 된 면에 타설하므로 설계편차허용량 20mm를 적용
주2) 사용피복은 외측 주인장철근의 도심으로부터 콘크리트 표면까지의 거리

[표 2-25] 최소 설계등급과 설계등급에 따른 사용한계 값

(a) 도.설.한〈표 5.8.1〉 노출환경에 따라 요구되는 최소 설계등급)

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근 콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)	D	D	E	E
부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉환경 : EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경 ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C	B	E	E

(b) 도.설.한〈표 5.8.1〉 노출환경에 따라 요구되는 최소 설계등급)

설계등급	한계상태검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭 (mm)
	영응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합– Ⅰ	–	–
B	사용하중조합–Ⅲ/Ⅳ	사용하중조합– Ⅰ	0.2
C	사용하중조합– Ⅴ	사용하중조합–Ⅲ/Ⅳ	0.2
D	–	사용하중조합–Ⅲ/Ⅳ	0.3
E	–	사용하중조합– Ⅴ	0.3

7) 사용재료

한계상태설계법에서 철근을 500MPa로 써서 완전히 동등한 비교는 어렵지만, 단면이 동일해서 큰 차이는 없는 것으로 사료된다.

[표 2-26] 신 · 구 설계법에 따른 사용재료 비교

기존	현재
(1) 콘크리트 ① 모든 부재 $f_{ck} = 27MPa$ $f_{cu} = f_{ck} + \triangle f = 27 + 4 = 31MPa$ (f_{ck}가 $40MPa$ 이하일 경우 $\triangle f$는 $4MPa$) $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{31} = 26,702MPa$ (2) 철근 ①$f_y = 400MPa$ ②$E_s = 200,000MPa$	(1) 콘크리트 ① 기초판 외 모든 부재 $f_{ck} = 35MPa$ $f_{cm} = f_{ck} + \triangle f = 35 + 4 = 39MPa$ (f_{ck}가 $40MPa$ 이하일 경우 $\triangle f$는 $4MPa$) $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}} = 0.077(2,350)^{1.5} \sqrt[3]{39} = 29,747MPa$ (2) 철근 ①$f_y = 500MPa$ ②$E_s = 200,000MPa$

8) 단위 폭당 차량 활하중

[표 2-27] 도로교설계기준에 의한 활하중

구분	E(m)	DB-24		DL-24			비고
		Pr(kN)	Pf(kN)	w(kN/m)	Pm(kN)	Pa(kN)	
1차선	3,900	62.375	15.594	5.364	45.612	65.884	적용
2차선	6,900	703511	17.628	5.364	45.612	65.884	
3차선	9,900	66.345	16.586	5.364	45.612	65.884	
4차선	12,900	56.573	14.143	5.364	45.612	65.884	
5차선	15,900	57.374	14.343	5.364	45.612	65.884	
6차선	18,900	57.920	14.480	5.364	45.612	65.884	

[표 2-28] 한계상태설계법에 의한 활하중

구분	E(m)	표준트럭하중			표준차로하중	비고
		Pf(kN)	Pm(kN)	Pr(kN)	w(kN/m)	
1차선	6.371	9.418	26.487	37.671	1.993	
2차선 이상	4.559	13.161	37.015	52.643	2.786	적용

도로교설계기준의 차량하중은 커졌지만, 하중을 부담하는 유효폭도 같이 커져서 단위 폭당 작용하는 활하중의 크기는 오히려 작아졌다.

· 도로교설계기준 : 2차선시가 가장 불리함 총합으로 계산하면 Pf+2xPr = 158.8

· 한계상태설계법 : 2차로 이상일 경우 Pf+2xPm+Pr = 139.8

9) 극한상태하중계수 비교

· 도로교설계기준 : 고정하중 1.3, 활하중 2,15

· 한계상태설계법 : 고정하중 1.25, 1.5, 활하중 1.8

[표 2-29] 도로교설계기준에 의한 극한상태하중계수

구분	고정 하중	만재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
UL01	1.30	2.15	1.70					

[표 2-30] 한계상태설계법에 의한 극한상태하중계수

구분	고정 하중 DC	고정 하중 DW	차량 활하중 LL	상재 활하중 LS1 (편측)	상재 활하중 LS2 (양측)	수평 토압 EH1 (편측)	수평 토압 EH2 (양측)	건조 수축 SH	평균 온도 TU(-)	평균 온도 TU(+)	온도 구배 (TG(-)	온도 구배 (TG(+)	지점 침하 SD
UL101	1.25	1.50	1.80	1.80		1.35							

설계단면력을 결정하는 극한한계상태조합 중 활하중 최대조합에서의 하중계수를 비교하였다. 고정하중의 경우에는 도로교설계기준의 DW의 하중계수가 다소 커지기는 했으나 포장 등의 2차 사하중에 의한 것이므로 그 영향이 크지는 않을 것이다. 반면에 영향이 큰 DC의 하중계수는 1.25로 줄었기 때문에 사하중에 의한 영향을 큰 차이가 없을 것으로 사료된다. 그 반면에 활하중은 2.15에서 1.8로 줄어 효과가 클 것으로 보인다. 활하중의 경우에는 단위 폭당 활하중과 하중계수도 줄어 전체적으로 한계상태설계법의 활하중효과는 상당히 작아졌다고 할 수 있다.

10) 최종 철근량 비교

단면력(Mu)을 비교하면 도로교설계기준 한계상태설계법의 값이 전반적으로 작다는 것을 알 수 있다. 결국 활하중 자체의 크기는 커졌지만 하중계수가 작아지고 유

효폭이 커지는 등의 이유로 단면설계를 결정하는 최종적인 활하중효과는 작아졌다.

철근량의 비교는 도로교설계기준이 SD400, 도로교설계기준 한계상태설계법이 SD500을 써서 직접적인 비교는 어렵다. 따라서 철근량보다는 Mu로 비교하는 것이 맞다. 기초하면의 경우에는 도로교설계기준 한계상태설계법의 Mu가 작음에도 불구하고 철근량이 도로교설계기준에 비해 많아진 이유는 균열을 제어하기 위함이다.

전체적으로 도로교설계기준 한계상태설계법의 Mr/Mu의 비가 도로교설계기준에 비해 큰 이유는 단면이 대부분 강도보다는 균열의 사용성으로 결정되기 때문이다.

[표 2-31] 최종 철근량 비교

부재	도로설계기준(2010)			도로설계기준(2015)		
	As.use	Mu	ΦMn	As.use	Mu	Mr
슬래브 중앙	H25@125	1040.600	1384.667	H25@125	936.465	1757.169
슬래브 단부	H29@125	1586.112	2228.217	H25@125	1241.752	2350.008
벽체 상단	H29@127	1522.302	1845.866	H25@127	1178.980	1969.661
벽체 중앙	H25@127	440.324	1333.207	H29@254	306.906	1154.741
벽체 하단	H29@127	1489.503	1674.322	H29@127	1238.918	2240.315
기초 상면	H29@250 H25@250	1408.648	1656.455	H25@125	1299.503	1942.444
기초 하면	H32@125	1520.238	2148.626	H32@125 H25@250	1364.248	3376.308

4.2 PSC 합성거더

1) 단면 비교

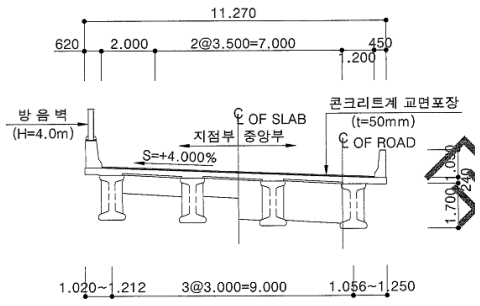
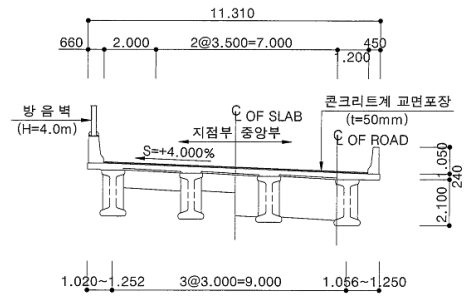
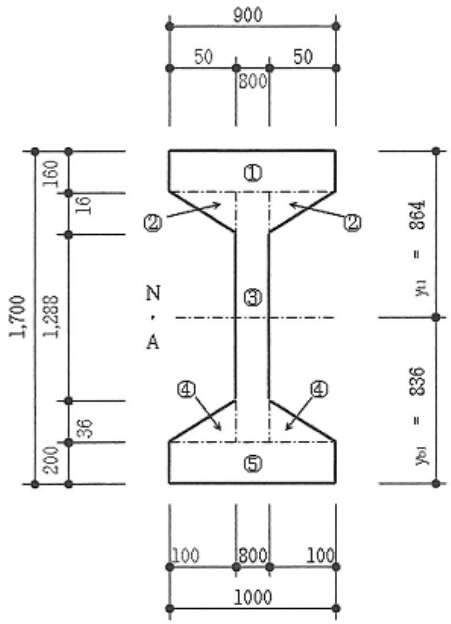
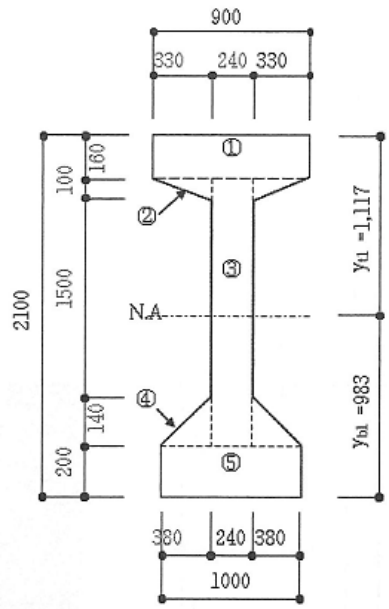
거더가 1.7에서 2.1로 커져서 동등한 비교가 어려우며, 단면력 위주로 비교할 수 밖에 없었다. 바닥판은 240mm로 동일하다([표 2-32] 참조).

2) 노출등급

슬래브의 상부면은 콘크리트포장으로 간주하고 EC3로 하였다.

거더는 제빙염의 비산거리 6m의 바깥을 ED1으로 간주하기 때문에 고부식성이 되었다. 그러나 비산염의 영향을 받지 않는다고 한다면 EC4, 즉 부식성 환경으로 검토가 가능하다. 이러한 경우 피복 등에는 큰 영향이 없을 것으로 사료된다([표 2-27] 참조).

[표 2-32] 신·구 설계법에 따른 단면 비교

기존	현재
총폭 11.27m, 형고 1.7m	총폭 11.3, 형고 2,10m
	
	

[표 2-33] 노출등급 설계적용 예

구분		콘크리트 부식			콘크리트 손상	
		탄산화	염화물	해수의 염화물	동결/융해 침식	화학적 침투
① 외측 거더		EC4	ED1	–	EF2	–
② 내측 거더		EC3	ED1	–	EF2	
③ 슬래브 상면		EC3	–	–	–	–
④ 슬래브 하면	외측	EC4	ED1	–	EF2	–
	내측	EC3	–	–	EF2	–
⑤ 가로보		EC3	ED1	–	EF2	–

3) 콘크리트 강도 비교

기존 강도도 내구성 설계가 되어 있기 때문에 차이는 없다.

[표 2-34] 콘크리트의 강도결정 비교

구분	지배 노출등급	최소강도(MPa)	기존강도(MPa)	사용강도(MPa)
① 거 더	ED1	30	40	40
② 슬래브	ED1	30	30	30
③ 가로보	ED1	30	30	30

4) 피복두께

거더가 제빙염의 비산거리 내에 있는지 또는 그 이상에 있는 경우를 어떻게 판단할 것인가가 관건이다. 도로공사에서는 바닥판 상면은 EC3급이라도 파손이 많이 발생되므로 공칭 피복은 30mm이지만 50mm를 적용하였다.

[표 2-35] 노출등급에 따른 최소 피복두께(mm)

구분		$t_{c,\min,dur}$	$t_{c,dur,\gamma}$	최소피복두께감소량			$\triangle t_{c,\min}$	$t_{c,nom}$	사용피복[2]	
				콘크리트 강도상향	콘크리트 품질관리	철근 고정위치			기존	적용
외측 거더	측면	45	5	-5	-5	-	5	45(53)[1]	40	53
	하면	45	5	-5	-5	-	5	45(53)	40	53
내측 거더	측면	35	-	-5	-5	-	5	30(38)	40	53
	하면	45	5	-5	-5	-	5	45(53)	40	53
슬래브 캔틸레버부	상면	35	-	-	-5	-5	5	30(38)	60	58
	하면	45	5	-	-5	-5	5	45(53)	40	53
슬래부 내측	상면	35	-	-	-5	-5	5	30(38)	60	58
	하면	35	-	-	-5	-5	5	30(38)	40	38
가로보		45	5	-	-5	-	5	50(58)	40	58

주1) ( ) 값은 철근의 최대 직경(D16)을 고려한 값.
주2) 사용피복은 외측 주인장철근의 도심으로부터 콘크리트 표면까지의 거리이다.

5) 적용 설계등급

최소설계등급은 B와 D를 적용했다([표 2-30] 참조).

6) 바닥판 좌측 켄틸레버

기존 설계법에 비하여 한계상태설계법의 외력(73%)과 철근량(필요 67%, 사용 78%)이 모두 작다. 철근량은 한계상태설계법에서 SD500을 사용해서 하중과 동등 비교는 어렵다. 설계등급은 B와 D를 적용했다([표 2-31] 참조).

7) 내측 바닥판

기존의 도로교설계기준(경험적 설계법)과 한계상태설계법(전통적 설계법)의 결과를 비교하면 주철근은 전통적 설계법이, 그리고 배력근은 경험적 설계법이 더 많은 철근량이 필요하다([표 2-32] 참조).

8) 바닥판 단부

도로교설계기준과 한계상태설계법의 비교결과, 도로교설계기준의 극한강도설계법의 설계모멘트가 조금 더 크게 산정되었다([표 2-33] 참조).

[표 2-36] 노출환경에 따라 요구되는 최소설계등급

(a) 도.설.한〈표5.8.1〉 노출환경에 따라 요구되는 최소설계등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근 콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)	D	D	E	E
부식성 환경(습기 또는 물과 장기간 접촉환경 : EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경(염화물 또는 해수에 노출된 환경 : ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3	C	B	E	E

(b) 도.설.한〈표5.8.2〉 설계등급에 따른 사용한계값

설계등급	한계상태 증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(mm)
	영응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-Ⅰ	-	-
B	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	사용하중조합-Ⅰ	0.2
C	사용하중조합-Ⅴ	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.2
D	-	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.3
E	-	사용하중조합-Ⅴ	0.3

[표 2-37] 신 · 구 설계법에 따른 바닥판 좌측 켄틸레버 설계결과 비교

도로교설계기준	한계상태설계법
Mu=67.156kN	Mu=49.554kN
Areq=1,162mm²	Areq=781mm²
사용철근량 1,301mm²	사용철근량 1013mm²

[표 2-38] 신 · 구 설계법에 따른 바닥판 단부 설계결과 비교

구분	경험적설계법	전통적설계법
재료	콘크리트: $f_{ck} = 27Mpa$ 철 근: $f_y = 400Mpa$	콘크리트: $f_{ck} = 30Mpa$ 철 근: $f_y = 400Mpa$
주철근	상면: H16 C.T.C 250 하면: H16 C.T.C 150 LB-Deck) + C.T.C 500(현장배근) As= 794 + 7,098 = 1,892 mm²	상면: H13 C.T.C 125 하면: H13 C.T.C 150 LB-Deck) + C.T.C 500(현장배근) As= 1,013 + 1,098 = 2,111 mm²
배력 철근	상면: H16 C.T.C 250 하면: H16 C.T.C 250 As= 794 + 794 = 1,588mm²	상면: H13 C.T.C 400 하면: H13 C.T.C 250 As= 317 + 634 = 951mm²

[표 2-39] 신 · 구 설계법에 따른 내측 바닥판 설계결과 비교

* 아래표는 한계상태설계법과 경험적설계법 설계 결과를 비교한 것이다 검토결과 주철근량이 37%정도 한계상태 설계법이 작게 필요함을 알 수 있다.

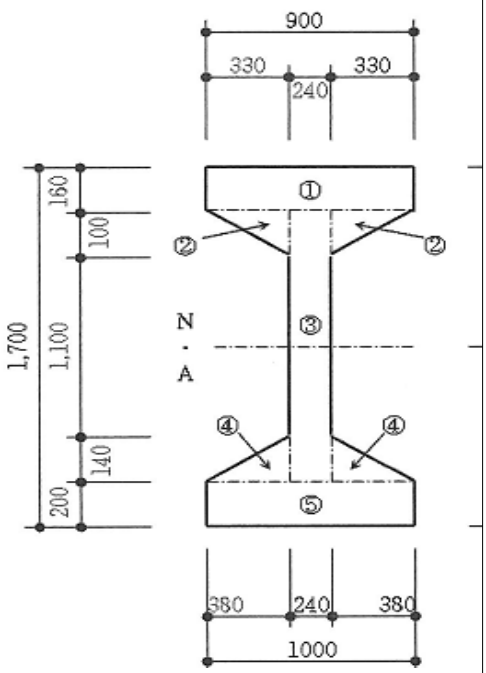
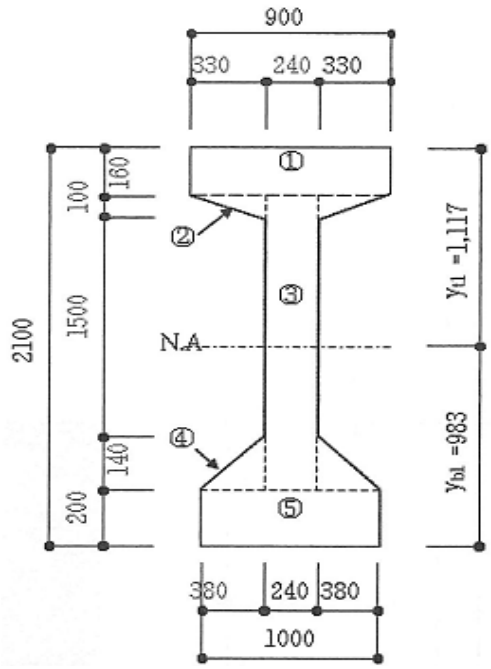
구분	극한강도설계법	한계상태설계법
재료	콘크리트: $f_{ck} = 27MPa$ 철 근: $f_y = 400MPa$	콘크리트: $f_{ck} = 30MPa$ 철 근: $f_y = 500MPa$
배근	H19 C.T.C 125 As = 2,292mm²	H19 C.T.C 200 As = 1,432mm²
설계모멘트	Mu = 90.12kN·m	Mu = 78.32kN·m
저항모멘트	ΦMn = 124.70kN·m	ΦMn = 84.82kN·m

9) 주거더의 표준단면

기본적으로 형고가 달라져서 물량이 변경된 내용에 대해서는 비교가 어렵다. 형고가 설계법이 변경되어 달라졌는지에 대한 언급은 없다. 일단 단면력에 대한 비교는 필요하다.

강연선의 단면은 도로교설계기준에서 15.2를 적용하는 것으로 되어 있으나 실제로 적용된 단면적은 0.6in인 16.4mm가 적용되었다. 현재 사용된 강연선을 비교하면 한계상태설계법의 도로교설계기준의 79% 정도이다.

[표 2-40] 신·구 설계법에 따른 내측 기준 비교

도로교설계기준	한계상태설계법
A=751,800mm² I=278,301,165,048 강선 3x16.4x18(d=80) A=2496.5x3=7489	A=847,800 I=477,360,820,433 강선 5x15.2x12(d=66) A=1184.4x5=5922.0
	

10) 주거더의 활하중 비교

기본 모멘트는 중앙, 전단력은 단부에서의 값을 비교한 결과, 모멘트의 경우에는 한계상태설계법이 내측 1.40, 외측 1.69배 커졌으며, 외측이 내측의 1.24배 크게 나타났다.

[표 2-41] 신·구 설계법에 따른 내외측 기준 비교

도로교설계기준	한계상태설계법 (황분배계수 적용)
내측거더 M=2452, S=620 외측거더 M=2519, S=385	내측거더 M=3436, S=519 외측거더 M=4248, S=463

11) 주거더의 조합단면력 비교

도로공사의 분석내용을 토대로 할 때 활하중 자체와 활하중 효과는 한계상태설계법이 크지만 조합된 강도하중조합와 극한한계상태하중조합1, 사용하중조합과 사용한계상태3의 결과는 1% 내외라고 하고 있다. 활하중의 경우에는 극한한계상태의 경우 하중계수가 줄었고 사용한계상태의 경우도 활하중계수가 0.8로 줄기는 했지만 자중이 많이 증가하였다.

[표 2-42] 한국도로공사의 주거더의 조합단면력 분석내용

○ 거더 중앙부에서의 활하중 모멘트를 비교해 보면 도로교설계기준 2010 적용시는 G4거더에서 2,728kN·m로 최대값이 발생하였으며, 한계상태설계법 적용시는 외측거더에서 최대 4,274kN·m로 1.56배 정도 크게 발생하였다. 도로설계기준 한계상태설계법에서 적용되는 K510은 기존의 DB24에 비해 차량하중도 무거우며 차선하중과 차량하중 75%의 합으로 검토하는 하중 조합으로 인해 활하중이 증가되기 때문인 것으로 분석된다. 또한 충격계수도 지간에 관계없이 1.250가 적용되므로 경간장을 고려하여 기존의 식으로 계산 했을 때의 값 충격계수 1.207보다 다소 크게 발생하여 증가요인이 된다.
○ 실제적으로 거더의 응력검토 기준이 되는 사용하중조합과 사용한계상태Ⅲ을 비교하면 최대 모멘트는 각각 9,791kN·m과 9,906kN·m로 한계상태설계법적용에 따른 모멘트 증가량은 1% 정도이다.
○ 강도검토 기준이 되는 강도하중조합 CASE1과 극한상태 하중조합Ⅰ의 결과를 비교하면 최대 모멘트는 각각 14,447kN·m 와 15,878kN·m로 한계상태설계법적용에 따른 모멘트 증가량도 1% 정도이다.
○ 기존 설계에서는 합성후 거동을 연속교로 가정하여 활하중 및 2차 고정하중에 대해서는 과소평가하고 지점침하에 의한 영향을 반영한 반면, 비교설계에서는 단순보 가정으로 해석을 수행하여 활하중 및 2차고정하중에 의한 부재력이 크게 산정된 대신에 지점침하의 영향을 고려하지 않아 정확한 비교는 되지 않지만 도로설계기준 한계상태설계법 적용에 따라 활하중 증가로 인해 부재력은 다소 증가된 것으로 판단된다

12) 주거더의 강연선 효과

[표 2-43] 한국도로공사의 주거더의 강연선 효과 분석내용

○ 도로교설계기준 2010의 손실량 계산식을 적용할 경우 장기손실을 고려한 유효응력은 80%이며, 한계상태 설계법으로 계산한 유효응력은 86%로 한계상태설계법으로 계산한 손실량이 더 적게 발생하는 것으로 나타났다.

○ 도로교 설계기준 2010에서는 군열등급에 따라 PC구조의 허용응력 수준을 결정하였으나 도로설계기준에서는 노출환경에 따라 0응력 검토조건이 있어, 정해진 노출환경조건에서의 최소설계등급에 따른 사용한계상태 하중조합에 대해 인장응력이 발생되지 않도록 설계해야 된다. 도로교 설계기준에서 요구하는 포스트텐션 부재의 최소설계등급은 C로 지속하중조합인 사용한계상태 하중조합 V로 검토를 수행하면 되지만 고속도로, 교량의 내구성 증진을 위해 본 예제에서는 B등급을 적용하여 활하중의 80%를 포함하는 사용한계상태 하중조합Ⅲ에 대해 만족토록 하였다.

13) 균열검토시의 응력

한계상태설계법은 기준인장강도로 검토한 것으로 사료된다.

[표 2-44] 도로공사 한계상태설계법의 균열응력 기준

② 콘크리트 인장 응력 제한

거더설계등급B 적용으로 사용한계상태하중조합 Ⅲ/Ⅳ에 대해 0응력한계조건 검토

(도.설.한 5.8.12)

– 사용한계상태하중조합 Ⅰ :	2.617	MPa(비균열단면 검토조건)
– 사용한계상태하중조합 Ⅲ :	0	MPa(영응력 검토조건)

5. 한계상태설계법의 강교에의 적용성 검토

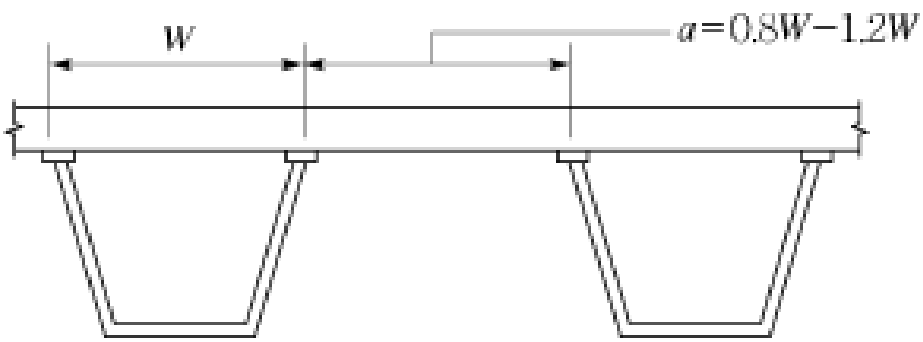
AASHTO LRFD(제4판, 2007)이후 강교 검토부분이 대폭 수정되었다. 따라서 AASHTO LRFD(제2판, 2002)를 참조한 도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교편에 적시되지 않거나 충돌되는 부분이 있다. 여기서는 도심지 교량의 강교 설계에 있어 새 기준 적용시 불확실한 부분에 대하여 제기된 적용사례 문제점 및 해결 방안을 기술하였다. 기본적인 설계방향은 최신 기준인 강구조설계기준(2014)과 도로교설계기준(한계상태설계법)의 별권인 케이블교량편(2015)을 적용하는 것이 합리적인 것으로 사료된다.

5.1 다중 박스거더 단면형상 규정

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

(1) 다중 박스거더 단면 형상 제한 규정

도로교설계기준(한계상태설계법) 6.11.1.1 (1)일반편에는 '중앙에서의 인접 박스간 플랜지의 중심간격은 각 박스단면의 플랜지 중심간격 w의 80% 보다 크고 120% 보다 작아야 한다'로 규정되어 있다.



[그림 2-19] 다중단면 박스거더 단면형상

(2) 곡선교에의 적용성

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 곡선교에 대한 해법을 제시하지는 않고, 직선교를 간주할 수 있는 곡선의 범위만을 제시하고 있다.

(3) 휨을 받는 박스거더 단면에 대한 설계기준

도로교설계기준(한계상태설계법) 6.11.1 일반사항편에서는 본 규정을 적용하여 설계를 수행함에 앞서 전제된 기본 사항은 직선교에만 적용할 수 있다고 규정하고 있다. 박스거더 단면의 복부판은 하부플랜지에 수직하거나 경사지게 설계할 수 있고 이때, 복부판의 경사도는 1/4을 넘어서는 안 된다고 규정되어 있다.

2) 적용 사례 및 문제점

(1) 강구조설계기준

가) 다중 박스거더 단면 형상 제한 규정

강구조설계기준 다중 박스단면의 활하중 분배계수 적용- 특별제한편에 따르면 2개 이상의 단일 박스단면으로 구성된 직선교에서 활하중 분배계수를 적용하여 활하중 휨모멘트를 산정할 경우에 위의 기하학적 조건을 만족해야 하는 것으로 되어 있다. 활하중 분배계수를 적용하는 경우에만 지키는 것으로 별도의 해석을 통해 횡분배를 하는 경우에는 지킬 필요가 없다.

나) 곡선교에 적용성

강구조설계기준에서는 곡선교에 대한 일반사항으로 명시하고 있는 곡선 중심각에 따른 곡선(곡률)영향 규정을 제외하였고, 곡선교에서의 구조해석은 상부구조물 부재들이 조화되는 합리적 해석을 통하여 산정한다고 규정하고 있다.

다) 휨을 받는 박스거더 단면에 대한 설계기준

강구조물설계기준 '6.3.1 플레이트거더편'에서는 대칭인 I형 압연 또는 조립 직선교량과 직선 부재가 각을 이루고 연속으로 연결된 교량 또는 수평 곡선 교량의 휨설계에 적용한다고 되어 있다. '6.3.2.1 박스거더의 일반사항편'에서는 경간장 105m 이

내인 단일 박스거더 또는 다중 박스거더를 갖는 직선 또는 곡선 단순교 또는 연속교에 적용한다고 되어 있다.

(2) 한국도로공사

강재 곡선거더교의 설계는 하중저항계수설계법에 의한 구조설계기준을 적용하여 수행한다.

3) 도심지교량 적용 방안

(1) 도심지교량의 강교설계 일반에 있어 현 도로교설계기준에 명시되지 않거나 어려운 부분은 최신의 강구조 설계기준(2014)과 케이블교량편(2015)을 적용하여 설계하도록 권장하고 있다.

(2) 각각의 차이점에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

5.2 단면비 제한규정

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 2-45] 한계상태설계법의 단면비 제한 규정

6.10.2 단면비의 제한

휨을 받는 I형 단면의 단면비는 다음의 조건들을 만족해야 한다. 6.10.2.2 조항의 f_c와 D_c는 설계하중을 적용하여 구한다.

6.10.2.2 복부판 세장비

복부판은 다음의 세장비조건을 만족해야 한다.

수평보강재가 없는 경우 : $$\frac{2D_c}{t_w} \le 6.77\sqrt{\frac{E}{f_c}} \le 200 \qquad (6.10.2)$$

수평보강재가 있는 경우 : $$\frac{2D_c}{t_w} \le 13.54\sqrt{\frac{E}{f_c}} \le 400 \qquad (6.10.3)$$

여기서,

D_c = 탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이(mm)

f_c = 설계하중에 의한 압축플랜지의 응력(MPa)

2) 적용 사례 및 문제점

(1) 변수적용 방법

가) 휨을 받는 I형 단면의 단면비 규정으로 'fc와 Dc는 설계하중을 적용하여 구한다'라고 되어 있다.

나) 축력과 휨을 받는 단면의 경우에 휨에 대해서만 고려를 해야하는지 축력까지 고려한 fc와 Dc로 검토해야 하는지 여부가 불확실하다.

다) 축력을 고려할 경우 인장력이 크게 작용하는 부재에서 인장력+휨에 의해 전 단면에 인장력이 작용할 경우 Dc는 0이 된다.

라) Dc는 본 규정 이외에도 설계기준의 강교편에 많이 사용되는 값인데 축력의 고려 여부에 대해 모두 동일하게 사용해도 되는 것인지 확실하지 않다.

3) 도심지교량 적용 방안

6.10.2의 규정은 휨을 받는 I-거더에 적용되며, 휨-압축을 받는 보-기둥 부재에는 적용되지 않는다.

5.3 플랜지 응력제한 규정

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

플랜지 응력제한규정은 [표 2-46]과 같다.

2) 적용 사례 및 문제점

변수적용 방법은 사용한계상태 하중에 대해 플랜지 응력제한 규정에 축력을 고려하여 응력을 산정해야 하는 것인지 불확실하다.

3) 도심지교량 적용 방안

설계하중에 축력이 포함되는 경우에는 휨과 축력을 포함하여 플랜지의 응력을 산정한다.

[표 2-46] 한계상태설계법의 플랜지 응력제한 규정

6.10.5.2 플랜지 응력 제한

정모멘트 및 부모멘트에 의한 플랜지 응력은 다음을 만족해야 한다.

① 합성단면의 상하 플랜지 : $f_f \leq 0.95\ F_{yf}$ (6.10.66)

② 비합성단면의 상하 플랜지 : $f_f \leq 0.80\ F_{yf}$ (6.10.67)

여기서,

f_f = 설계하중에 의해서 발생하는 플랜지의 탄성응력(MPa)

F_{yf} = 플랜지의 항복강도(MPa)

6.10.4.4 규정을 만족하는 부재의 경우, 영구처짐을 검토할 때에 모멘트 재분배를 사용할 수 있다.

5.4 합성거더의 축강도 산정가준

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

(1) (6.9.5.1 공칭압축강도)

이 규정은 휨을 받지 않는 합성단면 기둥에 적용한다. 휨을 받는 합성단면기둥에는 6.12.2.3의 규정을 적용한다. 6.9.5.2의 규정을 만족하는 합성단면기둥의 공칭압축강도는 다음과 같다.

$\lambda \leq 2.25$일 경우 : $P_n = 0.66^{\lambda} F_e A_s$ (6.9.11)

$\lambda > 2.25$일 경우 : $P_n = \dfrac{0.88 F_e A_s}{\lambda}$ (6.9.12)

여기서, $\lambda = \left(\dfrac{Kl}{r_s \pi}\right)^2 \dfrac{F_e}{E_e}$ (6.9.13)

$F_e = F_y + C_1 F_{yr}\left(\dfrac{A_r}{A_s}\right) + C_2 f_c'\left(\dfrac{A_c}{A_s}\right)$ (6.9.14)

$E_e = E\left[1 + \left(\dfrac{C_3}{n}\right)\left(\dfrac{A_c}{A_s}\right)\right]$ (6.9.15)

C_1, C_2, C_3 = 표 6.9.2에 규정된 합성단면기둥의 상수

6.9.2 합성단면기둥의 상수

구분	콘크리트로 채워진 강판	콘크리트로 둘러싸인 강재
C_1	1.0	0.7
C_2	0.85	0.6
C_3	0.4	0.2

2) 적용 사례 및 문제점

(1) 적용한계

가) 라멘교나 아치교 사장교 등은 거더에 축력이 발생되는데 일반적인 형태인 슬래브와 거더로 이루어진 합성형 거더의 축강도 산정식 적용에 어려움이 있다.

나) 『도.설.한 6.9.5.1 공칭압축강도』 에서는 합성단면기둥의 상수를 적용해 압축강도를 산정하는데 '콘크리트로 채워진 강판'과 '콘크리트로 둘러싸인 강재'만이 제시되어 있다.

다) 합성 거더의 축강도 산정을 이 기준안에서 해결해야 한다면 '콘크리트로 둘러싸인 강재'의 상수를 적용하여 산정하여야 할 것인지 또는 다른 방안이 있는지 여부를 검토해야 한다.

3) 도심지 교량 적용 방안

(1) 휨과 압축을 동시에 받는 경우에는 식 (6.9.2) 또는 식 (6.9.3)을 적용하며, Pr을 구하기 위해서는 비합성단면은 6.9.4로 합성단면은 6.9.5로 구하도록 규정되어 있다. 식 (6.9.2)와 (6.9.3)에 표현된 Pr은 압축만이 작용한 것으로 가정한 압축강도를 의미하므로 6.9.5.1을 적용하여 Pn을 구해야 할 것으로 사료된다. 혼동을 피하기 위해 향후에 6.9.5.1의 기준을 다음과 같이 개정해야 할 것으로 판단된다.

(2) 이 규정은 합성단면 기둥의 압축강도산정에 적용하며, 휨을 받는 경우 6.12.2.3의 규정을 적용하여 휨강도를 산정한다.

5.5 양연지지판의 단면비 기준

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 2-47] 한계상태설계법의 플랜지의 단면력 규정

6.10.2.3 플랜지의 단면비

압축플랜지의 폭은 다음을 만족해야 한다.

$$b_f \geq 0.3\,D_c \qquad (6.10.4)$$

여기서,

b_f = 압축플랜지의 폭(mm)

D_c = 탄성영역에서 압축을 받는 복부판의 높이(mm)

2) 적용 사례 및 문제점

6.10.2.3의 압축플랜지 단면비 기준은 자유돌출판에 적용되는 기준이며, 양연지지판의 플랜지 단면비 기준은 제시되어 있지 않다. 박스단면과 같이 양연지지판의 경우의 단면비 기준이 없으므로 검토할 필요가 없는지 여부를 검토해야한다.

3) 도심지교량 적용 방안

박스거더 부모멘트부 복부판은 6.10.2.2의 세장비 제한 규정을 따라야 한다. 플랜지의 경우에는 6.10.2.3의 플랜지 단면비 규정은 적용되지 않는다.

5.6 조밀단면과 비조밀 단면의 압축과 휨

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

(1) (6.9.2.2 축방향 압축과 휨)

설계하중에 대해 탄성해석에 의해 계산된 축방향력 P_u와 모멘트 M_{ux}, M_{uy}는 다음 관계를 만족시켜야 한다.

$\frac{P_u}{P_r} < 0.2$인 경우 :

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + (\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}) \leq 1.0 \qquad (6.9.2)$$

$\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$ 인 경우 :

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0}(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}) \leq 1.0 \qquad (6.9.3)$$

여기서,

P_r = 6.9.2.1의 설계압축강도(N)

M_{rx} = 6.10.4 및 6.12에 규정된 x축에 관한 설계 휨저항강도(N·mm)

M_{ry} = 6.10, 6.11 및 6.12에 규정된 y에 관한 설계 휨저항강도(N·mm)

M_{ux} = 다음의 규정에 따라 계산된 x축에 관한 설계휨모멘트(N·mm)

M_{uy} = 다음의 규정에 따라 계산된 y축에 관한 설계휨모멘트(N·mm)

2) 적용 사례 및 문제점

(1) 변수적용 방법

가) 『도.설.한 6.8.2.3 인장과 휨의 조합』 또는 『도.설.한 6.9.2.2 축방향 압축과 휨』에 의하면 축력과 휨의 조합식이 휨의 단위인 축력과 모멘트의 비율로 되어 있다.

나) 휨 강도의 경우 정모멘트를 받는 조밀단면의 강도는 모멘트 형태로 강도가 구해지나 비조밀 단면의 경우 응력의 형태로 강도가 산출되게 되는데 응력으로 구해진 강도를 축력과 휨의 조합식에 대입해도 문제가 없는지 여부를 검토한다.

다) 응력을 적용할 경우 인장과 압축의 부호를 고려해 주어야 할 것 같다.

3) 도심지교량 적용 방안

응력의 형태로 구한 비조밀단면 휨강도는 단면계수를 곱하여 모멘트 형태의 강도로 환산하고 부호는 휨저항강도와 동일하여 Mux/Mrx 등은 양의 값으로 환산 적용한다.

5.7 비합성부재에서 종방향 보강재의 영향

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 2-48] 한계상태설계법의 비합성 관련 규정

6.12.2.2 비합성부재

(2) 박스형 부재

공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = F_y S\left[1 - \frac{0.064 F_y S\ell}{AE}\left(\sum \frac{(\frac{b}{t})}{I_y}\right)^{0.5}\right] \qquad (6.12.4)$$

여기서,

S = 휨 축에 관한 단면계수(mm^3)

A = 박스를 형성하는 판의 중심선으로 둘러싸인 면적(mm^2)

l = 비지지길이(mm),

I_y = 휨 축에 수직한 축에 대한 단면2차모멘트(mm^4)

b = 판 사이의 순간격(mm), t = 판두께(mm)

6.11.2.1(3) 부모멘트 구간

① 공칭휨강도

다중 박스거더와 단일 박스거더 단면에서 공칭휨강도는 다음의 규정에 의한다. 종방향 보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같다.

가) $\frac{w}{t_f} \le 0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 : $F_n = R_b R_h F_{yc}$ (6.11.5)

나) $0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t_f} \le 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 :

$$F_n = 0.592 R_b R_h F_{yc}(1 + 0.687\ \sin\frac{c\pi}{2}) \qquad (6.11.6)$$

2) 적용 사례 및 문제점

(1) 적용한계

가) 『도.설.한 6.12.2.2(2) 기타 휨부재에서 비합성 박스 단면의 공칭휨강도식이 좌측과 같습니다. 식을 살펴보면 종방향 보강재(종리브)의 영향이 b로 표시되는 판 사이의 순간격으로 고려하게 되어있다. $\left(\sum \frac{(\frac{b}{t})}{I_y}\right)^{0.5}$ 는 단면2차 모멘트로 나누어지게 되어 매우 작은 값으로 압축플랜지의 종방향 보강재의 배치가 강도에 영향이 거의 없다.

나) 반면 합성형 단면에만 적용하도록 되어있는 도.설.한 6.11.2.1(3)의 휨을 받는 박스거더 단면의 부모멘트 구간의 공칭휨강도는 종방향 보강재에 의해 강도 차이가 발생한다.

다) 따라서 비합성부재에 대해서 6.12.2.2(2) 기타 휨부재에서 비합성 박스 단면의 공칭휨강도 식을 적용할 경우 종방향 보강재의 영향이 작아 설치하지 않더라도 강도저하가 작기 때문에 강도의 과대평가가 우려된다.

라) 또한 비합성단면에서도 6.11.2(3)의 휨을 받는 박스거더 단면을 적용해도 좋을지 여부를 검토한다.

3) 도심지교량 적용 방안

식 (6.12.4)는 트러스 부재나 비지지길이가 긴 부재에서 발생할 수 있는 횡방향 비틀림 좌굴을 고려하여 유도된 CRC 기둥공식이다. (해설 6.12.5)에 나타난 바와 같이 괄호안의 두 번째 항은 횡방향 비틀림 좌굴 강도가 포함된 것이며, 횡방향 비틀림 좌굴에 대해서는 종방향 보강재의 영향은 거의 없다.

5.8 휨비틈 좌굴

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 2-49] 한계상태설계법의 휨비틈 좌굴 규정

6.10.4.2(5) 횡비틈 좌굴을 고려한 합성단면 플랜지의 휨강도

① 압축플랜지

응력으로 표시되는 압축플랜지의 공칭휨강도는 식(6.10.44)로 구한다. 그러나 횡비틈 좌굴을 고려한 다음 식을 초과할 수는 없다.

$L_b \leq L_r = 4.44\, r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ 인 경우 :

$$F_n = C_b\, R_b\, R_h\, F_{yc} \left\{ 1.33 - 0.187 \left(\frac{L_b}{r_t} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right\} \leq R_b R_h F_{yc} \qquad (6.10.46)$$

그 밖의 경우: $$F_n = C_b R_b R_h \left[\frac{9.86E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \right] \leq R_b R_h F_{yc} \qquad (6.10.47)$$

여기서,

- 브레이싱이 없는 캔틸레버나 브레이싱 사이에서 발생하는 휨모멘트가 부재 양단의 모멘트중 큰 값을 초과하는 경우 :

  $C_b = 1.0$ (6.10.48)

- 그 밖의 경우 :

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{P_\ell}{P_h} \right) + 0.3 \left(\frac{P_\ell}{P_h} \right)^2 \leq K_b \qquad (6.10.49)$$

여기서,

C_b = 모멘트 변화를 고려한 보정계수
P_L = 설계하중 하에서 양 브레이싱점에서 발생하는 압축플랜지 단면력 중 작은 값(N)
P_h = 설계하중 하에서 양 브레이싱점에서 발생하는 압축플랜지 단면력 중 큰 값(N)
L_b = 브레이싱 간의 거리(mm)
r_t = 압축플랜지와 압축을 받는 복부판 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 회전반경(mm)
F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)
R_h = 6.10.4.3(1)에 규정된 하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수
R_b = 6.10.4.3(2)에 규정된 복부판 국부좌굴에 대한 플랜지 강도감소계수
K_b = 1.75, P_L/P_h의 계산시 P_l과 P_h의 값으로 양 브레이싱점에서 각각 발생 가능한 최대 모멘트를 사용한 경우
K_b = 2.3, P_L/P_h의 계산시 P_h를 발생시키는 설계하중과 동일한 하중 상태에서 다른 쪽 브레이싱점에서 발생하는 하부(압축)플랜지 축력을 P_l로 사용한 경우 (P_l/P_h)는 P_l이 인장력이면 음의 값을 취한다.

2) 적용 사례 및 문제점

⑴ 변수적용 방법

가) 횡비틂 좌굴을 고려한 합성단면 플랜지의 휨강도 산정식의 변수인 C_b(모멘트 변화를 고려한 보정계수)의 개념과 적용방법이 모호하다.

나) '브레이싱 사이에서 발생하는 휨모멘트가 부재 양단의 모멘트 중 큰 값을 초과하는 경우'의 의미가 불확실하다.

다) 압축플랜지의 단면력 P_L과 P_h의 단위가 N으로 휨모멘트에 의한 응력을 플랜지 단면적을 곱하여 축력으로 적용하는 방법으로 구하면 되는지 여부가 불확실하다.

라) 만일 브레이싱 양단의 부호가 다를 경우, 즉 일단은 상부플랜지가 압축이고, 다른 단은 상부플랜지가 인장이면 부호를 고려해 주어야 하는지 여부

3) 도심지교량 적용 방안

⑴ 정의상에서 P_l과 P_h는 설계하중 하에서 양 브레이싱점에서 발생하는 압축플랜지 단면력 중 작은 값과 큰 값으로 규정하고 있는데 압축플랜지에 발생하는 단면력이 인장력도 발생할 수 있는지, 부호가 같아야 하는지 등에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

⑵ 브레이싱 양단 사이에서의 모멘트 분포가 포물선 형태인 경우에는 브레이싱 양단부 모멘트 보다 큰 모멘트가 브레이싱 사이에서 발생할 수 있음을 의미한다, P_l과 P_h는 휨응력에 플랜지 단면적을 곱한 축력으로 산정이 가능하다. P_l과 P_h의 부호가 다를 경우에는 부호를 고려해야 하며, P_l/P_h는 −1과 1 사이의 양 또는 음의 값을 가질 수 있다.

5.9 비합성단면의 공칭압축강도

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 2-50] 한계상태설계법의 비합성단면의 공칭압축강도 규정

■ 비합성단면의 공칭압축강도 [도로교설계기준(2015) 일반교량편]

6.9.4.1 공칭압축강도

6.9.4.2의 폭-두께비 규정을 만족시키는 부재에 대한, 공칭압축강도 P_n은 다음과 같다.

$\lambda \leq 2.25$인 경우: $$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s \quad (6.9.4)$$

$\lambda > 2.25$인 경우 : $$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda} \quad (6.9.5)$$

단, $$\lambda = \left(\frac{Kl}{r_s \pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (6.9.6)$$

여기서,

A_s = 전단면적(mm^2)
F_y = 항복강도(MPa)
E = 탄성계수(MPa)
K = 4.6.6에 규정된 유효좌굴길이계수
l = 비지지길이(mm)
r_s = 회전반경(mm)

6.9.4.2 축방향 압축부재의 폭-두께비 제한

판의 세장비 b/t는 다음을 만족시켜야 한다.

$$\frac{b}{t} \leq k\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.9.7)$$

여기서,

k = 표 6.9.1에 규정된 판좌굴계수
b = 표 6.9.1에 규정된 판의 폭(mm)
t = 판 두께(mm)

표 6.9.1 폭-두께비의 제한

한쪽 단이 지지된 판	k	b
플랜지와 자유돌출판	0.56	• I형 단면의 플랜지 폭의 반
		• ㄷ형 단면의 플랜지 전폭
		• 자유단과판의 첫 번째 볼트 연결선 또는 용접선간의 거리
		• 맞대어진 두 L형강에서 맞대어지지 않은 한 L형강의 다리길이
압연 T형강의 복부판	0.75	• T형강
기타 돌출부재	0.45	• 단일 L형강 또는 분리재를 갖는 이중 L형강에 있어서 돌출 다리의 전체폭
		• 기타 경우는 전 돌출폭
양단이 지지된판	k	b
박스거더 단면의 플랜지와 덮개판	1.40	• 박스거더 단면의 플랜지의 경우 복부판간 순간격에서 내부 모서리 반경을 뺀 거리
		• 플랜지 덮개판의 용접선 또는 볼트선간 거리
복부판과 기타 판 요소	1.49	• 압연 보의 복부판에서 플랜지간 순간격에서 필릿 반경을 뺀 거리
		• 기타의 모든 경우는 지지점간 순 간격
유공덮개판(cover plate)	1.86	• 지지점간 순간격

2) 적용 사례 및 문제점

(1) 설계기준의 폭-두께비를 만족시키기 위해 B=2.0m, H=3.0m의 박스단면을 적용할 경우 판의 세장비를 만족시키기 위해 플랜지 두께가 과도하게 두꺼워진다.

$$\frac{b}{t} \leq k\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow t \geq \frac{b}{k\sqrt{E/F_y}} = \frac{2000}{1.4\times\sqrt{205{,}000/450}} = 66.9mm$$

(2) 도로교설계기준 케이블교량편과 하중저항계수법에 의한 강구조설계기준을 적용할 경우 세장 부재의 경우 감소계수 Q를 적용시켜 설계할 수 있다.

(3) 도로교설계기준 한계상태설계법 해설에는 '6.9.4.2의 폭-두께비 규정을 만족시키지 못하는 부재들은 세장부재(slender member)로 분류되고 그 설계는 AISC(2005)를 참조한다' 라고 되어있어 AISC 기준에 의해 세장부재의 검토가 가능하다.

(4) AISC의 세장부재에 대한 기준은 하중저항계수법에 의한 강구조설계기준(2014)의 내용과 동일하며, 도로교설계기준 한계상태설계법 케이블교량편의 내용과는 일부 차이가 있다.

3) 도심지교량 적용 방안

6.9.4.2의 세장비 제한은 비세장 부재 (nonslender member)에 대한 것으로 이는 항복강도 이전에 압축부재의 국부좌굴을 방지하기 위한 규정이다. 세장 부재(slender member)로 설계할 경우에는 "하중저항계수법에 의한 강구조설계기준(2014)" 5.7절 "세장판단면을 갖는 압축부재" 설계규정의 적용을 권장한다.

5.10 양연지지 세장판의 유효폭

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 2-51] 한계상태설계법의 케이블교량편 세장판의 유효 폭 규정

■ 도로교설계기준 한계상태설계법 케이블교량편 4.9.4.2. (2) ②

② 원형 단면의 강관을 제외한 양연지지 세장판요소에 대하여, 감소계수 Q_a 는 다음과 같은 값으로 취해야 한다.

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} \quad (4.9.32)$$

여기서,

A = 부재의 전체 전단면적(mm^2)

A_{eff} = 단면에 있는 각 양연지지 세장판요소에 대하여 유효 폭을 기초로 한 유효 단면적의 합 = $\sum(b-b_e)t$ (mm^2)

유효 폭 b_e 는 다음과 같이 산정된다.

(가) 정사각형 및 직사각형 박스 단면과 일정한 두께를 갖는 HSS의 플랜지, 작업구멍이 없는 커버 플레이트의 경우

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1-\frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \le b \quad (4.9.33)$$

(나) 웨브, 유공판, 그 외 모든 양연지지판의 경우

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1-\frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \le b \quad (4.9.34)$$

여기서,

$f = Q_s F_y$ (MPa)

- 만약 단면에 있는 모든 자유돌출 세장판요소가 비세장으로 분류된다면, $Q_s = 1$ 이다.

2) 적용 사례 및 문제점

(1) 유효단면적의 합 Aeff를 계산하는 방법이 AASHTO LRFD 6.9.4.2.2(아래 표)에는 $A_{eff} = A - \sum(b-b_e)t$로 되어있어 위 설계기준의 Aeff는 잘못 표기된 것으로 판단된다.

(2) A_{eff} 계산시 전체 단면적 A에서 유효폭을 제외한 면적을 빼도록 되어있는데 이 때 전체 단면적 A는 종방향 보강재가 포함된 단면적이고 $\sum(b-b_e)t$는 종방향

보강재가 제외된 단면적으로 $A-\sum(b-b_e)t$로 유효단면적 계산시 유효폭과 관계없이 단면의 모든 종방향 보강재가 포함된 단면적으로 계산된다.

(3) 도로교설계기준 한계상태설계법 (일반교량편) 해설에서 폭–두께비를 만족시키지 못하는 세장부재들에 AISC(2005)를 참조하도록 되어있다.

(4) 케이블교량편과 대체로 비슷하나 (a)식 적용시 f의 산정 방법이 다르다.

(5) 감소된 유효폭으로 Aeff를 계산하라고 되어있으나 종방향 보강재의 포함 여부 등의 자세한 계산방법이 누락되어 있다.

3) 도심지교량 적용 방안

$A_{eff}=A-\sum(b-b_e)t$이고 종방향보강재를 설치하는 경우에는 전단면적 A에 종방향보강재가 포함되었으므로 결국 Aeff에는 종방향보강재가 고려된 유효단면적이다.

5.11 다이아프레임 검토방법

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

박스거더의 다아아프램의 검토방법 및 구조세목이 없다.

2) 도심지교량 적용 방안

(1) 일반적인 사항은 6.7.4.1 및 6.7.4.3의 규정에 따르며, 상세한 설계 계산 예는 강구조학회에서 2014년 2월 강구조설계기준(2014) 기술강습회 자료를 모아 발간한 “강구조설계의 이론과 실무적용” 8장(481–498쪽)을 참조한다.

(2) 허용응력설계법시에는 충복식방식을 5~6m 간격으로 배치하여 Warping이나 Distortion을 설계시 별도 고려하지 않아도 되도록 설계한다. 반면에 한계상태설계법의 경우에는 개단면 Box 등을 적용할 경우에 이 부분에 대한 구체적인 고려가 필요할 것으로 사료된다.

6. 보도교 설계 및 시공사례 분석

6.1 국내 사례 분석

국내 보도교 설계는 도시정책과 밀접한 관련을 가지고 있다. 급속하게 이뤄진 근대화 과정에서 수많은 도로가 건설되었고 동시에 교통량과 차량속도가 증가하면서 보행자의 교통안전생활을 위해서 보도교 또한 상당 수 건설되었다. 그러나 최근 도시경관의 중요성이 크게 부각되면서, [그림 2-20]에서와 같은 노후화 교량은 교통편의성과 경관성 측면에서 모두 부적합하다고 판단되면서 철거되는 사례가 증가하고 있다. 반면에 도로의 횡단 폭이 넓은 경우에는 보도교가 오히려 필요한 경우가 발생하여 장경간 보도교 설계는 지속적으로 증가할 추세에 있다.



[그림 2-20] 국내 철거대상 보도교 사례들

국내에서는 아직 보도교 설계만을 위한 별도의 설계기준이 마련되어 있지 않다. 따라서 도로교 설계기준과 서울시에서 마련한 편람을 준용하여 보도교 설계가 진행되고 있다. 또한, 1990년대부터 관심을 가지기 시작한 보도교의 경관설계를 위해서 정책입안자나 사업발주자는 '주변경관을 고려하여 조형미를 갖춘 보도교'에 대한 주문을 강조하고 있다. 이러한 노력의 결과로 색다른 보도교가 지속적으로 등장하고 있을 만큼 보도교 경관설계에 대한 관심은 매우 높다.



[그림 2-21] 2000년대 이후 신설된 보도교 사례들

국내에서 경관설계에 관심을 둔 지 20여년을 지난 시점에서 보도교 설계결과를 분석하고 보도교의 올바른 경관설계를 위해서 개선 또는 계속 발전시켜 나아가야 할 부분이 어떠한 것인지 구체적으로 분석해보는 것이 중요하다. 이 연구에서는 보도교 형태결정에 크게 영향을 미치는 교량경관계획, 적용 설계기준, 설계하중, 구조해석모델, 사용성 기준(처짐과 진동)을 중점적으로 조사 및 분석하였다.

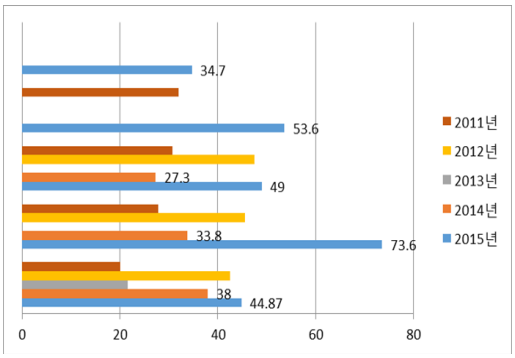
1) 분석대상 교량

최근 국내 보도교 설계현황을 조사하기 위해서 LH에서 발주한 보도교 중에서 2011년 이후 완공된 다음과 같은 16개 보도교를 조사분석하였다.

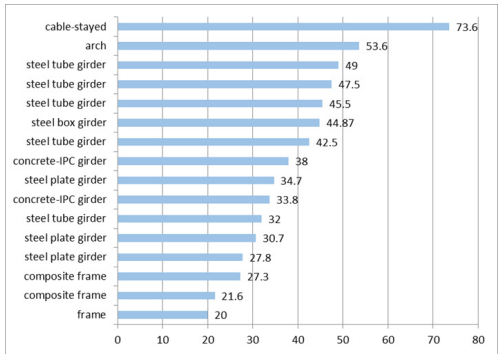
- 구리갈매 2011 (보도교 1, 2, 3, 보도육교)
- 시흥은계 2012 (보도육교 A, B, C)
- 김포한강 2013 (보도육교)
- 계룡대실지구 2014 (농소천1교, 2교, 보도교)
- 양주신도시 옥정지구 2015 (보도육교 1,2,3,4,5)

2) 보도교의 규모와 형식

보도교 설치관련해서 '도로의 구조시설 기준에 관한 규칙 제32조(교통안전시설 등)'에서는 '교통사고의 방지를 위하여 필요한 경우에는 횡단보도교를 설치한다(지하 횡단 보도를 포함한다)'라고 규정하고 있다. 실제로 보도교 규모는 보행자의 안전한 동선을 확보하는 차원에서 필요하면 설치할 수 있게 되어 있으므로 매우 다양해질 수 있다.



[그림 2-22] LH 보도교 경간장의 변화



[그림 2-23] LH 보도교 구조형식의 변화

[그림 2-18]은 조사대상 교량의 지간장 변화를 연도별로 구별해서 분석한 것이다. 2011년에 비해서 최근에는 보도교의 지간장의 범위가 장경간 교량까지 확대되고 있다. 이와 같이 장경간화된 교량규모의 변화와 더불어 보도교에 사용되는 구조형식

도 일반 소규모 교량에 적합한 구조형식을 벗어나서 아치교와 케이블 교량의 구조형식이 도입되고 있음을 알 수 있다.

3) 보도교의 경관계획

최근 LH에서 수행하는 택지개발사업에서는 경관설계의 중요성을 뚜렷하게 강조하고 있다. [그림 2-20]에서와 같이 사업수행계획 흐름도에 경관설계과정이 명확하게 반영되어 있다.



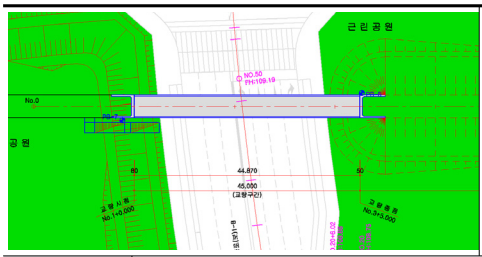
[그림 2-24] 경관계획을 고려한 사업수행계획 흐름도 사례

[출처: 양주신도시(옥정지구) 사업수행택지개발사업수행 보고서]

■ 교량제원

도로 구분	녹지연결교량(중(보) 1-8)	평면선형	직선
교량연장	45.00m	종단선형	S= -0.781%
교량폭원	4.50m	통과여건	중(보) 1-8호선 횡단
사 각	0.00	홍 수 위	-
시종점 위치	No 1 + 0.00 ~ No 3 + 5.00	소요형하고	5.000m

■ 현황분석 및 착안사항





현황분석 및 착안사항	・독바위길 공원로 가로경관축을 횡단하는 보도교 ・ST. BOX 거더교 (L=45m, B=4.5m) ・통학시 이용성 및 공원연결의 상징성 ・단독주택, 공동주택, 학교 인접 ・ 토공 경사로 설치 (S=8.3%)

■교량형식 검토

구 분		비 교 1 안	비 교 2 안	비 교 3 안
상부형식		ST. BOX 거더교	강관 거더교	ST. Plate 거더교
가설공법		크레인 일괄 가설	크레인 일괄 가설	크레인 일괄 가설
개략공사비		7.1억 원	9.1억 원	6.8억 원
장·단점	안정성	・공장제작으로 품질 및 시공성 양호 ○	・강재와 콘크리트 합성으로 단면 극대화 ○	・공장제작으로 품질 및 시공성 양호 ○
	시공성	・경관재 후 시공으로 시공성 다소 복잡 △	・시공성 양호 ○	・경관재 후 시공으로 시공성 다소 복잡 △
	경제성	・공사비 보통 ○	・공사비 고가 △	・공사비 저렴 ○
	유지관리	・재도장으로 유지관리 불리/신축장치 등 부대시설 설치로 유지관리 불리 △	・재도장으로 유지관리 불리/신축장치 등 부대시설 설치로 유지관리 보통 ○	・재도장으로 유지관리 불리 ・신축장치 등 부대시설 설치로 유지관리 불리 △
	미관	・측면 미관 보통 ・하면 미관 보통 △	・측면 및 하면 미관 우수 ◎	・측면 미관 양호 ・하면 미관 보통 ○
검토의견		・보도교1은 단독주택, 공동주택, 학교가 인접하여 자연경관과 조화되는 보도교로 계획하였으며 유지관리 측면에서는 불리하나, 본 교량이 경간장이 길어 처짐 및 진동제어등 사용성 가장 유리한 비교1안 (ST. BOX 거더교)을 선정함.		
선 정 안		○		

[그림 2-25] 교량형식 비교표 사례 (양주신도시 보도교 1)

[출처: LH 실시설계보고서-양주신도시(옥정지구) 개발사업도시시설물공사]

또한, 보도교에 대한 구체적인 경관설계를 유도하기 위해서 교량경관에 대하여 고려해야할 주요 사항들을 안내하고 있다. 참고로 양주신도시(옥정지구) 교량경관을 위해서 다음 사항을 요구하였다.

- ○ 구조물간의 형태적 부조화를 방지하고 도시 이미지를 제고할 수 있는 교량경관 설계를 수행하여 양주신도시만의 개성적인 도시경관 창출
- ○ 양주시민의 기능 및 감성을 충족시켜줄 수 있는 교량디자인 추구
- ○ 지역적이고, 전통적인 테마를 도출하여 적용
- ○ 교량의 외부공간은 가능한 돌과 나무 등의 자연소재가 드러나도록 하여 옛스러움과 멋스러움을 강조
- ○ 각 소재와 어울릴 수 있도록 교명주, 난간 등의 디자인을 특화
- ○ 도시의 야간경관을 고려하여 교량별 특화된 조명시설을 설치

경관설계단계에서 보도교 설계는 하나의 설계(안) 대신에 다양한 설계대안을 마련하여 상호 비교하여 최적의 안을 도출하는 방식으로 진행하였다. 따라서 보도교 설계에 주변경관과의 조화, 시공성, 경제성 등 고루 다양한 측면을 고려하는 노력은 매우 고무적이다. 다만, 평가단계에서 평가표의 구성 못지않게 중요한 평가자의 기술력이 제대로 반영된 것인지는 의문이다.

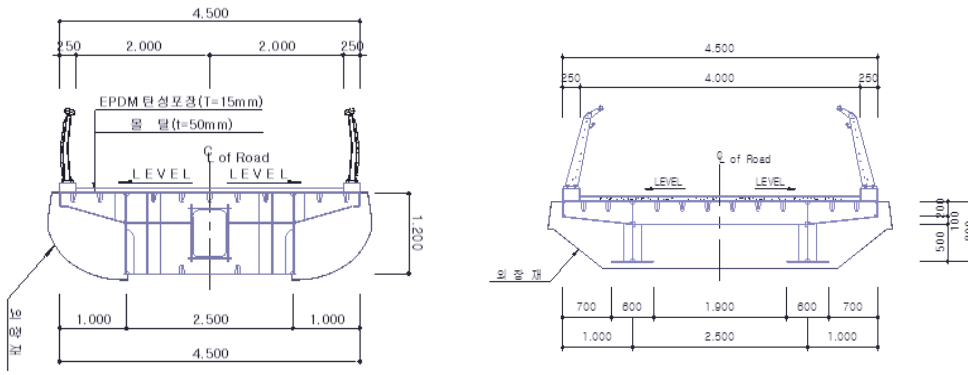
4) 보도교의 구조형태미

일반적으로 보도교와 같이 구조적 안전성 확보를 위한 공학적 설계에 의해서 구조형식과 단면형상 및 비례가 결정되는 경우에는 구조형태미를 통한 경관개선을 통해서만 진정한 교량경관미를 맛볼 수 있다. 구조형태미란 각 구조형식의 힘의 흐름에 따라서 구조형상의 크기와 부재단면의 치수를 결정함으로써 얻어지는 구조형식 고유의 아름다움을 의미한다. 그런데 국내 보도교의 설계사례에서는 구조형태미를 추구하기 보다는 상대적으로 손쉬운 외장재를 덧붙여서 교량형태의 아름다움을 표현하는 방법을 택하고 있는 경우가 상당히 많다. 결국 구조형식에서 보여주는 차별화된 구조형태미를 자랑하는 보도교가 사례가 드물다.

[그림 2-22]는 교량의 지간장과 단면형식이 서로 다른 2개의 교량이 외장재를

사용한 결과 모두 강박스거더교 형식의 교량처럼 보이는 사례를 보여준다. 강박스거더교의 경우 단면형상을 유선형 박스단면으로 개발하기 보다는 유선형으로 보이도록 외장재를 사용했다. 강플레이트거더의 경우 교량부재의 상세설계가 다소 조잡하게 보일 것을 피하기 위해서 교량하부 전체를 외장재로 감싸서 교량의 단아함을 표현한 것으로 보인다. 이는 실제 구조미학적 접근법과는 상이하지만 경제성과 시공성 측면에서는 효과적일 것이다.

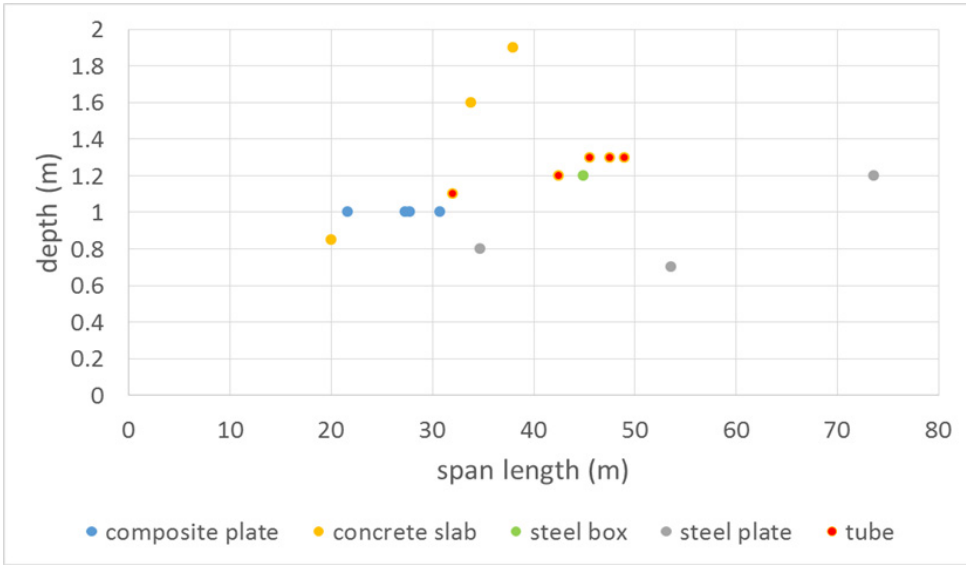




(a) 강박스거더 단면과 외장재 (b) 강플레이트거더 단면과 외장재

[그림 2-26] 교량형식 비교표 사례

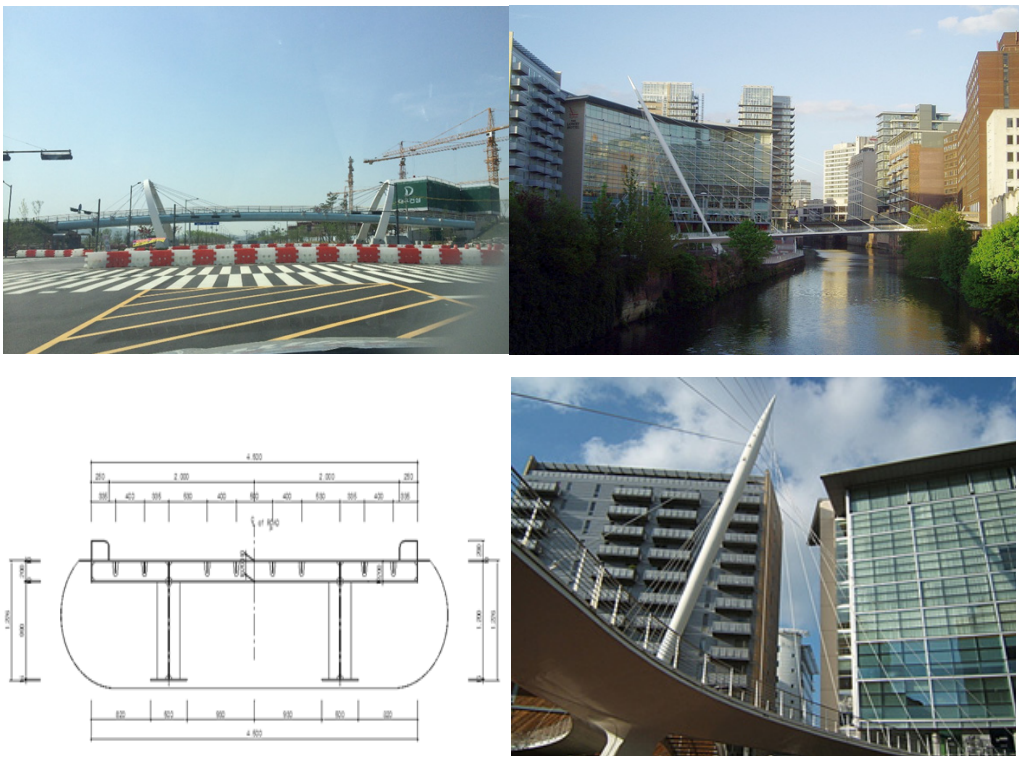
구조형태미를 추구하는 또 하나의 방법으로, 슬래브교와 거더교의 경우, 구조적 거동과 형태미를 고려해서 세장미를 추구한다면 구조미학적 측면에서 경간구성비와 세장비(교량지간장/단면의 춤)를 고려해서 단면형식을 결정할 수 있다. [그림 2-23]은 조사 대상 보도교의 세장비 분포를 보여준다. 구조미학적 측면에서 세장비의 효과를 적극적으로 활용한 것으로 보기는 어렵다.



[그림 2-23] 조사대상 보도교의 세장비 분포

한편, 구조미학적으로 잘 설계되었다고 인정받는 보도교의 실제 사례를 살펴보면 구조형태미를 추구하는 것이 얼마나 중요한 것인 지 실감할 수 있다. 스페인 건축가 산티아고 칼라트라바(Santiago Calatrava)가 설계하여 1995년 시공된 영국 Trinity 교(지간장 79m)는 양주 신도시 보도교2(지간장 73.6m)와 규모가 비슷하다. 두 교량 모두 구조형식은 사장교를 채택하였지만, 구조형태미를 표현하는 세부적인 방법은 매우 상이하다. Trinity교는 주변경관의 건물규모와 형태를 고려해서 기울어진 단일 주탑을 사용한 비대칭 사장교 (주경간 54m와 백스팬 41m로 구성)의 구조형태를 채택하였다. 비대칭 사장교인 경우 주탑의 높이와 단면의 크기가 대칭에 비해서 증가하게 된다. Trinity교의 경우도 주탑이 41m 솟아올라 있다. 그러나 비대칭 사장교의 경우일지라도, 케이블을 통해서 주탑으로 전달되는 힘의 크기는 주탑의 경사, 케이블 배치방법, 백스테이 배치를 함께 고려해서 효율적인 형상을 찾을 수 있다. Trinity교의 경우도 이러한 구조적 거동에 의해서 주탑의 경사도를 조절하였을 것이며, 결과적으로 세장미를 보이는 주탑 형상과 크기로 조절할 수 있었을 것이다. 칼라트라바는 가느다란 케이블을 사용하는 사장교의 투명함과 세장미를 더욱 강조하기 위해서 교량전체를 백색 실루엣으로 통일하였다. 15년 유지관리 프로그램에 따라서

2010년 페인트를 다시 칠한 상태이다. 더욱 더 구조형태미의 완성을 위해서 데크의 단면 또한 외장재가 아닌 구조부재를 그대로 이용해서 연출한 점이다. 구조형태미를 추구하기 위한 온갖 노력의 결과로 얻어진 Trinity 교량의 경우 만만치 않은 공사비 £1.9m와 당시에 구조적 거동에 대한 이해와 시공기술 측면에서 미흡한 부분도 분명 내재하고 있겠지만, 구조형태미로 보여줄 수 있는 세장미의 무한한 가능성을 보여주는 측면은 누구나 인정하게 된다. 한편, 양주 신도시 보도교2의 경우에서는 사장교 형식은 취했지만, 주탑형상과 케이블 배치간격, 강플레이트거더에 외장재를 덧붙인 단면형식 등으로 인해서 다소 둔탁하게 느껴지는 결과를 보여준다.



(a) 양주 신도시 보도교2 (b) 영국 Trinity교

[그림 2-28] 비슷한 규모의 사장교의 구조형태미 비교

(출처: https://en.wikipedia.org/wiki/Trinity_Bridge,_Greater_Manchester)

5) 사용성에 대한 설계

보도교의 사용성과 관련하여 구조물의 처짐, 진동과 가속도에 대하여 설계된 값이 실제 사용자가 사용하기에 편안한 수준인 지 검토해야 한다. 현재 국내 「도로교설계기준 (2010)」에는 보도교의 진동에 대한 규정사항이 없으므로, 보도교 설계에서는 「서울보도육교 (2001)」에서 제시하고 있는 진동수 규정에 근거해서 검토하고 있는 실정이다. 보행자의 진동으로 유발되는 공진현상을 제어하기 위해서 「서울보도육교 (2001)」에서는 수직방향 고유진동수가 2Hz 전후 (1.5~2.3Hz)가 되지 않도록 설계하도록 제시하고 있다. 이에 LH에서 발주한 대부분의 보도교는 고유진동수를 1.5Hz이하로 검토되어 있다. 또한, 보도교의 동적 움직임에 따라서 보행자가 느끼는 만족감을 높이기 위해서는 ISO 2631에서 제시한 가속도 기준치를 사용할 수 있으나, 이에 대한 검토는 실질적으로 이뤄지지 않고 있는 상황이다.

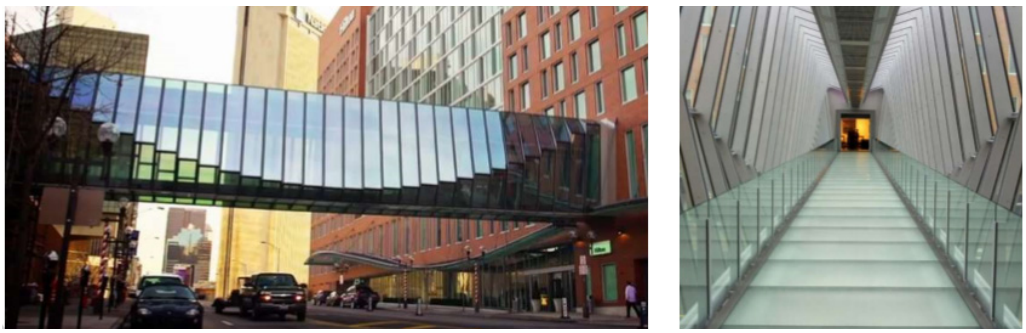
6.2 해외 사례 분석

세계적으로 사회기반시설물의 설계가 더 이상 나홀로 설계가 아닌 주변경관설계와 더불어서 상생효과를 극대화하여 랜드마크 역할과 다양한 활동을 연속적으로 가능하게 하는 방향으로 계획되고 있다. 더불어 사용하는 재료나 교량형태도 매우 다양할 뿐 아니라 교량형식 또한 새롭게 구성되고 있다 이러한 설계경향의 변화를 가속화시키는 요소는 다양한 계층(정책입안자 발주자 도시계획가 건축가 구조설계자 조명디자이너와 사용자 등)의 참여자들의 참여도와 다학제간 전문가의 협업이다 현재 해외에서 완성된 보도교 사례 또는 현재 진행 중인 계획안에서 보도교 설계방향의 변화를 찾아볼 수 있다. 해외사례를 분석하면 다음과 같다.

1) Hilton Columbus Downtown High Street Downtown Bridge

미국 오하이오 도심에 세워진 연장 30m 정도의 보도교이다. 설계에는 오하이오 발주자인 건축주를 비롯하여 건축가와 구조설계자, 시공자 등 다학제간 전문가들의 협업으로 이뤄졌다. 특히, 강재와 유리를 새로운 유기적인 결합방식으로 구성하여

창의적이고 우아한 구조형태미를 갖춘 교량으로 표현함으로써 기존의 강구조 교량과는 차별화된 독특한 등뼈 모양의 구조형식으로 완성되었다. 또한, 투명한 유리 외장재 사이로 드러나 보이는 등뼈모양의 강구조는 야간 경관연출에도 매우 효과적이다. 미국 AISC IDEAS2 Award를 수상한 작품이다.



[그림 2-29] Hilton Columbus Downtown High Street Downtown bridge
(출처: www.experiencecolumbus.com)

2) Paradise Street bridge



[그림 2-30] Paradise Street bridge
(출처: http://www.wilkinsoneyre.com/projects/paradise-street-car-park)

영국 리버풀 도심 번잡한 지역에 위치한 보도교로, 지역재생 프로젝트의 주요한 부분을 차지하고 있다. 계획단계에서부터 건축가와 구조엔지니어의 긴밀한 협업으로 기하학적으로 비정형 형태를 균형 잡힌 구조형태로 발전시킨 것이다. 상자를 구부려 접은 모양의 독특한 형태는 강재로 공장제작하여 현장에서 조립하는 방식으로 시공되었다. 다양한 단면형상으로 구성되었지만 구조적 거동을 고려해서 최대한 세장한 단면으로 단순미를 높인 것이다. 영국 Prix Acier 2009 Anerkennungspreis, RIBA Award 2009를 수상한 작품이다.

3) The Knokke bridge

벨기에 Knokke-Heist 근처 해양가로 접근하는 보행자 및 자전거 이용자를 위한 다리이다. 접속도로와의 연속성을 위해서 구부러진 노선을 따라서 30m나 되는 넓은 폭의 다리를 설계해야 하는 어려움이 설계 초기조건이었다. 이 프로젝트에서는 지역 및 지형적인 설계조건을 최대한 활용하기 위해서 위상 기하학적 측면에서 주변경관과 어우러지는 모습을 찾으려고 노력을 기울였다. 동시에 기하학적 형상에 어울리는 3경간 연속 거더로 출발하여 3경간 사장/현수 하이브리드 구조시스템을 개발하였다. 프로젝트 초기단계부터서 건축주, 건축가, 구조엔지니어의 긴밀한 협업으로 프로젝트를 성공시킬 수 있었다.



[그림 2-31] The Knokke bridge
(출처: http://www.archdaily.com/39664/knokke-footbridge-ney-partners)

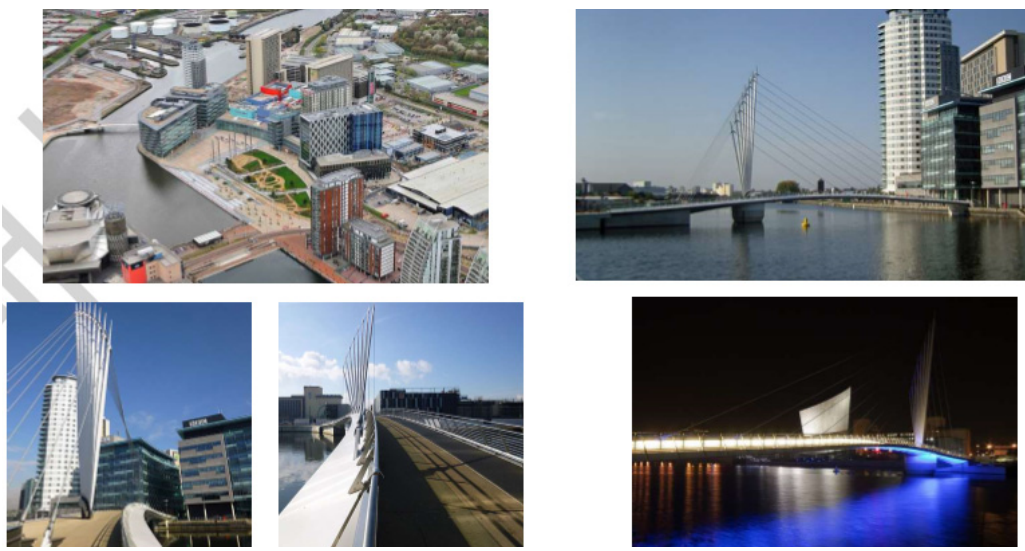


[그림 2-32] The Living Bridge
(출처: http://www.wilkinsoneyre.com/projects/university-of-limerick-living-bridge)

4) The Living Bridge

총연장 350m인 The Living Bridge는 Ireland에서는 가장 긴 보도교이다. 이 교량은 University of Limerick로의 접근로를 확보하기 위해서 마련된 교량으로, 초기계획단계에 보전지역인 Shannon강 주변 자연환경 훼손을 최소화하면서 오히려 자연과 유기적인 관계를 생성할 수 있는 교량형태를 제시하도록 설계요구조건이 주어졌다. 이에 지역과 지형의 특수성을 고려해서 6경간 케이블 트러스 형식의 구조적 언어를 이용해서 군더더기 없는 자연스러운 곡선으로 배치하였다. RIBA European Award와 Institution of Structural Engineers winner structural awards 2008 (Pedestrian Bridges)를 수상하였다. 또한, French Steel Construction Syndicate 에서 주는 the most beautiful steel work (Bridges Category) in 2008로 선정되었다.

5) The Media City Bridge



[그림 2-33] The Media City Bridge
(출처: https://en.wikipedia.org/wiki/Media_City_Footbridge)

미디어시티는 영국 Salford Quays의 주요 건물들을 엮어주는 곡선 보도로 탄생하였다. 회전형 사장교 형식으로 구조형식은 다른 교량에서도 사용된 형식일 수 있으나 미디어시티 지역을 최종적으로 경계를 구획하는 물리적 요소로 위치하게 되어 주변경관에 어울리는 맥락적 설계가 필연적이었다. 이에 세계 유일의 사장교의 주탑 형상을 구현하기 위해서 8개의 세장한 기둥들을 펼쳐진 부채살 형상의 매우 독특한 주탑을 개발하였다. 또한, 보행자의 편의를 도모하기 위해서 케이블 배치 위치도 편측으로 정리하였으며, 건축 기능적으로 요구되는 비대칭적 상황에 적극 대응하는 데크의 단면형상으로 완성함으로써 재료절감과 동시에 구조미를 연출할 수 있게 되었다. 이에 다양한 단면형상에 대한 상세의 질을 높이기 위해서 강재는 디지털 기술을 이용한 제작으로 이어졌다.

6) The Peace Bridge (Foyle)

지역재생의 확장선상에서 근처 Londonderrry 철도역사로 접근로를 제공하기 위해서 계획되었다. 총연장 230m, 폭 4m인 자전거 이용자와 보행자를 위한 교량이다. 랜드마크 교량으로 설계하기 위해서 기울어진 주탑을 가진 자정식 현수교를 채택하였다.



[그림 2-34] The Peace Bridge
(출처: https://en.wikipedia.org/wiki/Peace_Bridge_(Foyle))

7) The Peace Bridge1

캘거리 도심지역으로 모여드는 근로자들의 수가 계속 증가하는 것에 부응해서 통행인의 편리를 도모하고자, 캘거리 도심지역과 Bow강 남측과 북측을 연결해 주는 교량으로 계획되었다. 교량 폭 6.2m, 길이 130m로 보행자와 자전거 이용자 모두를 위한 교량이다. 반드시 충족해야 할 설계조건으로 높은 주탑을 자제하고, 또한, 강 위에 교각을 세우지 않는 것이었다. 이에 건축가 Santiago Calatrava는 당시까지 랜드마크 교량에 자주 사용하던 비대칭 케이블 교량을 떠나서 단아한 거더교 형식을 도입하였다. 랜드마크 교량으로 개념을 발전시키기 위해서 다이아그리드 형식의 튜브구조를 이용하여 붉은 색과 흰색의 강한 색상대비를 적용하였다.



[그림 2-35] The Peace Bridge1
(출처: https://en.wikipedia.org/wiki/Peace_Bridge_(Calgary))

8) The Circle Bridge

Nordea Foundation이 코펜하겐시에게 기부하기 위해 국제적으로 이름난 예술가 Olafur Eliasson에게 설계를 의뢰했다. Olafur Eliasson는 오랜 항해역사를 가진 코펜하겐의 항해하는 배의 돛대에 착안하여 설계한 교량이다. 다섯 개의 서로 다른 크기의 원형 플랫폼을 약간씩 자유롭게 엇갈려 배치하여 통상적으로 직선으로 횡단하는 다리에서는 맛볼 수 없는 전혀 새로운 감흥을 제공한다. 이 교량은 하루 평균 5000명의 보행자와 자전거 주행자들이 이용하고, 선박이 통과하는 경우에는 9m 정도의 항로를 약 20초 걸려서 열어준다. 초기 계획을 제시한 Olafur Eliasson는 사실상 예술가이며, 새로운 아이디어를 성공적으로 실현시키기 위해서 초기 계획단계부터 다양한 분양의 전문가들의 협업으로 프로타입 개발 등 매우 체계적인 준비를 철저히 했음을 알 수 있다.

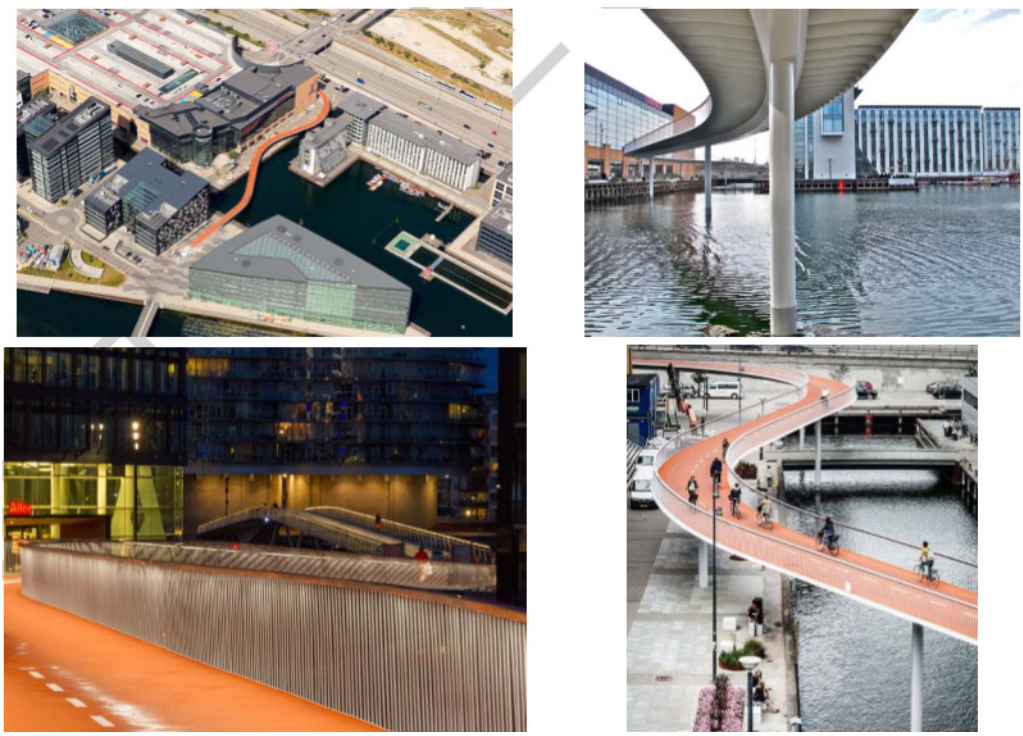


[그림 2-36] The Circle Bridge
(출처: http://www.cycling-embassy.dk/2015/08/26/copenhagen-has-opened-its-new-bridge-the-circle-bridge)

9) The Bicycle Snake Bridge

덴마크 코펜하겐 주민의 50% 이상이 자전거를 이용한다. The Bicycle Snake Bridge는 세계적으로 자전거문화를 선도하는 덴마크 국민의 세련미를 보여준 대표적 교량이다. 또한, 세계적으로 관심을 모으고 있는 'slow traffic'의 대안을 제시한 교량이기도 하다. 이 교량은 도심 상공에서 인접항구 너머로 230m 거리를 자전거로

달리기에 적절한 곡선으로 연장하고, 이를 단일 기둥시스템을 이용하여 기둥간격 17m로 배치한 매우 간결한 교량형태로 구현하였다. 교량의 시점과 종점을 주변 지역과 이음새 없이 연결하고, 경쾌하고 가벼운 느낌이 나는 난간을 설치함으로써 교량을 이용하는 자나 보행자 모두에게 이질감이 아닌 자연스러움으로 다가오고 있다. 코펜하겐은 이 교량을 통해서 'city.people.light award 2014' 2등상을 수상하였다.



[그림 2-37] The Bicycle Snake Bridge

(출처: http://whenonearth.net/cykelslangen-k-bicycle-snake-copenhagen-denmark/)

10) Passerelle Simone de Beauvoir

프랑스 파리 세느강에 놓인 37번째 교량으로 보행자와 자전거 이용자만을 위한 교량이다. 아치구조와 현수구조를 혼합한 렌즈모양의 렌티큘라 구조형식을 채택하여 형태지각구조의 구조적 효용성을 꾀한 구조미학적 교량이다. 이러한 구조형식의 거동은 지점부에 rotational anchorage를 둠으로써 힘의 흐름의 경로가 원활하기 때

문에 보장할 수 있는 것이다. 총체적으로 교량 폭 12m 총 연장 304m 규모에 비해서 매우 세장한 구조형상미를 자랑하게 되었다. 시스템을 구성하는 부재들의 단면크기와 배열도 전체 구조미학적 질서에 어울리는 비례를 가지고 있으며, 도시공간으로 이어지는 부분에서도 일관된 구조미학적 형태로 설계하였다.



[그림 2-38] Passerelle Simone de Beauvoir
(출처: http://www.e-architect.co.uk/paris/simone-de-beauvoir-footbridge)

11) The Melkweg bridge

순수 보행자 통로와 자전거 주행자의 통로를 극적으로 구성한 네덜란드 De Kanaalsprong'의 마스터플랜의 일부로 Purmerend의 역사적 도시와 새로 만든 마을을 연결해주기 위해서 계획되었다. NEXT 건축가 그룹에 의해서 설계된 이 교량은 보행자와 자전거 주행자의 통로를 구분하고, 스팬 48m의 육중한 아치를 물위 12m

높이까지 이르게 함으로써 지역 주민이나 여행자들은 아치의 높은 위치에서 주변을 한 눈에 둘러 볼 수 있게 하였다. 그 외 자전거 주행자들은 100m 길이의 데크를 통해서 다닐 수 있게 했으며, 이 두 교량을 Melkweg 도로와 연속적으로 이어 놓음으로써 입체적 조형물로 탄생하게 되었다. 결과적으로 Melkweg bridge는 지역경관의 극적인 요소로 자리매김한 것이다.



[그림 2-39] The Melkweg bridge
(출처: http://www.dezeen.com/2012/11/26/melkwegbridge-by-next-architects-and-rietveld-landscape-completes)

12) The Garden Bridge 프로젝트 (진행예정)

영국 런던의 템스강위에 떠 있는 아름다운 새로운 정원을 떠올린 단순한 생각이 시발점이 되었다. 생각을 점차 실현가능한 방향으로 키워나가면서 보행자의 통로를 엮어가다가 북측 둑에 위치한 Temple지하철역에서 남측 둑까지의 연장 366m의 보도교로 구체화시켜가고 있다. 2018년 Garden Bridge가 완성되면 런던 여행자에게

넉넉한 자연과 휴식을 제공해줄 수 있으며, 세계 최고의 랜드마크 하나로 자리매김 할 수 있으리라 기대하고 진행 중에 있다.



[그림 2-40] The Garden Bridge 조감도
(출처: http://www.heatherwick.com/garden-bridge/)

제 3 장
도심지 교량의 한계상태설계법 적용을 위한 설계매뉴얼

LAND & HOUSING INSTITUTE

제3장 도심지 교량의 한계상태설계법 적용을 위한 설계매뉴얼

한계상태설계법에는 저항수정계수, 중요도계수, 노출환경, 피복등급 등과 같은 설계변수를 발주자가 결정하도록 되어있다. 발주자가 결정할 부분에는 여러 가지 선택의 여지가 있다. 따라서 발주자가 합리적인 선택을 할 수 있는 합리적인 지침의 작성이 필요하다. 따라서, LH의 발주자와 설계자가 한계상태설계법을 이해하고 적용할 수 있는 발주자 지침과 그에 따른 설계메뉴얼을 작성하고자 한다. 이를 동하여 기준 적용 초기에 발생할 수 있는 혼선을 방지하고 합리적인 설계와 발주, 현장시공을 통한 한계상태설계법의 조기 정착에 기여하고자 한다. 특히 LH가 발주하는 주요 교량들은 고속도로 교량과는 달리 중차량 통행량이 상대적으로 작고 우회도로망이 비교적 잘 갖춰져 있는 도심지교량임을 고려하여 중요도계수 및 노출환경, 피복등급 등에 대한 발주자의 결정사항을 제시하고자 한다.

1. 발주자 결정사항 및 지침 요약

1.1 발주자 결정사항

개정된 도로교설계기준(한계상태설계법)을 도심지 교량에 적용할 때에 확정되지 않았거나 적용방안이 필요한 발주자 결정사항을 제시한다.

아래 내용은 발주자 결정사항에 대한 지침내용을 요약한 것이다. 지침의 상세한 내용과 근거들은 제 2절에 기술하였다.

[표 3-1] 발주자 결정사항 요약

구분	주요 고려 설계기준	발주자 고려사항
제1장 총칙	**1.1 적용범위** 이 설계기준은 교육이나 설계자의 판단을 대신하기 위한 것이 아니고 단지 공공의 안전을 위해 필요한 최소필요조건을 기술한 것이다. 발주자 또는 설계자는 최소필요조건보다 높은 수준의 설계나 재료 및 시공의 품질을 요구할 수 있다.	▸설계기준 적용은 최소 필요조건으로 한다.
제1장 총칙	**1.3.4 여용성** 특별한 이유가 없는 한 다재하경로구조와 연속구조로 한다. • 극한한계상태의 경우 η_R ≥ 1.05 비여용부재 = 1.00 통상적 여용수준 ≥ 0.95 특별한 여용수준 • 기타 다른 한계상태의 경우 η_R = 1.00	▸단재하경로의 단순 지지교량은 비여용 부재로 설계한다. –단재하경로의 단순지지 교량 η_R =1.05 – 일반 교량 η_R =1.0 ▸2절 참조
제1장 총칙	**1.3.5 구조물의 중요도** 이 절은 극한한계상태와 극단상황한계상태에만 적용한다. **발주자**는 특정교량 또는 그 교량의 구조요소 및 접합부를 중요한 구조로 지정할 수 있다. • 극한한계상태 : η_I ≥ 1.05 : 중요 교량 = 1.00 : 일반 교량 ≥ 0.95 : 상대적으로 중요도가 낮은 교량	▸중요도계수는 중차량 일평균교통량(ADTT)과 중차량 교통량으로 판단하며, 하중 전체에 대해서 적용한다 ▸2절 참조
제1장 총칙	**1.4 교량의 등급** 3.6.1.3에 규정된 설계 차량활하중 KL-510으로 설계하는 교량을 1등교로 한다. 2등교는 1등교 활하중 효과의 75%를 적용하며, 3등교는 2등교 활하중 효과의 75%를 적용한다. 교량의 등급은 원칙적으로 발주자가 정한다.	▸도심지 교량은 1등교로 설계하는 것을 기본으로 한다. ▸2절 참조

구분	주요 고려 설계기준	발주자 고려사항
제2장 설계 개요	**2.3.2 교량의 배치** **(2) 교통안전** ② 사용자의 보호 발주자가 규정하는 곳에서는 보도를 분리대로 보호해야 한다.	▸ 모든 보도에는 연석 등의 분리대 설치를 원칙으로 한다.
제2장 설계 개요	**2.3.2 교량의 배치** **(2) 교통안전** ③ 구조규격기준 길어깨의 폭과 교통분리대의 규격은 발주자의 시방서를 만족해야 한다.	▸ 특별시방서 작성시 길어깨의 폭과 교통분리대의 규격을 명시해야 한다.
제2장 설계 개요	**2.5.2.6 처짐** **(2) 처짐기준** 발주자가 처짐의 제한을 요구하는 경우 다음 원칙을 적용할 수 있다.	▸ 처짐제한은 필요
제2장 설계 개요	**2.5.2.6 처짐** **(3) 경간-높이비에 대한 선택적 기준** 발주자가 경간-높이비에 대한 제한을 고려할 것을 요구하는 경우 다른 기준이 없다면 표2.5.1의 제한값을 적용할 수 있으며, ...	▸ 경간-높이비에 대한 제한은 필요하며, 표2.5.1의 제한값을 적용한다.
제2장 설계 개요	**2.5.4 경제성** **(2) 대안** 경제성 분석으로 분명한 결정이 이루어지지 않는 경우 발주자는 경쟁력 있는 대안입찰을 요구할 수 있다.	▸ 경쟁력 있는 대안 입찰이 필요할 경우 발주자는 입찰 안내서에 명시 하여야 한다.
제2장 설계 개요	**2.6 수문 및 수리** **2.6.1 일반사항** 발주자는 임시 구조물의 예상사용기간과 이에 의한 홍수 위험을 고려하여 설계요구조건의 변경을 허가할 수 있다.	▸ 필요시, 가설공사 표준시방서(2014)를 참조해 결정한다.
제2장 설계 개요	**2.6.3 수문분석** 발주자는 도로의 기능분류, 국가 및 지자체의 요구조건과 부지의 홍수위험에 기초하여 수문분석의 범위를 결정해야 한다.	▸ 도로설계기준 (국토교통부, 2012) 규정을 적용한다.

구분	주요 고려 설계기준	발주자 고려사항
제2장 설계 개요	**2.6.6 도로배수** **(2) 설계강우강도** 교량 바닥판 배수에 적용하는 설계강우강도는 발주자가 규정하지 않는 한 인접도로의 포장 배수설계에 적용하는 설계강우강도보다 작지 않아야 한다.	▸필요시, 발주자는 별도의 설계강우강도 결정하여야 한다.
제2장 설계 개요	**2.6.6 도로배수** **(4) 바닥판 배수시설로부터의 유출** 발주자가 배수시설 및 배수관으로부터의 유출에 대한 통제에 특별한 요구조건을 제시하지 않을 경우, 아래 사항들을 고려한다.	▸필요시, 발주자는 유출에 대한 통제 요구조건 제시 하여야 한다.
제3장 하중	**3.1 적용범위** 이 장은 교량의 설계에서 사용되는 하중들에 대한 최소한의 요구 조건, 적용한계, 하중계수 및 하중조합에 대해 규정한다. 또한 이 규정은 기존 교량의 구조적 안전성 평가에도 적용될 수 있다. 이 규정들은 하중에 대한 최소 요구조건이므로, 필요한 경우 발주자의 판단에 따라 이 기준 이상의 하중을 사용할 수 있다.	▸기준 이상의 하중을 적용할 필요가 있는 경우, 발주자는 이를 제시하여야 한다.
제3장 하중	**3.4.2 하중계수와 하중조합** 온도구배에 대한 하중계수(γ_{TG})와 침하에 대한 하중계수(γ_{SD})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다.	▸설계기준 적용을 원칙으로 한다. ▸2.4절 참조
제3장 하중	**3.4.2 하중계수와 하중조합** 극단상황한계상태조합 I 에서의 활하중계수(γ_{EQ})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다.	▸γ_{EQ}는 0.0과 0.5 적용결과 중 불리한 값을 사용한다. ▸2.4절 참조
제3장 하중	**3.4.3 가설시 하중에 대한 하중계수** 구조물과 부속물의 중량에 대한 하중계수는 1.25이상의 값을 택해야 한다. 발주자에 의해 특별히 제시되지 않은 경우에는 시공하중, 설비하중 그리고 동적효과에 대한 하중계수는 1.5이상의 값을 택해야 한다. 풍하중에 대한 하중계수는 1.25이상의 값이어야 한다. 모든 다른 하중계수들은 1.0을 택한다.	▸설계기준 제시된 최소값을 사용 한다. ▸2.5절 참조

구분	주요 고려 설계기준	발주자 고려사항
제3장 하중	**3.4.4 긴장력과 포스트텐션힘을 위한 하중계수** 발주자에 의해 정하지 않았다면, 사용하는 설계긴장력을 긴장위치에 가장 가까운 지점에 발생하는 고정하중에 의한 반력의 1.3배보다 작아서는 안 된다. 긴장작업 시 교통통제가 이루어지지 않은 경우에는 활하중 계수를 곱한 활하중에 의한 반력을 포함하여야 한다. 포스트텐션의 정착부에 대한 설계력은 최대 긴장력의 1.2배를 택한다.	▸설계기준을 준용한다.
제3장 하중	**3.6.1.1 재하차로의 수** (1) 차량활하중의 재하를 위한 재하차로의 수 N은 식(3.6.1)과 같다. $N = \frac{W_C}{W_P}$ 의 정수부 (3.6.1) 여기서, W_C = 연석, 방호울타리(중앙분리대 포함)간 교폭(m) W_P = 발주자에 의해 정해진 계획차로의 폭(m)	▸발주자는 관련 규정 등에 의해 계획차로의 폭(W_P) 결정한다. 예)"도로의 구조·시설 기준에 관한 규칙" ▸2.6절 참조
제3장 하중	**3.6.1.7 처짐 평가를 위한 하중재하** 만약 발주자가 규정된 활하중에 대한 처짐의 허용기준을 요구할 때 처짐은 아래의 값 중 큰 값을 사용해야 한다. • 표준트럭하중만으로 얻은 처짐 • 표준차로하중과 조합된 표준트럭하중의 25%에 의해 얻은 처짐	▸필요시, 처짐허용기준 제시(2.5.2.6참조)할 경우 아래의 하중 및 하중조합을 적용한다.
제3장 하중	**3.6.3 궤도차량하중** 교량에 궤도차량하중이 있다면 발주자가 궤도차량하중의 특성과 궤도차량과 일반차량간의 예상되는 상호관계를 규정해야 한다.	▸궤도차량하중이 있는 경우, 발주자는 이를 정의하여야 한다.
제3장 하중	**3.12.1 정수압** 다양한 한계상태의 설계수위는 발주자에 의해 규정된 것이거나 승인 받은 것이어야 한다.	▸발주자는 정수압에 영향을 줄 수 있는 각종 수위를 규정하여야 한다.

구분	주요 고려 설계기준	발주자 고려사항
제3장 하중	**3.21 선박충돌하중 : CV** **3.21.2 교량 발주자의 책임** 교량 발주자는 교량의 중요도 등급, 해당교량에 대한 수로를 통행하는 선박의 밀도와 선박의 설계속도, 선박통과를 고려한 다리밑공간 확보를 위한 높이를 규정하거나 승인하여야 한다. 발주자는 방호시스템을 포함한 교량의 구성부재에 발생이 허용되는 손상의 정도를 규정하거나 승인해야 한다.	▸교량 하부에 선박이 통과하는 경우, 발주자는 관련 규정에 따라 안전성을 판단할 수 있는 조치를 취해야 한다. 예)"해상교통안전법"
제4장 구조 해석	**4.6.3 보-슬래브 교량의 근사적 해석방법** **4.6.3.1 적용** 발주자의 동의하에, 표 4.6.3-1에서 제공하는 간이값을 사용할 수 있다.	▸발주자가 특별한 값을 제시하지 않는 한, 표4.6.3-1의 사용을 원칙으로 한다.
제4장 구조 해석	**4.7.2 탄성 동적응답** **4.7.2.1 차량에 의한 진동** 교량과 활하중의 동적상호작용에 대한 해석이 필요한 경우, 해석 시 필요로 하는 노면조도, 차량의 속도 및 동적 특성은 발주자가 지정하거나 혹은 승인한 값을 사용한다. 충격은 정적 하중영향에 대한 극한 동적 하중영향의 비율로 산정한다.	▸동적상호작용효과가 클 것으로 기대되는 교량의 경우, 별도의 동적상호작용 해석을 수행 할 수 있다.
제6장 강교	**6.14.2.3 콘크리트 부대시설** 발주자에 의해 다르게 명시되지 않았으면, 콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속적으로 만들어져야 한다.	▸부대시설 자체 구조는 연속으로 하더라도 바닥판과 반드시 연속구조로 할 필요는 없다. ▸2.7절 참조
제6장 강교	**6.14.6 콘크리트 바닥판** **6.14.6.1 일반사항** **(1) 최소 두께와 최소 피복두께** 발주자에 의해 승인되지 않은 한, 콘크리트 바닥판의 최소두께는 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호덮개를 제외하고 220mm 보다 작아서는 안 된다.	▸내구성을 확보하기 위해 최소두께 규정은 유지한다. ▸2.8절 참조

구분	주요 고려 설계기준	발주자 고려사항
제6장 강교	**6.14.6 콘크리트 바닥판** **6.14.6.4 존치 거푸집** **(3) 콘크리트 거푸집** **①두께** 다양한 형태의 콘크리트 거푸집의 경우 발주자의 승인을 득한 후 적용해야 한다.	▸필요시 바닥판 시공시 과도한 처짐을 방지하기 위한 콘크리트 거푸집의 최소 두께 등에 대한 발주자의 승인이 필요하다.
제6장 강교	**6.14.6.5 거더위의 프리캐스트 바닥판 슬래브** (2) 횡방향으로 연결된 바닥판 전단키와 전단키에 사용된 그라우트에 대한 설계는 발주자에 의해 승인해야 한다.	▸새로운 설계법의 사용 등 필요시, 발주자의 승인 필요
제8장 내진 설계	8.2 해석방법 (2) 정밀한 해석을 요한다고 판단되는 교량에 대해서는 다중스펙트럼해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀 해석법을 사용할 수 있다.	▸내진 장치의 사용, 동적거동효과가 큰 교량 등 필요시 발주자의 승인 필요
제8장 내진 설계	8.11.7 해석방법 (1) 이 항의 규정은 지진격리교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 네 가지 해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법을 수행할 수 있다.	▸필요시, 지진격리 교량의 정밀해석 수행

1.2 발주자 방침사항

앞 절의 발주자 결정사항에서 언급된 바와 같이 도로교설계기준(한계상태설계법)은 최소 필요조건을 기술한 것이다. 따라서 보다 높은 품질을 얻기 위해서 발주자는 특정조건을 요구할 수 있다. 이를 발주자 방침사항으로 정리하였다. 아래 내용은 발주자 방침사항을 요약한 것으로서 지침의 상세한 내용과 근거들은 2절을 참고한다.

[표 3-2] 발주자 방침사항

<table>
<tr><th>구 분</th><th>주요 고려 설계기준</th><th>비고</th></tr>
<tr><td>제5장
콘크리트교</td><td>
5.8.1.2 노출 환경과 한계 기준
표.5.8.1 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급
<table>
<tr><th rowspan="2">노출 환경</th><th colspan="4">최소 설계 등급</th></tr>
<tr><th>포스트텐션</th><th>프리텐션</th><th>비부착 프리스트레싱</th><th>철근 콘크리트</th></tr>
<tr><td>건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)</td><td>D</td><td>D</td><td>E</td><td>E</td></tr>
<tr><td>부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉 환경; EC2, EC3, EC4)</td><td>C</td><td>C</td><td>E</td><td>E</td></tr>
<tr><td>고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경; ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)</td><td>C</td><td>B</td><td>E</td><td>E</td></tr>
</table>
</td><td>▶ 고부식성 환경의 포스트텐션, 철근콘크리트의 최소 설계등급을 강화하였다.
▶ 2.10절 참조</td></tr>
<tr><td>제5장
콘크리트교</td><td>
5.8.1.2 노출 환경과 한계 기준
표.5.8.2 설계 등급에 따른 사용 한계값
<table>
<tr><th rowspan="2">설계 등급</th><th colspan="2">한계상태 검증을 위한 하중조합</th><th rowspan="2">표면 한계 균열폭(㎜)</th></tr>
<tr><th>영(0)응력 한계상태</th><th>균열폭 한계상태</th></tr>
<tr><td>A</td><td>사용하중조합-I</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>B</td><td>사용하중조합-III/IV</td><td>사용하중조합-I</td><td>0.2</td></tr>
<tr><td>C</td><td>사용한계상태
하중조합-V</td><td>사용하중조합-III/IV</td><td>0.2</td></tr>
<tr><td>D</td><td>-</td><td>사용하중조합-III/IV</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>E</td><td>-</td><td>사용한계상태
하중조합-V</td><td>0.3</td></tr>
</table>
</td><td>▶ C, E등급에 적용되는 사용하중조합-Ⅴ에서 활하중계수 0.3을 적용한다.
▶ 1.10절 참조.</td></tr>
</table>

구 분	주요 고려 설계기준	비고
제5장 콘크리트교	**5.10 내구성 및 피복두께** **5.10.1 일반사항** (4) 콘크리트의 밀도와 품질을 얻기 위해서는 표5.10.1에 규정한 최소 콘크리트 기준압축강도 이상의 압축강도를 적용하여야 한다.	▶ 콘크리트 부재의 최소 기준 압축강도를 상세히 규정할 필요가 있다. ▶ 2.9절 참조.
제5장 콘크리트교	**5.10.2 환경 조건** 표.5.10.2 환경 조건에 따른 노출 등급 (요약) 1. 부식이나 침투 위험 없음 : E0 2. 탄산화에 의한 부식 : EC1~EC4 3. 염화물에 의한 부식 : ED1~ED3 4. 해수의 염화물에 의한 부식 : ES1~ES3 5. 동결/융해 작용 : EF1~EF4 6. 화학적 침식 : EA1~EA3	▶ 콘크리트 부재의 노출환경등급을 상세히 규정할 필요가 있다. ▶ 2.9절 참조.
제5장 콘크리트교	**5.10.2 환경 조건** 표.5.10.2 환경 조건에 따른 노출 등급 (요약) 주 3. 이것은 차도로부터 6m 이내에 있는 모든 난간, 벽체, 교각을 포함하며, 또한 차도로부터 배출되는 물에 노출되기 쉬운 신축이음부(expansion joints) 하부 교각의 윗부분과 같은 표면을 포함한다.	▶ 제빙화학제의 범위는 차도로부터 수평 6m, 수직 위 5m로 규정한다. ▶ 2.9절 참조.
제5장 콘크리트교	**5.10.4.2 최소피복두께** (2) 부착과 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 $t_{c,\min}$ 중 큰 값을 설계에 사용하여야 한다. $t_{c,\min} = \max\{t_{c,\min,b}\ ;\ t_{c,\min,dur} + \ldots\ldots\ ;\ 10mm\}$	▶ 콘크리트 부재의 피복두께를 규정할 필요가 있다. ▶ 2.11절 참조.
제5장 콘크리트교	**5.10.4.3 설계 편차 허용량** (3) 특정 상황에 따라 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$는 감소시킬 수 있다. – 모니터링 항목에 콘크리트의 피복두께 측정을 포함하는 품질보증 시스템을 적용하는 경우, 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$를 아래와 같이 감소시킬 수 있다. 10mm $\geq \Delta t_{c,dev} \geq$ 5mm (5.10.3) – 모니터링에 매우 정밀한 측정 장치를 사용하는 프리캐스트 부재 등은 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$를 아래와 같이 감소시킬 수 있다. 10mm $\geq \Delta t_{c,dev} \geq$ 0mm (5.10.4)	▶ 제작 여건을 고려해 부재별 설계 편차 허용량을 규정할 필요가 있다. ▶ 2.11절 참조

1.3 세부설계 지침

도로교설계기준(한계상태설계법)에서 기준 누락 또는 미비로 보완이 필요한 규정들이 있다. 이를 세부 설계지침으로 분류하여 정리하였다. 아래 내용은 이러한 세부 설계지침을 요약한 것으로 지침의 상세한 내용과 근거들은 본장의 2절을 참고한다.

[표 3-3] 세부 설계지침 요약

구 분	주요 고려 설계기준	비고
제3장 하중	**3.11 토압 : EH, ES, LS, DD** 토압은 구조물과 지반의 상대적인 변위와 관계하여 정지토압, 주동토압 및 수동토압으로 구분된다. (상재 활하중에 대한 언급 없음)	▶ 상재 활하중에 대한 설계지침이 필요 ▶ 2.16절 참조.
제5장 콘크리트교	**5.8.2 응력한계** **5.8.2.2 응력계산방법** ① 사용하중조합-1 상태에서 비균열 단면 해석으로 계산한 콘크리트 최대 인장응력이 콘크리트 기준인장강도 미만이면 비균열 단면으로, 초과한 곳은 균열 단면으로 간주한다.	▶ 최대 인장응력이 평균인장강도 f_{ctm} 를 초과한 곳은 균열단면으로 간주한다. ▶ 2.12절 참조.
제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리	**9.4 신축이음** **9.4.1.2 구조설계** 신축이음의 허용 신축량과 극한 신축량은 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중에서 가장 불리한 경우에 대하여 각각 계산하여야 한다. **9.5 받침** **9.5.2.3 이동량** (2) 가동받침의 이동량 산정 $\Delta l = \Delta l_t + \Delta l_r + \Delta l_s + \Delta l_c$ (9.5.2) (3) 여유 이동량 이 여유량은 교량의 규모에 따라서 달라지므로 ±50℃의 온도변화에 상당하는 이동량으로 하고, 최대 ±50mm 이내로 하는 것이 바람직하다.	▶ 신축이음과 교량받침의 이동량 산정개념이 상이하므로 일관된 개념을 적용한 설계지침이 필요하다. ▶ 신축이음량도 교량받침의 이동량과 같은 개념을 적용한다. ▶ 2.13절 참조.

<table>
<tr><th>구 분</th><th>주요 고려 설계기준</th><th>비고</th></tr>
<tr><td>제9장
신축
이음,
받침
및
방호
울타
리</td><td>9.5.3 강재보강 탄성받침
9.5.3.1 일반
탄성받침은 극한한계상태 및 사용한계상태에서 안전성 및 사용성을 만족하도록 설계되어야 한다.
9.5.4 포트받침
9.5.4.1 설계일반
(1) 포트받침은 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.
9.5.5 곡면의 미끄럼 면을 가진 받침
9.5.5.1 설계일반
(1) 원통형 및 스페리컬 받침은 사용한계상태 및 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.</td><td>▶ 제조업체에서 제공하는 받침용량 이상시와 지진시 허용용량만 제공하고 있으므로 이를 활용할 수 있는 한계상태를 제시해야 한다.
▶ ▸II편 4.14절 참조.</td></tr>
<tr><td>제8장
내진
설계</td><td>8.5.1.2 가속도계수
(1) 지진재해도 해석결과에 근거하여 우리나라의 지진구역을 표8.5.1과 같이 설정한다.

표8.5.1 지진구역구분(요약)
<table><tr><th>지진구역</th><th>구역계수</th><th colspan="2">행정구역</th></tr><tr><td>I</td><td>0.11</td><td>도</td><td>~~, 전라남도 북동부</td></tr><tr><td><u>II</u></td><td><u>0.07</u></td><td>도</td><td>~~, <u>전라남도 남서부</u></td></tr></table></td><td>▶ 전라남도 남서부는 개정 예정안에 따라 지진구역 I (구역계수 0.11)로 적용한다.
▶ ▸II편 4.15절 참조.</td></tr>
<tr><td>제6장
강교</td><td>(1) 횡방향 휨응력을 고려할 수 없어 곡선교의 설계에는 적용할 수 없는 한계를 갖고 있음.
(2) 다실 폐단면 박스거더(multi-cell closed box girder) 설계 규정이 포함되지 않아 광폭 박스거더 설계에 적용할 수 없는 한계를 갖고 있다.</td><td>▶ “도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편”(2015)을 우선으로 적용한다.
▸II편 4.17절 참조.</td></tr>
<tr><td>제7장
하부
구조</td><td>(1) 깊은 기초의 경우, 항타 소음 저감을 위하여 고속도로 현장에서 주로 활용되고 있는 매입말뚝의 저항 계수 등이 제시되어 있지 않다.</td><td>▶ 저항계수 확정 전까지 “구조물 기초 설계기준 해설”(2014)의 허용응력법을 이용한다.
▸II편 4.18절 참조.</td></tr>
</table>

1.4 설계기준의 정오표

도로교설계기준(한계상태설계법)에서 단순 오류 또는 전후 불일치로 인해 수정이 필요한 규정들이 발견되고 있다. 따라서 이에 대한 정오표를 정리하였다.

[표 3-4] 설계기준의 정오표

수정 사항	비고
(설계기준 p.3-29, 해설편 p.3-38) ⑤ ~~활하중 재하시에는 풍압을 절반만 재하할 수 있다.~~ 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5m의	▶ 삭제 및 하중조합시 하중계수에서 이미 고려됨
(해설편 p.5-12) 해설(1) ... 3장에 세 종류로... ➡ ... 3장에 네 종류로...	▶ 단순 오타
(해설편 p.5-14) 해설(1) ... 18~70 MPa 범위의 ... ➡ ... 90 MPa 이하인 ...	▶ 단순 오타
(설계기준 p.5-14, 해설편 p.5-16) 표 5.5.1의 제목에서 "기건단위질량" ➡ "단위질량"으로 수정	▶ 단순 오타
(해설편 p.5-17) 해설(3)의 내용 중 둘째 줄의 뒤쪽에 나오는 "(5.5.3)" ➡ "(5.5.2)"로 수정	▶ 단순 오타
(해설편 p.5-19) 해설(1)의 내용 중 "2,500" ➡ "2,300"으로 수정	▶ 단순 오타로 고정하중 계산시 콘크리트는 2,350 적용
(해설편 p.5-29) "식 (5.3.46b)" ➡ "식 (5.5.46b)"로 수정	▶ 단순 오타
(해설편 p.5-38) (6) 피로에서 "5.7.3" ➡ "5.9.3"으로 수정	• 단순오타
(설계기준 p.5-26, 해설편 p.5-36) 그림 5.5.5의 내용에서 "불필요한 경우" ➡ "필요한 경우"로 수정	• 단순오타
(설계기준 p.6-122, 해설편 p.6-152) 식(6.12.4)에서"$\left(\sum\frac{(\frac{b}{t})}{I_y}\right)^{0.5}$" ➡ "$\left(\frac{\sum(\frac{b}{t})}{I_y}\right)^{0.5}$"으로 수정	• 단순오타

2. 항목별 세부 설계지침

2.1 구조물의 중요도

개정된 도로교 설계기준(한계상태설계법)은 발주자가 구조물 중요도에 따라 하중수정계수에 반영되는 중요도계수를 다르게 적용할 수 있도록 하였다. 교량의 중요도는 우회로의 유무, 통행차량의 특성 등에 따라 결정 한다. 도심지 교량은 고속도로, 일반 국도의 교량과 달리 KL-510에 준하는 대형 트럭이 빈번하게 통행한다고 가정하기 어렵다. 따라서, 고속도로 교량보다 낮은 중요도계수를 사용해 도심지 교량의 합리적 설계를 도출할 수 있는 규정 적용 지침안을 제안하였다. 도로교 설계기준(한계상태설계법)의 구조물의 중요도 규정은 한계상태설계법 1.3.5에 규정되어있다. 이 규정에 대한 적용 지침으로 중요도계수 η_I 의 결정 방법을 본 절에 제시하였다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-5] 한계상태설계법의 구조물 중요도 관련 규정(1.3.5)

1.3.5 구조물의 중요도

이 절은 극한한계상태와 극단상황한계상태에만 적용한다.

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

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \le R_r \qquad (1.3.1)$$

η_i= 하중수정계수

- 최대하중계수가 적용되는 하중의 경우

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \ge 0.95 \qquad (1.3.2)$$

- 최소하중계수가 적용되는 하중의 경우

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

- 극한한계상태 :

$\eta_I \ge 1.05$: 중요 교량

$= 1.00$: 일반 교량

≥ 0.95 : 상대적으로 중요도가 낮은 교량

- 기타 한계상태 :
  η_I = 1.00

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

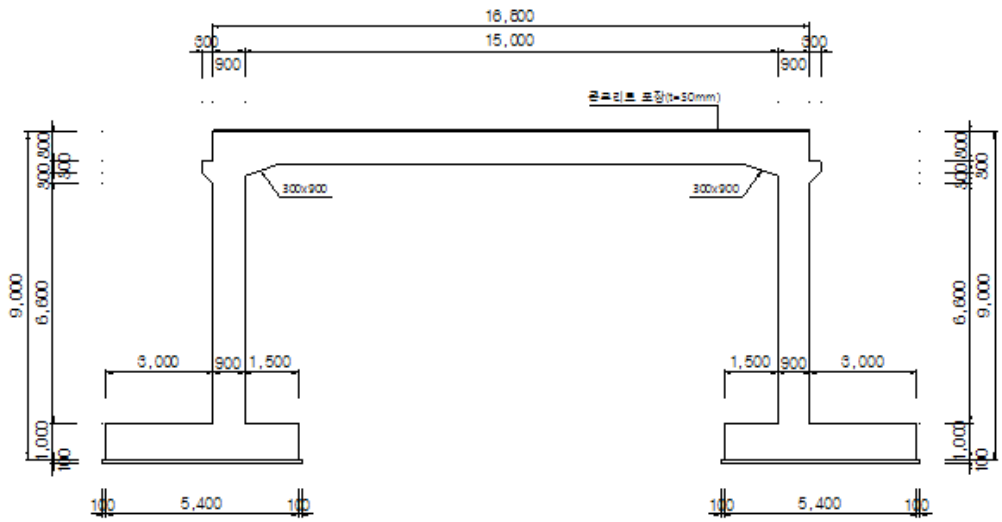
1.3.5 구조물의 중요도

구조물의 중요도(Operational Importance) 분류는 미리 예비된 상황 또는 긴급 상황 시 우선적으로 통행시켜야 하는 중요도에 따라 결정된다. 이 분류는 전체적인 교통망과 그 통제를 관할하는 권한을 가진 발주자에 의해 책임 있게 결정 되어야 한다. 이 결정에는 보안, 방비, 경제, 생존에 관련된 사회적 요구사항이 고려된다. 발주자는 교통량(ADTT), 지간길이, 우회도로 길이 등을 고려할 때 확실히 중요도가 낮은 경우 1.00 보다 작은 값을 사용할 수 있다.

2) 비교설계 결과

RC라멘교, PSC 합성거더교, 강합성 박스거더교, 개구제형교를 대상으로 중요도에 따른 물량을 비교 검토하였다. 이때 중요도 η_I 는 1.0, 0.95, 0.9로 구분하고 전체 하중에 적용하였다.

(1) RC라멘교 철근량 (순경간 15.0m, 왕복 4차로 폭 26.8m)



[그림 3-1] 비교설계 대상 RC라멘교 단면도

가) 단면은 동일하다고 가정하고 주철근의 물량비율을 이용해 전체 철근의 공사비(직접공사비)를 추정하였다.

나) 한계상태설계법(중요도 0.95) 적용시 허용응력설계법 대비 주철근이 79% 수준으로 감소하는 것으로 검토되었다. 여기에 온도수축 철근을 고려하면 전체 철근량은 85% 수준으로 감소한다.

다) 현재 LH 설계지침으로 추진 중인 전체 하중에 대한 중요도 0.95 적용시, 설계등급 E의 경우 약 85%수준, 설계등급 D의 경우 약 95%수준으로 철근공 공사비 절감이 가능할 것으로 추정된다.

[표 3-6] RC 라멘교의 중요도에 따른 총 철근의 직접공사비 비교결과 (단위:만원)

적용 중요도		CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,E등급)	CASE 3 (한계상태,D등급)
대상	계수			
전체	1.00	11,525 (100%)	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.95	–	**9,797 (85%)**	**10,979 (95%)**
	0.90	–	9,423 (83%)	10,604 (92%)
활하중	1.00	11,525 (100%)	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.95	–	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.90	–	10,172 (88%)	11,353 (99%)

(2) PSC 합성거더교 강연선량

가) 설계기준과 설계등급 및 중요도 차이에 따른 절감효과를 검토하였다. 그러나 단면이 사용한계상태로 결정되기 때문에 극한한계상태, 극단상황한계상태에만 적용되는 중요도의 영향을 받지 않는다. 여기서는 설계등급 C의 영응력 검토 조합시 활하중 계수 적용 여부에 따른 물량변화를 살펴보았다.

나) 중요도 0.95, 균열강도 3.74MPa, 사용한계 하중조합Ⅴ에 활하중 하중계수 0.3, 설계등급 C의 경우 거더 1본 당 강연선 공사비 허용응력설계와 같고, 활하중 하중계수를 적용하지 않을 경우는 약 4% 감소할 것으로 판단된다. 중요도 1.0 적용시는 거더 1본 당 약 3% 증가할 것으로 판단된다.

다) 본 예제와 같이 2@30=60m, 경간당 거더개수 10개인 경우라면 거더개수가 총 20개이므로 전체 절감액은 설계등급 C의 경우에 340만원 정도(92%수준) 절감될 것으로 추정된다.

[표 3-7] PSC 합성거더교 중요도에 따른 거더 1본당 강연선 직접공사비 비율

중요도	사용한계 하중조합 V 활하중 하중계수	CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,C등급)
0.95	0.0	100%	96%
	0.3		100%
1.0	0.0	100%	**103%**
	0.3		**103%**

(3) 개구제형교의 강재량

중요도 1.0을 적용한 개구제형교 230m의 공사비가 강재거더 1본 당 약 17% 절감되며, 중요도 0.95를 적용한 경우에는 19%의 절감 효과가 기대된다.

[표 3-8] 개구제형교(230m)의 강재거더 1본당 총 공사비 비교 (단위:억원)

거더	중요도	CASE 1 (허용응력+폐합구형)	CASE 3 (한계상태+개구제형)
내측 거더	1.0	10.05 (100%)	8.34 (83%)
	0.95	–	**8.14 (81%)**

3) 도심지교량 적용 중요도 설계지침(안)

가) 하중수정계수는 현재 구체적으로 정의하여 사용한 사례는 매우 부족한 실정이다. 따라서 설계자의 판단 하에 적용할 수 있도록 설계의 자유도를 높여주는 형식적 의미가 담긴 것으로 사료된다.

나) 이 계수는 설계하는 부재와 재하하는 하중에 따라 달라질 수 있으며, 여용성은 구조적인 문제로 부재별로 다르게 사용할 수 있다.

다) 교량 전체에 적용하기 위한 하중수정계수로서 중로 및 소로에 설치되는 도심지 교량에 대해서는 하중효과, 경제성, 구조적 안전성 등을 고려할 때 0.95의

하중수정계수 적용이 검토 가능할 것으로 사료된다.

라) 이 값의 적용에 대한 보다 정확한 판단을 위해서는 추후 사례 연구를 통해 중요도 판단 근거 및 기준(광로, 대로 중로, 소로 등)의 마련이 필요하다.

마) 도심지 교량에 대해서 하중수정계수는 다음과 같이 결정할 것을 제안한다.

[표 3-9] 도심지교량의 중요도 적용지침

현재 교량의 중요도를 평가할 수 있는 정량적인 지표가 제시 바 없으므로 교량의 중요도는 발주자에 의해 다음과 같은 조건을 고려하여 결정한다.

- 파괴 시 안보, 국방 및 경제 목적으로 운행하는 긴급차량의 통행에 필요한 적절한 우회도로 확보 여부
- 설계(사용)수명 내 예측 교통량에 근거한 중차량일평균교통량 (ADTT) 및 대형 중차량 교통량(5종~12종)

발주자가 위의 조건을 고려하여 발주자가 객관적이며, 합리적인 방법으로 교량의 중요도계수를 정할 수 없을 경우에는 다음 조건을 만족하면 중요도계수 0.95를 적용할 수 있다.

- 설계(사용)수명 내 예측 교통량에 근거한 중차량 일평균교통량(ADTT)이 1,000대 이하이면서 대형 중차량 교통량(5종~12종)이 250대 이하인 경우

2.2 구조물의 여용성

개정된 설계기준에서는 특별한 이유가 없는 한 다재하 경로(multi-load-path) 구조와 연속구조로 하도록 규정한다. 그렇지 않으면 여용성이 저하되며, 그에 대응하는 여용성을 규정해야 한다. 여기서는 여용성이 낮은 단재하경로(Single-load-path) 구조물에 해당하는 도심지 교량의 주요 형식을 규정하고, 이에 대한 여용성 계수 η_R 적용 지침안을 제안하였다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-10] 한계상태설계법의 구조물 중요도 관련 규정(1.3.4)

1.3.4 여용성

특별한 이유가 없는 한 다재하경로구조와 연속구조로 한다.

- 극한한계상태의 경우

$\eta_R \geq 1.05$ 비여용부재

$= 1.00$ 통상적 여용수준

≥ 0.95 특별한 여용수준

- 기타 다른 한계상태의 경우

$\eta_R = 1.00$

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

1.3.4 여용성

여용성(Redundancy)에 있어서 각 부재의 여용성 분류 (여용 또는 비여용) 는 고려하고자하는 각각의 하중조합과 한계상태의 경우마다 교량안전도에 대한 그 분재이 기여도를 바탕으로 정해져야 한다. 동일한 형태의 구조요소라 할지라도 전체 구조계에 따라 여용성의 판단이 달라질 수 있으므로 발주자의 신중한 판단이 필요하다.

극한한계상태에서 저항계수나 재료계수에 이미 여용성이 반영되어 있는 기초구조물의 경우 통상적인 여용수준으로 간주하여 1.00을 사용할 수 있으며, 거더가 연속이 되고 비틂에 저항하는 폐합단면을 가진 정도의 여용성을 넘는 경우 특별한 여용수준으로 간주하여 0.95를 사용할 수 있다. 이 분야의 연구는 발전중에 있으며 여러 부재들롤 구성되어 있는 구조물의 신뢰도(System Reliability)에 관한 여러 연구(Frangopol(1991), Nowak(2000)) 등을 참고할 수 있다.

2) 도심지교량 적용 중요도 설계지침(안)

기본적으로 단재하경로(Single-load-path)를 갖는 단순지지 구조물을 비여용부재로 간주하며, 도심지 교량에 대한 다음의 적용 예를 참고할 수 있다.

가) 두 개 이하의 주거더를 갖는 판형 플레이트 거더나, 소수거더 및 단일 박스 거더를 갖는 단순 지지 교량

나) 두 개 이하의 현재를 갖는 단순 지지 트러스 구조

다) 기타 하나의 거더가 파손될 경우, 전체 구조계의 붕괴가 예상되는 구조물

2.3 교량의 등급

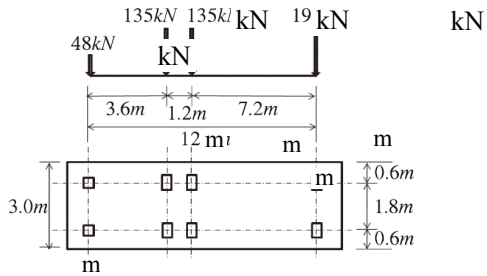
개정된 교량의 등급 설계기준에서는 설계 차량활하중 크기에 따라 1등교~3등교로 발주자가 결정 하도록 되어 있다. 도로교 설계기준(한계상태설계법)에 규정된 새로운 설계 차량활하중 모형인 KL-510은 기존 DB-24하중에 비하여 최대 약 20% 증가한 하중이다. 중차량 통행량이 비교적 적을 것으로 기대되는 도심지 교량의 특성을 고려할 때 KL-510를 100% 고려하는 것이 타당한 것인가에 대해 검토하고 도심지 교량에 적용해야 할 등급에 대한 지침안을 제시하였다.

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-11] 한계상태설계법의 교량등급 관련 규정

1.4 교량의 등급

3.6.1.3에 규정된 설계 차량활하중 KL-510으로 설계하는 교량을 1등교로 한다. 2등교는 1등교 활하중효과의 75%를 적용하며, 3등교는 2등교 활하중효과의 75%를 적용한다. 교량의 등급은 원칙적으로 발주자가 정한다.



[표준트럭하중(KL-510)]

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

1.4 교량의 등급

고속국도 및 자동차 전용도로상의 교량은 1등교로 한다. 다만, 교통량이 많고 중차량의 통과가 불가피 한 도로, 국방상 중요한 도로상에 가설하는 교량, 장대교량은 1등교로 할 수 있다. 또한 교통량이 많거나 중차량의 통과가 빈번한 특수산업시설에 인접한 지방도, 시도 및 군도상의 교량은 1등교로 설계함을 원칙으로 한다. 일반국도, 특별시도와 지방도상의 교통량이 적은 교량은 2등교로 한다. 또한 시도 및 군도 중에서 종요한 도로상에 가설하는 교량은 원칙적으로 2등교로 한다. 교통량이 극히 적은 경우에는 예외적으로 발주자 또는 담당기술자의 판단에 의하여 3등교로 설계할 수 있다.

2) 도심지교량 적용 교량등급 기준(안)

고속도로에 비하여 교통량이 작고 통행속도가 낮은 도심지 교량에 대하여 고속도로교량과 같은 1등급을 적용하는 것은 과다한 것이 아닌지에 대한 검토 결과는 다음과 같다.

가) 단지내 도심지 교량의 등급은 교통량과 통행속도를 정량적으로 고려하여 결정할 수 있으나, 현재까지의 국내 사례를 볼 때, 법적, 기술적 근거를 마련하여 2등교로 설계하기는 어려울 것으로 판단된다.

나) 2등교로 사용하기 위해서는 도심지내 교량 통행 차량에 대한 구체적 제원과 속도를 관리하기 위한 현실적 대책이 마련되어야 하지만 현실적으로 어려울 것으로 보인다.

다) 따라서 교량 등급은 1등교를 유지하되, 설계시 하중의 영향 등을 중요도계수로 조정하거나 발주시 별도의 과정을 거쳐 2등교로 설계할 수 있는 교통량 등급을 결정하는 방법 등에 대한 연구가 필요하다.

라) 교량의 등급은 결국 교량의 중요도로 판단할 수 있으므로 중요도와 교량등급을 중복해 적용해서는 안된다. 일반적으로 중소규모의 고정하중:활하중의 비율이 7:3 정도라고 할 때 2등급교 적용시 활하중이 3×0.75=2.25로 떨어져 전체적으로 7.5% 정도 하중 감소효과가 있다. 이는 전체 하중을 줄여주는 중요도 0.95를 적용하는 것과 비슷한 수준으로 분석되었다. 따라서 교량등급은 1등급으로 유지하고 중요도를 조정하는 것이 합리적이다.

2.4 특별시방에 의한 하중계수

개정된 설계기준의 발주자 결정사항 중 온도경사 하중계수(γ_{TG}), 침하 하중계수(γ_{SD}), 극단상황 한계상태조합에서의 활하중계수(γ_{EQ})는 공사별 특별시방에 의해 결정한다. 여기서는 해당 항목을 도심지 교량에 대해 검토하고 적용 지침을 제안하였다.

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-12] 한계상태설계법의 하중계수와 하중조합 관련 규정

3.4.2 하중계수와 하중조합

[온도경사와 지점침하]

온도경사에 대한 하중계수(γ_{TG})와 침하에 대한 하중 계수(γ_{SD})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다. 공사별 하중계수 값이 없는 경우에 γ_{TG}는 다음과 같이 결정한다.

- 극한한계상태와 극단상황한계상태조합 ------ 0.0(고려하지 않음)
- 활하중이 고려되지 않는 사용한계상태조합 ---- 1.0
- 활하중이 고려되는 사용한계상태조합 -------- 0.5

[극단상황한계상태조합 I 에서의 활하중계수]

극단상황한계상태조합 I 에서의 활하중계수(γ_{EQ})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다.

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

3.4.2 하중계수와 하중조합

[온도경사와 지점침하]

온도경사에 대한 하중계수는 다음에 따라 결정하여야 한다.

- 구조형식
- 검토대상의 한계상태

개단면이나 다거더 강박스거더의 설계에서는 일반적으로 온도경사를 고려하지 않고 있다.

즉, $\gamma_{TG} = 0.0$

지점침하에 대한 하중계수 γ_{SD}는 공사별 특별시방에 따른다. 공사별 하중계수값이 없는 경우에는 하중계수는 1.0으로 하여도 좋다. 지점침하를 포함하는 하중조합은 지점침하 없이도 적용하여야 한다.

[극단상황한계상태조합 I 에서의 활하중계수]

기존의 설계기준에서는 지진하중의 고려 시 활하중은 고려하지 않는다. 즉 $\gamma_{EQ} = 0.0$ 을 적용하고 있다. 이에 대한 타당성은 아직 검증되지 않고 있으나, 지진하중의 작용 시 부분적인 활하중의 재하(즉, $\gamma_{EQ} < 0.0$)가능성이 검토되어야 할 것이다. 상관관계가 없는 하중들에 대한 Turkstra의 하중조합법칙에 따르면 다양한 일일트럭교통량에 대해 $\gamma_{EQ} = 0.50$ 이 합리적인 것으로 알려져 있다.

2) 도심지교량 적용 하중계수 적용 지침(안)

활하중 계수는 공사별 특별시방에 따라 결정하지만 일반적인 도심지 교량의 경우에만 특별히 다르게 고려할 만한 사항은 없는 것으로 사료된다. 따라서 기존의 적용 사례를 참고하여 도심지 교량에 대해 다음과 같이 적용할 것을 제안하였다.

가) 온도경사, 침하 및 가설시 하중계수에 대해서는 설계기준에 제시된 최소 값을 적용한다.

나) 지진시 조합 활하중 계수는 γ_{EQ}=0과 γ_{EQ}=0.5 중 불리한 결과를 주는 값을 적용하되 활하중 관성은 고려하지 않는다.

2.5 가설시 하중에 대한 하중계수

가설시 하중에 대한 하중계수는 공사(工事)별로 다를 수 있으므로 설계기준은 발주자가 하중계수를 정할 수 있도록 하고 있다. 따라서, 도심지 교량에 대해 하중계수를 별도로 제시할 필요가 있는지를 검토하여 적용 지침을 제안한다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-13] 한계상태설계법의 가설시 하중에 대한 하중계수 규정

3.4.3 가설시 하중에 대한 하중계수

구조물과 부속물의 중량에 대한 하중계수는 1.25이상의 값을 택해야 한다. 발주자에 의해 특별히 제시되지 않은 경우에는 시공하중, 설비하중 그리고 동적효과에 대한 하중계수는 1.5이상의 값을 택해야 한다. 풍하중에 대한 하중계수는 1.25이상의 값이어야 한다. 모든 다른 하중계수들은 1.0을 택한다.

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

3.4.3 가설시 하중에 대한 하중계수

여기에서 제시된 하중계수를 기본으로 하여 공사 중 안전이나 구조적 손상에 대해 시공자의 책임하에 검토되어야 한다.

2) 도심지교량 적용 가설시 하중계수 적용 지침(안)

가설시 하중의 경우에 도심지 교량에 대하여 특별히 불리한 값을 사용할 필요는 없는 것으로 판단된다. 따라서, 가설 시 하중에 대한 하중계수는 설계기준에 제시된 값들 중 최소 값의 적용할 것을 제안한다.

2.6 재하차로의 수

도로교설계기준(한계상태설계법)에서 재하차로 수 설정식이 새롭게 제시되었다. 즉, 상대적으로 좁은 차로 폭에 이전 기준에 비하여 큰 KL-510활하중이 적용되는 도심지교량에 별도의 재하차로 조정법이 필요한지 검토하여 적용지침을 제안하였다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-14] 한계상태설계법의 재하차로 수에 대한 규정

3.6.1.1 재하차로의 수

(1) 차량 활하중의 재하를 위한 재하차로의 수 N은 식 (3.6.1)과 같다.

$$N = \frac{W_C}{W_P} \text{의 정수부} \qquad (3.6.1)$$

여기서 W_C = 연석, 방호울타리(중앙분리대 포함)간의 교폭(m)

W_P = 발주자에 의해 정해진 계획차로의 폭(m)

다만, 식(3.6.1)에 의한 N이 1이며 가 6.0m이상인 경우에 재하차로의 수(N)를 2로 한다.

(2) 재하차로의 폭 W는 식 (3.6.2)와 같다.

$$W = \frac{W_C}{N} \leq 3.6\ \text{m} \qquad (3.6.2)$$

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

3.6.1.1 재하차로의 수

재하차로의 수와 폭은 설계 시 활하중 재하를 위하여 정하는 값으로 발주자에 의해 정해진 계획차로의 수와 폭과는 다르다.

교량의 연석간의 교폭은 "도로의 구조 시설에관한 규칙(2009)"의 도로횡단구성 규정에 따라 결정한다. 결정된 교폭에 따라 재하차로의 수(N)는 식 (3.6.1)에 따라 정해지고, 재하

차로의 폭은 식 (3.6.2)에 의해 계산되며 최대폭은 3.6m이다.
기존의 “도로교설계기준(한계상태설계법)(2012)”에서는 “도로교설계기준(2010)”의 규정에 따라 교폭의 범위에 따라 재하차로의 수를 구하였으나 도로횡단 구성에 대한 규정도 바뀌었고 일관성이 결여되어 있어 재하차로의 수를 결정하는 방법을 식 (3.6.1)과 같이 제안하게 되었다. 또한 “도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편(2014)”과 동일한 규정을 적용함으로써 설계의 일관성을 유지하도록 하였다.

2) 도심지교량 적용시 재하차로의 수 적용 지침(안)

가) 기존 도로교설계기준(2010)과는 달리 재하차로수가 도로폭에 따라 결정되는 것이 아니라 차로폭의 영향을 받기 때문에 차로폭이 좁은 도심지교량은 재하차로수가 기존에 비해 늘어날 우려가 있다. 그러나 거의 기존과 동일하며, 실제 계획차로수와 동일하게 결정되기 때문에 의미없이 과대한 설계는 피할 수 있다.

나) 또한 KL-510도 3.0m 차로폭을 가지고 있으므로 재하차로의 수만큼 실제 재하될 가능성이 있다. 따라서 현재 재하차로수를 조정하는 것은 어렵다. 향후 표준 차로폭을 적용하는 예제와 비교 검토 등 추가연구를 통해 영향을 고찰할 필요성이 있다.

2.7 콘크리트 부대시설

제6장 강교편, 6.14.2.3에서 연석, 난간, 방호울타리, 분리대 등은 구조적으로 연속적으로 만들어져야 한다고 되어 있어 이에 대한 검토가 필요하다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

연석, 난간, 방호울타리, 분리대 등 콘크리트 부대시설은 연속으로 하더라도 전체 구조물의 강성에는 포함시키지 않는다.

[표 3-15] 한계상태설계법의 콘크리트 부대시설 관련 규정

6.14.2.3 콘크리트 부대시설

발주자에 의해 다르게 명시되지 않았으면, 콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속적으로 만들어져야 한다. 바닥판 설계시 부대시설의 구조적 역할은 6.14.3.1에 따라 고려한다.

6.14.3.1 일반사항

바닥판에 대한 콘크리트 부대시설의 구조적인 역할은 사용하중상태와 피로한계상태에 대한 설계시 고려할 수 있으며, 저항강도나 극한하중 한계상태에 대해서는 고려하지 않는다.

【해 설】

극한한계상태에서 부속물의 강성은, 충돌에 의해 손상 받고, 연결이 끊기고, 파괴될 수 있다는 점을 고려하여 안전성이 보장되도록 전체 강성에 기여하지 않는다고 본다. 6.14.6.2 (2)에 의하면, 경험적인 설계는 캔틸레버부에 적용되지 않는다.

2) 도심지교량 적용시 콘크리트 부대시설 적용 지침(안)

가) 기준상의 '콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속적으로 만들어져야 한다'는 의미는 거더와 같은 본 구조물 단면의 일부로 거동할 수 있도록 하라는 것은 아니다. 따라서 콘크리트 부대시설은 본 구조물과 견고하게 연결하되 구조적으로 볼 때 본 구조물 단면의 일부가 되도록 할 필요는 없다.

나) 다만, 의도적으로 본 구조물 단면의 일부가 되도록 할 경우에는 연속적인 거동에 대한 확인과 구조적 안전성을 검증하여야 한다.

2.8 콘크리트 바닥판 최소 두께

설계기준의 '강교편: 콘크리트 바닥판의 최소 두께 규정'은 바닥판의 강도나 지간과 관계없이 일률적으로 220mm(프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 경우는 200 mm)로 한정하고 있다. 이것은 최근 활발하게 개발되는 고강도·고성능 콘크리트와 철근을 적용하는 것을 제한하는 것이다. 도심지 교량에 고강도 콘크리트를 사용한

얇은 바닥판을 도입하면 자중을 줄이고 형고를 낮추는 개선된 설계가 가능하다. 따라서 고강도·고성능 콘크리트를 사용하는 경우에 바닥판의 최소두께를 어떻게 합리적으로 규정할 수 있는지를 검토하고 이 기준의 적용지침을 제안하였다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-16] 한계상태설계법의 콘크리트 바닥판 최소 두께 규정

6.14.6 콘크리트 바닥판

6.14.6.1 일반사항

(1) 최소 두께와 최소 피복두께

발주자에 의해 승인되지 않은 한, 콘크리트 바닥판의 최소두께는 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호덮개를 제외하고 220mm보다 작아서는 안 된다. 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 최소두께는 200mm이상이어야 한다.

최소 피복두께는 5.8절에 따라야 한다.

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

6.14.6 콘크리트 바닥판

6.14.6.1 일반사항

(1) 최소 두께와 최소 피복두께

설계지간의 1/20 이하의 두께인 슬래브에 대해서는 균열을 방지하기 위해 그 지간의 방향으로 프리스트레싱을 가해야 한다.

시공허용오차는 주로 얇은 바닥판에 적용된다.

콘크리트 바닥판의 최소두께를 220mm로 상향 조정한 이유는 기존의 바닥판의 두께를 180mm로 설계한 교량의 바닥판에 피로손상으로 인하여 파손이 일어나는 경우가 발생하기 때문이다. 산업이 발전함에 따라 중차량이 계속 증가하는 추세이고 통행량도 늘어나기 때문에 바닥판의 강성을 키워야 할 필요가 있다. 또한 시공능력과 품질관리를 고려하여 바닥판의 두께를 증가시켰다.

최소 피복두께 규정은 전통적인 콘크리트 혼합방법과 보호덮개층이 없는 콘크리트 슬래브 또는 슬래브 내부의 강재에 대한 것이다. 특별한 배합설계, 보호층, 건조 또는 온화한 기후 그리고 부식을 유발하는 화합물이 없는 경우 발주자가 허용한다면 콘크리트 최소 피복두께를 줄일 수 있다.

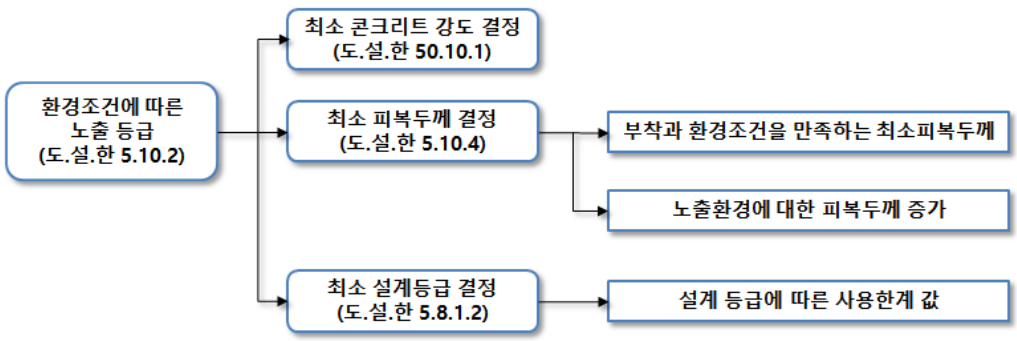
5.12.4.5의 교량바닥 슬래브의 경험적 설계법을 적용하는 경우에는 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께는 240mm 이상이어야 한다.

2) 도심지교량 적용시 콘크리트 바닥판 최소 두께 적용 지침(안)

최근 고강도 · 고성능 콘크리트와 철근재료의 개발로 바닥판 두께를 점차 얇게 사용할 수 있음이 실험적으로 증명이 되고 있다. 그러나 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 기준압축강도가 90MPa 이하인 콘크리트를 다루며, 인장의 주된 저항부재가 철근이라는 점을 감안할 때 최근의 고강도 · 고성능 콘크리트를 적용한 실험결과를 일반화시켜 일괄 반영하기는 어려울 것으로 판단된다. 따라서 현재의 최소두께는 유지하는 것으로 한다. 또한 현재의 규정만으로도 발주자의 승인 하에 바닥판의 두께를 조정할 수 있으므로 필요시 감독관의 승인하에 적용 가능한 것으로 한다.

2.9 노출환경 및 최소 콘크리트 기준압축강도

도로교설계기준(한계상태설계법)에 따르면 콘크리트부재 설계시 내구성 확보를 위해 환경조건에 따른 노출환경과 등급을 최우선적으로 결정하여야 한다. 노출환경에 따라 콘크리트 강도, 최소피복두께, 그리고 단면크기, 긴장력 등은 전체적인 설계에 큰 영향을 줄 수 있으므로 도심지 교량에 적합한 노출등급 결정 기준이 마련되어야 한다. 즉, 노출환경 및 등급 적용 기준이 모호할 경우에 설계자마다 주관적으로 적용하여 교량별로 균질의 설계를 기대하기 어렵다. 따라서 도심지 교량에 적합한 수준의 내구성을 확보할 뿐만 아니라 교량별로 균질한 성능을 얻기 위해서 주요 부재별, 위치별로 노출환경과 최소등급을 구체화 할 필요가 있다.



[그림 3-2] 노출환경에 따른 설계 결정사항

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-17] 한계상태설계법의 노출환경 관련 기준

5.10 내구성 및 피복두께

5.10.1 일반사항

(6) 5.10은 콘크리트 교량의 설계내구수명 확보를 위한 최소한의 요구조건이다. 그러나, 가설 혹은 기념비적인 구조물, 극한 혹은 비정상적 하중을 받는 구조물의 경우는 5.10의 요구조건을 수정할 수 있다. 또한, 신뢰할 수 있는 특별한 방법으로 내구성을 검증할 수 있다면 5.10의 요구조건을 수정할 수도 있다.

〈 노출환경등급에 따는 최소 콘크리트 기준압축강도 〉
* 「도설한(2012)」 표 5.10.1

노출환경 (표 5.8.2)	부식									
	탄산화에 의한 부식				염화물에 의한 부식			해수의 염화물에 의한 부식		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	21	24	30		30		35	30	35	

노출환경 (표 5.8.2)	콘크리트의 손상							
	위험없음	동결/융해 침투				화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3	EF4	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	18	24		30		30		35

5.10.2 환경조건

(1) 노출조건은 외부하중에 추가하여 구조물이 노출되어 있는 화학적이고 물리적인 조건을 말한다.

(2) 환경 조건은 일반적으로 표 5.10.2와 같이 분류할 수 있다.

〈 환경 조건에 따른 노출 등급 〉

* 「도설한(2012)」 표 5.10.2

노출 등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
1. 부식이나 침투 위험 없음		
E0	• 철근이나 매입금속이 없는 콘크리트 : 동결/융해, 마모나 화학적 침투가 있는 곳을 제외한 모든 노출 • 철근이나 매입금속이 있는 콘크리트 : 매우 건조	• 공기 중 습도가 매우 낮은 건물 내부의 콘크리트
2. 탄산화에 의한 부식		
EC1	건조 또는 영구적으로 습윤한 상태	• 공기 중 습도가 낮은 건물의 내부 콘크리트 • 영구적 수중 콘크리트
EC2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 장기간 물과 접촉한 콘크리트 표면 • 대다수의 기초
EC3	보통의 습도인 상태	• 공기 중 습도가 보통이거나 높은 건물의 내부 콘크리트 • 비를 맞지 않는 외부 콘크리트[1,2]
EC4	주기적인 습윤과 건조 상태	• EC2 노출등급에 포함되지 않는 물과 접촉한 콘크리트 표면
3. 염화물에 의한 부식		
ED1	보통의 습도	• 공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면
ED2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 수영장 • 염화물을 함유한 공업용수에 노출된 콘크리트 부재
ED3	주기적인 습윤과 건조 상태	• 염화물을 함유한 비말대에 노출된 교량 부위[3] • 포장 • 주차장 슬래브
4. 해수의 염화물에 의한 부식		
ES1	해수의 직접적인 접촉없이 공기 중의 염분에 노출된 해상대기중	• 해안 근처에 있거나 해안가에 있는 구조물
ES2	영구적으로 침수된 해중	• 해양 구조물의 부위
ES3	간만대 혹은 비말대 지역	• 해양 구조물의 부위

5. 동결/융해 침식

EF1	제빙화학제가 없는 부분포화상태	• 비와 동결에 노출된 수직 콘크리트 표면
EF2	제빙화학제가 있는 부분포화상태	• 동결과 공기 중 제빙화학제에 노출된 도로 구조물의 수직 콘크리트 표면
EF3	제빙화학제가 없는 완전포화상태	• 비와 동결에 노출된 수평 콘크리트 표면
EF4	제빙화학제나 해수에 접한 완전포화상태	• 제빙화학제에 노출된 도로와 교량 바닥판 • 제빙화학제를 함유한 비말대와 동결에 직접 노출된 콘크리트 표면 • 동결에 노출된 해양 구조물의 물보라 지역

6. 화학적 침투

EA1	조금 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA2	보통의 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA3	매우 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수

주 1. 중공 구조물의 내부는 차도로부터의 배수 또는 누출수에 의해 영향을 받을 수 있는 표면을 제외하고 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다
주 2. 규정에 따라 방수처리된 표면은 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다.
주 3. 이것은 차도로부터 6m 이내에 있는 모든 난간, 벽체, 교각을 포함하여, 또한 차도로부터 배출되는 물에 노출되기 쉬운 신축이음부(expansion joint) 하부 교각의 윗부분과 같은 표면을 포함한다.

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

5.10 내구성 및 피복두께

5.10.1 일반사항

(6) 5.10의 규정은 콘크리트 교량의 설계내구수명을 확보하기 위한 최소한의 요구조건이다. 그러나 콘크리트 구조물의 염해에 대한 내구성을 확보하는 방안을 신뢰할 수 있는 설계기법으로 검증한 경우에는 감독자의 승인 하에 이 요구조건을 수정할 수도 있다(5.10.4.2. (4)항 해설 참조).

또한 콘크리트 교량에서 하중을 전달하는 주부재가 아닌 부속부재가 보수가 용이하고 교체가 쉬운 경우 부속부재의 내구수명은 주부재보다 감소시켜 설계할 수 있다.

5.10.2 환경조건

(2) 환경 조건에 따른 노출등급은 탄산화, 염해, 동결융해, 화학적 침식 등의 콘크리트 열화 요인별로 환경조건에 따라 등급을 구분 하였다. 화학적 침식에 대한 노출등급의 분류는 아래 표를 참고로 할 수 있다.

〈 화학적 침식에 대한 노출등급의 분류 기준 〉
* 「도설한 해설(2015)」 표 5.10.1

화학적 특성	EA1	EA2	EA3
지하수			
SO_4^{2-} (mg/l)	≥ 200 이고 ≤ 600	〉 600 이고 ≤ 3000	〉 3000 이고 ≤ 6000
pH(mg/l)	≥ 5.5 이고 ≤ 6.5	〉 4.5 이고 ≤ 5.5	〉 4.0 이고 ≤ 4.5
CO_2(mg/l)	≥ 15 이고 ≤ 40	〉 40 이고 ≤ 100	〉 100 포화될 때까지
NH_4^+(mg/l)	≥ 15 이고 ≤ 30	〉 30 이고 ≤ 60	〉 60 이고 ≤ 100
Mg_4^{2+}(mg/l)	≥ 300 이고 ≤ 1000	〉 1000 이고 ≤ 3000	〉 3000 포화될 때까지
토양(mg/l)			
SO_4^{2-34} (mg/kg)	≥ 2000 이고 ≤ 3000	〉 3000 이고 ≤ 12000	〉 12000 이고 ≤ 24000
산성도 (mg/kg)	〉 200	해당 없음	

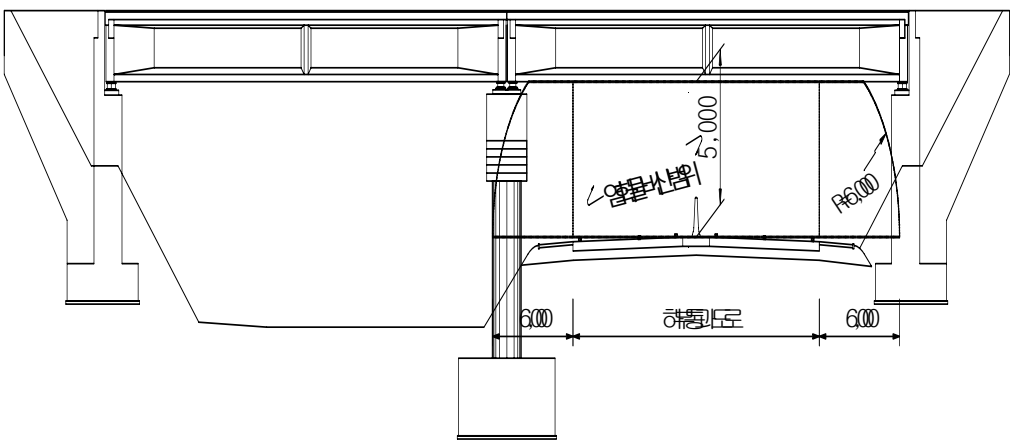
2) 도심지교량 적용시 노출환경 적용 지침(안)

(1) 총론

해상 또는 해수 주변이 아닌 일반적인 도심지 교량이라면 도.설.한 표 5.10.2에서 적용되는 노출환경은 습도에 따라 결정되는 '2. 탄산화에 의한 부식', 염화물에 따른 '3. 염화물에 의한 부식', 동결 융해 및 제빙 화학제와 포화상태에 따른 '5. 동결/융해 침식'으로 구분된다.[7] 여기서, '2. 탄산화에 의한 부식'의 경우 모든 부재에 기본적으로 구분 적용된다. 그러나 '3. 염화물에 의한 부식' 및 '5. 동결/융해 침식'은 부

7) 울산대학교 차수원 교수 자문

재별로 제빙 화학제에 노출되는 정도나 동결에 노출되는 정도에 따라 구분해 적용해야 하므로 영향 범위에 대해 구체화 할 필요가 있다. 특히 설계기준에 따르면 제빙화학제에 의한 '3. 염화물에 의한 부식'의 영향이 콘크리트 강도와 피복두께에 큰 영향을 주게 된다. 따라서 콘크리트 바닥판의 경우에는 아스팔트 포장과 콘크리트 포장 등 포장 종류에 따라서 염화물의 영향이 달라진다. 특히, 하부도로 통과 교량의 경우에는 염화물의 비산범위에 포함 여부에 따라서 노출환경 등급이 달라진다. 따라서 다음의 예시를 통하여 노출환경 등급을 구체화하여 구분하고자 한다. 예시는 상부는 PSC 거더이며, 하부는 교대와 교각, 설치 조건은 하부에 제빙화학제가 사용되는 도로가 통과되는 교량을 대상으로 하였다.



[그림 3-3] 노출환경 예시

이러한 분석에 따른 도심지교량에서의 적용방안을 정리하면 아래와 같다.

가) 제빙 화학제의 영향범위 이내

하부 통과도로의 제빙화학제에 의한 염화물 비산 범위는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 규정에 따라 수평방향에 대해서는 6m를 기준으로 한다. 수직방향으로는 바람, 중력, 부착 가능성 등을 고려할 때 수평거리보다는 영향범위가 작을 것으로 판단된다. 따라서 BS Annex에 근거해 수직방향 영향범위를 5m로 규정하며, 이 영향범위 이내의 모든 콘크리트 노출면은 ED3로 간주한다. 따라서 하부도로가 있는 경

우에 필요 형하공간이 일반적으로 5.0m 이상임을 감안하고 또한 형하공간이 5m 이상이면 제빙화학제의 영향이 크게 줄어들기 때문에 상부거더는 하부 통과도로에 의한 염화물 노출은 고려하지 않는 것이 일반적이라 할 수 있다.

나) 제빙 화학제의 영향범위 이외

제설제에 의한 비산염은 항시 염화물 성분을 가지고 있는 해상 대기와는 심각도가 다르다. 따라서 제빙화학제의 직접 영향범위를 벗어난 곳에서 '공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면'의 ED1 조건을 적용하는 것은 지나치게 가혹하다. 따라서 영향범위를 벗어난 지역은 일반 대기 중으로 간주한다.

(2) 교량형식 및 부위별 세부적용 지침(안)

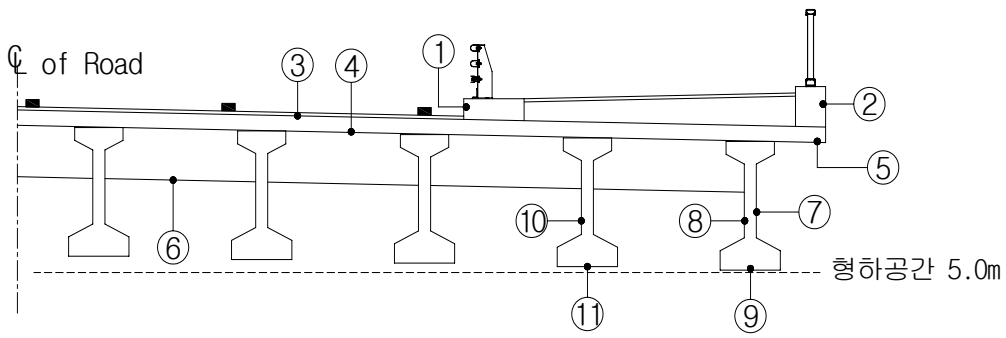
- 방수처리된 콘크리트 표면은 EC3로 보는 것이 타당하지만 아스팔트포장의 경우에는 포장손상 후에 방수층도 손상될 가능성이 커서 제빙염에 쉽게 노출된다고 볼 수 있다. 그러나 건조와 습윤상태를 반복한다기 보다는 제빙염을 함유한 수분에 지속적으로 노출되어 있으므로 ED2로 간주한다. 탄산화에 대해서는 EC4로 간주한다.
- 콘크리트포장의 경우에는 제빙화학제에 대해서는 바닥판이 충분히 보호되고 있다고 가정할 수 있으므로 탄산화에 대해서만 EC3로 간주한다.
- 기타 부재의 탄산화에 대한 부식 등급은 모두 외부에 노출되는 부재로 EC3 이상이며, 우수에 노출되는 방호울타리, 가로보 및 외측거더는 EC4로 적용한다.
- 교량 차도로부터 제빙화학제의 영향을 직접 받는 차도부 방호울타리는 ED3를 적용한다. 거더의 경우 형하공간이 일반적으로 5.0m 이상이므로 하부 통과도로에서 비산되는 제빙화학제로 인한 손상은 고려하지 않는다.
- 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 '차도로부터 배출되는 물에 노출되는 신축이음부 하부 교각의 윗부분'을 ED3로 규정하고 있다. 이는 신축이음장치의 누수를 가정한 것이다. 비슷한 이유로 신축이음부에 위치하는 바닥판, 거더, 가로보의 단부면의 경우에도 제빙화학제의 영향을 받을 수 있다. 그러나 하부 교

각(교대)의 윗부분과 같이 직접적으로 영향을 받는 것은 아니므로 ED2로 분류한다.

◦ 동결 · 융해 작용에 의한 환경조건에 대한 고려는 비와 동결에 노출되는 수직콘크리트 부재로 보도부 방호울타리, 바닥판 캔틸레버, 외측거더에 EF1을 적용하였다. 제빙화학제에 노출되고 수직 콘크리트 표면엔 차도부 방호울타리를 EF2, 직접적으로 노출되는 조건에는 아스팔트로 포장된 바닥판 상면에 EF4를 적용하였다.

◦ 콘크리트 최소강도는 동일한 부재별 불리한 노출환경등급을 적용하였고 거더의 경우 PSC 구조의 최소 조건을 추가 고려하여 최소강도를 적용하였다.

(가) 상부거더(PSC 합성거더)



[그림 3-4] 상부 거더 노출등급 구분 개요도

◦ 상부 거더의 부재별 노출환경등급 및 최소 강도는 [표 3-18] 및 [표 3-19]와 같다.

[표 3-18] 상부구조 부재별 노출환경 등급

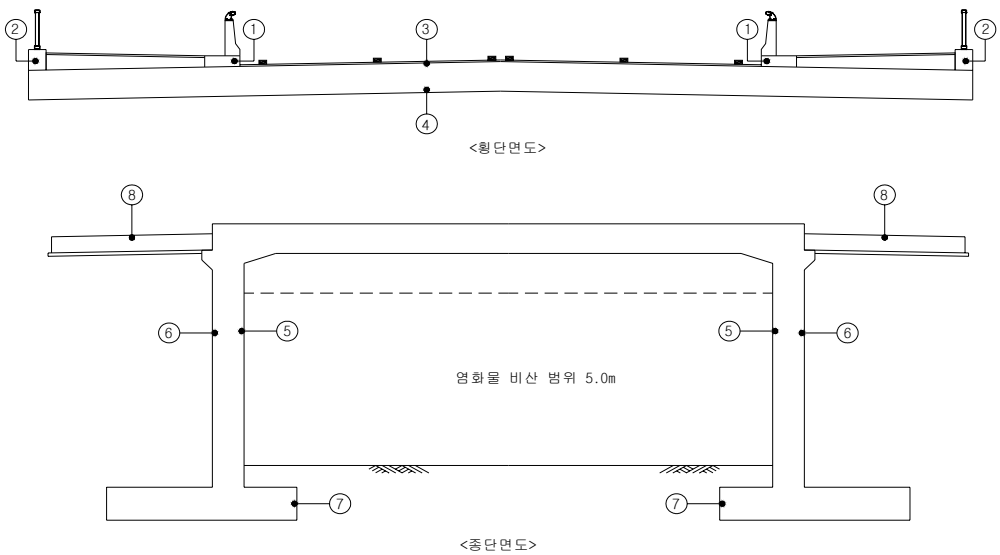
부재	위치 및 부위		노출환경등급			파복결정 등급	강도결정 등급
			탄산화	염화물	동결/융해		
방호울타리	차도부 ①		EC4	ED3	EF2	ED3	ED3
	보도부 ②		EC4		EF1	EC4	EC4
바닥판	상면 ③	아스팔트계 교면포장	EC4	ED2	EF4	ED2	ED2
		콘크리트계 교면포장	EC3			EC3	EC3
	하 면 ④		EC3			EC3	EC3
캔틸레버	하 면 ⑤		EC4		EF1	EC4	EC4
가로보	모든면 ⑥		EC3			EC3	EC3
외측거더	외측면 ⑦		EC4		EF1	EC4	EC4
	내측면 ⑧		EC3			EC3	EC3
	하 면 ⑨		EC4			EC4	EC4
내측거더	측 면 ⑩		EC3			EC3	EC3
	하 면 ⑪		EC3			EC3	EC3
신축이음부의 바닥판, 가로보, 거더의 단부면			EC3	ED2		ED1	ED1

[표 3-19] 상부구조 부재별 최소강도

부재	위치 및 부위		노출환경기준		PSC구조 최소조건 (MPa)	필요 최소강도 (MPa)	적용 최소강도 (MPa)
			결정등급	최소강도 (MPa)			
방호 울타리	차도부 ①		ED3	35	–	35	35
	보도부 ②		EC4	30	–	30	30
바닥판	상면 ③	아스팔트계 교면포장	ED2	30	–	30	30
		콘크리트계 교면포장	EC3	30	–	30	
	하면 ⑤		EC4	30	–	30	
	신축이음 단부면		ED2	30		30	
가로보	모든면 ⑥		EC3	30	–	30	30
	신축이음 단부면		ED2	30		30	
거더 (포스트 텐션)	측면 ⑦		EC4	30	30	30	30
	하면 ⑨		EC4	30	30	30	
	신축이음 단부면		ED2	30		30	

(나) RC 라멘교

◦ 라멘교는 하부공간으로 도로가 통과하는 경우가 많으므로 벽면은 제빙염의 비산 범위에 포함된다고 가정하였다. 따라서 수직으로는 5m 이상의 형하공간을 확보해 제빙염의 범위를 벗어난다고 가정하고 노출환경등급을 정하였다. 이와 다른 환경조건이라면 그에 맞게 조정할 필요가 있다.



[그림 3-5] RC 라멘교 노출등급 구분 개요도

[표 3-20] RC 라멘교 부재별 노출환경 등급

부재	위치 및 부위		노출환경등급			피복결정 등급	강도결정 등급
			탄산화	염화물	동결/융해		
방호울타리	차도부 ①		EC4	ED3	EF2	ED3	ED3
	보도부 ②		EC4		EF1	EC4	EC4
슬래브	상면 ③	아스팔트계 교면포장	EC4	ED2	EF4	ED2	ED2
		콘크리트계 교면포장	EC3			EC3	EC3
	하면 ④		EC3			EC3	EC3
벽체	전면 ⑤		EC4	ED3	EF4	ED3	ED3
	배면 ⑥		EC4			EC4	EC4
기초	지중 ⑦		EC2			EC2	EC2
	노출면 ⑦		EC4		EF3	EC4	EC4
접속슬래브	모든면 ⑧		EC4	ED2		ED2	ED2

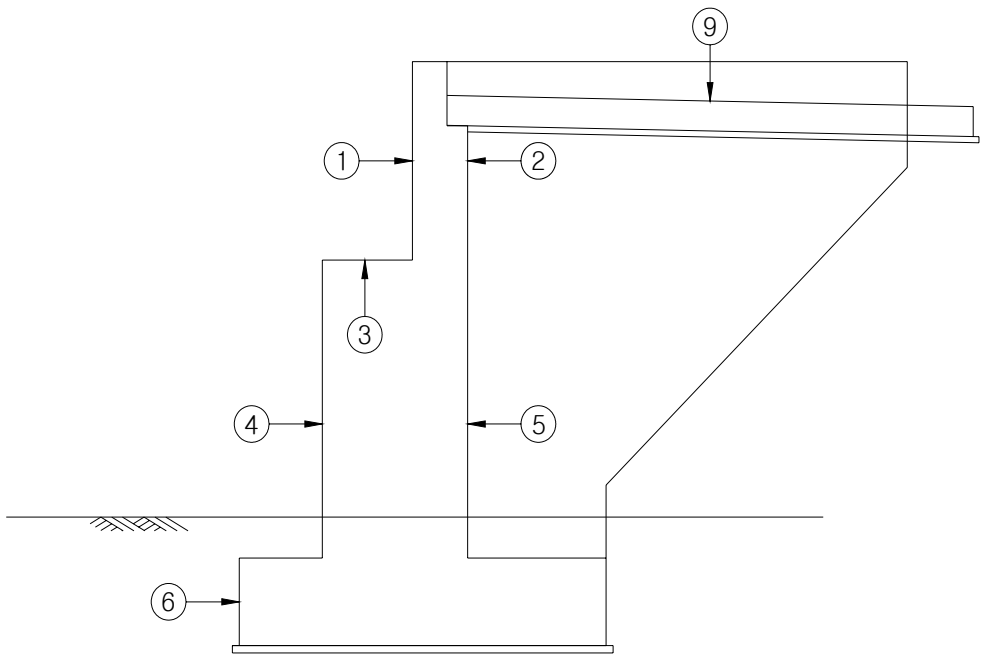
[표 3-21] RC 라멘교 부재별 최소강도

부재	위치 및 부위		노출환경기준		적용 최소강도 (MPa)
			결정등급	최소강도 (MPa)	
방호울타리	차도부 ①		ED3	35	35
	보도부 ②		EC4	30	30
슬래브	상면 ③	아스팔트계 교면포장	ED2	30	35
		콘크리트계 교면포장	EC3	30	
	하면 ⑤		EC4	30	
	신축이음 단부면		ED2	30	
벽체	전면 ⑤		ED3	35	35
	배면 ⑥		EC4	30	
	측면 ⑦		ED3	35	
기초	지중 ⑧		EC2	24	30
	노출면 ⑧		EC4	30	30
접속슬래브	모든 면 ⑪		ED2	30	30

(다) 교대

◦ 탄산화에 대한 부식 등급은 지중에 위치한 기초를 제외하고는 모두 주기적인 습윤과 건조상태 조건인 EC4를 적용하였다. 교대 뒷채움재와 접하는 교대 배면에도 유출수에 의한 물의 접촉이 빈번하므로 타당하다고 판단된다.

◦ 신축이음부가 위치하는 흉벽과 벽체의 교좌면 부근은 차도로부터 배출되는 제빙화학제를 함유한 물에 노출되기 쉬우므로 ED3를 채택하였으며 교대 교좌면의 경우 배수경사를 종·횡으로 설치하므로 벽체의 전면과 측면 모두 ED3를 적용하는 것이 타당하다고 판단됨. 접속슬래브의 경우 교량바닥판과 동일한 개념으로 아스팔트 포장의 파손 가능성에 따라 ED2를 적용하는 것으로 한다.



[그림 3-6] 교대 노출등급 구분 개요도

[표 3-22] 교대의 부재별 노출환경 등급

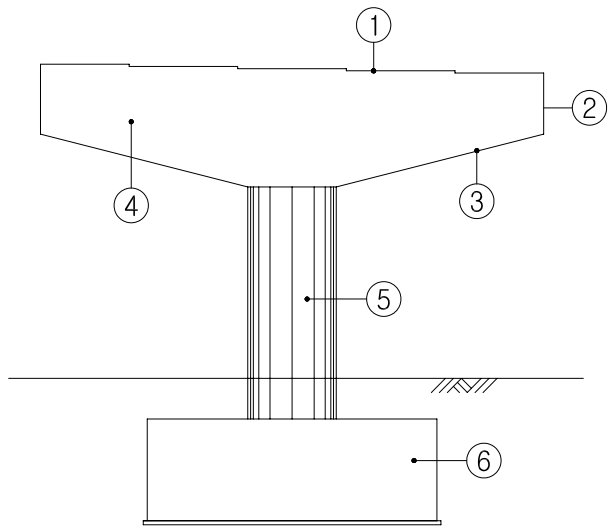
부재	위치 및 부위	노출환경등급			피복결정 등급	강도결정 등급
		탄산화	염화물	동결/융해		
흉벽	전면 ①	EC4	ED3	EF4	ED3	ED3
	배면 ②	EC4			EC4	EC4
벽체	교좌면 ③	EC4	ED3	EF4	ED3	ED3
	전면 ④	EC4	ED3	EF4	ED3	ED3
	배면 ⑤	EC4			EC4	EC4
기초	지중 ⑥	EC2			EC2	EC2
	노출면 ⑥	EC4		EF3	EC4	EC4
날개벽	외측면 ⑦	EC4		EF1	EC4	EC4
	내측면 ⑧	EC4			EC4	EC4
접속슬래브	모든 면 ⑨	EC4	ED2		ED2	ED2

[표 3-23] 교대의 부재별 최소강도

부재	위치 및 부위	노출환경기준		적용최소강도 (MPa)
		결정등급	최소강도(MPa)	
흉벽	전면 ①	ED3	35	35
	배면 ②	EC4	30	
벽체	교좌면 ③	ED3	35	35
	전면 ④	ED3	35	
	배면 ⑤	EC4	30	
기초	지중 ⑥	EC2	24	24
	노출면 ⑥	EC4	30	30
날개벽	외측면 ⑦	EC4	30	30
	내측면 ⑧	EC4	30	
접속슬래브	6모든 면 ⑨	ED2	30	30

(라) 교각

◦ 교각은 교대와 유사한 노출환경기준을 적용 한다.



[그림 3–7] 교각 노출등급 구분 개요도

[표 3–24] 교각의 부재별 노출환경 등급

부재	위치 및 부위	노출환경등급			피복결정 등급	강도결정 등급
		탄산화	염화물	동결/융해		
코핑	교좌면 ①	EC4	ED3	EF4	ED3	ED3
	측면 ②	EC4		EF1	EC4	EC4
	하면 ③	EC4		EF1	EC4	EC4
	전면 ④	EC4		EF1	EC4	EC4
기둥	전체 ⑤	EC4	ED3	EF2	ED3	ED3
기초	지중 ⑥	EC2			EC2	EC2
	노출면 ⑥	EC4		EF1	EC4	EC4
신축이음장치 위치의 코핑 및 제빙화학제 비산범위 이내의 모든 부재		EC4	ED3	EF2(수직) EF4(수평)	ED3	ED3

[표 3-25] 교각의 부재별 최소강도

부재	위치 및 부위	노출환경기준		적용최소강도 (MPa)
		결정등급	최소강도(MPa)	
코핑	교좌면 ①	ED3	35	35
	측면 ②	EC4	30	
	하면 ③	EC4	30	
	전면 ④	EC4	30	
기둥	전체 ⑤	ED3	35	30
기초	지중 ⑥	EC2	24	24
	노출면 ⑥	EC4	30	30
신축이음장치 위치의 코핑 및 제빙화학제 비산범위 이내의 모든 부재		ED3	35	35

2.10 최소 설계 등급

도로교설계기준(한계상태설계법)은 콘크리트 교량 구조물 및 부대시설을 구성하는 부재가 충분한 기능을 발휘하도록 콘크리트 교량의 특성과 노출 환경에 따라 최소 설계등급을 지정해 최소 사용한계상태를 유지하도록 하고 있다. 도심지 교량에서 최소 설계 등급이 논란이 되는 이유는 다음과 같다.

◦ 프리텐션부재를 제외하고는 부식성 환경과 고부식성 환경의 설계등급의 차이 없다. 예를 들어 설계기준 표 5.8.1에서 포스트텐션부재의 경우 부식성 환경과 고부식성 환경 모두 설계 등급은 C로 동일하다.

◦ 최소 설계 등급 C가 기존 설계에 비하면 너무 하중이 작은 것이 아닌가에 대한 검토가 필요하다. 즉 표 5.8.1에 따르면 설계 등급 C는 사용하중조합-V로 영(0)응력 한계상태를 만족시키게 되어 있는데, 사용하중조합-V는 활하중이 없는 조합이므로 예전의 활하중을 포함한 사용하중조합에 비해 하중이 상당히 작아졌다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-26] 한계상태설계법의 최소 설계 등급 기준

5.8.1.2 노출 환경과 한계 기준

(1) 교량과 그 부대시설의 구성 요소는 표 5.8.1에 정해진 노출 환경으로 구분하여 설계하여야 한다. 부재에 발생하는 균열폭은 노출 환경 상태에 따라 정해진 한계 균열폭을 초과하지 않아야 한다.

(2) 교량 구조물과 그 부재의 소요 사용 성능을 확보하기 위해서는 이 절에서 정한 노출환경에 따른 응력과 균열폭 제한 규정을 시공 중인 임시 상황뿐만 아니라 운용 중인 정상 상황에서 예측되는 적합한 하중조합에서 적용하여야 한다.

(3) 부재 설계에 적용하는 영(0)응력과 균열폭 한계 기준은 표 5.8.2에 주어진 값으로 하여야 한다. 이 표에 주어진 영응력 한계 기준과 균열폭 한계 기준을 동시에 만족시키도록 설계하여야 한다. 여기서 영응력 상태란 인장측 연단 콘크리트가 압축인 상태를 의미한다.

〈 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급 〉

* 「도설한(2012)」 표 5.8.1

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)	D	D	E	E
부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉환경; EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경; ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C	B	E	E

〈 설계 등급에 따른 사용 한계값 〉
* 「도설한(2012)」 표 5.8.2

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(㎜)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-I	–	–
B	사용하중조합-III/IV	사용하중조합-I	0.2
C	사용하중조합-V	사용하중조합-III/IV	0.2
D	–	사용하중조합-III/IV	0.3
E	–	사용하중조합-V	0.3

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

5.8.1.2 노출 환경과 한계 기준

(1) 이 설계기준에서는 교량의 노출 환경에 따라 설계에 요구되는 최소설계등급을 정하고, 이 등급에 따라 정해진 하중조합에서 영응력과 한계균열폭을 검증하도록 규정하고 있다. 이 기준에서 규정한 최소 요구 등급 이상이면 충분한 사용 성능이 발회된다는 의미이며, 실제 설계에서 이 최소 요구 등급보다 더 높은 등급으로 설계할 수 있다.

(2) 표 5.8.2의 하중조합은 3.4절에 규정된 것이다. 이 기준에 의하면 비프리스트레스인 철근콘크리트 구조물에 대해 모든 노출 환경에서 요구되는 최소 설계 등급은 E급이라고 표 5.6.1에서 정하고 있다. 따라서 이 등급에서 한계균열폭 검증은 표 5.8.2에 따라 사용한계상태 하중조합-V으로 수행하여야 한다. 교량 구조에서 사용한계상태 하중조합-V은 보통 통행 차량하중이 포함되지 않고 간접 변형하중의 영향은 포함된다. 비부착 긴장재만 배치된 프리스트레스트 부재는 철근콘크리트 부재의 요구조건을 적용한다.

(3) 프리스트레스 강재는 일반 철근에 비해 가늘고 작용응력 수준이 높기 때문에 부식에 훨씬 민감하다. 그러므로 프리스트레스트 부재는 부식에 대해 훨씬 엄격한 제한이 필요하여 한계균열폭을 작게 규정하였을 뿐만 아니라 영응력 한계상태 검증이 추가되었다. 습윤 환경에 장기간 노출되는 프리스트레스트 부재는 사용한계상태 하중조합-V에서 연단 콘크리트에 인장응력을 허용하지 않는 영응력 한계상태를 검증하여야 한다. 그러나 염화물 등과 같이 고부식성 환경에 노출된 구조라면 더 큰 하중인 사용하중조합-III/IV 상태에서 영응력을 확보하도록 규정 하였다. 비부착 긴장재와 부착 긴장재가 혼합되어 배치된 부재는 부착프리스트레스트 콘크리트 부재의 요구조건을 적용한다. 한편, 표 5.8.2에서 한계균열폭이 의미하는 것은 콘크리트

표면에서의 균열폭이 아닌 철근 중심에서의 균열폭을 의미하는 것이다. 표면균열폭을 활용해야 될 경우 부재의 휨 및 피복두께 등을 고려하여 환산한 뒤 비교 및 검토해야 한다. 인장측 연단에서 영응력 상태를 검증하도록 한 것은 긴장재가 인장측 연단에 가까이 배치된다는 가정에 따른 것이다. 그러나 만일 다른 이유로 인하여 인장측 연단에 가장 가까이 배치된 긴장재가 인장측 연단에서 100mm이상 떨어져 있도록 설계된 경우에는 긴장재에서 100mm 주변을 기준으로 검토하여도 좋다. 100mm주변의 위치를 결정할 때에는, 프리텐션 부재의 경우 가장 외측 긴장재의 표면에서 측정한 위치로 하고, 포스트텐션 부재의 경우 덕트에서 측정한 위치로 한다.

2) 도심지교량 적용시 최소설계등급 검토 및 적용 지침(안)

최소 설계 등급과 관련해 1)포스트텐션의 경우, 고부식성 환경에서 안전한가? 2) 부착 포스트텐션의 그라우팅재료는 확실한 보호가 가능한가? 3)고부식성 환경에서 포스트텐션부재의 영(0)응력 한계상태를 검토하는 사용하중조합-V이 너무 작은 것은 아닌가? 세 가지 관점에서 기술적 판단이 필요하다. 이러한 검토가 필요한 이유를 항목별로 정리하면 다음과 같다.

첫째, 포스트텐션의 경우, 고부식성 환경에서 안전한가?

도·설·한의 노출환경에 따른 최소설계등급은 Eurocode에 기초하여 작성되었다. 영응력을 유지하는 가장 큰 목적은 강연선과 철근의 부식을 방지하는 것이다. 그런 의미에서 포스트텐션부재의 경우에는, 덕트 주위의 일정 범위가 압축상태를 유지한다면 노출환경과는 관계없이 부식에 대해 안전하다. 또한 부착된 포스트텐션 부재는 덕트안이 그라우팅으로 충진되어 있으므로 영응력이 유지된다. 그라우팅 재료에 문제가 없다면 현재의 최소설계등급이 부족한 것은 아닌 것으로 사료된다.

둘째, 덕트내 그라우팅재료는 100년 동안 강연선을 보호할 수 있는가?

고부식성환경에서 포스트텐션부재를 설계등급C를 적용하기 위해서는 그라우팅재료가 강연선을 확실히 보호할 수 있어야 한다. 그러나 최근 발견된 그라우팅 외부강연선의 파단 사례에서 알 수 있듯이 그라우팅재료의 불확실성 등과 같은 비구조적인 요인으로 손상이 발생할 가능성이 있다. 이때 에어밴트를 통해 침투된 제빙화학재가

부식을 촉진시키는 역할을 하였다. 따라서 그라우팅재료에 대한 보완이 이루어지지 전까지는 고부식성 환경을 일반 부식성 환경보다 상향된 등급을 적용해 엄밀한 관리가 필요할 것으로 판단된다.

셋째, 고부식성 환경에서 영(0)응력검토시 사용한계조합-V가 적당한가?

고부식성환경에서 포스트텐션부재를 설계등급C를 적용하기 위한 또 다른 조건은 영응력상태를 유지하는 것이다. 이는 사용한계조합-V는 활하중이 없는 지속하중상태로 결국 고정하중상태에서만 영응력을 유지하면 된다는 의미로서 활하중의 전부 또는 일부가 작용하면 균열이 발생할 수도 있다는 것이므로 확실한 보호가 이루어진다고 보기는 어렵다. 보다 확실히 영응력을 보장하기 위해서는 설계등급을 올려 사용한계조합-Ⅲ으로 검토하거나, 설계등급을 올리지 않더라도 사용한계조합-V에서 활하중계수를 '0' 아니라 독일과 같이 '0.3'을 적용하는 방안도 가능하다.

위 세가지 조건을 검토한 결과, 최근 강연선파단 사고가 재발되지 않기 위해서는 그라우팅재료의 불확실성이 해소되기 전까지는 고부식성 환경에 대해서 일반 부식성 환경보다는 상향된 기준을 적용할 필요가 있을 것으로 보이며, 다음의 2가지 방안이 가능하다.

① 포스트텐션의 경우 설계등급을 C→B로, 철근콘크리트의 경우 E→D로 상향

② 설계등급은 유지하되, 사용한계조합-V에서 활하중계수를 '0'에서 '0.3'으로 상향

포스트텐션부재의 경우, 등급을 C에서 B로 상향하면 거더 1본 당 강연선 물량이 약 23% 정도 늘어나게 되며, 허용응력설계법에 비해 13% 정도 증가한다. 강연선 이외에도 다른 재료의 증가기 있겠지만 전체적으로 설계등급 상향에 따른 공사비의 증감이 결정요인이 되지는 않을 것으로 판단된다.

RC 라멘의 경우에는 설계등급D 적용시에 일부 균열에 대한 보강이 필요하지만 대부분 극한한계상태로 결정되므로 설계등급이 큰 영향을 주지는 않는다.

최종적으로 고부식성환경에서는 설계등급을 상향해야 한다. 이러한 검토에 따른 도심지 건설교량의 노출환경등급에 따른 설계등급 적용기준(안)은 다음과 같다.

(1) 현 기준은 포스트텐션부재와 철근콘크리트부재에 대해 부식성환경과 고부식성

환경에서의 설계등급을 동일하게 적용하고 있다. 그러나 최근 특정 교량에서 그라우팅의 불완전 충진과 제빙염의 침투로 인해 외부강연선이 파단된 사례를 볼 때, 고부식성환경에 대해 설계등급을 강화할 필요가 있다.

(2) 검토 하중조합인 사용한계조합-V는 활하중이 배제되어 있어 기존 설계에 비해 다소 불안전측인 경향이 있다.

(3) 따라서 그라우팅의 불완전성을 감안할 때 검토 하중을 다소 증가시켜 안전성을 키우는 것이 바람직하며, 여기서는 그라우팅 재료, 시험방법, 시공방법의 개선이 이루어지는 것을 전제로 활하중계수 0.3을 적용한 사용한계조합-V를 사용하는 것으로 한다.

[표 3-27] 설계 등급에 따른 사용 한계값

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(㎜)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-I	-	-
B	사용하중조합-III/IV	사용하중조합-I	0.2
C	**사용하중조합-V(활하중0.3)**	**사용하중조합-III/IV**	**0.2**
D	-	사용하중조합-III/IV	0.3
E	**-**	**사용하중조합-V(활하중0.3)**	**0.3**

2.11 최소 피복 두께

콘크리트 부재의 최소 피복두께는 노출등급, 조건에 따른 피복의 증감 및 설계편차 허용량 등에 의해 결정된다. 따라서 교량형식과 적용조건에 따라 다양한 결과가 산출될 수 있으므로 도심지교량 설계시 적합한 기준을 제시하고자 한다. 특히, 설계편차허용량과 같이 정성적으로 정의되어 있는 성분들을 명확히 정의해서 설계시의 혼선을 최소화하고자 한다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-28] 한계상태설계법의 최소 피복두께 규정

5.10.4 콘크리트 피복두께

5.10.4.1 일반사항

(2) 공칭피복두께 $t_{c,nom}$는 도면에 명시하여야 한다. 공칭피복두께 $t_{c,nom}$는 최소 피복두께 $t_{c,\min}$ (5.10.4.2 참조)와 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ (5.8.4.3 참조)의 합으로 구한다.

$$t_{c,nom} = t_{c,\min} + \Delta t_{c,dev} \qquad (5.10.1)$$

5.10.4.2 최소 피복 두께

(2) 부착과 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 $t_{c,\min}$ 중 큰 값을 설계에 사용하여야 한다.

$$t_{c,\min} = \max\{t_{c,\min,b};\ t_{c,\min,dur} + \Delta t_{c,dur,\gamma} - \Delta t_{c,dur,st} - \Delta t_{c,dur,add};\ 10\text{mm}\} \qquad (5.10.2)$$

여기서,

$t_{c,\min,b}$ = 부착에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$t_{c,\min,dur}$ = 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$\Delta t_{c,dur,r}$ = 고부식성 노출환경에서 이 절 (5)항의 규정에 의한 피복두께 증가값(mm)

$\Delta t_{c,dur,st}$ = 스테인레스 철근을 사용할 때 이 절 (6)항에 의한 피복두께 감소값(mm) (일반적으로 0mm 적용)

$\Delta t_{c,dur,add}$ = 코팅과 같은 추가 보호 조치를 취한 경우 이 절 (7)항에 의한 피복두께 감소 값(mm) (일반적으로 0mm 적용)

(3) 부착력을 안전하게 전달하고 충분한 다짐을 위하여 최소피복두께는 표 5.10.3에 주어진$t_{c,\min,b}$값보다 더 큰 값을 사용하여야 한다.

(4) 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께 $t_{c,\min,dur}$는 환경노출등급에 따라 표 5.10.4에 제시되어 있다.

(5) 염화물 또는 해수에 노출되는 고부식성 환경에 대한 추가적인 안전을 확보하기 위하여 최소피복두께를 $\Delta t_{c,dur,r}$만큼 증가시켜야 한다. $\Delta t_{c,dur,r}$는 아래

값을 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측을 통해 타당한 근거를 제시할 경우 이보다 작은 값을 적용할 수 있다.

$\Delta t_{c,dur,r}$ = 5mm(ED1/ES1), 10mm(ED2/ES2), 15mm(ED3/ES3)

(6) 표 5.10.1에서 요구하는 최소 강도보다 아래에서 정하는 값 이상 큰 강도를 사용하는 경우, 시공과정에서 철근 위치의 변동이 없는 슬래브 형상의 부재인 경우, 콘크리트를 제조할 때 특별한 품질관리방안이 확보되었다고 승인받은 경우에는 최소피복두께를 각각 5mm 감소시킬 수 있다.
- E0 등급이나 탄산화에 노출된 경우(EC 등급) : 5MPa
- 염화물이나 해수에 노출된 경우(ED, ES 등급) : 10MPa

〈 부착에 대한 요구사항을 고려한 최소피복두께 $t_{c,\min,b}$ 〉

* 「도설한(2012)」 표 5.10.3

강재의 종류	최소피복두께 $t_{c,\min,b}$
일반	• 철근의 지름
다발	• 등가 지름
포스트텐션부재	• 원형덕트의 경우 : 덕트의 지름 • 직사각형 덕트의 경우 : 작은 치수 혹은 큰 치수의 1/2배 중 큰 값으로서 50mm 이상인 값 • 단, 두 종류의 덕트에 대하여 피복두께가 80mm 보다 큰 경우는 없음
프리텐션부재	• 강연선 및 원형 강선의 경우 : 지름의 2배 • 이형 강선의 경우 : 지름의 3배

〈 철근 및 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께 $t_{c,\min,dur}$ 〉

* 「도설한(2015)」 표 5.10.4

강재의 종류	노출등급						
	E0	EC1	EC2/EC3	EC4	ED1/ES1	ED2/ES2	ED3/ES3
철근	20	25	35	40	45	50	55
프리스트레싱 강재	20	35	45	50	55	60	65

5.10.3 설계 편차 허용량

(1) 공칭피복두께는 최소피복두께에 설계 편차 허용량($t_{c,dev}$)을 더하여야 한다. 소요 최소피복두께는 현장시공기준에 제시된 허용편차량에 따라 증가시켜야 하며, 이는 구조물의 종류에 따라 달라진다.

(2) 설계 편차 허용량 $t_{c,dev}$ 10 mm를 적용한다.

(3) 특정 상황에 따라 설계 편차 허용량 $t_{c,dev}$ 는 감소시킬 수 있다.

- 모니터링 항목에 콘크리트의 피복두께 측정을 포함하는 품질보증 시스템을 적용하는 경우, 설계 편차 허용량 $t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10\text{mm} \geq t_{c,dev} \geq 5\text{mm} \quad (5.10.3)$$

- 모니터링에 매우 정밀한 측정 장치를 사용하는 프리캐스트 부재 등은 설계 편차 허용량 $t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10\text{mm} \geq t_{c,dev} \geq 0\text{mm} \quad (5.10.4)$$

(4) 울퉁불퉁한 표면에 타설한 콘크리트의 최소피복두께는 일반적으로 증가시켜야 한다. 최소피복두께는 요철 메우기 등 미리 준비된 지면에 타설한 콘크리트에 대하여는 20 mm, 토양에 직접 타설한 콘크리트에 대하여는 50 mm이다. 요철 마감과 골재가 노출된 경우와 같은 표면 상태에서는 피복두께를 증가시켜야 한다.(5.10.4.2(12) 참조)

[도로교설계기준(한계상태설계법) 해설]

5.10.4 콘크리트 피복두께

5.10.4.2 최소 피복 두께

(4) 5.10.1(6)항에서 기술한 바와 같이 콘크리트 구조물의 염해에 대한 내구성을 확보하기 위해 신뢰도기반 내구성 설계기법과 같은 보다 엄밀한 설계기법을 적용할 수 있다. 신뢰도 기반 내구성 설계에서는 철근 부식에 대한 파괴확률을 산정하여 목표 파괴확률보다 낮도록 콘크리트 배합과 피복두께를 결정한다. 이 때 염화물에 의한 철근 부식 확률(파괴확률)을 산정하기 위하여 아래와 같은 한계상태방정식을 사용할 수 있다.

$$P_f = PC_{cr} - C(t_c, T_{LT}) < 0 < P_0 \qquad \text{(해설 5.10.1)}$$

여기서, P_f = 파괴확률, 철근부식개시 확률로 정의된다

C_{cr} = 부식 임계 염소이온 농도

$C(t_c, T_{LT})$ = 철근 표면에서의 시간 T_{LT}에서의 염소이온 농도

P_0 = 목표 파괴확률

피복두께t_c, 부식임계농도C_{cr}, $C(t_c, T_{LT})$은 확률변수로 다루어져야 한다. 철근 표면에서의 염소이온 농도를 구하기 위해서는 염화물 침투 모델이 필요한데 일반적으로 아래와

같은 Fick의 제 2법칙에 대한 일반해를 적용하고 있다.

$$C(x,t) = C_0 + (C_s - C_0)\left[1 - erf\frac{x}{2\sqrt{D_c(t) \cdot t}}\right] \qquad \text{(해설 5.10.2)}$$

여기서, $C(x,t)$ = t시간에 콘크리트 내부의 깊이 x에서의 염소이온 농도

C_0 = 콘크리트 내부에 함유된 초기 염소이온 농도

C_s = 콘크리트 표면에서의 염소이온 농도, 노출환경에 따라 결정된다.

$D_x(t)$ = t시간까지의 콘크리트 평균 겉보기 확산계수

t = 노출 시간

erf = 오차함수. 아래와 같이 정의된다.

$$erf(z) = \frac{2}{\pi}\int_0^z \exp(-\eta^2)d\eta \qquad \text{(해설 5.10.3)}$$

5.10.4.3 설계 편차 허용량

(3) 일반적으로 공칭 피복두께는 최소피복두께에 설계편차 허용량 10mm를 더하여 결정하나 정밀한 피복두께 측정 장치를 사용하는 경우에는 설계편차 허용량을 감소시킬 수 있다.

2) 도심지교량의 최소 피복두께 적용 지침(안)

(1) 설계편차 허용량은 해외의 Transport Scotland 규정을 참조로 하되 최대값을 10mm로 제한하여 아래와 같이 적용한다.

- 공장제작 Precast 부재 5mm
- 기타 현장타설되는 부재 10mm

(2) 바닥판과 접속슬래브의 경우엔 시공과정에 철근의 위치의 변동이 없는 슬래브로 간주하여 5mm를, 거더는 프리캐스트 부재로 특별한 품질관리방안이 확보된 것을 고려하여 5mm를 감소시킨다.

(3) 부착에 의한 필요량은 최대로 사용되는 철근이거나 자주 사용되는 철근의 직경 또는 강연선 덕트의 크기를 고려한 것으로 사용량에 맞게 수정이 필요하다. 이는 설계환경 및 강도 상향 등으로 인해서도 피복이 달라지므로 상황에 맞춰 변경되어야 한다. 또한 염해에 대한 내구성을 확보하는 방안을 신뢰할 수 있는 설계기법으로 검증한 경우에는 피복두께를 설계기준과 다르게 적용할 수 있다.

(4) 도심지 교량에 적용하기 위한 적용방안은 다음과 같다.

가) 피복은 최외측 철근의 외면에서부터 가장 가까운 콘크리트의 표면까지의 거리를 의미한다. 따라서 철근의 중심까지의 거리를 의미하는 사용피복이라는 표현은 혼선을 유발할 수 있으므로 앞으로는 철근 중심거리로 표현한다.

나) 방호울타리는 제빙염에 가장 많이 노출되는 시설물로서 본 구조물 단면의 일부로 사용되지는 않지만 외부로 노출되어 미적, 심리적으로 중요한 시설물이다. 따라서 구조성능보다 내구성을 만족하기 위하여 높은 강도와 두꺼운 피복이 요구되므로 설계기준을 그대로 준수하여 강도 및 피복을 정한다.

다) 설계편차 허용량 $t_{c,dev}$는 기본적으로 10mm를 적용하되 공장제작 또는 공장제작에 준하는 설비와 모니터링 및 품질보증 시스템을 갖추어 제작되는 프리캐스트부재의 경우에는 감독관의 승인 후에 5mm를 적용할 수 있다.

라) 앞서 정의한 노출환경등급을 토대로 산정한 피복두께는 다음과 같다.

[표 3-29] PSC 거더교의 피복두께 (단위: mm)

부재	위치 및 부위		부착 필요 피복	노출환경기준							최소 피복	설계 편차 허용량	공칭 피복
				노출 등급	초기 값	강도 상향	품질 관리	철근 고정	고부식 추가	보정값			
방호 울타리	차도부		16	ED3	55	–	–	–	+15	70	70	+10	80
	보도부		16	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
바닥판	상면	아스팔트계 교면포장	16	ED2	50	–	–	–5	+10	55	55	+10	65
		콘크리트계 교면포장	16	EC3	35	–	–	–5	–	30	30	+10	40
	하면		16	EC4	40	–	–	–5	–	35	35	+10	45
가로보	모든면		16	EC3	35	–	–	–	–	35	35	+10	45
거더 (포스트텐션)	측면	철근	22	EC4	40	–	–5	–	–	35	35	+5	40
		강선	66		50	–	–5	–	–	45	66	+5	71
	하면	철근	22	EC4	40	–	–5	–	–	35	35	+5	40
		강선	66		50	–	–5	–	–	45	66	+5	71

[표 3-30] 교대의 피복두께 (단위: mm)

부재	위치 및 부위	부착 필요 피복	노출환경기준							최소 피복	설계 편차 허용량	공칭 피복
			노출 등급	초기 값	강도 상향	품질 관리	철근 고정	고부식 추가	보정값			
흉벽	전면	32	ED3	55	–	–	–	+15	70	70	+10	80
	배면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
	측면	32	ED3	55	–	–	–	+15	70	70	+10	80
벽체	교좌면	32	ED3	55	–	–	–	+15	70	70	+10	80
	전면	32	ED3	55	–	–	–	+15	70	70	+10	80
	배면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
	측면	32	ED3	55	–	–	–	+15	70	70	+10	80
기초	지중	32	EC2	35	–	–	–	–	35	35	+10	45
	노출면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
날개벽	외측면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
	내측면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
접속슬래브	모든면	32	ED2	50	–	–	–5	+10	55	55	+10	65

[표 3-31] 교각의 피복두께 (단위: mm)

부재	위치 및 부위	부착 필요 피복	노출환경기준							최소 피복	설계 편차 허용량	공칭 피복
			노출 등급	초기 값	강도 상향	품질 관리	철근 고정	고부식 추가	보정값			
코핑	교좌면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
	측면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
	하면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
	전면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
기둥	전체	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
기초	지중	32	EC2	35	–	–	–	–	35	35	+10	45
	노출면	32	EC4	40	–	–	–	–	40	40	+10	50
신축이음장치 위치의 코핑 또는 제빙화학제 비산범위인 수평 6m, 연직 5m 이내의 모든부재		32	ED3	55	–	–	–	+15	70	70	+10	80

2.12 콘크리트 균열강도

콘크리트의 균열강도는 균열 발생여부를 판단하는 기준이 될 뿐만 아니라 균열 폭을 결정하는데 영향을 주므로 명확히 하여야 한다. 그러나 현재 한계상태설계법에서는 다소 혼란을 일으킬 여지를 주고 있어 이를 명확히 할 필요가 있다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

한계상태설계법 5.8.2.2에서는 콘크리트 기준인장강도를 균열강도로 본다.

[표 3-32] 한계상태설계법의 콘크리트 기준인장강도 규정

5.8.2.2 응력 계산 방법

(1) 5.8.2.1에서 명시된 한계 응력을 검증하기 위해서는 다음의 가정을 적용하여 응력을 계산하여야 한다.

① 사용하중조합-Ⅰ상태에서 비균열 단면 해석으로 계산한 콘크리트 최대 인장응력이 콘크리트 기준인장강도 미만이면 비균열 단면으로, 초과한 곳은 균열 단면으로 간주

반면에 한계상태설계법 5.8.3.2에서는 콘크리트의 평균인장강도를 균열강도로 본다.

[표 3-33] 한계상태설계법의 콘크리트 평균인장강도 규정

5.8.3.2 최소 철근량

(2) 상세 계산에 의해 보다 작은 최소 철근량이 요구되지 않을 경우, 콘크리트 인장 영역내의 소요 최소 철근량 $A_{s,\min}$은 식 (5.8.1)로 산정하여야 한다.

$$A_{s,\min} = k_c k A_{ct} \frac{f_{ct}}{f_s} \qquad (5.8.1)$$

여기서 f_{ct} = 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도,

【해 설】

(2) ..... 콘크리트 인장강도 f_{ct}는 5.3.1.2에서 정한 평균인장강도 f_{ctm}를 취한다. .....

한계상태설계법 5.5.1.2에서는 기준인장강도와 평균인장강도를 아래와 같이 정의하고 있다.

[표 3-34] 한계상태설계법의 콘크리트 평균인장강도와 평균인장강도 정의

5.5.1.2 강도

(2) 설계에 대한 검증과 콘크리트의 다른 성질을 평가하기 위해서 실제 콘크리트의 평균압축강도가 필요할 경우가 있다. 충분한 통계 자료가 없다면 평균압축강도 f_{cm} 은 다음과 같이 평가 할 수 있다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \qquad (5.5.1)$$

여기서, Δf 는 평균압축강도와 기준압축강도의 차이로 기준압축강도 40MPa 이하의 콘크리트에 대해서는 4MPa, 기준압축강도 60MPa 이상의 콘크리트에 대해서는 6MP 이며, 기준압축강도 40MPa과 60MPa 사이의 콘크리트에 대해서는 두 값에 대한 직선 보간으로 결정한다.

(다) 콘크리트의 인장시험 결과가 없는 경우, 콘크리트의 평균인장강도는 콘크리트의 평균압축강도로부터 다음 관계식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.30(f_{cm})^{2/3} \qquad (5.5.6)$$

(라) 콘크리트의 기준인장강도는 평균인장강도로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} \qquad (5.5.7)$$

기준압축강도가 40MPa인 경우에 기준인장강도와 평균인장강도를 구하면 다음과 같다.

- 평균인장강도

$$f_{ctm} = 0.30(f_{cm})^{2/3} = 0.30(f_{ck} + \Delta f)^{2/3} = 0.30(40+4)^{2/3} = 3.74MPa$$

- 기준인장강도 $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 0.7 \times 3.74 = 2.62MPa$

기준인장강도는 평균인장강도의 70%이므로 기준인장강도를 균열강도로 사용하는 경우에는 철근과 강연선의 물량이 추가되어야 한다.

2) 도심지교량의 콘크리트 균열강도 적용 지침(안)

(1) 한계상태설계법 5.8.2.2(기준인장강도를 균열강도로 간주)와 5.8.3.2 (평균인장

강도를 균열강도로 간주)의 규정이 상충하고 있다.

(2) 기준인장강도는 평균인장강도의 70%이므로 기준인장강도를 균열강도로 사용하는 경우에는 철근과 강연선의 물량이 추가되어야 한다.

(3) Eurocode 조사결과, 평균인장강도를 균열강도로 보는 것이 타당하며, 이는 기존에 적용한 도로교설계기준(2010)의 균열응력과도 비슷하다.

(4) 따라서 5.8.2.2의 기준인장강도를 평균인장강도로 변경한다.

(5) 이에 따른 도심지교량의 균열강도 적용지침(안)은 아래와 같다.

설계기준에서 평균인장강도가 아닌 기준인장강도를 사용한 이유는 사용한계상태조합-Ⅴ에서 활하중이 제외되면서 어느 정도 안전율을 확보하기 위한 것이다. 그러나 본 지침에서는 사용한계상태조합-Ⅴ에서 활하중을 일부 고려하므로 원래의 평균인장강도를 사용한다.

2.13 신축이음장치 및 가동받침의 이동량

'제9장 신축이음, 받침 및 방호 울타리'에서는 극한한계상태 하중조합에 대해 신축이음장치의 본체설계와 이동량을 검토하도록 규정되어 있다. 본체 설계시에 극한한계상태조합을 적용하는 것은 타당해 보인다. 그러나 신축이음량도 극한한계상태조합을 적용하는 것은 기존 설계법과 현재 교량받침 이동기준과 상충되는 부분이 있으므로 이에 대한 검토가 필요하다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

신축이음량과 가동받침의 이동량 산정기준을 비교·분석한다.

(1) 9.4 신축이음편

가) 9.4.1.2에서는 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중 가장 불리한 경우에 대해서 허용 신축량과 극한 신축량을 모두 구하도록 규정한다.

나) 9.4.3.1에서는 극한한계상태조합으로 신축이음의 이동량을 구하도록 규정되어 있다.

[표 3-35] 한계상태설계법의 신축이음 규정

9.4 신축이음

9.4.1.2 구조설계

신축이음의 **허용 신축량과 극한 신축량**은 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중에서 가장 불리한 경우에 대하여 각각 계산하여야 한다. ....(중략)....

9.4.3.1 설계 이동량 계산 및 허용 틈새 간격

신축이음의 이동량은 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중에서 가장 불리한 경우에 대하여 **제3장 하중편에서 규정한 극한한계상태 하중조합을 사용하여 계산**하여야 한다.

(2) 9.5 받침편

가) 9.5.2.3에서는 사용하중으로 가동받침의 이동량을 정하도록 되어 있다.

나) 크리프와 건조수축에 대한 저감량을 규정하였는데 이는 제3장 하중편의 크리프, 건조수축과 차이가 난다.

다) 가동받침의 여유량 산정의 기준을 ±50℃의 온도변화에 상당하는 이동량으로 하였는데, 온도변화가 너무 큰 것으로 사료된다.

[표 3-36] 한계상태설계법의 가동받침 규정

9.5 받침

9.5.2.3 이동량

(1) 가동받침은 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레싱 등으로 발생되는 상부구조의 이동량에 여유 있는 구조이어야 한다.

(2) 가동받침의 이동량 산정

이동량은 일반적으로 다음 식을 따른다.

$$\Delta l = \Delta l_t + \Delta l_r + \Delta l_s + \Delta l_c \qquad (9.5.2)$$

여기서,

Δl_t = 온도변화에 의한 이동량($\Delta T \cdot \alpha \cdot l$) (mm)

Δl_t = 활하중으로 거더의 처짐에 의한 이동량 $\sum(h_i \cdot \theta_i)$ (mm)

Δl_s = 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량($\Delta T \cdot \alpha \cdot l \cdot \beta$) (mm)

Δl_c = 콘크리트의 크리프에 의한 이동량($\frac{P_i}{E_c A_c}\phi \cdot l \cdot \beta$) (mm)

〈 콘크리트의 크리프 계수와 건조수축량 〉

* 「도설한(2015)」 표 9.5.1

콘크리트의 크리프 계수	ϕ = 2.0
콘크리트의 건조수축	20℃

〈 건조수축, 크리프의 저감계수 β 〉

* 「도설한(2015)」 표 8.5.2

콘크리트의 재령 (월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수 (β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2.	0.1

(3) 여유 이동량

가동받침의 이동량은 계산이동량 외에 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상 밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려하여야 한다. 이 여유량은 교량의 규모에 따라서 달라지므로 ±50℃의 온도변화에 상당하는 이동량으로 하고, 최대 ±50mm 이내로 하는 것이 바람직하다. 다만, 해당 받침 기준에서 더 엄격한 조건을 제시할 경우에는 이를 따른다.

2) 도심지교량의 신축이음장치 및 가동받침의 이동량 적용 지침(안)

(1) 신축이음량 산정시 하중조합

본체 설계시 극한한계상태조합을 적용하는 것은 타당해 보이지만 신축이음량은 가동받침 이동기준을 참조하여 적용한다.

(2) 설치 여유량 산정방법

가) 여유량 산정시 온도범위 ±50℃는 이동량 산정시 온도범위보다 커서 과다한 것으로 사료된다.

나) 설계시 기준온도를 보통 년평균온도로 하고 이동량을 산정하며, 실제 설치시의 온도와의 차이는 현장에서 보정해서 받침의 위치를 Pre-setting한다.

다) 그러나 기준 온도 자체의 오차로 인한 보정이 없으므로 설치여유량에서 이를 고려하는 것이 필요하다. 아래 2개의 안 중에서 합리적으로 판단되는 2안을 적용해 계산상의 신축이음량의 20%를 추가하는 것으로 한다.

1안) 기준 온도와 실제 년평균온도와의 차이를 ±15℃정도로 보고 여유량 계산시 온도범위를 ±15℃를 포함하는 안 => 이 경우 부재검토시 온도범위가 크지 않은 콘크리트교에서는 상대적으로 여유량의 비중이 커진다.

2안) 전체 신축량에 일정비율만큼을 더하는 안 => 오차가 온도뿐만 아니라 크리프와 건조수축에서도 발생할 수 있으므로 계산상의 오차를 보완하기에 적절한 방법으로 보인다. 여기서는 계산 신축이음량의 20%를 더하는 것으로 한다.

(3) 콘크리트의 크리프계수와 건조수축량 및 저감계수

제3장 하중편에서 제시하는 값과 차이가 나므로 크리프나 건조수축에 의한 신축량이 클 것으로 예상되는 경우 보다 엄밀한 검토를 통해 결정하도록 유도하였다.

(4) 도심지교량 적용방안

신축이음장치를 교체 가능한 부재로 간주하는 경우에 극한상태조합을 적용하는 것은 과대하며, 가동받침의 이동량 규정과도 상충된다. 따라서 상시의 경우 도로교설계기준(한계상태설계법) 9.5.2.3의 받침의 이동량 산정식을 준용하되 받침위치가 아닌 신축이음위치에서의 이동량을 구하고 여기에 여유량을 더해 결정한다. 구체적인 내용은 다음과 같다.

(가) 신축이동량의 산정은 일반적으로 다음 식을 따른다.

$$\Delta l_e = \sum(\Delta l_t + \Delta l_r + \Delta l_s + \Delta l_c)$$

여기서,

Δl_t = 온도변화에 의한 이동량($\Delta T \cdot \alpha \cdot l$)(mm)

Δl_t = 활하중으로 거더의 처짐에 의한 이동량 $\sum(h_i \cdot \theta_i)$ (mm)

Δl_s = 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량($\Delta T \cdot \alpha \cdot l \cdot \beta$)(mm)

Δl_c = 콘크리트의 크리프에 의한 이동량($\frac{P_i}{E_c A_c}\phi \cdot l \cdot \beta$)(mm)

크리프와 건조수축의 영향을 정확히 알지 못하는 경우에는 설계기준의 표 9.5.1, 표 9.5.2를 적용할 수 있다. 그러나 보다 정확한 크리프나 건조수축의 영향을 알 수 있거나 또는 그로 인한 신축량이 클 것으로 예상되는 경우에는 엄밀한 검토를 통해 계산하여야 한다.

(나) 설치 여유량

신축이음장치를 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상 밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려하여야 한다. 이 여유량은 교량의 규모에 따라서 달라지므로 계산 신축이음량의 20%에 상당하는 여유량과 설치시 발생하는 시공오차를 고려해 ±10mm를 추가하는 것으로 한다. 다만, 해당 신축이음장치의 기준에서 더 엄격한 조건을 제시할 경우에는 이를 따른다.

2.14 교량받침의 반력

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 받침용량을 극한한계상태와 사용한계상태를 모두 고려해 결정하도록 되어 있다. 그러나 아직까지 받침 제조업체에서 받침의 극한용량을 제공하고 있지 않아 설계자가 받침을 선정할 수가 없다. 따라서 받침의 허용용량으로 설계 가능한 방법을 검토할 필요가 있다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

고무계열은 극한한계상태와 사용한계상태를 만족하게 설계하며, 강재계열은 추가로 피로한계상태를 검토한다.

[표 3-37] 한계상태설계법의 교량받침 관련 규정

9.5.3 강재보강 탄성받침
9.5.3.1 일반
탄성받침은 극한한계상태 및 사용한계상태에서 안전성 및 사용성을 만족하도록 설계되어야한다.
9.5.4 포트받침
9.5.4.1 설계일반
(1) 포트받침은 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.
9.5.5 곡면의 미끄럼 면을 가진 받침
9.5.5.1 설계일반
(1) 원통형 및 스페리컬 받침은 사용한계상태 및 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.

2) 도심지교량의 교량받침의 반력 적용지침(안)

(1) 교량받침의 용량은 설계기준 9장에 따라 산정되어야 하며, 만일 극한용량이 제시되어 있지 않다면 제조업체에 확인해 적정한 교량받침을 선정해야 한다. 다만, 설계기준에 따른 극한용량을 알 수 없는 경우라면 다음과 같은 조건에 따라 허용용량으로 교량받침을 선정할 수 있다.

(2) 정반력 작용시 연직용량과 수평용량은 사용한계상태조합의 결과를 적용한다.

(3) 부반력의 경우에는 기존의 부반력 산정식 $D+2Li$가 삭제되었으므로 극한상태하중조합으로 대체할 필요가 있다. 따라서 극한한계상태와 사용한계상태조합결과 중 불리한 값을 적용한다.

2.15 내진규정 – 전라남도 남서부의 지진구역계수

전라남도 남서부의 지진구역계수가 도·살한-일반교량편과 케이블교량편의 내용이 상이하므로 자료 조사를 통해 합리적인 방안을 수립하였다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-38] 한계상태설계법의 지진구역 구분

〈 지진구역 구분, 「도설한(2015)」 표 8.5.1 〉

지진구역	구역계수	행정구역	
Ⅰ	0.11	도	~~, 전라남도 북동부
Ⅱ	**0.07**	도	~~, **전라남도 남서부**

〈 지진구역 구분, 도설한 케이블(2015)」 표 8.5.1 〉

지진구역	구역계수	행정구역	
Ⅰ	**0.11**	도	~~, 전라남도 북동부, **전라남도 남서부**
Ⅱ	0.07	도	~~

2) 도심지교량의 지진구역 적용지침(안)

전라남도 남서부 지역은 지진구역 I(구역계수 0.11)로 통일 개정 될 예정이므로 한계상태설계법 케이블교량편 기준에 따라서 지진구역 I의 구역계수를 적용한다.

2.16 상재 활하중 LS 및 교대 설계

도로교설계기준(한계상태설계법)에 정의된 하중 중에서 상재활하중(LS)은 교대의 설계 등을 위해 필요한 하중이지만 명확하게 정의되어 있지 않다. 따라서, 도심지 교량설계에 활용하기 위하여 상재 활하중의 정의 및 적용방법을 국내외의 사례를 참고하여 제안하였다.

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

[표 3-39] 한계상태설계법의 변동하중 중 활하중의 구분

3.4.1 하중의 종류

변동하는 하중

(7) 활하중

- 차량활하중(LL)
- 상재활하중(LS)
- 보도하중(PL)

2) 도심지교량의 상재 활하중 적용지침(안)

(1) 상재활하중에 대한 설명이 없으므로 AASHTO LRFD 설계기준을 원용한다.

(2) 기존 윤하중에 의한 부재력을 고려하는 방식에서 도·살한에서는 흙의 등가높이로 산정하는 방식으로 변경되었다.

(3) 상재 활하중 LS의 적용 도심지교량 적용지침은 다음과 같다.

가) 활하중으로부터 유발되는 LS하중은 KL-510을 기준으로 산정되어야 하지만, 현 단계에서는 한시적으로 다음과 같이 AASHTO LRFD의 LS하중을 적용한다.

나) 벽체의 뒷면 위로 벽체높이의 1/2 이내에 차량 하중이 뒤채움 지반의 표면에 작용하리라 예상되는 경우에 상재활하중(LS)을 적용한다.

$$\triangle_P = k\gamma_s h_{eq} \qquad (3.11.6.4\text{-}1)$$

여기서:

$\triangle_P$ = constant horizontal earth pressure due to live load surcharge

γ_s = total unit weight of soil

k = coefficient of lateral earth pressure

h_{eq} = equivalent height of soil for vehicular load

다) 슬래브, 확대기초, 교대벽체, 날개벽의 경우, 충분한 횡분배에 의해 부재 내에 현저한 인장응력이 유발되지 않는 슬래브로 볼 수 있다. 따라서 최소전단철근을 생략할 수 있다.

2.17 강재 곡선거더교 설계

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

도로교설계기준(한계상태설계법) 6장 강교편은 직선 플레이트거더 및 박스거더의 설계에만 적용할 수 있다. 이는 2002년의 AASHTO LRFD BDS 기준에 근거하여 작성되었다. 곡선 강교의 강거더 시공성 검토 및 극한한계상태 검토에는 횡방향 휨응력(Lateral bending stress)의 영향을 고려해야 된다. 그러나 도로교설계기준(한계상태설계법) 6장 강교편은 횡방향 휨응력을 고려할 수 없어 곡선교의 설계에는 적용할 수 없는 한계를 갖고 있다. 또한 다실 폐단면 박스거더(multi-cell closed box girder) 설계규정이 포함되지 않아 광폭 박스거더 설계에 적용할 수 없는 한계를 갖고 있다.

2) 도심지교량의 곡선 거더교 설계 적용지침(안)

(1) 최근의 AASHTO LRFD Bridge 시방서(2012)의 통합설계식을 참고한 교량용 거더의 설계를 위한 가장 최신의 설계식들은 '도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편'(2015)에 제시되어 있다. 따라서 강재 곡선거더교를 포함한 강교의 설계는 이를 우선적으로 적용한다.

(2) 이 기준은 '도로교설계기준(한계상태설계법)-일반교량편"(2015)' 뿐만 아니라 '하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준'(2014) 규정들을 원용하고 있으며, 직선교는 물론이고 수평곡선교의 강거더 휨 설계에 적용할 수 있다.

(3) 또한 이 기준에는 FHWA 박스거더 설계기준 'Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges'(FHWA-TS-80-205, 1980) 및 최근 국내외 연구결과가 반영되어 다수의 종방향 보강재를 갖는 광폭 다실(wide multi-cell) 강박스거더의 설계에도 적용할 수 있다.

2.18 말뚝기초 설계

1) 도로교설계기준(한계상태설계법) 규정

도로교 설계기준(한계상태설계법) 7장 하부구조 편에 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications에 있는 것과 동일하게 타입말뚝(7.5), 현장타설말뚝(7.6)과 관련된 설계기준 조항을 제시하고 있다. 깊은 기초의 경우에는 항타 소음 저감을 위하여 고속도로 현장에서 주로 활용되고 있는 매입말뚝의 저항 계수 등이 제시되어 있지 않다.

2) 도심지교량의 말뚝기초 설계 적용지침(안)

(1) 도로교 설계기준을 적용하여 타입말뚝과 현장타설말뚝의 설계를 수행한다. 단, 매입말뚝의 설계는 저항계수의 특성이 제시되기 전까지는 "구조물 기초설계기준 해설"(2014)의 허용응력법을 이용하여 설계를 수행한다. 이때 허용응력설계법과 허용응력설계법의 안전율을 역산하여 보정한 저항계수를 적용한 값 중 안전측으로 설계를 수행한다.

(2) 타입말뚝과 현장타설말뚝의 설계와 관련된 극한한계상태에 대한 저항계수는 도·설·한 표 7.5.2와 표 7.5.3에 각각 제시되어 있다.

(3) 사질토 지반에 타입말뚝의 설계시, 기존의 허용응력법 기반 설계와 유사한 수준의 말뚝 설계를 위해서는 저항계수가 0.4이상 되어야 하므로, Nordlund/Thurman 방법(저항계수: 0.45) 등 저항계수 0.4이상을 제안하는 방법을 적용하는 것이 바람직

(4) 표준트럭하중 등의 각종 하중은 도·설·한에 규정된 값들을 활용한다.

3. 한계상태설계법 적용에 따른 주요 교량형식별 공사비 분석

3.1 분석목적

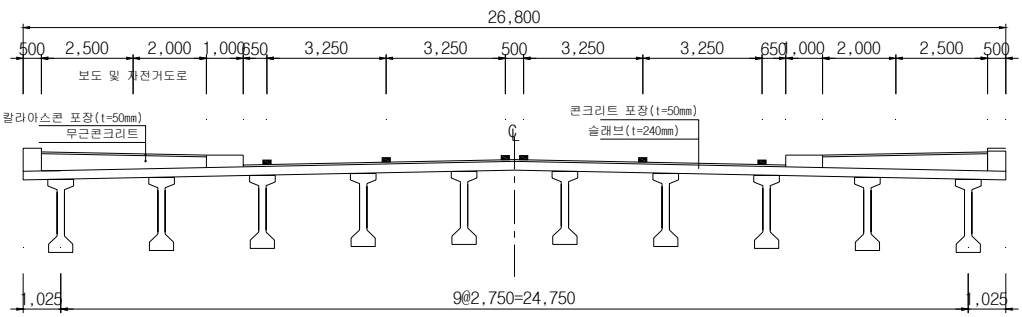
한계상태설계법은 기술적으로도 많은 변화가 있지만 일부 중요한 결정사항들에 대해서는 발주자가 필요에 따라 결정하도록 되어 있어 발주자의 의지가 강조되어 있다. 따라서 본 분석은 주요 교량형석에 대해 한계상태설계법 적용과 발주자 결정사항에 따른 절감효과를 분석하는데 목적이 있다. 그러나 분석은 예제집 작성을 위한 수준이며, 주요 부재의 물량을 대상으로 절감효과를 추정할 수밖에 없다. 상세한 공사비 비교는 실시설계 과정을 통해서 수행되어야 한다.

3.2 PSC 합성거더교

1) 검토 단면

(1) 교량 경간 구성 : 2@30=60m

(2) 표준단면(26.8m) : 왕복 4차로, 자전거 도로 및 보도



[그림 3-8] 공사비 검토단면 – PSC 합성거더교

2) 재료 강도

(1) 포스트텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 30MPa 이상이어야 한다.

(2) 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

가) 거더(ED3) : 35MPa 이상 적용 필요

나) 바닥판(EC4, ED1) : 30MPa 이상 적용 필요

다) 거더(40MPa), 바닥판(30MPa), 강연선(1,900MPa) 적용

[표 3-40] PSC 합성교의 최소 콘크리트 기준 압축강도

노출환경	부식									
	탄산화				염화물			해수		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
기준압축강도	21	24	30		30		35	30	35	

3) 노출 환경과 한계기준

[표 3-41] PSC 합성교의 최소 설계등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근 콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경(EC1)	D	D	E	E
부식성 환경(습기 또는 물과 장기간 접촉 환경 : EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경(염화물 또는 해수에 노출된 환경: ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C (B)	B	E (D)	E (D)

* ()안의 값은 규정 상향시의 값

[표 3-42] PSC 합성교의 하중조합

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(mm)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-Ⅰ	-	-
B	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	사용하중조합-Ⅰ	0.2
C	사용하중조합-Ⅴ	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.2
D	-	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.3
E	-	사용하중조합-Ⅴ	0.3

(1) 설계기준에서는 고부식성 환경의 포스트 텐션은 C를 적용하도록 되어 있으나, 도로공사의 경우 B등급을 적용하도록 규정하였다.

(2) B등급과 C등급에 대해서 설계 검토를 하여 단면력 및 강연선 물량 차이를 파악하였다.

4) 구조물 중요도

중요도 1.0과 0.95에 대해 검토한다. 단, 도설한 1.3.5에 따라 극한한계상태와 극단상황한계상태에서만 적용한다.

[표 3-43] PSC 합성교의 중요도 적용기준

중요 교량	일반 교량	중요도가 낮은 교량
1.05	1.00	0.95

1.3.5 구조물의 중요도

이 절은 극한한계상태와 극단상황한계상태에만 적용한다.
발주자는 특정교량 또는 그 교량의 구조요소 및 접합부를 중요한 구조로 지정할 수 있다.

- 극한한계상태

  $\eta_I \geq 1.05$: 중요 교량

  $= 1.00$: 일반 교량

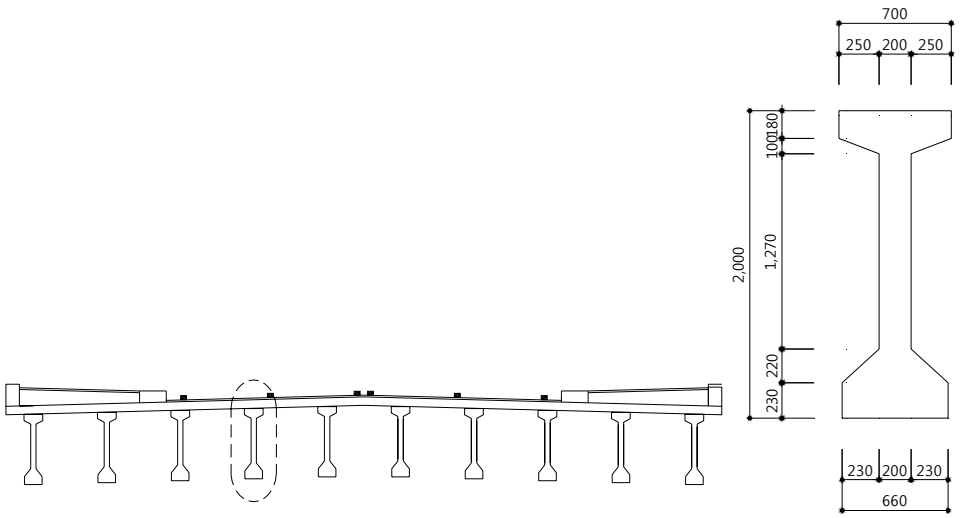
  ≥ 0.95 : 상대적으로 중요도가 낮은 교량

- 기타 한계상태

  $\eta_I = 1.00$

5) 해석 개요

(1) 최대 단면력이 발생하는 중앙부 거더 검토



[그림 3-9] 검토대상 최대단면력 발생 중앙부 거더

(2) 하중 조합

[표 3-44] PSC 합성교의 적용하중 조합 기준

구분	DC
사용한계상태 Ⅰ	1.0DC + 1.0DW + 1.0LL
사용한계상태 Ⅲ	1.0DC + 1.0DW + 0.8LL
사용한계상태 Ⅴ	1.0DC + 1.0DW
허용응력조합	1.0D + 1.0(L+I)

(3) 활하중

[표 3-45] PSC 합성교의 적용 활하중 기준

구분	적용 하중
한계상태설계법	KL-510, 표준차로하중
도로교(2010)	DB-24, DL-24

(4) 설계 등급(B,C)과 설계기준 차이에 의한 영향 검토

구분	CASE 1	CASE 2	CASE 3
설계기준	도로교(2010)	한계상태설계법	한계상태설계법
설계 등급	–	C	B
영응력 한계상태	–	지속하중조합	사용하중조합–Ⅲ
균열폭 한계상태	허용응력조합	사용하중조합–Ⅲ	사용하중조합– Ⅰ

* 사용하중조합Ⅰ 상태에서 비균열 단면 해석으로 계산한 콘크리트 최대 인장응력이 콘크리트 인장강도 미만이면 비균열 단면으로 초과한 곳은 균열 단면으로 간주.

6) 결과 요약

상대적인 비교를 위하여 거더는 동일하고 강연선량만 조정하여 비교한다.

(1) 거더 응력 및 균열폭 검토

구분		CASE 1 (허용응력설계)		CASE 2 (한계상태 + C등급)		CASE 3 (한계상태 + B등급)	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
강연선		12.7mm–20가닥		12.7mm–22가닥		12.7mm–27가닥	
DC		–10.8	8.6	–10.8	8.6	–10.8	8.6
DW		–0.2	0.4	–0.2	0.4	–0.2	0.4
PS		1.5	–9.2	1.7	–10.0	0.8	–12.2
LL(L+I)		–1.5	3.5	–1.4	3.6	–1.4	3.6
영응력한계		–	–	–9.3	–1.0	–9.8	–0.4
균열폭 한계상태	사용Ⅰ	–	–	–10.6	2.5	–10.0	0.4
	사용Ⅲ	–	–	–10.3	1.8	–	–
허용응력		–11.0	3.3	–	–	–	–
비고		균열응력 이내의 응력발생으로 균열 미발생		균열한계상태로 단면 결정		영응력한계 상태로 단면 결정	

한계상태설계법에서는 사용한계상태 검토를 위한 균열인장강도를 기준인장강도 $\sigma_{ctk} = 0.7\sigma_{ctm}$로 규정하고 있다. 그러나 균열편에서는 균열인장강도를 기준인장강도가 아닌 평균인장강도 σ_{ctm}으로 규정하고 있어, 그럴 경우 허용응력이 3.74로 커지게 된다. 여기서는 기준인장강도로 검토한다

- □ 허용응력설계법 – 균열 응력 : 3.73 MPa
- □ 한계상태설계법 – 균열인장강도 : 2.62 MPa

7) 설계기준 비교

(1) 활하중 비교

구분	도로교(2010)	도로교(2015)
DL(표준차로)(kN/m)	등분포 : 12.7 집중하중 : 108	등분포 : 12.7
DB(표준트럭)(kN)	총하중 : 432	총하중 : 510
차로감소계수(2차로)	1.0	0.9
검토활하중	DB 또는 DL 중 큰 값	표준트럭하중 또는 표준트럭 75%+ 표준차로 중 큰 값
충격하중	0.214(DB, DL)	0.25(표준트럭)
보도하중(×10–3MPa)	5.0	3.5
균열인장강도	3.98 MPa	2.62 MPa(C등급)

(2) 중앙부 거더 발생 모멘트 비교

구분	도로교(2010)	도로교(2015)
DC	2955.3	2955.3
DW	93.8	93.8
DB 또는 표준트럭 (충격고려)	676.4 (821.2)	674.4 (843.0)
DL 또는 표준차로 (충격고려)	489.7 (594.5)	275.8 (275.8)
활하중(충격고려)	676.4 (821.2)	781.6 (908.1)
설계활하중 (차로감수계수 적용)	821.2	817.2
사용한계조합 Ⅰ	1.0D+1.0(L+I) = 3870.3	1.0(DC+DW+LL) = 3866.3

발생 단면력은 차이가 나지 않지만 콘크리트의 허용 인장강도 차이로 인해 도로교 설계기준(한계상태설계법)이 더 많은 강연선 물량이 필요하다.

8) 물량 비교

가) 일반적인 조건에서 강연선조립설치의 공사비를 검토한다.

나) PSC 거더 제작시 강연선 공사비

다) 정착구, 쉬스관 등의 변화는 없고 강연선 자재 및 조립비용에 대해서 공사비 비율을 산정한다.

라) 강연선조립설치 비용 : 약 244만원/ton

라) 강연선 물량(거더 1본당) 및 개략 공사비 비교

(가) 균열인장강도 2.62 MPa 적용시

구분		CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,C등급)	CASE 3 (한계상태,B등급)
강연선 (ton)	(중요도1.0)	0.866 (100%)	0.953 (110%)	1.169 (135%)
	(중요도0.95)	0.866 (100%)	0.810 (94%)	1.148 (133%)
강연선 공사비 (만원)	(중요도1.0)	211 (100%)	233 (110%)	285 (135%)
	(중요도0.95)	211 (100%)	198 (94%)	280 (133%)

(나) 균열인장강도 3.74 MPa 적용시

구분		CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,C등급)	CASE 3 (한계상태,B등급)
강연선 (ton)	(중요도1.0)	0.866 (100%)	0.797 (92%)	0.979 (113%)
	(중요도0.95)	0.866 (100%)	0.677 (78%)	0.832 (96%)
강연선 공사비 (만원)	(중요도1.0)	211 (100%)	194 (92%)	239 (113%)
	(중요도0.95)	211 (100%)	**165 (78%)**	**203 (96%)**

8) 검토 결론

설계기준과 설계등급 및 중요도 차이에 따른 절감효과를 검토하였다. 그러나 단면이 사용한계상태로 결정되기 때문에 극한한계상태, 극단상황한계상태에만 적용되는

중요도는 적용할 수가 없다.

거더 1본 당, 강연선에 의한 공사비 증감을 검토한 결과, 균열인장강도와 중요도, 최소설계등급에 그 결과가 달라지며, 각 경우별 결과를 정리하면 다음과 같다. 비교 대상은 가장 많이 적용되는 30m PSC-e Beam의 직접공사비를 기준으로 한다.

[표 3-46] 거더 1본당 강연선 직접공사비 (단위: 만원)

인장강도 (MPa)	중요도	CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,C등급)	CASE 3 (한계상태,B등급)
2.62	1.0	211 (100%)	233 (110%)	285 (135%)
	~~0.95~~	~~211 (100%)~~	~~198 (94%)~~	~~280 (133%)~~
3.74	1.0	211 (100%)	**194 (92%)**	**239 (113%)**
	~~0.95~~	~~211 (100%)~~	~~165 (78%)~~	~~203 (96%)~~

(1) 균열강도 3.74MPa, 설계등급C(사용한계상태로 단면이 결정되므로 중요도 미고려)의 경우 거더 1본 당 강연선 공사비는 약 8%정도 절감이 예상되며, B등급 적용시는 현재보다 13% 증가할 것으로 판단된다.

(2) 본 예제와 같이 2@30=60m, 경간당 거더가 10개인 경우라면 거더수가 총 20개이므로 전체 절감액은 설계등급C의 경우, 340만원 정도 절감될 것으로 추정된다.

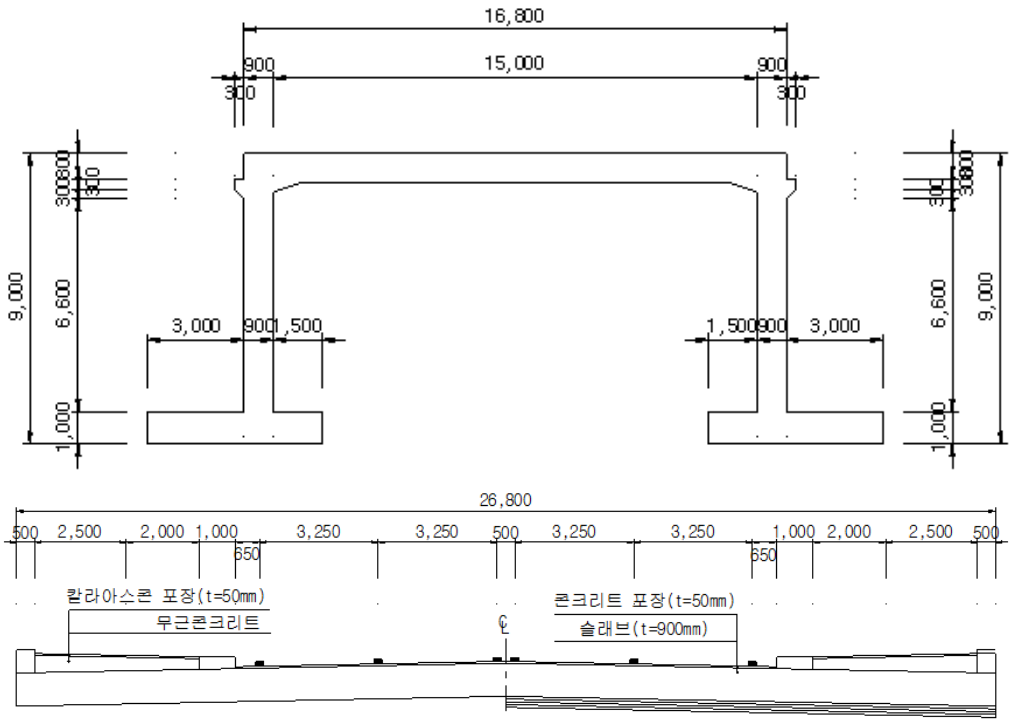
(3) 공사비는 정착구, 쉬스관 등의 변화 없이 강연선 가닥 변화만 예상한 것이므로 정착구 등이 변경될 경우 절감 공사비는 더 커질 것으로 판단된다.

3.3 RC 라멘교

1) 검토 단면

(1) 교량 경간 구성 : 순경간 15.0m

(2) 표준단면(26.8m) : 왕복 4차로, 자전거 도로 및 보도



[그림 3-10] 공사비 검토단면 – RC 라멘교

1) 재료강도

(1) 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

가) 바닥판(EC3, ED3) : 35MPa 이상 적용 필요

나) 벽체(ED3) : 35MPa 이상 적용 필요

[표 3-47] RC 라멘교의 최소 콘크리트 기준 압축강도

노출환경	부식									
	탄산화				염화물			해수		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
기준압축강도	21	24	30		30		35	30	35	

2) 노출 환경과 한계기준

[표 3-48] 거더 1본당 강연선 직접공사비 (단위: 만원)

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근 콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경(EC1)	D	D	E	E
부식성 환경(습기 또는 물과 장기간 접촉 환경 : EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경(염화물 또는 해수에 노출된 환경 : ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C (B)	B	E (D)	E (D)

* ( )안의 값은 규정 상향시의 값

[표 3-49] RC라멘교의 하중조합

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(mm)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-Ⅰ	-	-
B	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	사용하중조합-Ⅰ	0.2
C	사용하중조합-Ⅴ	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.2
D	-	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.3
E	-	사용하중조합-Ⅴ	0.3

(1) 설계기준에서는 고부식성 환경의 철근콘크리트의 최소설계등급은 E를 적용하도록 되어 있으나, 도로공사의 경우 D등급을 적용할 것으로 예상됨.

(2) D등급과 E등급에 대해서 설계 검토를 하여 단면력 및 철근량의 차이 파악.

3) 구조물 중요도

중요 교량	일반 교량	중요도가 낮은 교량
1.05	1.00	0.95

(1) 중요도 1.0, 0.95, 0.9에 대해 검토한다.

4) 해석 개요

(1) 하중 조합

구분	DC
극한한계상태 Ⅰ	1.25(DC+CR+SH) + 1.5DW + 1.8(LL+IM)
사용한계상태 Ⅰ	1.0(DC+DW+CR+SH) + 1.0(LL+IM)
사용한계상태 Ⅲ	1.0(DC+DW+CR+SH) + 0.8(LL+IM)
사용한계상태 Ⅴ	1.0(DC+DW+CR+SH) + 0.0(LL+IM)

(2) 활하중

구분	적용 하중
한계상태설계법	KL-510, 표준차로하중
도로교(2010)	DB-24, DL-24

(3) 설계 등급(D,E) 설계기준 차이에 의한 영향 검토

구분	CASE 1	CASE 2	CASE 3
설계기준	도로교(2010)	한계상태설계법	한계상태설계법
설계 등급	-	E	D
영응력 한계상태	-	-	-
균열폭 한계상태	허용응력조합	사용하중조합-Ⅴ	사용하중조합-Ⅲ
한계 균열폭		0.3mm	0.3mm

5) 결과 요약

(1) 중요도와 설계등급에 따라 다양한 비교, 검토를 수행하며, 그 내용을 정리하면 다음과 같다.

설계 등급	구조물 중요도					
	전체 적용			활하중 적용		
	1.0	0.95	0.90	1.0	0.95	0.90
D	○	○	○	○	○	○
E	○	○	○	○	○	○

(2) 기존 기준과 비교 (구조물 중요도 1.0, 설계등급E)

설계등급E 적용시 극한한계상태가 단면을 결정하며, 설계등급D 적용시에는 사용한계상태의 균열한계상태가 단면을 결정한다.

가) 극한한계상태 검토 : 철근량 검토 (단위:㎟)

구분	CASE1 : 도로교(2010)		CASE2 : 한계상태(등급E)	
	필요	사용	필요	사용
슬래브단부	4116	H29@150 =4283	3515 (85%)	H25@250+H22@250 =3575 (83%)
슬래브 중앙	3106	H25@150 =3378	2958 (95%)	H22@125 =3097 (92%)
벽체 상단	3173	H25@150 =3378	2838 (89%)	H22@125 =3097 (92%)
벽체 하단	2206	H22@300+H19@300 =2245	1733 (79%)	H16@250+H19@250 =1940 (86%)

나) 사용한계상태 검토 : 균열검토 (단위:㎜)

구분	CASE1 : 도로교(2010)			CASE2 : 한계상태(등급E)		
	간격제한	사용간격	판정	균열폭	한계균열폭	판정
슬래브단부	257	150	O.K	0.082	0.3	O.K
슬래브 중앙	214	150	O.K	0.262	0.3	O.K

다) 사용 철근량 비교

설계법 차이를 이론적으로 비교하기 위해서는 필요 철근량을 비교하는 것이 맞겠지만 실제 배근 시에는 필요 철근량 만큼을 정확히 배근할 수 없기 때문에 사용철근량으로 비교하는 현실적이다.

[표 3-50] 설계기준, 중요도별 각 단면의 사용철근량 비교 (단위:mm^2)

CASE	적용 중요도		슬래브		벽체	
	대상	계수	단부	중앙부	상단	하단
1	전체	1.00	4,283	3,378	3,378	2,245
2	전체	1.00	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)
		0.95	3,378 (79%)	2,979 (88%)	2,979 (88%)	1,910 (85%)
		0.90	3,378 (79%)	2,979 (88%)	2,979 (88%)	1,617 (72%)
	활하중	1.00	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)
		0.95	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)
		0.90	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)
3	전체	1.00	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)
		0.95	3,375 (79%)	3,902 (116%)	3,426 (101%)	1,910 (85%)
		0.90	3,378 (79%)	3,902 (116%)	3,426 (101%)	1,617 (72%)
	활하중	1.00	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)
		0.95	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)
		0.90	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)

여기서 CASE1 : 도로교설계기준(2010)

CASE2 : 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015) 설계등급E 적용시

CASE3 : 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015) 설계등급D 적용시

6) 물량 비교

(1) RC라멘의 경우, 설계법 차이는 거의 철근량 차이로 나타나므로 여기서는 총 철근 공사비로 비교한다.

(2) 기존 라멘교 사례조사결과를 통해 철근의 면적당 직접공사비는 25.6만원/m2 수준이므로, 원안 총 철근의 직접공사비를 25.6×(16.8×26.8) = 11,526만원으로 가정한다.

(3) 총 철근량은 거의 주철근량에 비례하므로 각 경우에서의 주철근량을 구하고 그 비율을 원안 공사비에 곱해 총 철근의 공사비를 추정한다. 각 경우의 원안대비 주철근 비율은 각 구간별 비율의 평균값을 취한다.

[표 3-51] 설계기준, 중요도별 각 단면의 총 철근 공사비 비교(직접공사비)

CASE	적용 중요도		슬래브		벽체		원안 대비 주철근비율	철근 공사비(만원)
	대상	계수	단부	중앙부	상단	하단		
1	전체	1.00	4,283	3,378	3,378	2,245	100 %	11,526
2	전체	1.00	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)	88 %	10,172
		0.95	3,378 (79%)	2,979 (88%)	2,979 (88%)	1,910 (85%)	85 %	9,797
		0.90	3,378 (79%)	2,979 (88%)	2,979 (88%)	1,617 (72%)	82 %	9,423
	활하중	1.00	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)	88 %	10,172
		0.95	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)	88 %	10,172
		0.90	3,575 (83%)	3,097 (92%)	3,097 (92%)	1,940 (86%)	88 %	10,172
3	전체	1.00	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)	99 %	11,353
		0.95	3,375 (79%)	3,902 (116%)	3,426 (101%)	1,910 (85%)	95 %	10,979
		0.90	3,378 (79%)	3,902 (116%)	3,426 (101%)	1,617 (72%)	92 %	10,604
	활하중	1.00	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)	99 %	11,353
		0.95	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)	99 %	11,353
		0.90	3,575 (83%)	4,057 (120%)	3,562 (105%)	1,940 (86%)	99 %	11,353

7) 검토 결론

(1) 설계기준과 설계등급 및 중요도 차이에 따른 절감효과를 검토하였다.

(2) 단면이 동일하므로 주철근의 물량비율을 이용해 전체 철근의 공사비(직접공사비)를 추정하였다.

[표 3-52] 총 철근의 직접공사비 (단위: 만원)

적용 중요도		CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,E등급)	CASE 3 (한계상태,D등급)
대상	계수			
전체	1.00	11,525 (100%)	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.95	–	**9,797 (85%)**	**10,979 (95%)**
	0.90	–	9,423 (83%)	10,604 (92%)
활하중	1.00	11,525 (100%)	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.95	–	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.90	–	10,172 (88%)	11,353 (99%)

(3) 먼저 전체하중에 중요도를 적용하는 것과 활하중에만 적용하는 것을 비교한 결과, 전체 하중에 적용해야 절감효과가 있다는 것을 알 수 있었다.

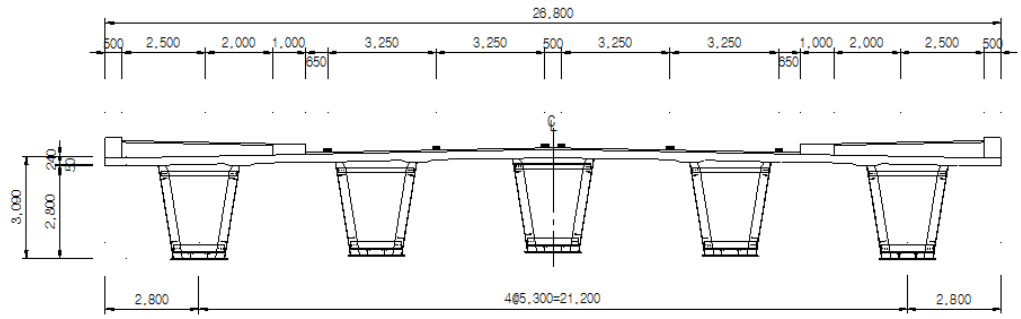
(4) 현재 LH 설계지침으로 추진 중인 전체 하중에 대한 중요도 0.95 적용시, 설계등급E의 경우 1,728만원 정도, 546만원 정도의 절감이 가능할 것으로 추정된다.

3.4 개구제형교

1) 검토 단면

(1) 교량 경간 구성 : 55+60+60+55=230m

(2) 표준단면(26.8m) : 왕복 4차로, 자전거 도로 및 보도



[그림 3-11] 공사비 검토단면 – 개구제형교

2) 재료 강도

(1) 바닥판 $f_{ck} = 30MPa$, 철근 SD 400

(2) 강재 : 주부재 SM490, 부부재 SM400($F_y = 235MPa$)

(3) 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

노출환경	부식									
	탄산화				염화물			해수		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
기준압축강도	21	24	30		30		35	30	35	

(4) 바닥판(EC4, ED1) : 30MPa 이상 적용 필요

3) 노출 환경과 한계기준

[표 3-53] 개구제형교의 최소 설계등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근 콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경(EC1)	D	D	E	E
부식성 환경(습기 또는 물과 장기간 접촉 환경 : EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경(염화물 또는 해수에 노출된 환경 : ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C (B)	B	E (D)	E (D)

* ( )안의 값은 규정 상향시의 값

[표 3-54] 개구제형교의 하중조합

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(mm)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-Ⅰ	-	-
B	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	사용하중조합-Ⅰ	0.2
C	사용하중조합-Ⅴ	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.2
D	-	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.3
E	-	사용하중조합-Ⅴ	0.3

주거더가 강교이므로 설계등급의 영향은 미미하다.

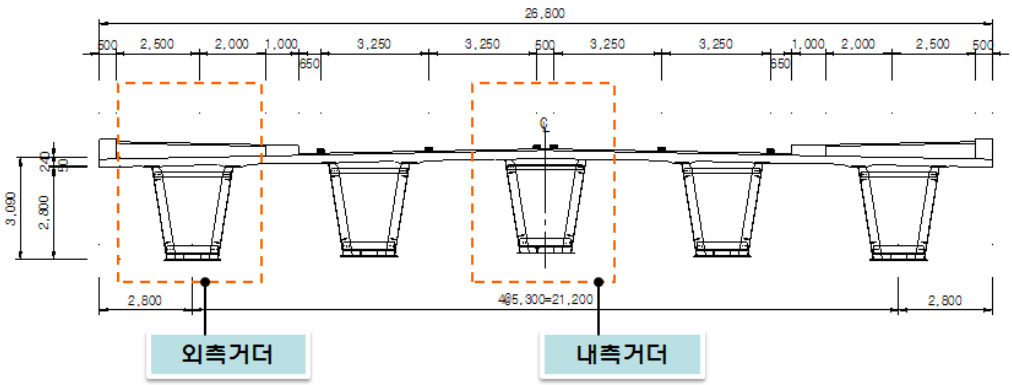
4) 구조물 중요도

중요 교량	일반 교량	중요도가 낮은 교량
1.05	1.00	0.95

중요도 1.0과 0.95에 대해 적용한다.

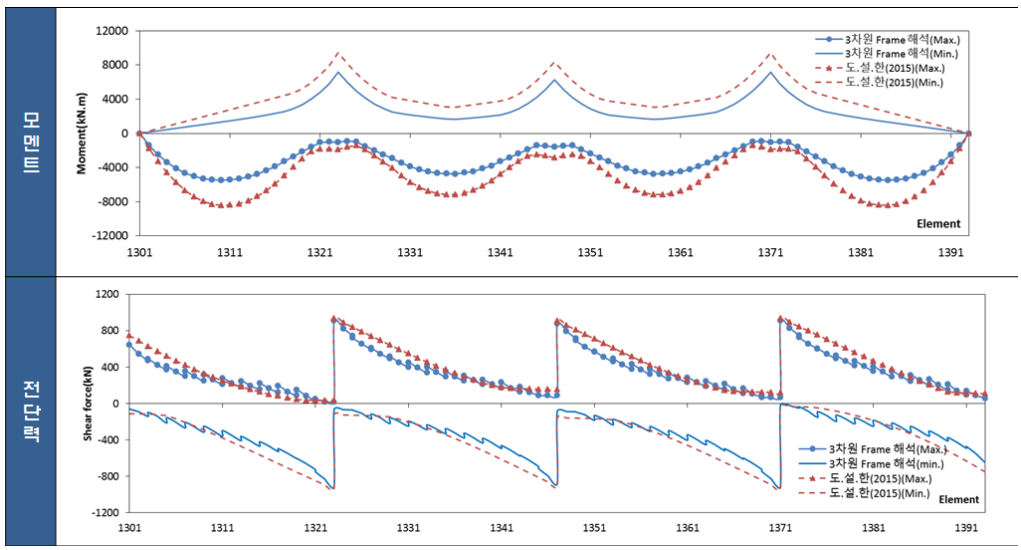
4) 해석 개요

(1) 내측거더와 외측거더에 대해서 검토한다.



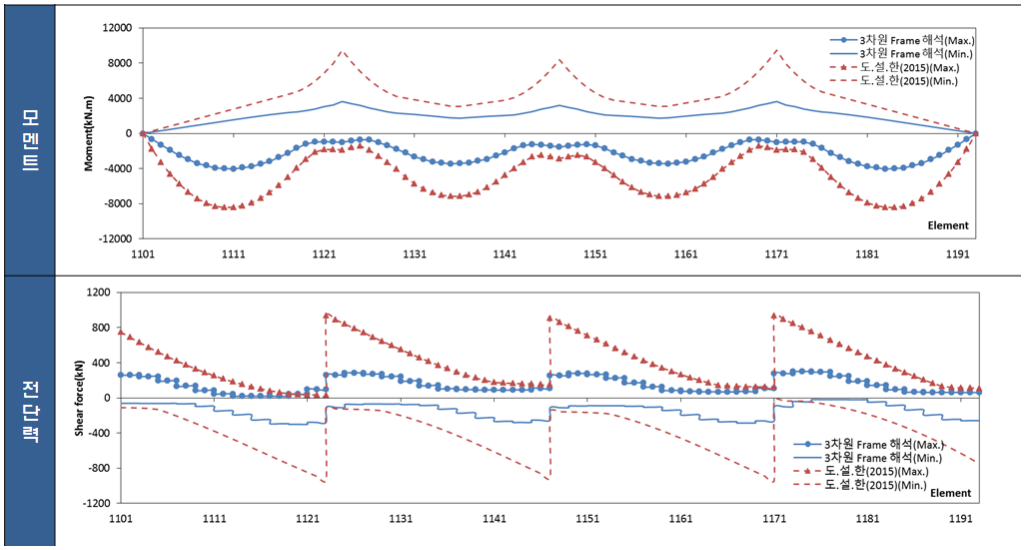
(2) 근사해석과 격자해석의 비교결과

내측거더의 경우 근사해석의 결과가 모멘트 153%, 전단력 103%로 크게 산정된다. 따라서 보다 합리적인 격자해석 결과를 반영한다.



[그림 3-12] 근사해석과 격자해석의 비교(내측거더)

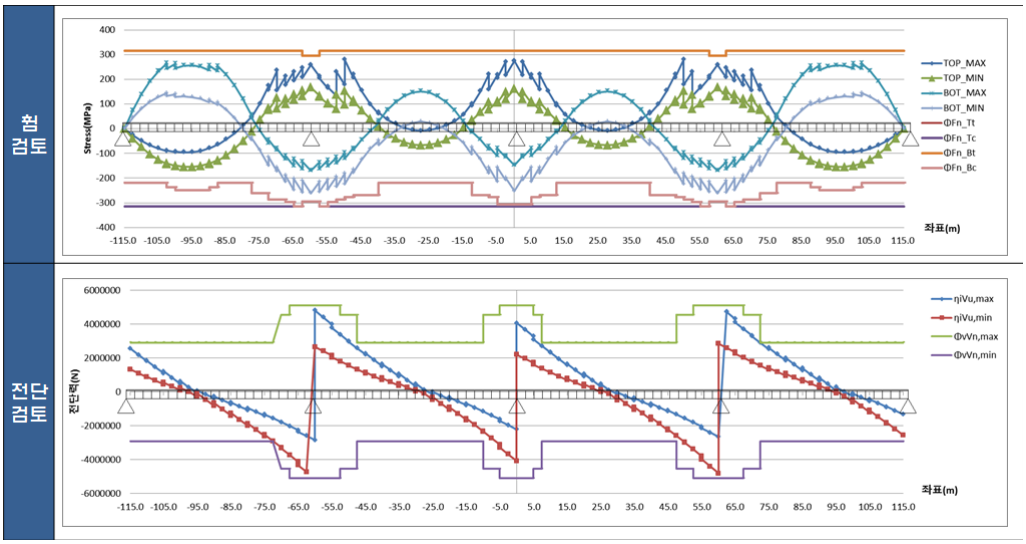
외측거더의 경우 근사해석의 결과가 모멘트 261%, 전단력 312%로 큰 차이가 발생된다. 이는 보도의 영향을 반영하지 못 한 결과로 보인다. 격자해석 결과를 반영



(3) 설계단면력과 설계단면

가) 비조밀단면강도의 85~95% 수준의 두께로 선정

가) 형고를 증가시켜 최적화 수행(기존 2,3m → 2.8m)



5) 물량 비교

(1) 단면물량을 비교적 정확히 알 수 있는 강재물량만으로 총 공사비를 분석한다. (230m 거더1개 당 총공사비)

구분	외측거더			내측거더		
	허용응력설계법	한계상태설계법		허용응력설계법	한계상태설계법	
	폐단면 박스	폐단면 박스	개단면 박스	폐단면 박스	폐단면 박스	개단면 박스
강재량 (tonf)	349	318	281	335	304	265
비율	100%	91% (100%)*	81% (89%)	100%	91% (100%)	79% (87%)
강재감소량 (tonf)	0	-31	-67 (-36)	0	-44	-84 (-40)
감소금액**	0	9,312 만원	20,208 만원 (10,898만원)	0	13,268 만원	25,208 만원 (11,940만원)

* 단면형식에 따른 강재량 비율

** 강재 비용은 설계가로 tonf당 300만원 적용

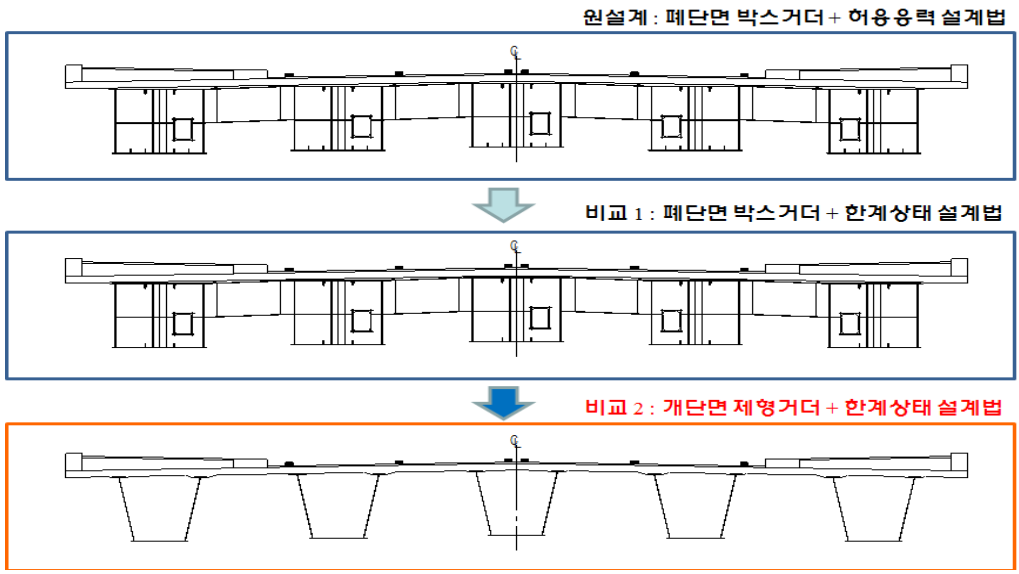
(2) 구조물 중요도에 따른 공사비 비교 (230m 거더1개 당 총공사비)

구분	외측거더			내측거더		
	중요도 1.0	중요도 0.95	중요도 0.9	중요도 1.0	중요도 0.95	중요도 0.9
강재량 (tonf)	281	274	267	265	261	256
비율	100%	98%	95%	100%	98%	97%
강재감소량 (tonf)	0	-7	-14	0	-4	-9
감소금액**	0	2,046 만원	4,283 만원	0	1,225 만원	2,617 만원

* 강재 비용은 설계가로 tonf당 300만원 적용

6) 검토 결론

(1) 비교대상 단면



(2) 강재 공사비를 300만원/tonf로 가정한 결과는 다음과 같다

[표 3-55] 230m 강재거더 1본당 총공사비 (단위:억원)

거더	중요도	CASE 1 (허용응력+폐합구형)	CASE 2 (한계상태+폐합구형)	CASE 3 (한계상태+개구제형)
외측 거더	1.0	10.47 (86만/m^2) (100%)	9.54 (78만/m^2) (91%)	8.43 (69만/m^2) (81%)
	0.95	–	–	**8.22 (67만/m^2) (79%)**
	0.90	–	–	8.01 (66만/m^2) (77%)
내측 거더	1.0	10.05 (82만/m^2) (100%)	9.12 (75만/m^2) (91%)	7.95 (65만/m^2) (79%)
	0.95	–	–	**7.83 (64만/m^2) (76%)**
	0.90	–	–	7.68 (63만/m^2) (73%)

가) 현재 LH 설계기준으로 추진 중인 안은 중요도 0.95의 개구제형이므로 230m 거더 1본 당 약 7.83억(내측 거더 기준) 이 소요되며, 절감액은 2.22억이 될 것으로 추정된다.

나) 본 예제와 같이 55+60+60+55=230m, 폭 26.8m의 교량의 경우에는 전체 교량에서 $8.22\times2+7.83\times3=40$억 정도 소요되며, 11.16억 정도의 절감효과가 생길 것으로 추정된다.

3.5 소 결

개략 공사비를 추정하는 과정에서 PSC 합성거더교와 RC 라멘교는 직접공사비로 그리고 개구제형교는 총 공사비로 비교하였다. 본 과제는 설계기준의 적용성을 검토하기 위한 것이므로 구조계산에서 구해진 주요 재료의 개략 물량만으로 공사비를 추정하였다. 이 과정에서 몇 가지 가정을 포함한 경험적 공사비를 추정하였다.

1) PSC 합성거더교

(1) 균열강도 3.74MPa, 설계등급C(사용한계상태로 단면이 결정되므로 중요도 미고려)의 경우 거더 1본 당 강연선 공사비는 약 8% 정도 절감이 예상되며, B등급 적용시는 현재보다 13% 증가할 것으로 판단된다.

(2) 본 예제와 같이 2@30=60m, 경간당 거더개수 10개인 경우라면 거더개수가 총 20개이므로 전체 절감액은 설계등급C인 경우에 340만원 정도로 추정된다.

[표 3-56] PSC 합성거더교의 거더 1본당 강연선 직접공사비 (단위: 만원)

인장강도 (MPa)	중요도	CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,C등급)	CASE 3 (한계상태,B등급)
2.62	1.0	211 (100%)	233 (110%)	285 (135%)
	~~0.95~~	~~211 (100%)~~	~~198 (-94%)~~	~~280 (133%)~~
3.74	1.0	211 (100%)	**194 (92%)**	**239 (113%)**
	~~0.95~~	~~211 (100%)~~	~~165 (-78%)~~	~~203 (-96%)~~

2) RC 라멘교

(1) 단면이 동일하므로 주철근의 물량비율을 이용해 전체 철근의 공사비(직접공사비)를 추정하였다.

[표 3-57] RC 라멘교의 총 철근 직접공사비 (단위:만원)

적용 중요도		CASE 1 (허용응력설계)	CASE 2 (한계상태,E등급)	CASE 3 (한계상태,D등급)
대상	계수			
전체	1.00	11,525 (100%)	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.95	–	**9,797 (85%)**	**10,979 (95%)**
	0.90	–	9,423 (83%)	10,604 (92%)
활하중	1.00	11,525 (100%)	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.95	–	10,172 (88%)	11,353 (99%)
	0.90	–	10,172 (88%)	11,353 (99%)

(2) 먼저 전체하중에 중요도를 적용하는 것과 활하중에만 적용하는 것을 비교한 결과, 전체 하중에 적용해야 절감효과가 있다는 것을 알 수 있었다.

(3) 현재 LH 설계지침으로 추진 중인 전체 하중에 대한 중요도 0.95 적용시, 설계등급E의 경우 1,728만원 정도, 546만원 정도의 절감이 가능할 것으로 추정된다.

3) 개구제형교

(1) 현재 LH 설계기준으로 추진 중인 안은 중요도 0.95의 개구제형이므로 230m 거더 1본 당 약 2.22억(내측거더 총공사비 기준) 절감되며, 예제와 같이 55+60+ 60+55=230m, 폭 26.8m인 경우에 11.6억 원(총공사비 기준) 정도의 절감효과가 있을 것으로 추정된다.

[표 3-58] 개구제형교의 230m 강재거더 1본당 총공사비 (단위:억원)

거더	중요도	CASE 1 (허용응력+폐합구형)	CASE 2 (한계상태+폐합구형)	CASE 3 (한계상태+개구제형)
외측 거더	1.0	10.47 (86만/m^2) (100%)	9.54 (78만/m^2) (91%)	8.43 (69만/m^2) (81%)
	0.95	–	–	**8.22 (67만/m^2) (79%)**
	0.90	–	–	8.01 (66만/m^2) (77%)
내측 거더	1.0	10.05 (82만/m^2) (100%)	9.12 (75만/m^2) (91%)	7.95 (65만/m^2) (79%)
	0.95	–	–	**7.83 (64만/m^2) (76%)**
	0.90	–	–	7.68 (63만/m^2) (73%)

제 4 장
보도육교의 설계요령

LAND & HOUSING INSTITUTE

제4장 보도육교의 설계요령

1. 보도교 설계의 문제점 분석

국내 보도교 설계현황에서 분석하였듯이 보도교는 경관설계의 중요성이 많이 강조되고 있다. 특히, 아름다운 교량형태를 설계하기 위해서 경관을 고려하여 외장재의 사용과 야간조명을 이용한 노력에 비해서 구조형태미에 대한 노력은 아직 부족한 상황이다. 이에, 일반적으로 차도교와 비교해서 보도교에서 기대할 수 있는 가볍고 경쾌함보다는 일반 차도교에서 느껴지는 비슷한 감흥을 주는 과다설계 교량으로 다가오는 사례가 적지 않다. 본 절에서는 보도교 설계가 과다설계가 되어있는지 살펴보기 위하여 다음과 같이 5가지 검토기준을 설정하고, 해당 검토항목별로 세부적인 분석을 실시하였다, 검토대상 항목은 하중의 크기, 구조설계 안전율, 구조시스템 신뢰도, 구조 및 비구조 형태계획, 그리고 최소단면 설계이다.

1.1 하중의 크기

보도교 설계에 사용되는 하중은 「도로교설계기준 (2010)」이나 「서울보도육교 (2001)」에서 정의한 하중을 사용하여 설계한다. 이 두 가지 관련규정에서는 고정하중에 대해서는 동일하나, 주거더 설계에 작용하는 보도하중에 대해서는 차이를 가지고 있다. 「도로교설계기준 (2010)」을 따르게 되면, 교량길이가 증가하면 보도 활하중효과를 적절하게 감소시키는 반면에, 「서울보도육교 (2001)」에서는 일정한 하중을 작용시키도록 하고 있다.

도로교설계기준(2010)에서 활하중은 다음과 같다.

- 바닥판을 설계하는 경우, 5×10^{-3}MPa의 등분포하중을 재하한다.
- 주거더를 설계하는 경우, 표 (3-1)을 따른다.

[표 4-1] 보도 등에 재하하는 등분포하중(도로교설계기준(2010)」 표(2.1.4))

지간장 L (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
하중(MPa)	3.5×10^{-3}	$(4.3 - 0.01L) \times 10^{-3}$	3.0×10^{-3}

서울보도육교(2001)에서의 활하중은 다음과 같다.

- 바닥판을 설계하는 경우, 5×10^{-3}MPa의 등분포하중을 재하한다.
- 주거더를 설계하는 경우, 3×10^{-3}MPa의 등분포하중을 재하한다.

교량 길이가 80m 이내인 경우 도로교설계기준(2010)에 의한 활하중 분포가 약간 큰 것으로 나타난다. LH에서 발주한 대부분의 교량은 [표 4-2]에서 알 수 있듯이 도로교설계기준(2010)에 의한 활하중을 사용하고 있다.

[표 4-2] LH 발주 보도교 설계시 사용한 적용기준

구분	교량명	준공	적용기준		교량등급	내진등급	위험도계수
			하중	사용성(진동)			
양주 신도시	보도교1	2015	도설 2010	서울시	보도교		
	보도교2	2015	도설 2010	서울시	보도교		
	보도교3	2015	도설 2010	서울시	보도교		
	보도교4	2015	도설 2010	서울시	보도교		
	보도교5	2015	도설 2010	서울시	보도교		
계룡대실	농소천1	2014	도설 2010	서울시	1등급교		
	농소천2	2014	도설 2010	서울시	1등급교		
	보도교	2014	도설 2010	서울시	보도교	내진2등급	1.0
김포한강	보도교	2013	도설 2010	서울시	3등급교	내진1등급	1.4
시흥은계	보도교 A	2012	도설 2010	서울시	보도교	내진1등급	1.4
	보도교 B	2012	도설 2010	서울시	보도교	내진1등급	1.4
	보도교 C	2012	도설 2010	서울시	보도교	내진1등급	1.4
구리갈매	보도교1	2011	도설 2005	서울시	1등급교		
	보도교2	2011	도설 2005	서울시	3등급교		
	보도교3	2011	도설 2005	서울시	3등급교		
	보도교	2011	도설 2005	서울시	보도교	내진1등급	1.4
비고	*도설: 「도로교설계기준」, 서울시: 「서울보도육교 (2001)」						

1.2 구조설계 안전율

보도교의 구조적 안전율은 구조설계방법과 밀접한 관계가 있다. 보도교 설계관련 기준 모두 강구조인 경우에는 허용응력설계법, 콘크리트구조인 경우에는 강도설계법을 사용하며, 하중조합하는 방법 또한 매우 유사하다. 어느 기준을 따르든 단면설계를 통해서 기대하는 안전율은 충분히 확보되어 있다고 볼 수 있다. 그런데 교량을 계획하는 방법에 따라서 교량길이 전체 구간에 걸쳐서 위치별 안전율 수준은 다양하게 나타날 수 있다. 예를 들어서, 동일한 교량길이에 대하여 전체 구간을 하나의 일정한 단면인 등단면으로 또는 휨모멘트 분포를 따르는 변단면으로 설계가 가능하다. 이 두 경우를 단순비교해보면 당연히 변단면 설계에서 구조적 안전율 확보가 고르게 나타날 수 있을 것이다. 그런데 변단면인 경우에는 추가적인 공사비 증가도 발생할 수 있을 것이다. 이와 같이 교량설계의 과다유무는 교량형태계획과 시공계획 등을 어떻게 하느냐에 따라서 크게 좌우될 수 있다.

1.3 구조시스템 신뢰도

과다설계 유무를 분석하는 또 하나의 방법으로 구조시스템의 신뢰도를 평가하는 것이다. 사실상 교량의 총체적 신뢰도는 앞서 언급한 보도교의 구조적 안전율보다 더욱 심도 있는 분석이 필요하다. 설계수명, 재현주기에 따른 설계하중, 하중의 크기와 변동성, 재료 품질 확보 수준과 부재의 저항 성능에 이르기까지 변동 특성을 토대로 다각적 검토를 수행해야 한다. 아직 보도교 신뢰도 평가를 위해서 축적된 통계자료와 관련연구가 충분하지 않아서 구체적 평가는 어려운 상황이다.

1.4 구조 및 비구조 형태계획

보도교와 일반 차도교에 사용되는 구조형태는 구조시스템의 형식적인 측면에서는 동일한 구조형식을 취하게 된다. 그러나 교량 규모에 적합한 비례미를 갖추기 위해서는 각 교량규모에 걸맞은 구조형식 선정에서부터, 구조단면의 형상비례와 상세, 비구조 요소에 이르기까지 세심한 고려가 필요하다. 그런데 보도교 설계를 보도교라는

새로운 규모의 관점에서가 아니라, 일반 차도교설계의 형식을 준용하는 것에서부터 출발하여 부재의 단면크기와 하중지지조건만을 조율하는 방법으로 구조형태계획을 진행한 것으로 여겨지는 사례를 여전히 많이 발견할 수 있다. 이러한 경우에는 일반 차도교의 설계조건에서 얻을 수 있었던 구조적 효율성을 제대로 기대할 수 없을 뿐만 아니라, 시각적으로도 긍정적인 감흥을 주지 못하게 된다. [그림 4-1]의 아치구조 사례들에서와 같이 데크의 하중이 아치에 균등하게 전달되지 않는 한 아치의 구조적 효율성은 기대하기 어려워서, 결국 자중만을 버텨야 하는 아치형상의 조형물에 불과하게 된다.



[그림 4-1] 구조형식의 효율성을 기대하기 어려운 교량사례

교량의 하부구조인 교각형상에 대해서도 일반 차도교의 형식을 그대로 가져오는 경우에도 긍정적인 효과를 주지 못한다.

국내 교량설계현황에서 살펴본 바와 같이 최근 아름다운 경관에 대한 인식이 확산되면서 조형미를 높이기 위해서 외장재를 추가하거나 새롭게 조형적 요소를 추가하게 된다. 일부 외장재 사용은 미학적 개선 측면에서 긍정적인 효과를 줄 수 있지만, 때로는 선형이 강조되면서 나타나는 세장미를 반감시켜서 과다설계로 여겨지는 부정적인 효과를 보이기도 한다. 이와 같이, 과다한 조형적 요소나 외장재 사용은 추가하중 발생, 시공비 증가, 둔해 보일 수 있는 시각적 효과로 이어질 수 있으므로 외장재 사용이 과다하지 않도록 주의하는 것이 바람직하다. 이에 외장재사용보다는 구조미학적 접근법을 이용해서 구조단면형식 변화를 꾀함으로써 총체적 보도교 교량형태미의 질적 수준을 높여야 한다.



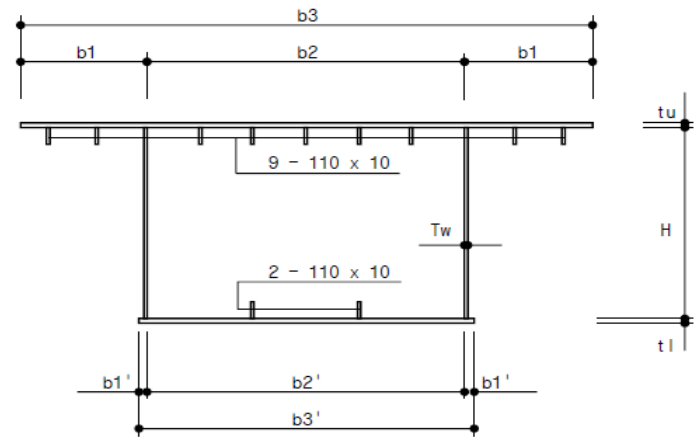

[그림 4-2] 일반차도교의 하부구조형식을 차용한 교량사례

1.5 최소단면설계

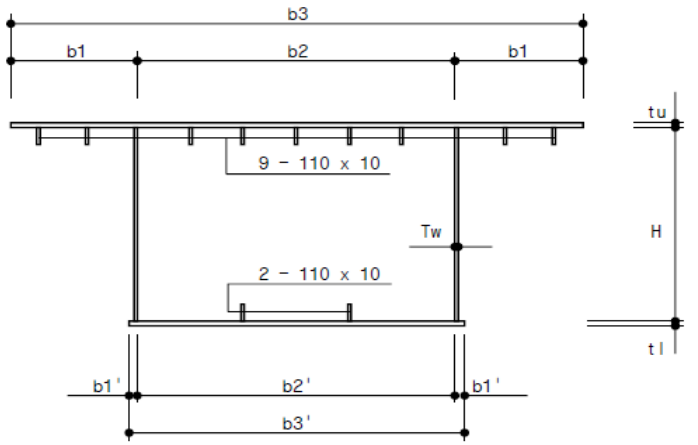
일반적으로 구조단면해석을 위한 초기치 값으로 설계기준이나 지침에서 제시하는 사용재료에 대한 최소값 규정을 따르게 된다. 사실상 보도교 설계의 경우에는 「서울보도육교 (2001)」에서와 같이 최소 단면두께가 일반 차도교 설계에 비해서 적은 값을 제시하고 있다. 또한, 「도로교설계기준 (2010)」에서도 보도부에 대한 설계에서는 최소두께에 대한 제한을 풀어서, 각 설계특성에 맞춰서 설계하도록 되어 있다 [표 4-3] 참조). 그러나 40m를 넘어서는 보도교의 경우에는 일반 차도교 설계에서의 최소규정을 따르고 있다([그림 4-2] 참조).

[표 4-3] 교량 구조재료 두께의 최소값

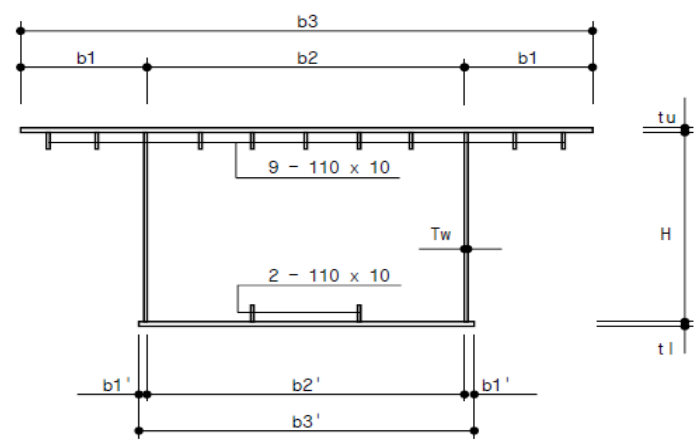
구분	「도로교설계기준 (2010)」	「서울보도육교 (2001)」
강재	강재의 두께는 8mm이상으로 하여야 하나 보도용 바닥판은 이 규정에 따르지 않아도 된다. 주거더의 일부인 보도부는 t=0.025b, t)=10mm	● 주요부재 6mm ● 2차 부재 4mm 다만, 밀폐된 강관 등은 4.5mm와 3.2mm로 하되, 세장비는 도로교 설계기준과 동일하게
콘크리트	● 프리스트레스트 바닥판 140mm ● 콘크리트 바닥판 140mm	● 프리스트레스트 바닥판 80mm ● 콘크리트 바닥판 100mm



b1	=	1000.0	mm
b2	=	2500.0	mm
b3	=	4500.0	mm
b1'	=	30.0	mm
b2'	=	2500.0	mm
b3'	=	2560.0	mm
H	=	1200.0	mm
tu	=	12.0	mm
tl	=	14.0	mm
tw	=	10.0	mm



b1	=	1000.0	mm
b2	=	2500.0	mm
b3	=	4500.0	mm
b1'	=	30.0	mm
b2'	=	2500.0	mm
b3'	=	2560.0	mm
H	=	1200.0	mm
tu	=	12.0	mm
tl	=	10.0	mm
tw	=	10.0	mm



b1	=	1000.0	mm
b2	=	2500.0	mm
b3	=	4500.0	mm
b1'	=	30.0	mm
b2'	=	2500.0	mm
b3'	=	2560.0	mm
H	=	1200.0	mm
tu	=	12.0	mm
tl	=	14.0	mm
tw	=	10.0	mm

[그림 4-3] 양주신도시 보도교1 상부구조 단면가정(위로부터 단면 1,2,3)

2. 보도교 설계방향

보도교는 한번 세워지면 오랜 시간 우리의 일상생활 공간에서 항상 마주해야 할 사회기반시설물이다. 따라서 보행의 안전함과 편리함뿐만 아니라 시각적 조형물이라는 점을 보도교 설계에 고려해야 한다. 즉, 안전(safety)· 기능(function) · 아름다움(beauty)이라는 설계 3요소를 만족하는 보도교를 설계해야 하는 것이다. 이러한 설계 3요소를 지향하는 총체적 설계를 위해서는 아래 설계원칙들을 따라야 한다.

- 교량입지역의 지형, 지반조건과 주변경관(건축물 포함 공간시설물)을 아우르는 맥락적 설계
- 구조형식과 디자인 요소를 이음새 없이 융합한 구조미학적 설계
- 교량의 생애주기를 고려한 지속가능한 설계

2.1 맥락적 설계

모든 구조물의 설계에서와 마찬가지로, 보도교가 들어 설 입지지역에서부터 주요 설계변수들이 설정된다. 이에, 맥락적 설계에 따라서 보도교가 위치할 주변경관을 거시적으로 살피고, 설계될 교량형태가 주변경관과 어떠한 시각적 효과를 낼 것인지 총체적으로 고려해서 전체적인 교량형태를 계획해야 한다. 하나의 예로, Ireland의 the living bridge는 보전지역인 Shannon강 주변 자연환경을 보호하면서도 맥락에 어울리는 구조형태미를 찾기 위해서 일반적인 트러스 교량이 아닌 케이블 트러스 교량형식을 개발해서 자연스러운 곡선 경로를 제공하고 있다[그림 4-4] 참조).

한편, 도심교량의 경우에서도 사용 편의성 증대를 위하는 방안으로 경사로의 길이와 승강기 위치를 결정해야 한다. 교량규모가 작은 것에 비해서 부속 구조물의 크기나 요소가 상대적으로 작지 않다면 교량형태의 총체적 질을 떨어뜨릴 수 있는 가능성이 매우 높다. 아래 사례에서 살펴보면 [그림 4-5] (a)에서와 같이 횡단육교의 위치가 높으면서 보도교 접근로도 지상이 아닌 경우에는 보도교 하부 공간이 개방감이 확보되어서 매우 좋은 반면에, [그림 4-5] (b)의 경우에는 보도교의 구조형태미를 찾기가 쉽지 않다.



[그림 4-4] 주변 자연환경의 맥락에 자연스럽게 어우러진 the living bridge



(a) 도로 위 높게 횡단 보도교



(b) 도로 위 낮게 횡단 보도교 (접근부분 혼잡)

[그림 4-5] 보도교 높이에 따른 구조형태미

2.2 구조미학적 설계

보도교의 설계에서는 그 무엇보다도 구조적 안전성 확보가 최우선시 되어야 한다. 그러나 구조적 안전성 확보에만 초점을 두게 되면 조형미가 결여될 경우가 발생하며, 구조물과 별도로 장식적인 요소로 과다하게 치장하게 되면 구조형태와 어울리지 못하여 서로 겉도는 결과를 초래하기도 한다. 구조미학적 설계란 힘의 흐름을 따르는 구조형태에서 디자인 요소를 찾아내서 미학적 설계를 수행하는 것이다. 이렇게 구조미학적 설계를 따르게 되면 구조시스템에 장식적으로 추가되어서 발생할 수 있는 군더더기를 최소화한 세련된 구조형태 본연의 아름다움을 살릴 수 있게 된다. 즉, 구조미학적 설계란 다음 사항을 만족하는 구조형태설계를 의미한다.

- 보도교 본연의 건축적 기능
- 구조적 안전성
- 힘의 흐름을 따른 형태미
- 구조시스템 전체가 미학적 질서를 갖춘 총체적인 아름다움



[그림 4-6] 구조 형태미를 엿보기 힘든 사례



[그림 4-7] 구조형태미가 잘 드러난 사례



(a) 장경간 고주탑 사장교 (b) 중규모 연속 거더교 (c) 비틀림 박스형 단순교

[그림 4-8] 구조시스템의 스케일과 구성요소와의 조화

구조미학적 설계를 위한 기본원리는 척도, 비례, 질서이다. 무질서 속의 질서는 지구상의 모든 생명체가 조화롭게 살도록 내재되어 있는 규칙이다. 다양한 환경에서 여러 가지 설계 요소를 고려한 총체적 설계의 경우, 전체적으로 통일감을 이루게 하기 위해서는 질서라는 미학적 원리를 적용하는 것이 매우 중요하다. 아래 3가지 경우를 서로 비교해보면, [그림 4-7] (a)와 (c)경우는 구조미학적으로 조화를 이룬다고 느껴지는 반면에 [그림 4-7] (b)의 경우에는 구조시스템의 형상과 부재단면의

크기 및 형상과 장식적 요소가 전혀 어울리지 못하고 겉돌고 있는 듯하다. 교량을 아름답게 장식하기 위해서 사용한 조형물로 인해서 전반적인 미학적 감흥이 급격하게 저하되는 것이다. 일반적으로 잘된 교량이라고 인정받는 교량형식을 재사용하는 경우는 많다. 그러나 어떤 교량을 모방하는 경우에도 반드시 새롭게 설계할 대상교량의 전체적인 규모와 형상을 고려해서 적절한 비례미를 갖추도록 보완해야 한다.

2.3 지속가능한 설계

최근 10여년 이상 국가적으로 경관설계에 많은 관심을 모아오고 있다. 이러한 과정에서 도심지 보도교인 경우에는 오래 전 시공된 많은 교량들이 노후화와 경관훼손 측면에서 좋은 평가를 받지 못하고 철거되는 사례를 빚고 있다.



[그림 4–9] 철거대상 보도교

한편, 새롭게 건설된 보도교의 경우에도 사용성 요구성능에 미치지 못하는 상세와 시공불량으로 인해서 사용자들에게 오히려 불편함을 초래한다.

보도교의 지속가능한 설계를 위해서는 생애주기 동안 사용자에게 긍정적 감흥을 줄 뿐 아니라, 계획한 설계수명동안 구조재와 비구조 요소의 유지관리비용을 최소화하도록 교량설계에 반영해야 한다.

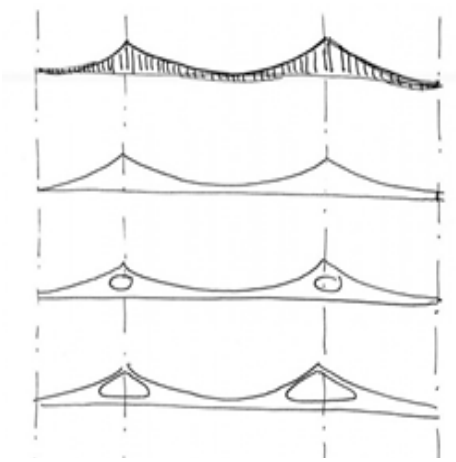



[그림 4-10] 일관성이 부족한 바닥설계와 시공불량이 드러난 사례

2.4 개념 설계

아름다운 교량설계를 위해서는 개념적 설계에서부터 형태착안, 구조계획, 구조해석, 상세설계, 시공 및 사용에 이르기까지 총체적인 설계가 필요하다. 그런데 이러한 총체적 설계 과정 가운데서도, 개념설계는 새로운 문제를 정립하는 시작점으로 뒤따르는 모든 설계의 질을 좌우하므로, 어떻게 시작하느냐에 따라서 그 결과는 매우 다르게 나타난다. 기존 구조물 설계사례의 유사성에서 출발하는 경우에는 기존 구조형태의 한계를 벗어나기 어렵다. 반면에 기존의 한계를 넘어서려는 시도를 하는 경우에는 아주 새로운 구조물이 탄생하게 됨을 알 수 있다.

보도교설계로 제한해서, 국내 설계사례와 해외 설계사례를 비교해보면 국내 설계과정에서는 개념설계가 거의 지나치는 정도로 진행된 것으로 이해된다. 반면에 해외설계의 경우에는 대부분 창의적인 형태, 새로운 구조형식을 개념설계단계를 거치는 과정에서 실현가능성을 충분히 높여서 다음 설계단계로 나아감을 알 수 있다. 특히, 새로운 형태를 착안하는 과정에서 힘의 흐름에 대한 합리성과 형태의 아름다움을 함께 고려하여 새로운 구조형태미를 드러내는 질 높은 개념설계를 수행한다. 이러한 노력은 the Living bridge 개념설계 사례에서도 잘 드러나 있다.



(a) 구조형태미 이용한 설계대안 생성



(b) the Living bridge

[그림 4-11] The Living Bridge 개념설계 사례

2.5 경제성

보도교의 공사비는 교량의 규모, 재료, 기술적 난이도, 계획설계수준 등 다양한 요소에 영향을 받는다. 특히 최근 랜드마크교량 설계의 경우에는 초기계획단계의 설계가 총 공사비에서 차지하는 비중이 높아지고 있다. 하나의 예로 캐나다 캘거리에 놓인 Peace Bridge의 공사비를 살펴보면, 건축계획과 구조설계 등 엔지니어링 질적 수준을 높이기 위해서 투자한 비용($3.9 million)이 전체비용($24.5 million)대비 16%를 차지하고 있는 것을 알 수 있다.

[표 4-4] Peace Bridge의 공사비

Construction	$18 million
Architectural and structural design, specialized engineering and quality assurance:	$3.9 million
Project administration and contingency	$2.6 million
Total Cost	$24.5 million

2011년에서 2015년 사이에 LH 공사에서 발주한 교량의 초기 공사비 산정액은 다음과 같다.

[표 4-5] LH 발주교량의 초기 공사비 산정액

구 분	구조시스템	경간장(m)	폭원(m)	가격(억원)
구리갈매 보도교1	RC라멘교	20	6.1	2.5
	합성형 라멘교	20	6.1	4.7
	강재 주형교	23	6.1	6.0
구리갈매 보도교2	강재주형	29	6.1	3.7
	합성형라멘	29	6.1	4.2
	Preflex Beam	29	6.1	5.5
구리갈매 보도교3	강재주형	32	4.1	2.6
	합성형라멘	30	4.1	2.9
	Preflex Beam	32	4.1	3.6
구리갈매 보도교	Steel Tube	34	6	11.8
	강상판형교	36	6	14.9
	RC아치교	94	6	15.7

[표 4-6] 해외 설계사례의 경우 완공후 공사비

Bridge Name	country	state	year	Main span(m)	Total length (m)	Cost (2004년 대비)	cost/m^2
Turtle Bay	USA	CA	2004	126/150	220/230	US$23,500,000.00	US$15,220.00
Highland	USA	CO	2004	71	99	US$4,000,000	US$7,240
I-235 Botanical	USA	IA	2002	80	88	US$2,300,453	US$4,360
Bridge 02044	USA	MN	1997	42	327	US$1,044,474	US$1,050
Bridge 82516	USA	MN	1999	37	76	US$504,325	US$1,850
University Bridge	USA	MO	2002	47	144	US$1,359,700	US$2,530
Route 1 Canal	USA	NJ	2002	40	223	US$2,726,119	US$4,070
Nepperhan Ave.	USA	NY	1995	44	62	US$1,586,427	US$5,110
Appalacian Trail	USA	PA	1990	34	34	US$352,212	US$6,270
SC Route 27	USA	SC	2003	30	227	US$5,074,168	US$9,610
Winooski Trail	USA	VT	2004	67	173	US$3,000,000	US$4,760
Belle Island	USA	VA	1991	87	523	US$3,422,300	US$2,390
Millenium	UK	London	2000	140		US$42,000,000	US$32,600
Solferino			1999	145		US$11,780,000	US$6,460
Arroyo Cangrijillo			1998	337		US$6,180,000	US$1,180

3. 보도교 설계요령(안)

3.1 요령(안)의 목적과 범위

이 지침안은 횡단보도교의 계획, 설계 및 보수에 필요한 기본적 사항을 제시한 것이다. 현재 국내에서는 횡단보도교의 설치를 위한 별도의 기준이 없기 때문에 주로 「도로교 설계기준」 과 「도로의 구조·시설기준에 관한 규칙」 에 의거하여 설계 시공되어 왔다. 따라서 이 횡단보도교의 지침안에서는 보도교 및 보도교 설계에 대한 일반사항, 관련기준, 건축한계, 하중, 구조설계, 검토사항 등에 대하여 기술하고자 한다. 보도교는 보행자, 자전거, 휠체어, 유모차 등이 통행하는 도심지 교량이라는 특수성을 반영하여 일반적인 도로교와의 차이점을 설명 하고, 보도교만의 특수한 고려사항들을 추가하여 보도교 설계에 도움을 주고자 한다. 이 지침안은 발주자나 설계자의 판단을 대신하거나, 교육을 대신하기 위한 것이 아니다. 그러므로 발주자 또는 설계자는 이 지침안에서 기술하고 있는 기본조건보다 높은 수준의 설계와 질 높은 시공을 위해서는 각 교량의 특수성을 고려한 세부적인 설계지침안을 마련해서 사용하는 것을 권장한다.

1) 설계목표

보도교는 다음 설계목표를 기본적으로 만족하면서 설치목적에 부합하도록 설계한다.

- 보도교의 기능성
- 구조적 안전성
- 주변경관에 어울리는 구조미
- 시공성 및 경제성
- 유지관리 용이성

2) 교량의 등급과 설계수명

보도교의 등급과 설계수명은 원칙적으로 발주자가 정한다. 보도교의 등급을 결정할 때에는 보도교의 규모, 교량형식과 기능의 다양성, 교량위치의 특수성을 고려한다.

3) 기본계획

보도교 기본계획을 수행 할 때 다음 사항을 고려한다.

(1) 교량 설치지역에 대하여 지형적 여건(하천 지형 형태학, 세굴 가능성 등), 주변 배경(도로 횡단, 강 또는 하천 횡단, 상가건물 밀집지역, 집합주택 단지 등), 용도지역, 지역의 역사성 등을 살펴본다. 이는 주변 환경과 조화를 이루는 교량설계를 위해서 반드시 고려해야 할 중요한 설계 요구조건을 설정하게 된다.

(2) 교량이 담당해야 하는 기능을 정의 한다.

(3) 사회적 안전망 확보를 위한 추가적인 고려가 필요한 지 살펴본다. 이는 난간의 개방감, 가로등의 밝기, 기타 안전장치 확보 수에 영향을 미친다.

(4) 세워질 교량으로 가리지 말아야 할 것들이 있는 지 살펴본다.

(5) 교량이 제공하게 될 새로운 경관은 어떠한 것일 지 살펴본다.

(6) 보도교 설계관련 건축한계 기준과 시설물 설치기준에 근거해서 적절한 규모를 설정한다.

(7) 편안함과 아름다움에 대한 감흥은 매우 주관적이므로 사용자의 의견반영이 필요하다. 이를 위해 사용자 참여를 어떻게 유도할 것인지 방향을 설정해야 한다.

4) 교량형태 및 교량형식

보도교는 보행자나 자전거 이용자에게 최적의 편안함을 제공하면서 주변 환경 및 경관의 맥락에 맞닿는 교량형태로 설계되어야 한다. 이러한 교량형태는 일반적으로 사용되는 교량형식으로 구현되는 경우도 있지만, 일반 교량형식에서 크게 벗어난 창의적인 형태로 계획되는 경우도 있다. 새로운 교량형태 개발이 필요한 경우에는 구조안전성, 시공가능성 및 유지관리 측면에서 다각적으로 검토하여 구조적 거동의 합리성이 최대한 발현되는 교량형식으로 개발될 수 있도록 유도한다.

5) 교량미학

보도교는 보도교 스케일에 적합한 규모와 비례를 지니는 교량형태로 주변경관과 조화를 이룰 때 우리에게 만족스러운 감흥을 준다. 이는 다음 사항을 고려해서 보도교 설계목표를 합리적으로 만족시키도록 설계한다면 결과적으로 기대할 수 있는 효과이다.

(1) 교량을 포함한 전체 맥락적 차원에서 총체적 미학적 질서를 세워서, 교량전체에서 상세에 이르기 까지 일관된 미학적 질서를 유지하도록 한다.
- 교량 주변배경과 교량형태의 상호관계
- 교량 전체시스템과 구성하는 부분 구조와 부재와의 상호관계
- 교량 전체시스템과 비구조 요소(가로등, 난간, 기타 전기 및 우수처리 시설물 등)와의 상호관계
- 형태, 색채, 질감의 시각적 효과

(2) 교량시스템은 힘의 흐름의 효율성을 표현하는 구조시스템을 통해서 진정한 구조미를 표현하도록 한다.

(3) 교량형식과 규모에 따라서 구성하는 부재의 종류와 개수, 단면의 크기와 형상이 다르며, 이들은 지배적인 시각적 감흥에 커다란 영향을 준다. 이에 각 교량형식에 대해서 지배적인 구조요소와 구조적 비례관계를 따져서 구조적 조형미를 갖추도록 한다.

(4) 번잡스럽고 과도한 장식적인 비구조 요소로 인해서 교량형태가 드러내는 본연의 아름다움을 저감시키지 않도록 주의한다.

6) 시공 및 경제성

교량형태가 일반적으로 사용되는 교량형식으로 구현되는 경우에는 비교적 경제적 시공이 가능하지만, 때로는 일반 교량형식에서 크게 벗어난 창의적인 형태로 계획되는 경우에는 시공에 앞서서 경제적 타당성을 살펴 볼 수 있는 수준의 계획 설계를 수행해서 시공 및 경제성을 분석해 보는 것이 필요하다. 특히, 비용 분석에는 교량 건설시점의 비용뿐만 아니라 교량의 생애주기를 고려한 비용도 포함해야 한다.

7) 부착물

횡단보도교 계획단계에 고려하지 않은 부착물은 가급적 부착하지 않도록 자제한다. 그러나 부득이하게 부착해야만 할 경우에는 부착물이 구조적 거동에 미치는 영향을 반드시 고려해서 설계하도록 한다.

8) 유지관리

횡단보도교의 전 생애주기 동안 안전하고 청결하게 유지되어야 한다. 보행자수, 사용연도, 구조시스템의 특수성을 고려해서 생애주기를 고려한 유지관리계획을 수립해서 적절한 주기로 청소, 점검 및 보수보강 하도록 한다. 또한, 교량점검을 수행할 때는 다음 사항을 포함해서 조사하도록 한다.

(1) 주요 구조요소(거더, 교각)의 이상 유무, 특히 차량의 충돌에 의한 거더, 교각의 손상 등이 있는 지 조사한다.
(2) 도장의 도막 열화, 박리, 녹의 발생 상황
(3) 배수관의 막힘, 관 접합부의 상태
(4) 조명기구 및 배선 손상의 유무, 조명, 점등상태
(5) 가림판, 시야 차단판, 안전망 등의 손상유무
(6) 제빙시설, 동결방지시설의 손상유무

9) 관련기준

이 지침은 도로교 관련 기준과 보행시설물 관련 법령을 기준으로 작성 하였다. 「도로교설계기준 (2010)」과 관련 법령 및 규칙을 토대로 하며 「시설물 설계 시공 및 유지관리 편람 – 소규모강교 및 보도육교: 보도육교편 (서울특별시, 2001)」을 참고 한다. 또한 진동 및 가설시 하중에 관한 사항은 「AASHTO PEDESTRIAN (2009)」를 따른다.

(1) 도로교설계기준 (2010).

설계법과 하중, 하중 저항 등 공학적 결정에 대한 항목은 이 기준을 따른다. 도로교설계기준 (2010)은 허용응력설계법과 강도설계법에 기반 하여 만들어진 시방서

로, 한계상태설계법에 기반한 설계를 원한다면 도로교설계기준 (2012) 혹은 그 이후의 시방서를 따르면 된다.

(2) 도로교설계기준 (2012)

보도교의 활하중은 보행자의 하중뿐 아니라 유지관리, 또는 이에 부수되는 차량통행에 대한 하중을 고려해야 한다. 하지만 「도로교설계기준 (2010)」에는 이러한 개념이 제시되어 있지 않으므로 「도로교설계기준 (2012)」를 일부 채용하여 활하중을 정의하였다.

(3) 도시계획시설의 결정·구조 및 설치기준에 관한 규칙 (국토해양부령 2010.01): 이하 「시설설치기준 2010」

기반시설의 세분 및 범위에 관한 사항을 규정하는 규칙이다. 보도교 및 보도교의 최소 요구사항을 정한다.

(4) 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙 (국토해양부령 2015. 07): 이하 「도로시설기준 2015」

도로를 신설하는 경우 최소한의 기준 규정을 목적으로 한다. 보도 및 보행시설물의 최소 규정이 제시되어 있다. 필요한 경우 「도로의 구조·시설기준에 관한 규칙 해설」을 추가로 참고 하였다.

(5) 자전거 도로 시설기준 및 관리지침 (국토해양부 2016. 01): 이하 「자전거도로기준 2016」

보도교, 보도교에 자전거가 통행량이 많은 경우 자전거의 통행을 고려한 설계가 이루어 져야 한다. 이 지침을 통해 자전거 이용자와 보행자의 안전 및 편의를 위한 조건을 제시한다.

(6) 장애인·노인·임산부등의 편의증진보장에 관한 법률 시행규칙 (보건복지가족부령 2012. 09): 이하 「약자편의규칙 2012」

보도교 설계에 있어 교통약자를 고려하기 위한 최소 조건을 정한다. 휠체어를 고려한 보도 폭, 보도의 최대 기울기 및 안전시설에 관한 내용을 규정한다.

(7) 시설물 설계 시공 및 유지관리 편람 - 소규모강교 및 보도육교: 보도육교편 (서울특별시, 2001): 이하 「서울보도육교 2001」

서울시에서 각종 보행자 전용 도로 관련 기준과 「도로교설계기준 (2000)」을 종합하여 보도육교에 적합하게 해석 한 편람이다. 법령을 보도교에 맞게 해석 하는 원리를 참고 하였으며 법령이나 「도로교설계기준 (2000)」에 언급되지 않았으나 중요한 것으로 판단되는 항목을 수용 하였다.

(8) AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES (2009): 이하 「AASHTO PEDESTRIAN (2009)」

「도로교설계기준 (2010)」에는 진동에 대한 규정이 없다. 하지만 여러 연구 사례와 국외 설계기준에 의하면 보도교는 진동에 매우 민감하며 반드시 고려해야 하는 사항이다. 보도교의 진동에 관한 규정은 여러 국외 설계기준 중 「AASHTO PEDESTRIAN (2009)」를 참고 하였다. 「AASHTO PEDESTRIAN (2009)」와 「도로교설계기준 (2010)」은 도로교 설계에 있어 비슷한 설계 철학을 가지고 있기에 선정 하였다. 또한 「도로교설계기준 (2010)」에는 가설시 하중이 자세히 언급되지 않고 보수 차량에 대한 하중이 정의 되지 않았는데 이 규정 역시 「AASHTO PEDESTRIAN (2009)」를 참고 하였다.

10) 용어

(1) 보도교 : 활하중 중 보도하중만 고려하고 자동차하중, 궤도의 차량하중을 고려하지 않는 교량. 이 지침(안)에서는 보도교 뿐 아니라 보도육교도 포함하는 의미로 쓰였다.

(2) 보도육교: 입체횡단시설 중 횡단자를 도로 또는 철도면 위에 둔 시설. 보도교로 묶어서 표현 하였다

(3) 보도하중: 보행자 및 자전거 이용자가 발생시키는 활하중.

(4) 입체횡단시설: 차도, 철도의 노면을 횡단하는 보행자 또는 자전거 이용자를 단독으로 차도 또는 철도로부터 입체적으로 분리함으로서 횡단자의 안전을 확보

할 목적으로 하는 시설

(5) 진동: 보도교에서의 진동은 도로교에서 발생하는 진동에 추가로 보도하중으로 인한 진동을 고려한다.

11) 기호

수식에서 쓰이는 기호를 아래에 정리 하였다. 「도로교설계기준 (2010)」에서는 장별로 각각 기호를 정의하기 때문에 같은 기호가 다른 의미를 가진 경우가 있다. 하지만 「도로교설계기준 (2010)」과 다른 기호를 쓰면 혼동이 생길 것이므로 변경 없이 그대로 사용 하였다.

A : 교각의 연직투영면적(m2)

B : 교량 총폭 (m)

BK: 제동하중 또는 이에 따른 단면력

C_d : 항력계수

CF: 원심하중 또는 이에 따른 단면력

CO: 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

D : 교량 총높이 (m)

D : 교량바닥판의 총높이(m)

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

G : 거스트 응답계수

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

H : 수심(m)

H : 토압 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

K : 아래 표에 나타낸 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

L : 지간 (mm)

P : 충돌력(kN)

P : 유수압(kN)

P_h : 수면에서 h만큼 깊은 곳의 정수압 (MPa)

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

U : 극한외력에 대한 설계단면력

V_d : 설계기준 풍속 (m/s)

W : 유송물의 중량(kN)

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL: 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

f_c : 콘크리트의 압축응력 (MPa)

h : 수면에서의 깊이(m)

h : 현재의 높이 (m)

p : 풍하중 (MPa)

v : 최대유속(m/s)

v : 표면유속(m/s)

δ : 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 최대처짐 (mm)

δ_1, δ_3: 라멘 가로보의 주거더 위치에서의 처짐

δ_2 : 주거더의 처짐

ϵ_{cc} : 콘크리트의 크리프변형률

λ : 하현재 중심에서 상현재 중심까지의 주구 높이 (m)

ρ : 공기밀도 (=1.225 kg/m^3)

ϕ : 트러스의 충실률(트러스 외곽 면적에 대한 트러스 투영면적 비)

φ : 콘크리트의 크리프계수

ω_0 : 물의 단위 중량(kN/m3)

3.2 설계일반

1) 폭원

(1) 일반사항

가) 보도교의 폭원은 「시설설치기준 2010」 제15조 에 제시되어 있다.

나) 보도교의 폭원은 제시 된 법령이 없으므로 보도교의 폭원을 적용 한다.

다) 자전거 통행을 고려 할 경우 「자전거도로기준 2016」 에 의해 자전거·보행자 도로를 설치한다.

라) 휠체어 통행을 고려 할 경우 「약자편의규칙 2012」 에 의해 휠체어 통행에 지장이 없도록 한다.

마) 제시 된 폭원은 순수 이용자가 사용하는 공간을 의미하며 부대시설을 위한 공간은 별도로 결정 되어야 한다.

(2) 보도교의 표준적인 폭원

횡단보도교의 폭원은 설계보행자수를 처리할 수 있는 폭원이어야 한다. 원칙으로 1인당 점유폭원은 기본 75 cm이며 그 정수배로 규정한다. 적어도 2인이 지나갈 수 있는 1.5 m를 최소폭원으로 하였다. 보도만을 고려한 기본적인 폭원은 다음과 같다.

[표 4-7] 보도교의 통행량 별 표준 폭원

폭 원 (m)	설계보행자수 (인/분)
1.50	80미만
2.25	80이상 120미만
3.00	120이상 160미만
3.75	160이상 200미만
4.50	200이상 240미만

(3) 자전거 통행을 고려 할 경우

자전거 통행이 많은 경우 (어림잡아 300대/1일 이상) 자전거·보행자 겸용도로를 설치한다. 자전거 1대당 점유 폭원은 기본 1 m이므로 보행자만 고려 할 경우(1인당

0.75 m)에 비해 1/3 만큼 증가된 폭원을 사용한다.

[표 4-8] 자전거 고려 시 보도교의 통행량 별 폭원

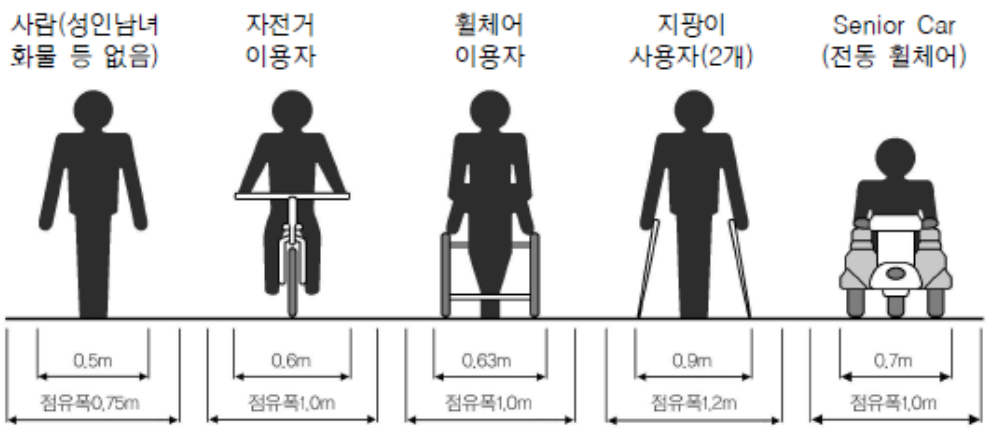
폭 원 (m)	설계보행자수 (인/분)
2	80미만
3	80이상 120미만
4	120이상 160미만
5	160이상 200미만
6	200이상 240미만

(4) 교통약자(장애인/유모차 등)의 통행을 고려 할 경우

장애인이나 유모차의 통행을 고려해야 하는 경우 1대 당 1.2m의 점유 폭원을 사용해야하므로 자전거를 고려한 폭원보다 20% 증가된 폭원을 사용한다. 장애인, 유모차의 교통량을 별도로 고려해 보도교의 표준적 폭원을 적절히 변경하여 전체 폭원을 정한다.

(5) 일본의 자전거 및 보행자의 점유폭

보도, 자전거도로, 자전거·보행자 겸용도로 등을 설계할 때 참고를 위해 일본에서 사용 중인 설계제원은 다음과 같다.



[그림 4-12] 도로이용자의 기본적인 치수(일본, 도로구조령의 해설과 운용)

2) 계단 및 경사로 (승강방식)

(1) 일반사항

입체횡단 시설은, 횡단자에 대해서 이것저것 불편을 주는 경우가 많으므로, 승강방식에 관해서는 이용하기 쉬움을 충분히 고려하여 결정한다. 보행자만을 대상으로 할 경우는, 승강거리가 길어지지 않도록 계단으로 함을 원칙으로 하고 있으나, 자전거 횡단이 많은 장소 (어림잡아 300대/1일 이상), 또는 유모차, 휠체어 등의 통행이 많은 장소에는, 경사로를 설치한다.

가) 계단과 계단참은 「시설설치기준 2010」 제15조에 제시된 수치를 사용한다.

나) 경사로 설치는 「약자편의규칙 2012」의 별표1-1와 「자전거도로기준 2016」 6-1-7 에 제시된 내용을 따른다.

(2) 보행자만 고려 할 경우

가) 보행자만 고려한다면 계단을 설치한다.

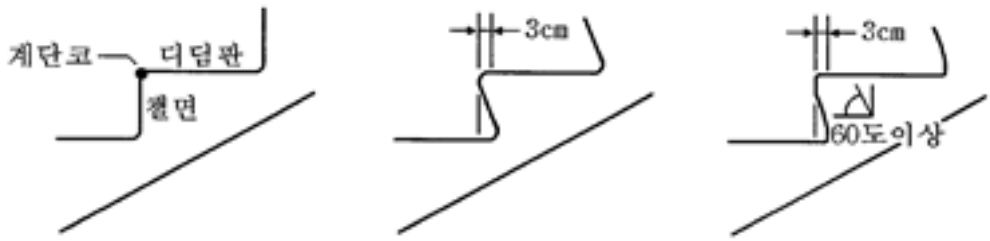
나) 계단 및 참의 유효 폭은 보도교의 표준 폭원을 따른다.

다) 계단의 기본 수치는 다음 표 (7-3)과 같이 정한다. 단 계단의 경사는 중간에 변해서는 안 된다. 일반적으로는 경사가 25%정도일 경우, 챌면 높이를 12.5~15㎝, 통학로 등에서 어린이의 이용이 많을 경우에는 10~12.5㎝로 하는 예가 많다.

라) 디딤판의 끝부분에 그림 (7-2)과 같이 발끝이나 목발의 끝이 걸리지 아니하도록 챌면의 기울기는 디딤판의 수평면으로부터 60도 이상으로 하여야 하며, 계단코는 3cm이상 돌출하여서는 안 된다.

[표 4-9] 계단의 기본 수치 (cm)

구 분	표 준	부득이한 경우
챌 면	15	18 이하
디딤판의 너비	30	28 이상

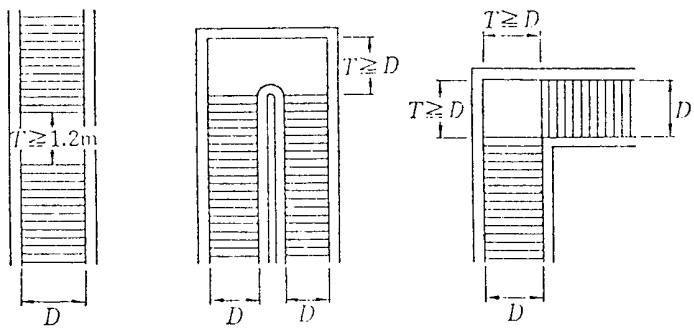


[그림 4-13] 계단의 기본 수치

마) 수직 높이가 1.8m를 넘는 경우 높이 1.8m 이내 간격마다 계단참을 설치한다. 계단참의 폭은 다음과 같이 정한다.

[표 4-10] 계단참의 폭

구분	계단참의 폭
직계단의 경우	1.2m
그 외의 경우	계단의 폭원



[그림 4-14] 계단참의 폭(T : 계단참의 폭, D : 계단의 유효폭)

(3) 자전거 통행을 고려 할 경우

가) 자전거 통행량이 많은 경우(어림잡아 300대/1일 이상) 경사로를 설치한다.

나) 경사로의 기울기는 1/18 이하로 함을 기본으로 한다. 단 지형상 곤란하면 1/12까지 가능하다.

다) 교행 가능하도록 유효폭은 2m 이상으로 한다. 부득이한 경우 유효폭을 1 m로 하고 50m마다 1.5m × 1.5m 이상의 교행구역을 설치한다.

라) 자전거만 고려 할 경우 지형상 곤란하면 계단을 따라 자전거를 끌어올리는 식의 경사로를 설치 할 수 있으며, 이 경우 경사는 1/4까지 가능하다.

마) 경사로의 단차는 2cm 이하로 한다.

(4) 교통약자(장애인/유모차 등)의 통행을 고려 할 경우

가) 유모차나 휠체어 등의 통행이 많은 경우 경사로를 설치한다.

나) 경사로의 기울기는 1/12 이하로 한다.

다) 휠체어 사용자가 통행할 수 있도록 유효폭을 1.2m 이상으로 한다.

라) 휴식 및 교행을 위해 높이 0.75m 마다 1.5m × 1.5m 이상의 수평면으로 된 참을 설치한다. 다만 경사로가 직선인 경우 참의 폭을 경사로의 유효폭과 같게 할 수 있다.

3) 난간

(1) 보도교와 계단, 경사로 앙 옆에는 높이 1m 이상의 난간을 설치한다.

(2) 계단 및 경사로의 폭원이 3m를 넘을 경우 중간에도 난간을 설치하여 난간의 간격이 3m를 넘지 않도록 한다.

(3) 신체장애자의 이용이 많은 경우 맹인 유도블록과 더불어 유도용 난간을 설치한다.

4) 교차조건 (통과높이)

(1) 일반사항

홍수발생 시 보도교의 손상을 막고, 보도교 아래를 통과하는 차량의 충돌을 피하기 위해 의 최소 다리 및 공간을 확보해야 하며 이는 「도로교설계기준 (2010)」 1.5.3 에 제시되어 있다. 두 경우 모두 관계기관과 충분히 협의하여 주어진 공간이 현지 실정에 맞는지 확인해야 하며 충분치 않을 경우 합리적으로 추가 공간을 확보해야 한다.

(2) 도로 위를 지나는 보도교

4.5m 이상으로 하되 동계적설에 의한 한계높이의 감소 또는 포장 덧씌우기 등이 예상되는 경우에는 4.7m 이상으로 한다.

(3) 하천을 지나는 보도교

계획홍수량에 따라 [표 4-11] 기준으로 다리 및 공간을 확보한다.

[표 4-11] 계획홍수량별 다리밑 공간 확보기준(도로교설계기준(2010) 표(1.5.1))

계획홍수량 (m^3/sec)	다리밑 공간 (m)
200 미만	0.6 이상
200 이상 ~ 500 미만	0.8 이상
500 이상 ~ 2,000 미만	1.0 이상
2,000 이상 ~ 5,000 미만	1.2 이상
5,000 이상 ~ 10,000 미만	1.5 이상
10000 이상	2.0 이상

5) 기초

횡단보도교의 기초는, 상부구조의 규모, 형식 지반조건, 지하매설물 및 시공법등을 종합적으로 검토해서 적절한 구조를 정해야 한다. 일반적으로, 시가지는 지하매설물이 많으므로, 기초구조의 설치, 시공을 특히 주의해야 한다.

3.3 하중의 종류

보도교에 가해지는 하중의 종류와 크기는 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1을 따라 보도하중만을 고려 해 적용한다. 도로교와 동일한 기준을 적용해야 하는 항목은 「도로교설계기준 (2010)」의 내용을 그대로 따른다.

1) 고정하중

고정하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준 (2010)」 2.1.2를 그대로 따른다.

- 실 질량이 명확한 재료에 대해 재료의 단위질량을 사용하며 그렇지 않은 경우 [표 4-12]를 따른다.

[표 4-12] 재료의 단위질량(도로교설계기준(2010) 표 (2.1.1))

재 료	단위질량 (kg/m³)	재 료	단위질량 (kg/m³)
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주 철	7,250	시멘트 모르타르	2,150
알 미 늄	2,800	목 재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트콘크리트	2,500	아스팔트 포장	2,300

2) 활하중

(1) 보도하중

보도하중에 의한 활하중은 「도로교설계기준 (2010)」 2.1.3 중 보도의 등분포 하중 부분만을 고려한다.

- 바닥판을 설계하는 경우 보도에는 5×10^{-3}MPa의 등분포하중을 재하한다.
- 주거더를 설계하는 경우 [표 4-13]을 따른다.

[표 4-13] 보도 등에 재하하는 등분포하중(도로교설계기준(2010)표(2.1.4))

지간장 L (m)	$L \le 80$	$80 < L \le 130$	$L > 130$
하중(MPa)	3.5×10^{-3}	$(4.3-0.01L)\times10^{-3}$	3.0×10^{-3}

(2) 차량하중

「도로교설계기준 (2012)」 의 3.6.4에 따르면 보도나 보행자 또는 자전거용 교량에서 유지관리용 또는 이에 부수되는 차량통행이 예상되는 경우 이 하중은 설계에 고려되어야한다.

- 보도교에 차량 통행을 물리적으로 막는 시설이 없는 경우 유지보수를 위한 차량 통행을 반드시 고려해야 한다.

3) 충격

보도하중에 대한 충격은 「도로교설계기준 (2010)」 2.1.4에 제시 되어 있다.

- 보도에 재하하는 등분포하중은 충격을 고려하지 아니한다.

4) 초과하중

강도설계법으로 2,3등교 설계 시 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1.5에 따라 초과 하중을 검토한다.

- 「도로교설계기준 (2010)」의 식 2.2.10에 제시되어 있다.

$$U = 1.3D + 2.85(L + I)$$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (2.2.10)

여기서,

U : 극한외력에 대한 설계단면력

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

- 허용응력 설계법의 경우 보도에 대한 초과하중은 없다 (차량하중에 대한 초과하중만 검토)

5) 프리스트레스 힘

프리스트레스 힘으로 인한 하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준 (2010)」 2.1.6을 그대로 따른다. 구조물에 프리스트레스 힘을 도입하는 경우에는 설계에 이를 고려하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트에 도입하는 프리스트레스 힘에 관해서는 다음과 같이 정한다.

(1) 설계시에 고려하여야 할 프리스트레스 힘은 프리스트레싱 직후의 프리스트레스 힘과 유효프리스트레스 힘이다. 또 프리스트레스 힘에 의하여 부정정력이 일어나는 경우에는 이들도 고려하여야 한다.

(2) 프리스트레싱 직후의 프리스트레스 힘의 감소는 프리텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형만을 고려하여야 하고, 포스트텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형, PS강재와 쉬스의 마찰, 정착장치 및 정착부 내부의 마찰, 정착장치에서의 활동량을 고려하여야 한다.

(3) 유효프리스트레스 힘은 위 규정으로 산출한 프리스트레싱 직후의 프리스트레스 힘에 다음의 영향을 고려하여 산출한다.

① 콘크리트의 크리프

이 경우에 고려하는 지속하중은 프리스트레스 힘과 고정하중이다.

② 콘크리트의 건조수축

③ PS강재의 릴랙세이션

(4) 일반적으로 프리스트레스 힘에 의해 보의 변형이 구속되어 이로 인하여 부정정력이 발생하게 되는데 단면의 응력을 검사할 경우에 이 부정정력을 고려하여야 한다. 유효프리스트레스 힘에 의한 부정정력은 PS강재 인장력의 유효계수를 부재 전체에 걸쳐 평균한 값을 프리스트레싱 직후의 부정정력에 곱하여 산출할 수 있다.

6) 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향

콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준 (2010)」 2.1.7을 그대로 따른다. 콘크리트 부재의 설계에 고려하는 콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 영향은 다음과 같다. 상세 설계과정은 각각 「도로교설계기준 (2010)」 4.2.3.3 및 4.2.3.4의 규정에 따라야 한다.

(1) 콘크리트의 크리프변형률은 「도로교설계기준 (2010)」의 식 2.1.3에 의해 계산한다.

$$\epsilon_{cc} = \frac{f_c}{E_c}\varphi$$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (2.1.3)

여기서,

ϵ_{cc} : 콘크리트의 크리프변형률

f_c : 콘크리트의 압축응력 (MPa)

E_c : 콘크리트의 탄성계수 (MPa)

φ : 콘크리트의 크리프계수

(2) 프리스트레스 힘의 감소량 및 부정정력을 산출하는 경우, 콘크리트의 크리프계수는 [표 4-14]의 값을 표준으로 한다.

[표 4-14] 콘크리트의 크리프계수(도로교설계기준(2010) 표(2.1.6))

콘크리트의 재령일		4~7	14	28	90	365
크리프계수	조강시멘트	3.8	3.2	2.8	2.0	1.1
	보통시멘트	4.0	3.4	3.0	2.2	1.3

(3) 프리스트레스 힘의 감소량을 산출하는 경우, 콘크리트의 건조수축률은 표(7-8)의 값을 표준으로 한다. (「도로교설계기준 (2010)」의 표 2.1.7)

[표 4-15] 콘크리트의 건조수축률(도로교설계기준(2010)」 표(2.1.7))

콘크리트재령일 (일)	4~7	28	90	365
건조수축률	27×10^{-5}	20×10^{-5}	14×10^{-5}	7×10^{-5}

(4) 위 기준에 따르기 힘든 경우에는 부재 주변의 습도, 부재단면의 형상, 치수, 하중이 작용할 때의 콘크리트 재령 등을 고려하여 별도로 콘크리트의 크리프계수와 건조수축률을 정하며, 각각 「도로교설계기준 (2010)」 4.2.3.3 및 4.2.3.4의 규정에 따른다.

(5) 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향에 의해 발생하는 부정정력은 다음의 규정에 의한다.

가) 구조계에 변화가 없는 경우

구조물 전체를 한꺼번에 동바리 상에서 시공하고, 시공 중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 없는 경우, 콘크리트 크리프의 영향은 일반적으로 고려하지 않아도 좋다. 건조수축의 영향에 의한 부정정력을 산출하는 경우에는 콘크리트의건조수축률을 15×10^{-5}으로 한다. 다만, 축방향 철근량이 부재의 콘크리트 단면적의 0.5 % 미만인 경우에는 건조수축률을 20×10^{-5}으로 한다.

나) 구조계에 변화가 있는 경우

구조물 전체를 한꺼번에 시공하지 않고, 시공 중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 있는 경우, 콘크리트 크리프의 영향에 의한 부정정력은 (2)항 혹

은 (4)항에 규정하는 값을 이용하여 산출한다. 다만, 이 경우에 고려하는 지속하중은 고정하중, 프리스트레스 힘, 건조수축의 영향 등으로 한다. 또 건조수축의 영향에 의한 부정정력은 (4)항의 규정에 의해 산출한다.

7) 토압

토압으로 인한 하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준(2010)」의 2.1.8과 동일한 기준을 적용 한다. 토압은 벽면에 작용하는 분포하중으로 하고, 계산 방법은 아래와 같다.

가) 평상시 토압계산은 「도로교설계기준 (2010)」 5.5.9의 규정에 따른다.

(가) 토압은 구조물과 지반의 상대적인 변위와 관계하여 정지토압, 주동토압 및 수동토압으로 구분된다.

(나) 토압과 토압분포는 구조물과 지반과의 상대적인 변위, 구조물의 형태, 토질종류, 토층상태, 배면지형, 상재하중조건 등을 고려하여 산정한다.

(다) 지진시 토압은 6.6.3.2의 규정에 따른다.

나) 지진시 토압계산은 「도로교설계기준 (2010)」 6.6.3.2의 규정에 따른다. 지진시에 독립식 교대에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발 된 등가 정적하중법으로 계산할 수 있으며, 이때 토압은 교대의 배면에 균 등하게 분포하고 그 합력은 교대 높이의 1/2에 작용하는 것으로 가정한다.

8) 수압

수압으로 인한 하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준(2010)」의 2.1.9와 동일한 기준을 적용 한다.

가) 정수압은 「도로교설계기준 (2010)」의 식 2.1.4에 의해 산출한다. 구조물의 지반 속에 있는 부분에 작용하는 수압이 이 이론수압의 값까지 작용하지 않는 것이 확실한 경우에는 그 확실한 값까지 감소시킬 수 있다.

$$P_h = 1 \times 10^{-3} \omega_0 \cdot h$$ 「도로교설계기준(2010)」 식 2.1.4

여기서,

P_h : 수면에서 h만큼 깊은 곳의 정수압 (MPa)

h : 수면에서의 깊이(m)

ω_0 : 물의 단위 중량(kN/m3)

나) 유수압은 유수방향에 대한 교각의 연직투영면적에 작용하는 수평하중으로 하고 「도로교설계기준 (2010)」의 식 2.1.5에 의해 산출한다. 작용위치는 하저면에서 $0.6H$로 한다.

$$P = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A$$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (2.1.5)

여기서,

P : 유수압(kN)

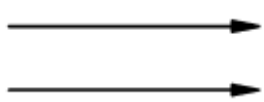
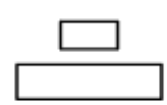
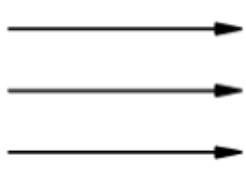
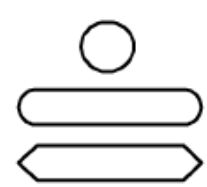
K : 표 (4-16)에 나타낸 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

v : 최대유속(m/s)

A : 교각의 연직투영면적(m2)

H : 수심(m)

[표 4-16] 교량의 저항계수 K (도로교설계기준(2010)」 표(2.1.8))

교각의 유수방향	단부의 형상	계수
		0.07
		0.04
		0.02
	유송잡물이 집적되는 교각	0.07

다) 세굴의 영향이 있는 경우의 유수압을 산출할 때 사용하는 수심은 평상시에는 하부구조에 의한 세굴의 영향이 없을 때의 수심에 평상시 하부구조의 영향에 의해 발생하는 세굴의 깊이와 교량의 내용년수(service life) 중에 예상되는 전반적인 하상 저하량을 더한 깊이로 한다. 홍수시에는 평상시의 설계수심에 홍수시 수위의 증가와 홍수시 세굴깊이를 더한 깊이로 한다.

라) 물에 접하는 구조물에 대해서는 지진시의 동수압을 고려하여야 한다.

9) 부력 혹은 양압력

부력과 양압력으로 인한 하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1.10과 동일한 기준을 적용 한다.

- 부력 혹은 양압력은 연직방향으로 작용하는 것으로 하고 구조물에 가장 불리하도록 재하 시킨다.
- 부력 혹은 양압력의 작용을 받는 구조물의 안정에 대한 안전율은 1.2 이상이 되어야 한다.

10) 풍하중

바람으로 인한 하중은 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1.11중 중소지간 교량의 규정을 따른다.

- 구조물의 정적설계를 위한 단위면적당 작용하는 풍하중 p(MPa)는 설계기준 풍속 V_d (m/s), 공기밀도 ρ(=1.225 kg/m^3), 항력계수 C_d 및 거스트 응답계수 G를 사용하여 「도로교설계기준 (2010)」의 식 2.1.6에 의하여 구한다.

$$p = 5 \times 10^{-7} \rho V_d^2 C_d G \qquad \text{「도로교설계기준(2010)」 식 (2.1.6)}$$

여기서, 항력계수 C_d는 기존 문헌, 실험, 해석 등의 합리적인 방법으로 산정하며, 거스트 응답계수 G는 풍속의 순간적인 변동의 영향을 보정하기 위한 계수이다.

- 바람의 특성은 가교지점에 따라 다르며, 또 항력계수 값도 교량의 단면형상에 따라 달라지기 때문에 실제로 작용하는 풍하중은 교량마다 다르게 된다. 그러나 설계의 편의를 위하여 구조물의 중요도 및 크기에 따라 다음과 같이 구분할 수 있다. ① 일반 중소지간, ② 태풍, 돌풍에 취약한 지역(해안 인접지역 등)에 위치한 중대지간의 교량, ③ 주경간 200 m 이상 특수교량. 보도교는 일반 중소지간 교량인 경우가 많으며 해당 교량에 작용하는 풍하중은 다음과 같이 고려한다. 일반적인 중소지간 교량의 상부구조에 작용하는 풍하중은 교축에 직각으로 작용하는 수평하중으로 하고, 고려하고 있는 부재에 가장 불리한 응력을 발생시키도록 재하 한다. 이때 식 (2.1.6)에 기초한 표준적인 풍하중의 크기는 다음 항과 같다. 다만, 차음벽이 설치되어 있는 경우에는 바람의 특성 및 차음벽의 구조에 따라 풍하중을 저감시킬 수 있다.

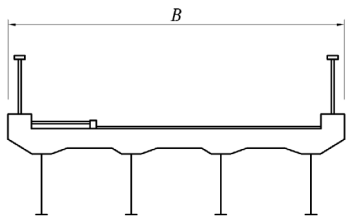
  ① 플레이트거더교

  플레이트거더교에 작용하는 풍하중은 교량 하나의 교축방향 길이 1 m당 다음 값으로 한다. 플레이트거더교가 병렬로 놓여 있는 경우 적절히 보정하여 사용한다.

[표 4-17] 플레이트거더교의 풍하중(kN/m)(「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.9))

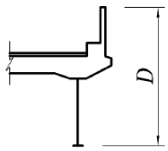
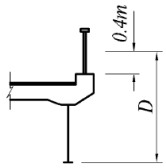
단면형상	풍하중
$1 \leq B/D < 8$	$(4.0 - 0.2\frac{B}{D}) \cdot D \geq 6.0$
$8 \leq B/D$	$2.4D \geq 6.0$

여기서, B: 교량 총폭 (m), D: 교량 총높이 (m) (표 (7-11) 참조)



[그림 4-15] 교량 총폭 B (「도로교설계기준(2010)」 그림(2.1.2))

[표 4-18] 플레이트거더교의 총 높이 D (* 「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.10))

교량용 방호울타리	벽형 강성 방호울타리	벽형 강성 방호울타리 이외
총높이 D		

② 2주구 트러스

2주구 트러스에 작용하는 풍하중은 풍상측의 유효연직투영면적 1㎡당 표 (7-12)에 나타낸 값으로 한다. 다만, 표준적인 2주구 트러스에 대해서는 풍상측 현재의 교축방향의 길이 1 m당 표 (7-13)에 나타낸 풍하중을 사용하여도 좋다.

[표 4-19] 2주구트러스에 작용하는 풍하중(MPa) (「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.11))

트러스	활하중 재하시 활하중 비재하시	$1.25\times10^{-3}/\sqrt{\phi}$ $2.5\times10^{-3}/\sqrt{\phi}$
교량의 바닥판	활하중 재하시 활하중 비재하시	1.5×10^{-3} 3.0×10^{-3}

단 $0.1 \le \phi \le 0.6$

여기서, ϕ: 트러스의 충실률(트러스 외곽 면적에 대한 트러스 투영면적의 비)

[표 4-20] 표준적인 2주구 트러스의 풍하중(kN/m) (「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.12))

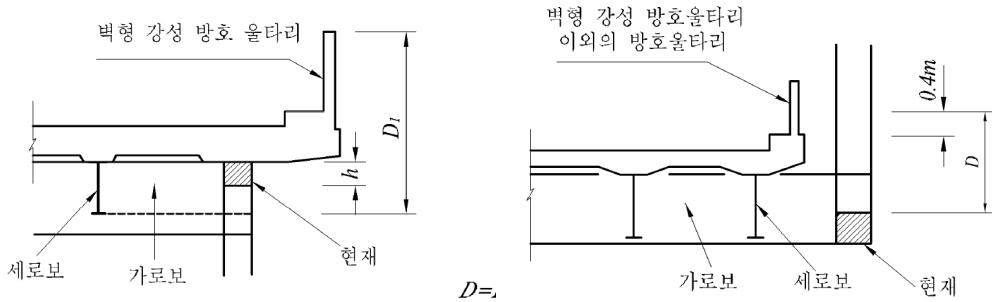
현 재		풍 하 중
재하현	활하중 재하시 활하중 비재하시	$1.5+1.5D+1.25\sqrt{\lambda h} \ge 6.0$ $3.0D+2.5\sqrt{\lambda h} \ge 6.0$
비재하현	활하중 재하시 활하중 비재하시	$1.25\sqrt{\lambda h} \ge 3.0$ $2.5\sqrt{\lambda h} \ge 3.0$

단, $7 \le \lambda/h \le 40$

여기서, D: 교량 바닥판의 총높이(m), 다만, 교축직각 수평방향에서 보아 현재와 중복되는 부분의 높이는 포함하지 않는다. (그림 (7-5) 참조)

h : 현재의 높이 (m)

λ : 하현재 중심에서 상현재 중심까지의 주구 높이 (m)



(a) 상로 트러스의 경우 (b) 하로 트러스의 경우

[그림 4-15] 2주구 트러스의 바닥판 총 높이 (도로교설계기준(2010)」 그림(2.1.3))

③ 기타 형식의 교량

기타 형식의 교량의 주거더 부분에 작용하는 풍하중은 주거더의 형상에 따라 위 두 항목을 적절히 선택하여 적용한다. 규정되지 않은 부재에 작용하는 풍하중은 단면형상에 따라 표 (7-14)에 나타낸 값을 사용한다. 또한 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5 m의 위치에서 1,500 N/m의 풍하중이 활하중에 대하여작용하는 것으로 본다.

[표 4-21] 플레이트거더교, 2주구 트러스 이외의 교량 부재에 작용하는 풍하중

* 「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.13)

부재의 단면형상		풍 하 중 (MPa)	
		풍상측 부재	풍하측 부재
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	1.5×10^{-3}	1.5×10^{-3}
각형	활하중 재하시	1.5×10^{-3}	0.75×10^{-3}
	활하중 비재하시	3.0×10^{-3}	1.5×10^{-3}

11) 온도변화

온도변화가 유발하는 하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준(2010)」 의 2.1.12를 그대로 따른다.

- 강교에서 온도변화의 승강은 가설시 온도를 기준으로 하여 계산한다. 온도변화

의 범위는 −10 ℃에서 +50 ℃를 표준으로 하되 특히 추운 지방에서는 −30 ℃ 에서 +50 ℃까지로 한다. 타이드아치, 보강거더가 있는 아치, 라멘, 강바닥판. 등에서는 태양의 직사부분과 그늘부분과의 온도차는 15℃로 한다. 그러나 특별히 조사검토한 경우에는 온도변화의 범위를 실제의 상황에 따라 정할 수 있다.

- 콘크리트교의 온도변화 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정한다. 보통의 경우 온도의 승강은 각각 15 ℃로 하면 된다. 단면의 최소 치수가 700 mm 이상인 경우에는 위 표준을 10 ℃로 하면 된다. 바닥판과 기타 부분의 온도차에 의해 생기는 단면력을 산출하는 경우의 온도차는 5 ℃를 표준으로 하고 온도분포는 바닥판과 기타 부분에 있어서 균일하다고 본다.
- 합성보의 바닥판 콘크리트와 강재거더의 온도차는 10 ℃로 하고 온도분포는 강재거더와 바닥판 콘크리트 각각이 일정하게 분포한다고 본다.
- 설계시 선팽창계수

  ① 강교에서 강재의 선팽창계수는 1.2×10−5 로 한다.

  ② 콘크리트교에서 철근 및 콘크리트의 선팽창계수는 1.0×10−5 로 한다.

  ③ 강재와 콘크리트의 합성거더교에서 강재 및 콘크리트의 선팽창계수는 1.2×10−5 로 한다.

- 가동받침의 이동량 산정시 온도변화의 범위 및 선팽창계수는 [표 4−22]의 값을 표준으로 한다.
- 수중 또는 토중에 있는 구조물에 대해서는 온도변화의 영향을 고려하지 않는다.

[표 4−22] 가동받침의 이동량 산정시 온도변화 및 선팽창계수
* 「도로교설계기준(2010)」 표(2.1.17)

교량 종류	온도변화		선팽창계수
	보통지방	한랭한 지방	
PSC교, RC교	−5℃ ~ +35℃	−15℃ ~ +35℃	1.0×10^{-5}
강교(상로교)	−10℃ ~ +40℃	−20℃ ~ +40℃	1.2×10^{-5}
강교(하로교 및 강바닥판교)	−10℃ ~ +50℃	−20℃ ~ +40℃	1.2×10^{-5}

12) 지진의 영향

온도지진하중은 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1.13을 그대로 따른다.

- 지진의 영향에 대해서는 「도로교설계기준 (2010)」 6장 내진설계에서 정하는 바에 따른다.

13) 설하중

설하중은 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1.14를 그대로 따른다.

- 설하중을 고려할 필요가 있는 지방에서는 가설지점의 실제상황에 따라 적당한 값을 정하도록 한다.

14) 지반변동 및 지점이동의 영향

지반변동과 지점이동으로 인한 하중은 보도교와 도로교의 차이가 없으므로 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1.15와 동일한 기준을 적용 한다.

- 하부구조에 대한 지반변동의 영향
  하부구조 완성 후 기초지반의 압밀침하 등에 의해 지반변동이 예상되는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.
- 상부구조에 대한 지점이동의 영향
  부정정구조물에서 지반의 압밀침하 등으로 인하여 장기간에 걸친 지점의 이동 및 회전의 영향을 고려하여야 할 경우에는 최종 이동량을 추정하여 단면력을 산정하여야 한다. 단면력의 산정은 탄성계산에 따라야 한다. 이 경우 콘크리트교에 대해서는 탄성계산에서 구한 단면력의 50 %를 설계계산에 사용하고, 강교에 대해서는 탄성계산에서 구한 단면력을 그대로 설계계산에 사용한다.

15) 파압

대부분의 보도교는 하천이나 호수 도로 위에 건설 되므로 「도로교설계기준

(2010)」의 2.1.16에 따라 파압에 대한 고려를 할 필요가 없다.

- 하천이나 호수 등의 교각에 작용하는 파압은 일반적으로 무시할 수 있다.

16) 충돌하중

보도교의 충돌하중은 유목 및 기타 유송물의 충돌과 자동차의 충돌에 대해 고려한다. 이 하중은 「도로교설계기준 (2010)」의 2.1.19에 정의되어 있다.

- 하천을 건너는 보도교의 경우 유목 등 유송물의 충돌이 우려되는 경우 수면높이에 「도로교설계기준 (2010)」의 식 2.1.10의 하중을 재하 한다. 만약 선박의 충돌이 우려되는 경우 이를 설계에 고려해야 한다.

$$P = 0.1\,Wv$$ 「도로교설계기준(2010)」 식 2.1.10

여기서:

P : 충돌력(kN)

W : 유송물의 중량(kN)

v : 표면유속(m/s)

- 도로를 건너는 보도교의 경우

① 교각본체와 독립된 방호시설을 설치하는 것을 원칙으로 한다.

② 그렇지 못하는 경우 다음 하중을 노면으로부터 1.8m에 수평으로 재하 한다.

차도방향 : 1000kN

차도직각방향 : 500kN

17) 난간에 작용하는 수평력

「도로교설계기준 (2010)」의 2.4.3 방호울타리 중 보도에 적용하는 난간(2.4.3.3)을 고려한다.

- 난간 최상단에 측면, 수직으로 하중이 작용한다.

① 측면하중: 도심도로상에는 3.75kN/m, 일반 도로상에는 2.5kN/m의 수평력

② 수직하중: 1kN/m의 수직력

- 수평력 및 보도 등의 등분포하중의 조합에 대한 바닥판의 내하력과 안전성을 검토하여야한다. 이때, 허용응력은 증가시키지 않는다.
- 난간의 부재는 유아가 빠지지 않을 정도의 간격을 유지하여야 한다.

3.4 구조설계

1) 일반사항

「공학적 결정이 필요한 각종 규정은 「도로교설계기준 (2010)」을 기본으로 한다. 설계 시에는 실제 교량과 근접한 구조적 거동을 살펴볼 수 있는 구조해석을 수행하는 것이 매우 중요하다. 이를 위해서 교량을 구성하는 부재들의 재료 및 단면특성, 부재 접합관계를 고려해서 구조해석 모델을 정의한다. 또한, 시간에 따른 비선형 효과나 기하학적 비선형 효과가 큰 경우에는 반드시 적합한 비선형해석을 수행하여 설계에 반영한다. 구조시스템이 세장하여 교량에 발생할 진동에 민감해 보이는 경우에는 동적해석을 수행해서 진동수와 진동모드를 분석하여, 설계에 반영한다.

보도교의 재료 및 단면 종류에 따라 고려해야 할 사항이 표 (7-16)과 (7-17)에 정리 되어 있다. 보도교와 도로교 설계에 차이가 있는 항목을 굵은 글씨로 표시 하였으며 해당 내용을 7.4.1~7.4.4에 정리 하였다. 7.4.1은 하중조합, 7.4.2는 강재 바닥판 최소두께 규정, 7.4.3은 콘크리트바닥판 최소피복두께 규정, 7.4.4는 슬래브교의 휨모멘트 설계에 대한 내용을 담고 있다

[표 4-23] 강교관련 설계 기준들

<table>
<tr><td rowspan="3">강교</td><td>하중조합 및 설계기준</td><td colspan="7">2.2.2.2 (1) 허용응력설계법:강교 (→ 7.4.1)
3.3 허용응력</td></tr>
<tr><td>공통 설계사항</td><td colspan="7">3.1 일반사항
3.2 재료 및 설계일반
3.4 부재에 관한 일반사항 (→ 7.4.2)
3.5 연결
3.6 바닥판 (→ 7.4.3)
3.7 바닥틀</td></tr>
<tr><td>단면별 설계사항</td><td>3.8 플레이트 거더</td><td>3.9 합성거더</td><td>3.10 트러스</td><td>3.11 아치</td><td>3.12 케이블</td><td>3.13 강관구조</td><td>3.14 라멘구조</td></tr>
</table>

[표 4-24] 콘크리트교 관련 설계 기준들

콘크리트교	하중조합 및 설계기준	2.2.2.2(2)허용응력설계법: 콘크리트교(→ 7.4.1) 4.5 허용응력설계법				2.2.3.2 강도설계법(→ 7.4.1) 4.4 강도설계법 (→ 7.4.3)			
	공동 설계사항	4.1 일반사항 4.2 설계계산에 관한 일반사항 4.3 구조상세 4.6 프리스트레스트 콘크리트 4.7 바닥판 (→ 7.4.3)							
	단면별 설계사항	4.8 슬래브교 (→7.4.4)	4.9 T형 거더교	4.10 박스 거더교	4.11 연속 거더교	4.12 라멘교	4.13 아치교	4.14 합성 거더교	4.15 기타 교량

2) 하중조합

허용응력설계법을 이용해 강교를 설계할 때 [표 4-25]를 따른다

[표 4-25] 강교에서의 하중조합 및 증가계수(「도로교설계기준(2010)」 표(2.2.1))

	하 중 조 합	증가계수
1	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화영향	1.15
2	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중	1.25
3	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화영향+풍하중	1.35
4	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중+제동하중	1.25
5	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+충돌하중	1.70
6	풍하중만 고려할 때	1.20
7	제동하중만 고려할 때	1.20
8	활하중 및 충격 이외의 주하중+지진의 영향	1.50
9	가설시 하중	1.25

허용응력설계법을 이용해 콘크리트교를 설계할 때 [표 4-26]을 따른다

[표 4-26] 콘크리트교에서의 하중조합 및 가계수(도로교설계기준(2010)」 표(2.2.2))

	하 중 조 합	증가계수
1	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화영향	1.15
2	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중	1.25
3	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화영향+풍하중	1.35
4	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중+제동하중	1.25
5	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+충돌하중	1.50
6	풍하중만 고려할 때	1.20
7	활하중 및 충격 이외의 주하중+지진의 영향	1.33
8	가설시 하중	1.25

강도설계법을 이용해 콘크리트교를 설계할 때 「도로교설계기준 (2010)」 2.2.3.2 (2)의 식 2.2.1 ~ 2.2.9를 따른다

$$U = 1.3D + 2.15(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q$$

$$U = 1.3D + 1.7H + 1.3Q + 1.3W$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3(0.5W + WL + BK)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3G$$

$$U = 1.25D + 1.65H + 1.25Q + 1.25W + 1.25G$$

$$U = 1.25D + 1.25(L + I) + 1.25CF + 1.65H + 1.25Q + 1.25(0.5W + WL + BK) + 1.25G$$

$$U = 1.0(D + H + Q + E)$$

$$U = 1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q + 1.3CO$$

$$U = 1.2D + 1.55H + 1.2Q + 1.2W + 1.2CO$$

여기서,

U : 극한외력에 대한 설계단면력

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

H : 토압 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

BK : 제동하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

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

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

3) 보도하중만을 고려한 최소 강재두께

「도로교설계기준 (2010)」 의 3.4.1.3절 강재의 최소 두께 부분에서 보도 부분을 따른다.

- 강재의 두께는 8 mm 이상으로 하여야 하나 보도용 바닥판은 이 규정에 따르지 않아도 된다.

「도로교설계기준 (2010)」 「도로교설계기준 (2010)」의 3.6.2.5절 바닥강판의 최소두께 부분에서 보도부 관련 내용을 따른다.

- 주거더로서의 작용일부를 받는 보도부는 $t = 0.025b$, 다만 $t \geq 10\,\mathrm{mm}$로 한다.

4) 보도하중만을 고려한 최소 콘크리트피복두께 규정

「도로교설계기준 (2010)」 3.6.1.5, 4.7.4.1, 4.7.4.2는 각각 강교, 철근콘크리트교, 프리스트레스트교의 바닥판 최소두께를 규정하며 보도부에 대해 같은 규정 사항을 두고 있다.

- 보도부에 설치하는 모든 종류의 콘크리트 바닥판은 140mm 의 표준 최소두께를 갖는다.

5) 보도하중만을 고려한 최소 콘크리트피복두께 규정

「도로교설계기준 (2010)」 의 4.8.3.2절의 슬래브판의 경간 및 휨모멘트는 보도하중 부분만 따른다.

- 경간이 10m를 넘는 단순슬래브교의 활하중에 의한 경간 중앙에 발생하는 경간방향의 단위폭 (1m)당 설계 휨 모멘트는 보도에 3.5kN/m2 의 등분포하중을 주고 산출한 휨모멘트를 슬래브의 전폭으로 나눈 값으로 하는 것이 가능하다.

3.5 사용성 검토

1) 일반사항

강교와 콘크리트교의 처짐은 각각 「도로교설계기준 (2010)」의 3.2.3와 4.4.9.5를 따른다.

2) 강교의 처짐 제한

- 충격하중을 포함한 활하중에 의한 강교의 주거더 및 가로보의 최대처짐은 표 (7-20) 값 이하라야 한다. 이 경우 처짐은 부재의 총단면적으로 계산한다.

[표 4-27] 허용처짐값(「도로교설계기준(2010)」 표(3.2.1))

교 량 형 식			최 대 처 짐 (m)	
	종 류	지 간	단순지지거더 및 연속거더	게르버거더의 캔틸레버부
플레이트 거더형식	철근콘크리트 슬래브가 있는 플레이트 거더	$L \leq 10$ m	$L/2,000$	$L/1,200$
		$10 \leq L \leq 40$ m	$\frac{L}{20,000/L}$	$\frac{L}{12,000/L}$
		$L \geq 40$ m	$L/500$	$L/300$
	기타 슬래브가 있는 플레이트 거더		$L/500$	$L/300$
현 수 교 형 식			$L/350$	
사 장 교 형 식			$L/400$	
기 타 형 식			$L/600$	$L/400$

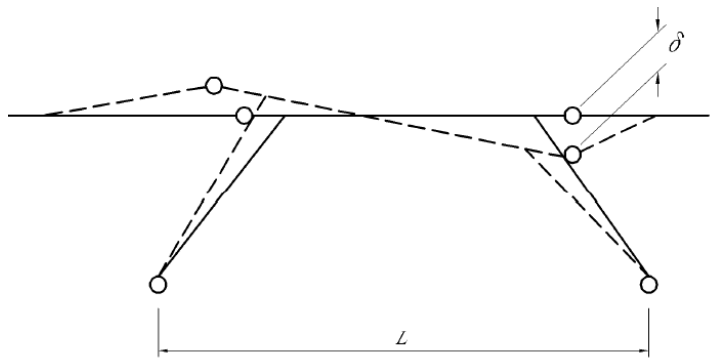
- 라멘교의 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 최대 처짐은 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\delta \leq L/500 \qquad \text{「도로교설계기준(2010)」 식 (3.14.9)}$$

여기서

δ : 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 최대처짐 (mm)

L : 지간 (mm) (그림 (4-41) 참조)



[그림 4-17] 라멘교의 처짐(「도로교설계기준(2010)」 그림(3.14.12))

- 주거더를 라멘교각으로 받칠 경우 활하중(충격을 포함하지 않음)에 의한 라멘 교각의 최대처짐은 다음 식을 만족하여야 한다.

$(\delta_1 + \delta_2)$ 또는 $(\delta_2 + \delta_3)$ 중 큰 쪽 $\leq (L_1 + L_2 + L_3)/500$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (3.14.10)

그림 (7-7a)의 경우

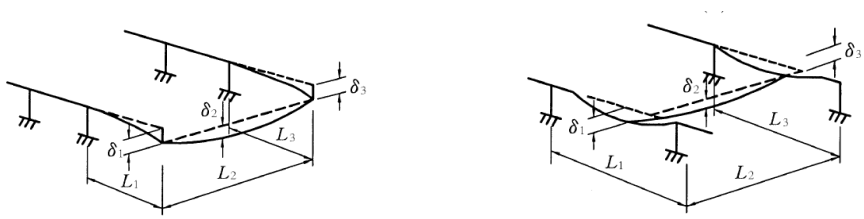
$\delta_1 \leq L_1/300$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (3.14.11)

$\delta_3 \leq L_3/300$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (3.14.12)

그림 (7-7b)의 경우

$\delta_1 \leq L_1/500$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (3.14.13)

$\delta_3 \leq L_3/500$ 「도로교설계기준(2010)」 식 (3.14.14)



[그림 4-18] 라멘교각의 처짐(「도로교설계기준(2010)」 그림(3.14.13))

여기서

δ_1, δ_3 : 라멘 가로보의 주거더 위치에서의 처짐

δ_2 : 주거더의 처짐

3) 콘크리트교의 처짐 제한

- 보행자 통행이 많은 도시지역의 교량에 대해 단순 또는 연속 경간을 갖는 부재는 사용활하중으로 인한 처짐의 비가 경간의 1/1000을 초과해서는 안된다.
- 보행자 용도가 고려된 캔틸레버의 활하중에 대한 처짐은 켄틸레버 길이의 1/375를 초과해선 안된다.
- 처짐은 상부 구조물 전체의 단면 특성에 준하여 계산하여야 한다. 이때 난간, 연석, 보도 및 패널이 제거되기 전에 상부구조 단면과 일체로 치지 않는 요소는 모두 제외한다.
- 활하중에 의한 처짐을 계산할 때의 활하중 재하 방법은 상부구조의 횡부재들이 같이 작용하여 동일한 처짐을 일으킨다는 가정에 기초를 둔다. 활하중은 모든 종방향 휨부재에 균일한 분포로 재하 된다고 보아야 한다.

4) 진동과 가속도

(1) 일반사항

보도교 설계에서는 진동에 대한 사항을 반드시 검토해야 한다. 이는 구조물의 공진성을 피하고 보행자의 불쾌감을 최소화하기 위함이다. 도로교설계기준 (2010)」에는 보도교의 진동에 대한 규정사항이 없으나, 「서울보도육교 (2001)」에는 진동수 규정과 강제 주기력에 대한 가속도 값을 제시하고 있다. 그런데 2000년도 영국 밀레니엄 브릿지의 개통당시 발생한 보행자 주파수와의 공명으로 빚어진 흔들림 현상으로 진동에 대한 제한사항이 국외기준에서는 강화되고 있다. 그러나 아직까지 「서울보도육교 (2001)」 등의 지침에서는 「AASHTO PEDESTRIAN (2009)」에서 제시하는 진동수 범위와 다르게 제시되어 있다. 이 지침 안에서는 진동수 선정에

고려해야 할 사항과 ISO에서 제시하는 진동수와 가속도의 상관관계를 제시하여 설계에 반영하도록 한다.

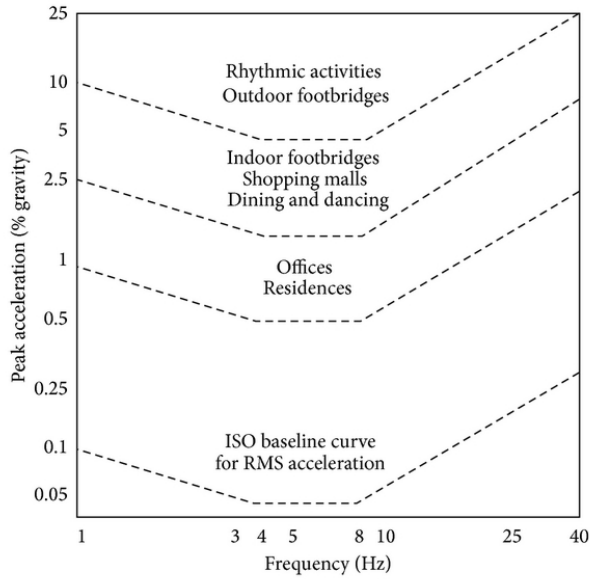
(2) 진동수 선정

- 수직방향 고유진동수와 수평방향 고유진동수 모두 고려
- 일반적으로 보행자의 수평방향 진동수는 수직방향 진동수의 절반정도
- 보행자의 걸음걸이 양상에 따라서 진동수는 다름. 예를 들어서 느린 걸음인 경우 수직진동수는 1.7 Hz, 보통 걸음인 경우 2.0 Hz, 조깅하는 경우 2.5 Hz
- 보도교 진동수는 위 사항을 고려하여 보도교의 기능에 적합하도록 설정해야 함.

「보행자의 진동으로 유발되는 공진현상을 제어하기 위해서 「서울보도육교 (2001)」에서는 수직방향 고유진동수가 2Hz 전후 (1.5~2.3Hz)가 되지 않도록 설계하도록 제시하고 있다. 「AASHTO PEDESTRIAN (2009)」에서는 수직방향 고유진동수는 3Hz 보다 크고, 또한, 수평방향 고유진동수는 1.3 Hz 보다 크게 하도록 최소값을 제한하고 있다. 사실상, 세장한 경량구조시스템은 진동수 제한사항에 대하여 만족하기 쉽지 않을 수 있다. 이 경우에는 진동저감장치를 적절하게 설치하는 방법으로 설계하는 것이 바람직하다.

(3) 진동수와 가속도 상관관계

보도교의 동적 움직임에 따라서 보행자가 느끼는 만족감은 매우 다르게 나타난다. ISO 2631에서는 다양한 진동 환경에 대하여 인체 반응에 대한 만족도를 가속도 값으로 표현하여 허용치를 제시하고 있다. 설계대상 보도교에 필요한 가속도 기준치에 만족하는 지 검토하여야 한다.



[그림 4-19] Human comfort criteria based on peak acceleration due to human activities
* 「ISO 2631-2」

제 5 장
결론 및 향후 추진계획

LAND & HOUSING INSTITUTE

제5장 결론 및 향후 추진계획

1. 결 론

본 연구는 2012년에 개정되어 3년 유예 후 2015년부터 전면 개정된 도로교설계기준(한계상태설계법)의 원활한 적용을 통한 LH에서 많이 시행하는 도심지 교량에 설계기준을 적용하기 위한 것이다. 이를 위하여 고속도로 교량과는 다른 도심지 교량의 특성을 분석하고 그에 따른 발주자 결정사항 등 차별적 요소에 대한 적용방안을 검토하였다. 이러한 목적으로 수행한 본 연구의 연구결과는 다음과 같다.

첫 번째, 도심지 교량의 경우에는 고속도로 교량에 비하여 상대적으로 중요도가 낮을 수 있다. 검토결과, 도심지 교량의 중요도를 상대적으로 중요도가 낮은 교량 기준인 0.95를 적용하는 방안을 검토하였다. 그 결과, 중요도 0.95를 적용하는 기준을 적절한 우회로를 확보하면서 일평균 교통량(ADTT) 1,000대 이하이면서 대형 중차량의 교통량이 5~12종이 250대 이하인 경우에 적용하는 것으로 하였다. 다만, 5종~12종으로 하는 경우 해당 교량이 LH의 경우 약 30% 이하만 적용되므로, 기준을 8~는 것이다. 따라서 우리나라도 이러한 기술의 도입과 적용이 예상되므로 이를 8~12종으로 좁혀서 적용하는 방안에 대한 추후 연구를 통한 합리적인 결정이 필요한 것으로 사료된다.

두 번째, 도심지 교량의 여용성은 단재하 경로를 갖는 단순지지 구조물을 비여용부재로 간주하여 여용성을 1.00으로 적용한다.

세 번째, 지진 조합시의 극단한계상태서에의 활하중 계수는 0과 0,5중에서 불리한 값을 주는 값을 적용하되, 활하중 관성을 고려하지 않는다.

네 번째, 도심지 교량의 노출환경 및 최고 콘크리트 기준압축강도는 아스팔트 포장바닥판은 ED2, 콘크리트포장 바닥면은 EC3, 제빙염의 비산범위는 수평 6m와 수직 5m로한다. 이때 제빙염의 영향이 없는 비산범위 바깥은 영향이 없는 것으로 간주한다.

다섯 번째, 노출환경과 한계기준에서의 부식성환경과 고부식성환경에서의 포스트텐션의 최소설계등급을 연구용역에서는 활하중계수 0.3을 적용한 사용한계조합 V를 사용하는 것으로 결론지었다. 그러나 정해진 규정을 초과하는 것은 경제성에 영향을 미치며, 또한 검증되지않은 기준이므로 현행 기준을 그대로 적용하는 것이 타당할 것으로 사료된다.

여섯 번째, 신축장치 및 받침의 이동량에서 기본 신축량은 현행 기준을 적용하고, 이동량은 현행 ±50℃의 온도변화에서 이동량을 최대 ±50mm 이내로 하는 것으로 하고 있으나 여유량은 교량의 규모에 따라서 달라지므로 기본 신축량의 20%에 해당하는 부가여유량과 설치시 발생하는 시공오차를 고려한 설치여유량 ±10mm를 추가하는 것으로 한다.

일곱 번째, 강재곡선 거더교의 설계는 한계상태설계법의 일반교량편뿐만 아니라 '하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준"(2014)의 규정들을 원용하고 있으며, 직선교는 물론이고 수평곡선교의 강거더 휨설계에 적용할 수 있다.

여덟 번째, 타입말뚝과 현장타설말뚝의 말뚝기초의 설계는 도로교 설계기준을 적용한다. 단, 매입말뚝의 설계는 저항계수의 특성이 제시되기 전까지는 '구조물의 기초설계기준 해설(2014)'의 허용응력설계법 적용하여 설계를 수행한다.

2. 향후 추진계획

본 연구의 수행결과, 본 연구에서 결론짓지 못하고 향후 추진이 필요한 과제들이 도출되었다. 그러한 과제들은 다음과 같으며, 향후 이러한 과제를 해결하기 위한 후속연구의 추진이 필요할 것으로 사료된다.

첫 번째, 도심지 교량의 중요도 0.95를 적용한 검증을 통한 합리적인 기준마련이 필요하다. 즉, 적절한 우회로의 거리기준, 교통량 조사를 통한 일평균 교통량(ADTT)과 대형 중차량의 교통량의 등급기준에 검증과 기준제시가 필요하다.

두 번째, 본 연구에서 제시한 도심지 제빙염의 비산범위를 수평 6m와 수직 5m에 대한 적절성에 대한 검증이 필요하다.

세 번째. 노출환경과 한계기준에서의 부식성환경과 고부식성환경에서의 포스트텐션의 최소설계등급을 현재규정과 같이 적용할 때 현재 활하중이 배제된 기준을 적용하게 되므로 용역에서 제안한 활하중계수 0.3을 적용한 사용한계조합 V의 기준 상향적용 유무를 검증할 필요가 있다.

네 번재, 도심지 공사의 특성상 타입말뚝과 현장타설말뚝 보다는 매입말뚝을 적용하는 경우가 많다. 따라서 현재 한계상태설계법에 없는 매입말뚝의 한계상태설계법의 적용기준을 마련해야 한다.

다섯 번째, 본 과제에서 요령으로 제시한 보도육교의 합리적이고 체계적인 설계기준과 지침의 마련이 필요하다.

참 고 문 헌

LAND & HOUSING INSTITUTE

참고문헌

1. 강신오, 이차연, 조경식, 김우종(2012), 콘크리트교의 한계상태설계법, 도로교통. Issue 2, pp.54-61. 건설교통부 (2002). 2002 교량현황조서.
2. 길흥배(2013), 한계상태설계법 기준 적용 강재박스거더교 시험설계, 한국강구조학회지. Volume 25, Issue 1. pp.26-30.
3. 김문영, 이지훈, 박재균 (2013), 한계상태설계법 도로교 설계기준 구조해석편 소개, 한국강구조학회지. Volume 25, Issue 1. pp.21-25.
4. 김시철(2009), (교량설계 실무자가 엮은)토목구조설계 Q&A.
5. 김우(2014), 콘크리트구조한계상태설계, 동화기술.
6. 김우종, 조경식, 강신오, 김도훈(2013), 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용한 콘크리트교의 설계, 토목. Volume 61, Issue 8.
7. 권오균(2014), 한계상태설계법으로의 전환에 관하여, 지반. Volume 30. Issue 7. pp.10-17.
8. 교량설계핵심연구단·한국교량및구조공학회(2014), 도로교설계기준(한계상태설계법) 기술강습회 자료집.
9. 대한토목학회(2000), 도로교설계기준(2000년 개정).
10. 백인열(2013), 한계상태설계법의 개요, 한국강구조학회지. Volume 25, Issue 1. pp.7-10.
11. 송현수(2001), 강구조 한계상태 설계법, 태림문화사.
12. 신현묵(2013), 철근콘크리트 (제11판), 동명사.
13. 신현목, 차수원, 조재열(2014), 케이블교량설계지침(한계상태설계법) 개발:3장 콘크리트 구조, 콘크리트학회지. Volume 26. Issue 2.
14. 양병홍, 박응우, 이상희, 오명석(2013), 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용한 강합성 박스거더교의 설계, 한국강구조학회지. Volume 25, Issue 3.
15. 윤길림, 박준권(2000), 국제설계기준(ISO2394)과 한계상태설계법, 토목. Volume 48, Issue 2.

16. 이상희, 조병철, 박응우, 고영대(2012), 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용한 강교 상부구조의 설계, 도로교통. Issue 2, pp.46-53.
17. 이해성, 백인열(2015), 도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편 소개, 한국강구조학회지. Volume 27. Issue 6. pp.6-6.
18. 이해성, 이승한, 백인열(22015), 도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편 소개, 한국강구조학회지. Volume 27, Issue 6, pp.7-12.
19. 이혜묵, 이태현, 박종서, 장형근(2015), 한계상태설계법에 의한 교량 상부구조 발주자 결정사항, 한국강구조학회지. Volume 27. Issue 5. pp.58-62.
20. 한국도로교통협회(2014), 도로교 설계예제집(한계상태설계법).1.
21. 한국도로교통협회(2014), 도로교 설계예제집(한계상태설계법).2.
22. 한국도로교통협회(2014), 도로교 설계예제집(한계상태설계법).3.
23. 한국도로교통협회(2014), 도로교 설계기준 (한계상태설계법).
24. 한국토지주택공사 토지주택연구원(2011), 말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화.
25. 황의승(2013), 도로교설계기준(한계상태설계법)의 하중편 소개, 한국강구조학회지. Volume 25, Issue 1. pp.11-20
26. 日本建築學會(AIJ)(1993), 구조물의 한계상태설계법에 있어서 하중계수의 결정에 대하여, 建築學會論文報告集 -構造系. Issue 444.
27. 日本建築學會(AIJ)(2000), 한계상태설계에 있어서 SRC부재의 내력계수 , 建築學會論文報告集 -構造系. Issue 528.

부록. 기존 설계법과의 비교설계집

LAND & HOUSING INSTITUTE

부록1. 작성개요

1. 작성목적

신뢰도기반의 한계상태설계법은 기존 도로교설계기준과는 다른 개념과 내용을 포함하고 있으며, 강교부분과 콘크리트교 부분이 서로 다른 해외기준을 원용하고 있다. 그 체계도 다소 차이가 나서 시행 초기에 여러 가지 유형의 시행착오를 겪고 있다. 따라서 한계상태설계법에 대한 이해도가 약한 발주자와 설계자들에게 도움이 될 수 있으며, 설계의 오류를 줄일 수 있는 해설을 곁들인 예제집과 매뉴얼을 개발하게 되었다. 이들 통해 도로교설계기준(한계상태설계법)의 적용 초기에 발생할 수 있는 혼선을 방지하고 한계상태설계법의 조기 정착 및 확산을 유도하고자 한다. 또한 최근 해외건설시장으로의 진출이 국내 설계업체에게 중요해지면서 한계상태설계법에 대한 이해는 충분조건이 아니라 필요조건이 되고 있다. 따라서 본 매뉴얼이 좀 더 실무적이 되도록 내용을 작성하고자 한다.

2. 작성범위

한계상태설계법은 기존 설계기준과는 완연히 다른 개념과 내용을 포함하고 있다. 즉, 저항수정계수, 중요도계수, 노출환경, 피복등급, 설계등급 등과 같은 설계변수를 발주자가 결정하도록 되어 있다. 이에 LH의 대표형식의 교량에 대해 비교설계안과 발주자 및 설계자가 새로운 한계상태설계법을 이해하고 적용할 수 있는 설계매뉴얼을 작성해 혼선을 방지하고자 한다. 세부 작성범위는 다음과 같다.

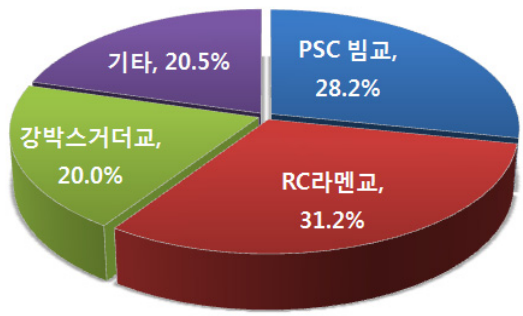
○ 주요 형식에 대한 비교설계집 작성
- 대표교량에 대한 비교설계(주요상세도를 포함한 기본설계수준) 수행
- 대표교량에 대한 설계결과의 항목별 비교
- 대표교량에 대한 주요 수량 및 경제성 비교

○ 발주자와 설계자를 위한 예제 및 설계매뉴얼 작성

- 모범설계 결과 활용, 설계요소별 계산 및 설계 예제 작성
- 발주자 및 설계자 체크사항과 해설 등 설계매뉴얼 작성
- 한계상태설계법의 개선항목 분석 및 개선(안) 제시

3. 대상교량의 범주

국토교통부에서 발표하는 '도로교량 및 터널 현황(2009년)'의 자료를 바탕으로 현재 고속도로에 공용되는 교량에 대해 자료를 분석하였다. 분석결과 〈그림 1-1〉과 같이 경간장, 형식별로 분류할 수 있으며, 경간장 50m 미만의 교량이 82.3%로 대부분을 차지하고 있다. 교량을 형식별로 구분해 보면 가장 높은 비율을 차지하는 형식은 RC라멘교와 PSC 합성거더교(PSC 빔교)로 전체 적용 교량형식 중 각각 30% 정도를 차지하고 있는 것으로 분석되었다.



[부록그림 1-1] 도로교 고속도로 교량 상부형식별 적용현황

교량 통계자료를 토대로 가장 많은 3가지 형식, 즉 RC 라멘교, PSC 합성거더교(PSC 빔교), 강박스거더교 뿐만 아니라 T형 교각, π형 교각, 역T형 교대에 대해서 예제를 수행하였다.

강박스거더교는 경우에는 폐합박스가 아닌 개구제형단면으로 검토하며, 하부 구조의 경우에는 2@30.0m=60.0m PSC 합성거더의 반력을 기준으로 검토하였다.

[부록표 1-1] 경간장별 대표교량 형식

구분	대표교량	적용경간
상부 구조	RC 라멘교	순경간 15.0m
	PSC 합성거더교	2@30.0m=60.0m
	강박스거더교(개구제형교)	55.0m+2@60.0m+55.0m=23.0m
하부 구조	T형 교각	상부구조 2@30.0m PSC 빔교
	π형 교각	상부구조 2@30.0m PSC 빔교
	역 T형 교대	상부구조 2@30.0m PSC 빔교

부록2. 기존 설계법과의 비교설계집

1. 구성체계 비교

1.1 구성체계 비교

도로교설계기준(한계상태설계법)의 구성체계는 기존 도로교설계기준(2010)과는 많은 변화를 보이고 있다. 도로교설계기준(한계상태설계법)은 전체적으로 AASHTO LRFD를 기본으로 하고 있으며, 콘크리트교편만 Eurocode 2에 근거를 두고 있다. 따라서 하중조합, 처짐 등과 같은 공통의 조항들과 저항계수값 등은 AASHTO LRFD와 EC2의 개념이 혼재되어 있다. 도로교설계기준(한계상태설계법)은 기존 도로교설계기준의 제1장 총칙 내용을 제1장 총칙과 제2장 설계개요로 구분하여 기술하고 있으며, 제2장 설계일반사항에 포함되었던 주요하중 및 하중조합 내용을 별도의 장으로(제3장 하중) 구분하여 작성하였다.

[부록표 2-1] 도로교설계기준(한계상태설계법) 구성 체계

도로교설계기준 (2010년)	도로교설계기준(한계상태설계법)	
	구 분	세 부 내 용
제1장 총칙	제1장 총칙	적용범위, 정의, 설계원칙, 교량의 등급, 품질보증 요건, 설계도에 기재할 사항, 기록
	제2장 설계개요	적용범위, 용어정의, 위치선정, 지반조사, 설계목적, 수문 및 수리
제2장 설계일반사항	제3장 하중	적용범위, 용어의 정의, 기호, 하중의 종류와 하중조합, 고정하중, 활하중, 충격하중, 프리스트레스힘, 콘크리트의 크리프, 콘크리트의 건조수축, 토압, 정수압, 유수압, 부력, 파압, 풍하중, 온도변화, 지진의 영향, 설하중, 지반변동 및 지점이동의 영향, 원심하중 및 제동하중, 가설시 하중, 차량충돌하중, 선박충돌하중, 마찰력
신설	제4장 구조해석	적용범위, 용어정의, 기호, 구조해석법, 수학적 모델, 정적해석, 동적해석, 실험에 의한 해석
제4장 콘크리트교	제5장 콘크리트교	일반사항, 설계원칙, 재료, 구조해석, 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태, 내구성 및 피복두께, 철근상세, 부재상세, 구조형식에 따른 추가 규정

[부록표 2-1] 도로교설계기준(한계상태설계법) 구성 체계 (계속)

도로교설계기준 (2010년)	도로교설계기준(한계상태설계법)	
	구 분	세 부 내 용
제3장 강교	제6장 강교	적용범위, 용어정의, 기호, 재료, 한계상태, 피로 및 파단, 부재에 관한 일반사항, 인장부재, 압축부재, 휨을 받는 I형 단면, 휨의 받는 박스거더 단면, 기타 휨부재, 연결
제5장 하부구조	제7장 하부구조	개요, 용어정의, 기호, 흙 물성값의 결정, 한계상태와 저항계수, 확대기초, 항타말뚝, 현장타설말뚝, 교대와 재래식 옹벽, 교각, 비중력식 캔틸레버 벽체, 앵커설치옹벽
제6장 내진설계	제8장 내진설계	일반사항, 내진설계의 기본방침, 설계일반사항, 해석 및 설계에 대한 규정, 해석방법, 기초 및 교대의 내진설계, 강교설계, 콘크리트 설계, 지진격리교량의 설계
신설	제9장 신축이음 및 받침	적용범위, 용어정의, 기호, 신축이음, 받침, 적층고무형 지진격리받침

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 제4장 구조해석편이 신설되었으며, 신축이음장치와 교량받침에 대한 설계기준을 설계일반사항에 간단하게 언급하였던 기존 설계기준에 비하여 새로운 설계기준에서는 그 내용을 보다 강화하고 설계 및 품질의 일관성을 확보하고자 제9장의 신축이음 및 받침편으로 별도의 장으로 구성하고 있다. "제8장 내진설계"는 기존 도로교설계기준(2010) 거의 유사하고, 연성도 내진설계가 부록에서 본문으로 수록되었다.

1.2 하중조합 및 적용방법 검토

도로교설계기준(한계상태설계법)은 사용성한계상태, 피로한계상태, 극한한계상태, 극단상황한계상태의 총 4가지의 한계상태를 규정하고 있으며, 각각의 한계상태는 [부록표 2-2]와 같이 정의된다. 별도의 규정이 없는 한 교량의 각 구성요소와 연결부는 각 한계상태에 규정을 만족하여야 한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용하며, 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 볼트와 콘크리트를 제외하고는

1.0을 적용한다. 모든 한계상태는 동등한 중요도를 갖는 것으로 고려해야 한다.

[부록표 2-2] 한계상태 정의

한계상태	정 의
사용한계상태	정상적인 사용조건 하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한
피로한계상태	피로한계상태는 기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 설계피로트럭에 의한 응력범위를 제한
극한한계상태	교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보
극단상황한계상태	지진 또는 홍수 발생시, 또는 세굴된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌시에 교량의 구조적 잔존을 확보

하중조합도 각 한계상태를 정의하기 위해 다양한 조합을 도입하고 있다. 앞 서 언급한 바와 같이 도로교설계기준(한계상태설계법)은 AASHTO LRFD와 EC2를 혼용하고 있기 때문에 하중조합도 혼용되어 있다.

설계시 최대 하중조합 효과가 반영되도록 하여 구조물 검토가 이루어지도록 규정하고 있다. 그리고 각 하중조합에서 정과 부의 극한상태가 모두 검토되어야 하며 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 경우에는 최소하중계수를 적용한다. 또한 상시하중 효과에 대해서는 [부록표 2-3]에서 제시된 두 가지 하중계수 중에서 큰 하중조합 효과를 주는 하중계수를 적용한다. 반면에 상시 하중효과가 구조물의 안전성이나 내하성능의 증가를 가져오는 경우에는 최소하중계수가 적용되도록 규정하고 있다.

각 한계상태별 하중조합 정의 및 하중조합 계수는 다음과 같다.

[부록표 2-3] 하중조합과 하중계수

하중조합 한계상태	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	이 하중들은 한번에 한가지만 고려			
										EQ	IC	CT	CV
극한한계상태조합 Ⅰ	γ_p	1.80	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	
극한한계상태조합 Ⅱ	γ_p	1.40	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	
극한한계상태조합 Ⅲ	γ_p	–	1.00	1.40	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	
극한한계상태조합 Ⅳ EH,EV,ES,DW,DC만 고려	γ_p (1.50)	–	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	–	–	–	–	–	
극한한계상태조합 Ⅴ	γ_p	1.40	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	
극단상황한계상태조합Ⅰ	γ_p	γ_{EQ}	1.00	–	–	1.00	–	–	–	1.00	–	–	–
극단상황한계상태조합Ⅱ	γ_p	0.50	1.00	–	–	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00
사용한계상태조합 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
사용한계상태조합 Ⅱ	1.00	1.30	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	–	–	–	–	–	–
사용한계상태조합 Ⅲ	1.00	0.80	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
사용한계상태조합 Ⅳ	1.00	–	1.00	0.70	–	1.00	1.00/1.20	–	1.00	–	–	–	–
피로한계상태조합 LL,IM & CE만 고려	–	0.75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

[부록표 2-4] γ_p 에 관한 하중조합계수

하중의 종류	하중계수	
	최 대	최 소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25	0.90
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65
EH : 수평토압 •주동 •정지	 1.50 1.35	 0.90 0.90
EL : 고정된 구조물 응력	1.00	1.00
EV : 수직토압 •구조안정 •옹벽 •강성 매설구조 •강성 뼈대구조 •강박스암거이외의 연성 매설구조 •연성 강박스암거	 1.00 1.35 1.30 1.35 1.95 1.50	 N/A 1.00 0.90 0.90 0.90 0.90
EL : 상재토하중	1.50	0.75

각 한계상태조합마다 의미를 가지고 있으며, 그 의미는 다음과 같다.

[부록표 2-5] 사용한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
사용한계 상태조합 I	•교량의 일상적인 사용 상태에서의 하중조건을 검토 •감소된 풍하중과 주요 하중의 공칭값들을 동시에 고려 •철근콘크리트 구조물에서의 균열폭 제어 •사면의 안정성 조사
사용한계 상태조합 II	•차량하중에 의한 강구조물의 항복과 마찰이음부의 미끄러짐 검토
사용한계 상태조합 III	•프리스트레스 강재가 배치된 상부구조의 균열폭과 인장응력 검토
사용한계 상태조합 IV	•연직 활하중 대신 수평 풍하중 고려 •프리스트레스 강재가 배치된 하부구조 사용성 검증에 적용

[부록표 2-6] 피로한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
피로한계 상태조합	•피로설계트럭하중을 이용하여 반복적인 차량하중과 동적응답에 의한 피로파괴를 검토

[부록표 2-7] 극한한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극한한계 상태조합 I	•일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합, 풍하중은 미고려
극한한계 상태조합 II	•발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합, 풍하중은 미고려
극한한계 상태조합 III	•풍속 90km/hr (25m/sec)를 초과하는 풍하중을 고려하는 하중 조합
극한한계 상태조합 IV	•활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합
극한한계 상태조합 V	•90km/hr의 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합

[부록표 2-8] 극단상황한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극단상황한계 상태조합 I	•지진하중을 고려하는 하중조합
극단상황한계 상태조합 II	•빙하중, 선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합 •차량충돌하중 CT의 일부분인 활하중은 제외

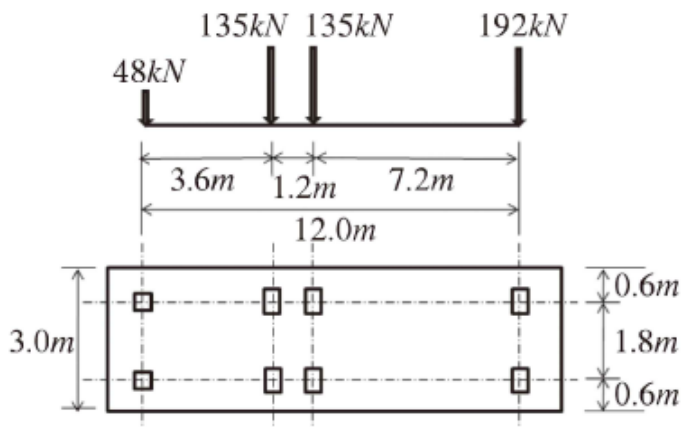
설계기준상에서 4가지 한계상태에 대해서 총 11개의 하중조합을 제시하고 있다. 여기에 상시 하중효과를 고려한 최소·최대 γ_p 계수 등을 고려할 경우 하중조합은 20개가 넘게 제시된다고 할 수 있다.

그러나 이 하중조합들 중 구조물 설계에 크게 영향을 주는 하중조합을 구분하여 실제 설계시 적용하여야 하는 하중조합에 대해서 정의할 필요가 있다.

1.3 주요하중 비교

(1) 활하중

현행 트럭하중인 DB-24 차량하중 모델에 비해 산업화에 따른 물동량의 증가 및 차량의 대형화 등의 영향을 고려하고, 현행 차량하중 모형의 불합리성을 개선하고 국내외 통계자료 및 연구결과를 반영토록 하여 4축 하중모형인 "KL-510" 모델을 제시하고 있다.



[부록그림 2-1] 표준 트럭하중 (KL-510 모델)

표준 차로하중은 경간장이 길어질수록 차량의 연행할 확률이 감소하는 것을 고려하여 경간장에 따라 등분포하중이 감소하도록 규정하고 있으며, [부록표 2-9]에 표준 차로하중의 크기를 나타내고 있다.

[부록표 2-9] 표준 차로하중

L ≤ 60m	W = 12.7 (kN/m)
L > 60m	$W = 12.7 \times (\frac{60}{L})0.18$ (kN/m)

활하중의 재하방법도 기존 도로교설계기준과 다르게 규정되었다. 기존 설계기준에서는 표준트럭하중(DB하중)과 차선하중(DL하중) 중 큰 값으로 설계하중을 선정하였다. 신 설계기준에서는 표준트럭하중 영향과 표준트럭하중의 75%와 표준차로하중의 영향의 합 중 큰 값으로 설계하중을 선정토록 규정하고 있다.

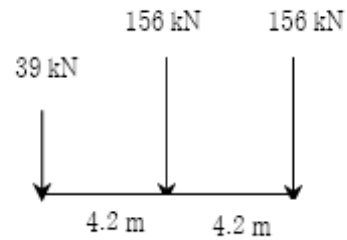
동시재하계수의 경우에도 설계활하중이 동시에 작용될 확률을 고려하여 [부록표 2-10]과 같이 규정하고 있다.

[부록표 2-10] 동시재하계수

재하차로 수	신 도로교 설계기준	현 도로교 설계기준	AASHTO LRFD	CSA
1	1.00	1.00	1.20	1.0
2	0.90		1.00	0.9
3	0.80	0.90	0.85	0.8
4	0.70	0.75	0.65	0.7
5 이상	0.65			0.6

(2) 피로하중

피로하중은 국내외 연구결과를 반영하여 [부록그림 2-2]에서와 같이 세 개의 축으로 구성되는 총중량 351kN의 트럭하중을 규정하고 있다.



[부록그림 2-2] 피로설계 트럭하중

● 피로하중의 빈도

피로하중의 빈도는 단일차로 일평균트럭교통량(ADTTSL)을 사용한다. 이 빈도는 교량의 모든 부재에 적용하며 통행차량수가 적은 차로에도 적용한다.

단일차로의 일평균트럭교통량에 대한 확실한 정보가 없을 때는 아래의 차로당 통행비율을 적용하여 산정할 수 있다.

$ADTTSL = p \times ADTT$

여기서,

ADTT = 한방향 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

ADTTSL = 한방향 한 차로의 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

p = 한 차로에서의 트럭교통량 비율

[부록표 2-11] 한 차로에서의 트럭교통량 비율

트럭이 통행가능한 차로수	p
1차로	1.00
2차로	0.85
3차로 이상	0.80

[부록표 2-12] 도로 등급별 트럭교통량 비율

도로 등급	전체교통량중 트럭교통량 비율
지방 고속도로	0.20
도시 고속도로	0.15
지방 일반도로	0.15
도시 일반도로	0.10

(3) 충격계수 : IM

표준트럭하중에 의한 정적효과는 [부록표 2-13]에 규정된 충격하중의 비율에 따라 증가시켜야 한다.

[부록표 2-13] 충격하중계수, IM

성 분		IM
바닥판 신축이음장치를 제외한 모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25%
	피로한계상태	15%

(4) 풍하중 : WL, WS

● 일반 중소지간 교량의 설계 풍압

박스거더교, 플레이트거더교, 슬래브교에 작용하는 풍압은 [부록표 2-14]와 같다.

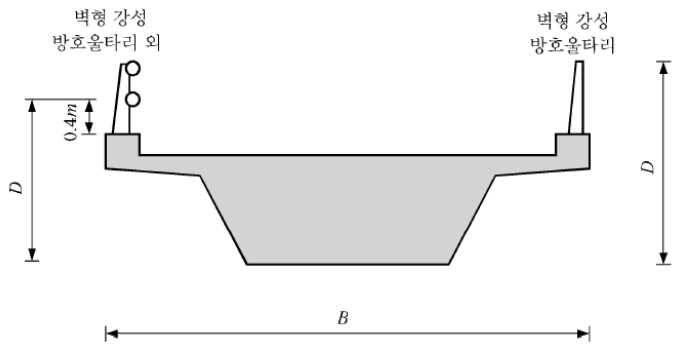
[부록표 2-14] 거더교의 풍압

단면형상	풍압(kPa)
1 ≤ B/D < 8	4.0 − 0.2(B/D)
8 ≤ B/D	2.4

여기서,

B = 교량 총폭(m)

D = 교량 총높이(m)



[부록그림 2-3] 교량 총폭과 총높이

● 하부구조에 작용하는 풍압

하부구조에 직접 작용하는 풍압은 교축직각방향 및 교축방향에 작용하는 수평하중으로 한다. 그러나 동시에 2방향으로 작용하지 않는 것으로 한다. 풍압의 크기는 [부록표 2-16]의 값을 사용하거나, 유효연직투영면적에 대하여 바람방향 1차모드 고유진동수에 따라 강체구조물 또는 유연구조물로 구분하여, 식 (3.1)을 사용하여 구한다. 식 (5.1)을 적용할 경우에 항력계수로 원형 및 트랙형 단면의 경우에 0.6, 각형 단면의 경우에 1.2를 사용할 수 있다.

[부록표 2-15] 기타 교량 부재에 작용하는 풍압(kPa)

단면형상	풍상측 부재	풍하측 부재
원 형	1.5	1.5
각 형	3.0	1.5

$$P = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_d G_r \qquad f_1 > 1Hz$$

$$P = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_d G_f \qquad f_1 \le 1Hz$$

(5) 온도변화 : TU

● 온도범위

온도의 범위는 [부록표 2-16]에 나타낸 값을 사용한다.

[부록표 2-16] 온도의 범위

기후	강교(강바닥판)	합성교 (강거더와 콘크리트 바닥판)	콘크리트교
보통	–10℃에서 50℃	–10℃에서 40℃	–5℃에서 35℃
한랭	–30℃에서 50℃	–20℃에서 40℃	–15℃에서 35℃

- 가설 기준온도는 20℃로 가정
- 강재의 경우 온도 승강폭 ±30℃ 적용
- 콘크리트의 경우 온도 승강폭 ±15℃ 적용
- 설계시 적용 선팽창계수

  강　　재 : 1.2×10−5

  콘크리트 : 1.0×10−5

  합성거더 : 1.2×10−5

(6) 기타하중 (선박충돌하중)

선박충돌하중은 항로를 이탈한 선박의 충돌로 인하여 교량의 파손 및 붕괴 위험성을 최소화하기 위한 규정으로 AASHTO LRFD 설계기준을 인용하여 신 도로교설계기준에 새롭게 추가되었다.

2. U형단면 강합성 박스거더교

2.1 설계흐름도

2.1.1 주설계 흐름도

[부록표 2-17] 주설계 흐름도

도로설계기준 2010		도로설계기준 2015	
단계1	설계조건 결정 및 단면가정	단계1	설계조건 결정 및 단면가정
● 교량형식 단면 및 설계개요 ● 사용재료 및 설계강도 설정		● 설계조건 결정 및 단면가정 ● 환경조건에 따른 노출등급결정 ● 사용재료 및 설계강도 결정	
↓		↓	
단계2	바닥판 설계	단계2	바닥판 설계
● 차량충돌하중(CT) 포함 ● 극한강도 검토(휨강도) ● 사용성 검토 ● 경험적 설계법		● 차량충돌하중(CT) 극단한계상태에 포함 ● 극한한계상태 검토(휨강도) ● 사용한계상태 검토 ● 경험적 설계법	
↓		↓	
단계3	주거더 설계	단계3	주거더 설계
● 하중산정 및 구조해석 – 고정하중 : 합성 잔후로 구분 – 활 하 중 : DB24 적용 ● 허용응력 검토 – 전체 및 국부좌굴을 고려한 허용응력 계산 – 허용응력 할증을 적용하여 허용응력 검토 ● 피로 검토 – 단재하 및 다재하경로에 따른 피로강도 산정 – 차선하중 및 차량하중에 대한 피로 검토		● 하중산정 및 구조해석 – 고정하중 : DC, DW 구분 – 활 하 중 : KL-510 적용 ● 극한한계상태 검토 – 조밀/비조밀에 따른 휨강도 계산식 적용 – 전단 검토에 따른 중간수직보강재 설계 ● 사용한계상태 검토 : 영구처짐의 제한 검토 ● 시공성 검토 : 시공중 안전성 검토 ● 피로한계상태 검토	
↓		↓	
단계4	이음부 설계	단계4	이음부 설계
● 현장 볼트이음 검토 ● 용접이음 검토		● 현장 볼트이음 검토 ● 용접이음 검토	
↓		↓	
단계5	부부재 설계	단계5	부부재 설계
● 전단연결재, 지점보강재, 다이아프램, Cross Frame, 수평 브레이싱 설계		● 전단연결재, 지점보강재, 다이아프램, Cross Frame, 수평 브레이싱 설계	
↓		↓	
단계6	반력산정 및 처짐검토	단계6	반력산정 및 처짐검토
● 반력산정 및 처짐검토		● 반력산정 및 처짐검토	

2.1.2 세부 설계흐름도

단계 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

[부록표 2-18] 설계조건 및 단면가정

도로설계기준 2010		도로설계기준 2015	
1-1	설계조건 결정 및 단면가정	1-1	설계조건 결정 및 단면가정
● 교량형식 및 설계 개요 ● 단면개요		● 교량형식 및 설계 개요 ● 단면개요	
↓		↓	
1-2	환경조건에 따른 노출등급결정	1-2	환경조건에 따른 노출등급결정
● 내용없음		● 환경조건에 따른 노출등급 결정 – 부식 및 콘크리트 손상도 고려 → 노출등급 결정 – 노출등급 → 최소콘크리트강도, 최소피복두께 결정 ※ 콘크리트 강도 및 최소피복두께가 도로교 설계기준 2010에 비해 다소 엄격하여 최초단면 결정시 확인 필요	
↓		↓	
1-3	사용재료 및 설계강도 결정	1-3	사용재료 및 설계강도 결정
● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 강재 – 기준인장강도 : f_u – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s 콘크리트 – 설계기준강도(재령28일) : f_{ck} – 허용인장응력 : $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$ – 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}}$ 철근 – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s		● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 강재 – 기준인장강도 : f_u – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s 콘크리트 – 표준압축강도 (재령28일) : f_{ck} – 평균압축강도 : $f_{cm} = f_{ck} + \triangle f$ – 평균인장강도 : $f_{ctm} = 0.3(f_{cm})^{2/3}$ – 기준인장강도 : $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$ – 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ 철근 – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s	

단계 2 : 바닥판 설계

[부록표 2-19] 바닥판 설계

도로설계기준 2010		도로설계기준 2015	
2-1	설계단면 및 하중산정	2-1	설계단면 및 하중산정
● 설계지간 산정 ● 바닥판 최소두께 검토 ● 하중 : 고정하중(D), 활하중(L), 차량충돌하중(CT), 방호벽에 작용하는 풍하중(WS),원심하중(CF)		● 설계지간 산정 ● 바닥판 최소두께 검토 ● 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL), 차량충돌하중(CT), 방호벽에 작용하는 풍하중(WS), 원심하중(CF)	
↓		↓	
2-2	극한, 극단상황 및 사용한계상태 검토(캔틸레버부)	2-2	극한, 극단상황 및 사용한계상태 검토(캔틸레버부)
● 극한 한계상태 검토 (휨강도) – 필요철근량 검토 – 최소/최대철근량 검토 – 휨강도 검토 및 휨설계 – 수평철근량 계산 ● 사용한계상태 검토 ① 균열 검토(사용하중조합) – 철근 응력 산정 – 철근배치 간격검토 ② 처짐 검토		● 극한 한계상태 검토 (휨강도) – 필요철근량 검토 → 최소철근량 검토 – 허용중립축 깊이 검토 – 휨강도 검토 및 휨설계 – 수평철근량 계산 ● 사용한계상태 검토 ① 균열 검토(사용한계상태하중조합) – 최소철근량 검토 – 간접균열 제어 또는 균열폭 산정 및 검토 ② 처짐 검토 : 한계지간/깊이 비 검토	
↓		↓	
2-3	내측바닥판의 경험적 설계법	2-3	내측바닥판의 경험적 설계법
● 경험적 설계법 적용성 검토 ● 보강철근량 산정		● 경험적 설계법 적용성 검토 ● 보강철근량 산정	
↓		↓	
2-4	단부설계	2-4	단부설계
● 극한강도 검토(휨강도) ● 사용성 검토		● 극한한계상태 검토(휨강도) ● 사용한계상태 검토 ● 캔틸레버부 단부 지지보 설치	
↓		↓	
2-5	차륜하중에 대한 펀칭전단 설계	2-5	차륜하중에 대한 펀칭전단 설계
● 내용 없음		● 차륜하중에 의한 최대전단응력 산정 ● 펀칭전단강도 검토(전단철근이 없는 경우)	

단계 3 : 주거더 설계

[부록표 2-20] 주거더 설계

도로설계기준 2010		도로설계기준 2015	
3-1	설계단면결정	3-1	설계단면결정
● 단면비의 제한 검토 ● 박스거더 단면 규정 – 복부좌굴방지를 위한 최소두께 규정		● 단면비의 제한 검토 ● 박스거더 단면 규정 – 복부판 경사도, 플랜지 중심간격 등	
↓		↓	
3-2	하중산정 및 단면정수 계산	3-2	하중산정 및 단면정수 계산
● 하중, 유효폭 산정 및 단면정수 계산		● 하중, 유효폭 산정 및 단면정수 계산	
↓		↓	
3-3	모델링 및 해석	3-3	모델링 및 해석
● 모델링 및 구조해석		● 모델링 및 구조해석	
↓		↓	
3-4	단면력 집계 및 하중조합	3-4	단면력 집계 및 하중조합
● 가설단계 및 완성계 부재력 집계 ● 허용응력 하중조합		● 가설단계 및 완성계 부재력 집계 ● 각 한계상태 별 하중조합	
↓		↓	
3-5	허용응력에 의한 단면 검토	3-5	극한한계상태 검토
● 합성 전 단면검토 – 강재자중과 바닥판 자중 작용 상태의 비합성 단면에서의 휨, 전단, 합성응력에 대한 허용응력 검토 ● 합성 후 단면검토 – 공용 중 하중조합에 따른 허용응력 할증을 고려한 휨, 전단, 합성응력에 대한 허용응력 검토 – 강도조합에 따른 항복에 대한 안전도 검사		● 단면력(정부모멘트)에 따른 설계방법 선정 ● 단면의 조밀/비조밀 여부 결정 – 강재의 항복강도 – 단면 간격 및 직선 또는 곡선교 여부 – 복부판, 압축플랜지 세장비 한계 여부 ● 조밀 / 비조밀에 따른 강도 검토 – 정모멘트를 받는 조밀 또는 비조밀 단면의 휨강도 산정 (소성모멘트, 항복모멘트 산정) – 부모멘트를 받는 비조밀단면의 휨강도산정 – 연성요구조건 검토 ● 전단검토 – 보강, 비보강 복부판의 공칭전단강도 – 수직보강재 검토	
↓		↓	
3-6	사용한계상태 검토	3-6	사용한계상태 검토
● 내용 없음		● 사용한계상태에 따른 영구처짐 검토	
↓		↓	
3-7	피로한계상태 검토	3-7	피로한계상태 검토
● 피로하중(DB, DL)에 의한 피로 안전성 검토		● 피로하중(KL-510의 80%)에 의한 피로 안전성 검토	
↓		↓	
3-8	시공성 검토	3-8	시공성 검토
● 시공단계 중 안전성에 가장 취약한 단계(슬래브 타설시의 비합성 단면)에 대한 허용응력검토		● 시공단계 중 안전성에 가장 취약한 단계(슬래브 타설시의 비합성 단면)에 대한 강도검토	

단계 4 : 연결부 설계

[부록표 2-21] 연결부 설계

도로설계기준 2010		도로설계기준 2015	
4-1	설계단면 선정 및 단면계수 계산	4-1	설계단면 선정 및 단면계수 계산
● 연결부 위치 선정		● 연결부 위치 선정 ● 유효단면을 고려한 단면계수 산정	
↓		↓	
4-2	플랜지 이음 설계	4-2	이음부 설계하중 산정
● 작용력 산정 – $\max(f_s A_f, 0.75 f_{sa} A_f)$ ● 볼트 마찰 강도 및 소요개수 산정 ● 이음판 검토 ● 모재응력 검토		● 각 한계상태의 설계 단면의 단면력 산정 ● 플랜지 설계하중 – 제어플랜지 비제어플랜지로 구분 – 모재강도의 75%와 발생응력 중 큰 값을 설계 하중으로 결정 ● 복부판 설계하중 – 이음점에서의 전단력 – 전단력의 편심작용으로 인한 모멘트 – 복부판이 분담해야 하는 휨모멘트	
↓		↓	
4-3	복부 이음 설계	4-3	볼트배치 검토
● 작용력 산정 – 발생하중으로 검토 ● 볼트 마찰 강도 및 소요개수 산정 ● 이음판 검토 ● 모재응력 검토		● 볼트의 최대 및 최소 간격검토 ● 볼트의 최대 및 최소 연단거리 검토	
↓		↓	
4-4	볼트 배치검토	4-4	시공성 검토
● 볼트의 최대 및 최소 간격검토 ● 볼트의 최대 및 최소 연단거리 검토		● 시공중 마찰이음 검토	
		↓	
		4-5	사용한계상태 검토
		● 사용한계상태 Ⅱ에 대한 마찰이음 검토	
		↓	
		4-6	극한한계상태 검토
		● 볼트의 전단강도 검토 ● 이음판의 항복 및 파단검토 ● 블록 전단 파괴 검토 ● 모재 볼트구멍의 지압파괴	

단계 5 : 부부재 설계

[부록표 2-22] 부부재 설계

도로설계기준 2010		도로설계기준 2015	
5-1	전단연결재 설계	5-1	전단연결재 설계
● 강거더와 콘크리트 바닥판 사이의 내부전단에 저항 ● 검토사항 – 피치, 연단거리에 의한 배치형상 검토 – 반복하중에 의한 피로저항 검토 – 공칭수평전단력과 공칭전단강도 검토		● 강거더와 콘크리트 바닥판 사이의 내부전단에 저항 ● 단경간 경우 지간길이 전체, 연속교의 경우 교량 전체 길이에 대한 전단연결재 설치 ● 검토사항 – 피치, 연단거리에 의한 배치형상 검토 – 반복하중에 의한 피로저항 검토 – 공칭수평전단력과 공칭전단강도 검토	
↓		↓	
5-2	지점보강재 검토	5-2	지점보강재 검토
● 하중집중점 지압보강재 검토 – 설계세목 – 국부 및 전체좌굴을 고려한 허용응력 검토		● 하중집중점 지압보강재 검토 – 세장비 검토 – 비합성단면에 대한 공칭압축강도 검토	
↓		↓	
5-3	수평브레이싱 설계	5-3	수평브레이싱 설계
● 횡방향 풍하중의 전달 또는 가설시 변형 방지		● 횡방향 풍하중의 전달 또는 가설시 변형 방지 ● 도.설.한 6.8.4, 6.9.3 기준 만족	
↓		↓	
5-4	다이아프램 설계	5-4	다이아프램 설계
● 공용단계에서 필요한 다이아프램 이외에도 시공중 필요시에는 임시 설치 가능 ● 최소한 풍하중을 전달할 수 있도록 설계		● 공용단계에서 필요한 다이아프램 이외에도 시공중 필요시에는 임시 설치 가능 ● 최소한 풍하중을 전달할 수 있도록 설계	
↓		↓	
5-5	가로보 설계	5-5	가로보 설계
● 공용중 하중분배 기능		● 가설시 안정성 확보	

단계 6 : 반력산정 및 처짐 검토

[부록표 2-23] 반력산정 및 처짐 검토

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
6-1	반력산정	6-1	반력산정
● 사용하중조합 적용		● 사용하중조합 적용	
↓		↓	
6-2	지점보강재 검토	6-2	지점보강재 검토
● 활하중에 의한 처짐 검토		● 활하중에 의한 처짐 검토	

2.2 설계조건

본 비교 설계집은 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)과 도로교설계기준(2010)으로 각각 설계한 후 설계방법과 결과의 차이점을 살펴보고자 한다. 검토 목적은 종전의 기준과 주요하게 차이를 보이는 항목을 위주로 하중과 물량을 비교함으로 경향과 개념을 알아보고자 함이다.

2.2.1 교량 등급 및 제원

(1) 적용기준 : 도로교설계기준(한계상태설계법) 2015, 도로교설계기준 2010

(2) 형　　식 : 도로교설계기준 2015 - U형단면 강합성 박스거더교

도로교설계기준 2010 - 강합성 박스거더교

(3) 지간구성 : L = 230.0 m (55.0 + 2@60.0 + 55.0)

(4) 횡단폭원 : 26.8 m

(5) 교량등급 : 1등교

(6) 사　　각 : 0°

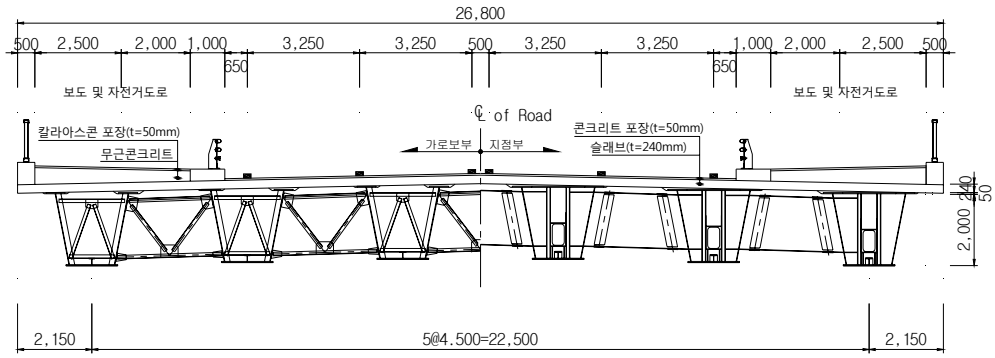
2.2.2 단면가정

검토하는 단면은 도로교설계기준(한계상태설계법) 2015의 기조에 따라 U형단면

강합성 박스거더교 단면을 대상으로 하였고 이는'도심지교량 설계 예제집'과 동일한 단면이다. 단면선정 배경에는 운반이 가능한 크기와 조밀단면 조건을 만족하기 위한 거더 간격(도.설.한 6.11.1.1(1))을 고려하여 가정하였다. 복부판의 경사는 도.설.한 6.11.1의 규정에 따라 1/4을 초과하지 않는 1/5.850으로 계획하였다.

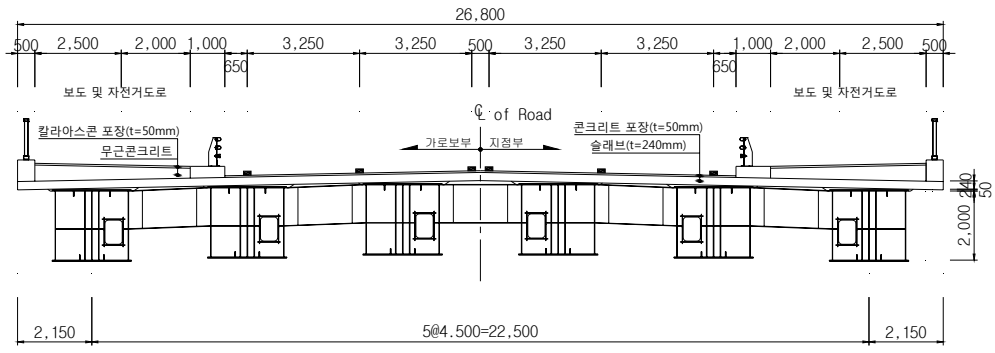
도로교설계기준 2010의 단면은 당초 국내에서 주로 사용되는 강합성 박스거더 단면으로 하였다. 비교대상인 U형단면에서 거더 간격을 포함한 바닥판 및 부가 시설을 동일하게 하였고 차이점은 단지 폐단면 박스거더로 변경하여 비교 검토하는 것으로 하였다.

(1) 도로교 설계기준 2015 : U형단면 강합성 박스거더교



[부록그림 2-4] U형단면 강합성 박스거더교(2015)

(2) 도로교 설계기준 2010 : 강합성 박스거더교



[부록그림 2-5] 강합성 박스거더교(2010)

2.2.3 환경조건에 따른 노출등급 결정

도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)에서는 콘크리트 구조물의 환경조건에 따라 노출등급을 제시하고 각 노출등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도와 콘크리트 피복두께를 규정하고 있다. 환경조건에 따른 바닥판 콘크리트의 노출 등급과 콘크리트 강도, 설계피복을 비교하면 다음과 같다.

(1) 환경조건에 따른 최소 콘크리트 강도

도로교설계기준 2015의 콘크리트 최소강도는 일반 환경에서 방수 처리된 포장인 경우 캔틸레버부에서 물과 접촉하는 콘크리트 표면인 EC4로 노출등급이 지배되고 이에 따라 최소 콘크리트 압축강도는 30MPa이 된다.

도로교설계기준 2010의 경우 바닥판의 최소설계기준압축강도는 환경조건과는 상관없이 철근콘크리트 부재는 27MPa 한 값으로 규정되어 도로교설계기준 2015보다 작은 콘크리트 강도로 계획이 가능하다.

[부록표 2-24] 환경조건에 따른 최소 콘크리트 강도

부재	위치	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015			
		적용강도 (MPa)	결정등급	최소강도 (MPa)	필요 최소값 (MPa)	적용강도 (MPa)
바닥판	①상면	27	EC3	30	30	30
	②하면		EC4	30	30	

(2) 피복두께

도로교설계기준 2015의 노출등급에 따른 피복두께는 최소피복두께와 설계편차 허용량의 합으로 구하고 최소피복두께는 환경조건에 의한 요구사항과 부착에 의한 요구사항 중 큰 값을 적용해야 한다. 여기에 강도, 품질관리 , 배치형상, 고부식 환경 등에 의해 가감이 되어 최종 피복두께를 산정하는데 본 예시의 일반환경에서의 구한 피복 두께는 다음의 표와 같다.

[부록표 2-25] 노출등급에 따른 피복두께

위치	도로교설계기준 2010 (mm)	도로교설계기준 2015 (mm)										
	순피복	부착 필요	내구성 필요 피복							최소 피복	설계 편차 허용량	공칭 피복
			노출 등급	초기 값	강도 상향	품질 관리	철근 고정	고부식	보정 값			
①상면	50	16	EC3	35	–	–	–5	–	30	30	10	40
②하면	30	16	EC4	40	–	–	–5	–	30	35	10	45

도로교설계기준 2010에서는 노출환경에 따른 최소 피복두께를 규정하고(도.설.기 4.3.3(1)) 기상조건이 양호한 곳에서의 콘크리트 바닥판 슬래브의 순피복은 상기의 표와 같다. 본 검토에서는 도로교설계기준 2015보다 상면의 피복은 크고 하면의 피복은 작게 나타났으나 고부식성 환경이나 PSC 구조물인 경우엔 도로교설계기준 2015의 피복이 다소 크게 산정되는 것으로 알려지고 있다.

2.3 바닥판 설계

2.3.1 일반사항

(1) 도로교설계기준 2015

바닥판 검토는 극한한계상태, 극단상황한계상태 및 사용한계상태에 대해 검토한다. 바닥판의 전단은 도로교설계기준(한계상태설계법) 4.6.2 규정에 따라 설계하는 것으로 하여 전단에 대한 검토는 생략한다.

- 노출환경등급 : EC4
- RC부재로 최소 설계등급 : E
- 균열폭 한계상태 : 사용한계상태 하중조합-Ⅴ, 표면한계균열폭 : 0.3mm

(2) 도로교설계기준 2010

바닥판 검토는 휨강도 검토, 사용성 검토를 수행한다. 바닥판의 전단은 도로교설계기준 2010 3.6.1.2(3)에 따라 검토를 생략한다.

2.3.2 바닥판 최소두께

(1) 도로교설계기준 2015

발주자에 의해 승인되지 않은 한, 콘크리트 바닥판의 최소두께는 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호덮개를 제외하고 220 mm 보다 작아서는 안 된다. (도.설.한 4.14.6.2)

- 최소두께 = 220mm 〈 바닥판 두께 : 240mm ∴만족

(2) 도로교설계기준 2010 (도.설.기 3.6.1.5)

- 내측바닥판

  차도부분 바닥판의 최소두께는 다음의 값과 220mm 중에서 큰 값으로 한다.

  연속판, 차량 진행방향에 직각 = 30L+130 = 30×2.286+130 = 199mm

  최소두께 = max(220, 199) = 220mm 〈 바닥판 두께 = 240mm ∴만족

- 캔틸레버부

  보도부 바닥판의 최소두께는 140mm를 표준으로 한다.

  최소두께 = 140mm 〈 바닥판 두께 = 240mm ∴만족

바닥판의 최소두께는 도로교설계기준 2015의 경우 보·차도 구분 없이 220mm를 규정하고 있다. 그러나 바닥판의 경험적 설계법을 적용하기 위해선 보호면의 두께를 제외하고 슬래브의 최소 두께는 240mm 이상이어야 한다. 또한 슬래브의 코아 두께는 150 mm 이상이여야 한다. 따라서 경험적 설계법을 적용하기 위해서는 바닥판의 두께와 피복을 고려하여야 하며 본 검토와 같이 육상의 환경조건에서 상·하면 피복 합계가 75~90mm 범위라 본다면 바닥판 두께 240mm가 절대적 최소치가 된다.

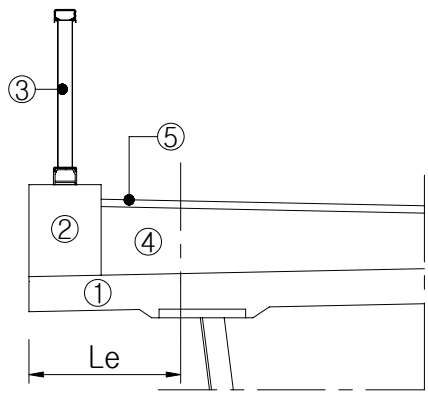
2.3.3 설계하중 및 하중조합

(1) 하중산정

도로교설계기준 2015는 유효지간 산정 방법은 제시되어 있지 않다. 따라서 기존과 같이 플랜지 돌출 폭 중앙부터 단부까지의 거리를 유효지간으로 하였다.

본 예시는 U형단면의 경우 상부 플랜지의 돌출 폭이 150mm로 폐단면 박스거더의 돌출 폭 100mm보다 커서 유효지간장의 차이를 보이나 단면형상이 아닌 하중조합과 강도 등의 설계법에 의한 차이를 살펴보기 위해 유효지간장을 동일하게 두었다.

재료의 단위질량이나 바닥판 설계에 적용되는 보도 하중 및 풍하중은 설계기준에 따른 차이를 보이지 않는다.



[부록그림 2-6] 캔틸레버 단면

- 유효지간 L_e = 1.050m

- 고정하중

[부록표 2-26] 고정하중 산정

구분	A(m^2)	γ (kN/m^3)	w (kN/m)	팔거리 (m)	M (kN·m/m)	비고
1	0.252	25	6.300	0.525	3.308	DC
2	0.315	25	7.875	0.800	6.300	DC
3			1.000	0.800	0.800	DC
4	0.259	23.5	6.075	0.275	1.671	DC
소계			21.250		12.078	
5	0.0275	23	0.633	0.275	0.174	DW
소계			0.633		0.174	

- 활하중(보도하중)

바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우 0.005MPa

W_L = 5×0.55 = 2.750 kN/m

M_L = 2.750 × 0.275 = 0.756 kN·m

– 차량충돌하중 (CT)

보도부이기 때문에 캔틸레버에 작용하는 차량 충돌하중은 고려하지 않음.

– 난간에 작용하는 풍하중 (WS)

P_w = 3.0 × 1.3 = 3.90 kN/m

M_w = 3.9 × 1.290 = 5.031 kN·m/m

(2) 하중조합

① 도로교설계기준 2015

하중수정계수 η = 1.0

[부록표 2-27] 하중조합(도로교설계기준 2015)

구분	DC	DW	LL(IM)	WS	CT	모멘트 (kN·m/m)
발생 모멘트	12.078	0.174	0.756	5.031	–	–
극한 한계상태 I	1.25	1.5	1.8	–	–	16.720
극한 한계상태 III	1.25	1.5	–	1.4	–	22.402
극한 한계상태 V	1.25	1.5	1.4	0.4	–	18.430
사용 하중조합-V	1	1	0.3	–	–	12.479

② 도로교설계기준 2010

[부록표 2-28] 하중조합(도로교설계기준 2010)

구분		Dead	LL(IM)	WS	CT	모멘트 (kN·m/m)	비고
발생 모멘트		12.252	0.756	5.031	–	–	
극한강도 조합	CASE 1	1.3	2.15	–	–	17.554	
	CASE 2	1.3	1.3	–	1.3	16.911	충돌하중조합
	CASE 3	1.3	–	1.3	–	22.242	풍하중 조합
	MAX/MIN					22.242	
사용하중 조합	CASE1	1.0	1.0	0.3	–	14.518	풍하중 조합
	CASE2	1.0	1.0			13.008	주하중 조합
	MAX/MIN					14.518	

하중조합 결과 활하중이 보도하중으로 크지 않아 풍하중 조합에 설계 단면력이 결정되었다. 도로교설계기준 2010과 도로교설계기준 2015의 설계단면력이 극한한계상태에서는 유사하고, 사용한계상태에서는 86%수준으로 더 작게 나타났다.

(3) 휨강도 검토

[부록표 2-29] 휨강도 검토

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
재료	콘크리트 : f_{ck} = 27MPa 철 근 : f_y = 400MPa	콘크리트 : f_{ck} = 30MPa 철 근 : f_y = 400MPa
배근	$A_{s,req}$ = 446.9 (최소철근량) $A_{s,use}$ = H13@250mm^2 = 506.8mm^2	$A_{s,req}$ = 435.9mm^2 (최소철근량) $A_{s,use}$ = H13@250 = 506.8mm^2
설계모멘트	M_u = 22.242 kN·m	M_u = 22.402 kN·m
저항모멘트	ϕM_n = 30.255 kN·m	ϕM_n = 34.358 kN·m

필요철근량이 최소철근량으로 결정되어 사용철근량에 설계법에 따른 차이는 없지만 필요철근량이 도로교설계기준 2010대비 97% 수준으로 감소하고 저항모멘트는 114% 수준으로 증가하여 도로교설계기준 2015로 설계할 경우 더 경제적인 설계가 가능함을 보여준다.

2.3.4 내측 바닥판

내측 바닥판은 경험적 설계법을 적용하였다. 먼저 기준에 따른 경험적 설계법의 적용 한계는 두 기준이 유사하다. 다만 도로교설계기준 2015에서는 강교부분에 다음의 두 조건이 추가로 규정되었다.

1) 지점선의 단면에 가로보 또는 격벽이 사용된 경우

2) 따로 분리된 박스 거더와 같이 비틀림 강성이 큰 단면은 박스 사이의 중간격벽 간격이 8,000mm 를 초과하지 않는 경우이며, 그렇지 않는 경우 박스단면 사이의 횡방향 휨에 대한 검토를 수행하여 필요시 추가 철근을 배근한다.

경험적 설계법에 의해 배근하는 최소 철근량은 다음과 같다.

[부록표 2-30] 4개층의 최소 철근량

구분			도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
주철근	하면	필요	$240{,}000\times0.4\% = 960mm^2$	$240{,}000\times0.3\% = 720mm^2$
		사용-1Cycle	H13@250 = $506.8mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$
		사용-2Cycle	H13@250 = $506.8mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$
	상면	필요	$240{,}000\times0.3\% = 720mm^2$	$240{,}000\times0.3\% = 720mm^2$
		사용-1Cycle	H16@500 = $397.2mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$
		사용-2Cycle	H16@500 = $397.2mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$
배력근	하면	필요	$240{,}000\times0.3\% = 720mm^2$	$240{,}000\times0.3\% = 720mm^2$
		사용-1Cycle	H16@500 = $397.2mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$
		사용-2Cycle	H16@500 = $397.2mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$
	하면	필요	$240{,}000\times0.3\% = 720mm^2$	$240{,}000\times0.3\% = 720mm^2$
		사용-1Cycle	H16@500 = $397.2mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$
		사용-2Cycle	H16@500 = $397.2mm^2$	H16@500 = $397.2mm^2$

도로교설계기준 2015에서 지간방향 하부 철근의 최소철근량이 당초 단면의 0.4%에서 0.3%로 75% 수준으로 감소되었다. 이는 실제 배근에서도 직접적인 철근량의 감소로 이어지며 본 검토에서는 78% 수준으로 감소되는 것으로 나타났다.

2.4 주거더 설계

2.4.1 일반사항

도로교설계기준(한계상태설계법)으로 넘어오며 설계개념이나 검토 방법, 적용 식 등이 가장 많이 변경된 항목 중 하나로 강교부분을 들 수 있다. 기존의 도로교설계기준은 발생하중에 대한 저항의 개념으로 인장부재의 항복강도를 안전율(약 1.67)로 나눈 허용응력의 개념을 사용하였으나, 한계상태설계법은 각 한계상태 검토 시 저항에 대한 개념으로 모멘트, 전단력 등의 단면력 형태의 강도로 나타나거나 부모멘트 압축플랜지와 같이 응력형태의 강도로 혼용되어 사용되어진다.

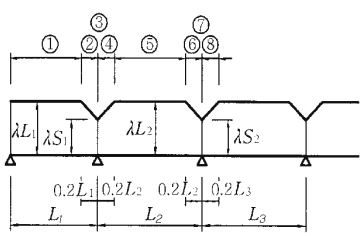
또한 설계하중을 위한 하중 조합도 허용응력조합과 각 한계상태(극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태 등)와 같이 개념이 달라 항목별 1:1 비교는 매우 어렵다.

따라서 본 항목에서는 주거더의 물량에 대한 비교를 위주로 하고 큰 차이를 보이는 활하중과 하중조합 결과 등을 비교하고자 한다.

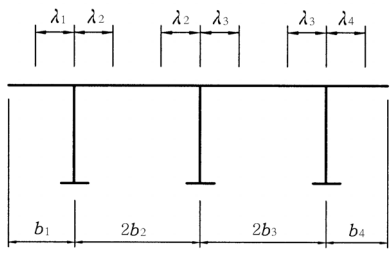
2.4.2 단면의 유효폭

(1) 설계기준 비교

[부록표 2-31] 단면의 유효폭 산정

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
등가 지간장	 〈연속거더의 등가지간장〉	플랜지의 유효폭을 계산하는데 사용하는 등가지간장은 단순지지 된 지간에서는 실제 지간장을 사용하고, 연속 지지의 경우에는 고정하중에 의하여 발생하는 정모멘트 구간의 거리 혹은 부모멘트 구간의 거리 중에서 고려하고 있는 단면이 속한 구간의 거리를 사용한다.

[부록표 2-32] 단면의 유효폭 설계기준 비교

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
유효폭	 지간부 b/l ≤ 0.05 λL=b 0.05 ≤ b/l ≤ 0.3 λL=(1.1-2(b/l))·b b/l ≥ 0.3 λL=0.15l 지점부 b/l ≤ 0.02 λS=b 0.02 ≤ b/l ≤ 0.3 λL=(1.06-3.2(b/l)+4.5(b/l)2)·b b/l ≥ 0.3 λL=0.15l	내측거더의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다. • 등가지간장의 1/4 • 슬래브 평균두께의 12배 + Max(복부 두께, 주거더 상부플랜지폭의 1/2) • 인접한 보 사이의 평균 간격 • 박스거더의 하부플랜지 -단순지간의 경우 하부플랜지의 폭이 지간장의 1/5을 초과하지 않으면 다중 박스거더 및 단일 박스거더 단면의 하부플랜지폭 전체를 휨에 대한 유효폭으로 본다. 하부플랜지의 폭이 지간장의 1/5을 초과할 때에는 지간장의 1/5을 휨에 대한 유효폭으로 본다. 연속지간에서는 상기 조건을 영구하중 작용시 변곡점간의 거리에 대하여 적용한다.

(2) 유효폭 산정(내측거더)

[부록표 2-33] 유효폭 산정(내측거더)

구분		도로교설계기준 2010				도로교설계기준 2015			
		등가지간장 (m)	전폭 (mm)	유효폭 (mm)	비율	등가지간장 (m)	전폭 (mm)	유효폭 (mm)	비율
지간부	바닥판	44.0	4,500	4,500	1.000	40.0	4,500	4,500	1.000
	하부플랜지		2,300	4,500	1.000		1,500	1,500	1.000
지점부	바닥판	23.0	4,500	4,178	0.928	30.0	4,500	4,500	1.000
	하부플랜지		2,300	2,139	0.935		1,500	1,500	1.000

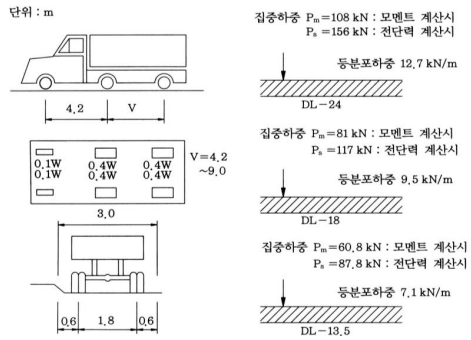
유효폭 비교결과 도로교설계기준 2015는 전폭이 유효한 반면 도로교설계기준 2010은 지점부에서 바닥판의 유효율은 0.928, 하부플랜지의 유효율은 0.935로 다소 작게 산출된다.

2.4.3 활하중

(1) 설계기준 비교

[부록표 2-34] 활하중 설계기준 비교

도로교설계기준 2010



〈DB하중〉 〈DL하중〉

하중등급	총하중 1.8W(kN)	전륜하중 0.1W(kN)	후륜하중 0.4W(kN)
DB-24	432	24	96

• 설계차량 활하중
(1) 차로당 1대의 DB하중 또는
(2) 1차로분의 DL하중 중 불리한 값

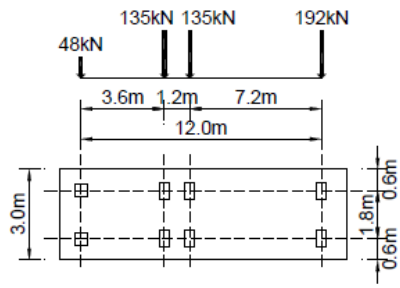
• 활하중 동시재하 계수

1차로	2차로	3차로	4차로
1.0	1.0	0.9	0.75

• 충격계수

$$I = \frac{15}{40+L} \leq 0.3$$

도로교설계기준 2015



〈표준트럭하중(KL-510)〉

L ≤ 60m	$W = 12.7$(kN/m)
L 〉 60m	$W = 12.7 \times (60/L)^{0.1}$(kN/m)

〈표준차로하중〉

• 설계차량 활하중
(1) 표준트럭하중의 75%+표준차로하중
(2) 표준트럭하중
(1)과 (2) 중 큰 값

• 활하중 동시재하 계수

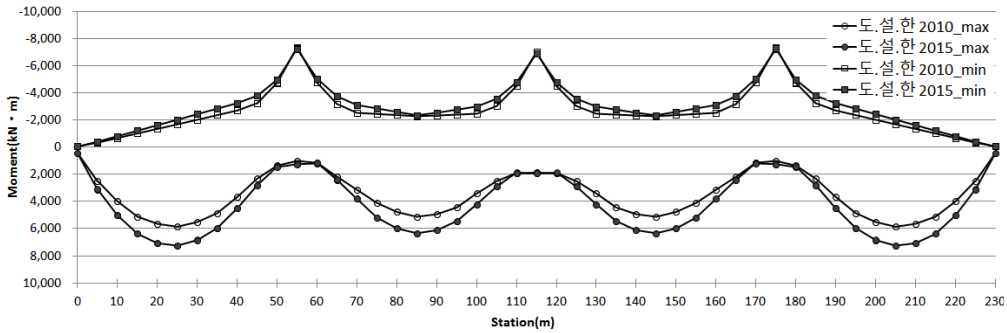
1차로	2차로	3차로	4차로	5차로 이상
1.0	0.9	0.8	0.7	0.65

• 충격계수

성분		IM
바닥판 신축이음장치를 제외한 모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25%
	피로한계상태	15%

(2) 활하중 해석 결과

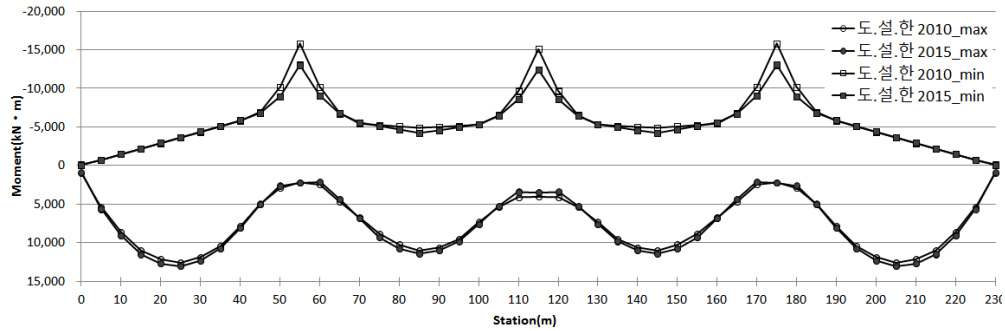
차량에 의한 활하중결과는 다음과 같다.



[부록그림 2-7] 활하중 모멘트도(하중계수 미 적용)

[부록표 2-35] 활하중 해석결과(하중계수 미 적용)

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015	비율
최대 정모멘트(kN·m)	5,855	7,249	124%
최대 부모멘트(kN·m)	-7,365	-7,255	98%



[부록그림 2-8] 활하중 모멘트도(하중계수 적용)

[부록표 2-36] 활하중 해석결과(하중계수 적용)

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015	비율
최대 정모멘트(kN·m)	12,588	13,048	104%
최대 부모멘트(kN·m)	-15,835	-13,058	82%

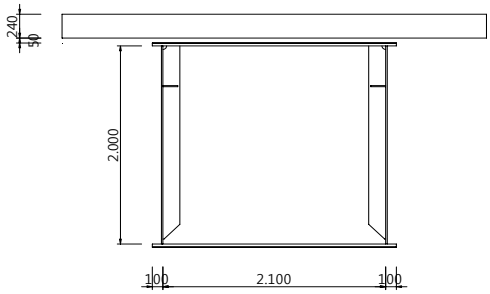
하중계수를 적용하지 않은 경우 도로교설계기준 2010 대비 최대 정모멘트는 124% 크게 산출되는 반면 최대 부모멘트는 98% 수준으로 작은 차이를 보인다. 그러나 이 결과 값의 차이가 강합성 거더에서 허용응력설계법과 한계상태설계법의 차이로 인해 직접적으로 크다 작다 평하기는 어렵다. 그러나 하중계수를 적용한 경우(도로교설계기준 2015는 1.8, 도로교설계기준 2010은 2.15) 최대 정모멘트는 104% 수준 최대 부모멘트는 82%수준으로 정모멘트는 거의 유사하고 부모멘트는 오히려 감소함으로 도로교설계기준 2015가 더 경제적인 설계가 가능함을 보여준다. 또한 도로교설계기준 2015 3.6.1.7 처짐 평가를 위한 하중재하의 해설편을 보면 기존의 도로교설계기준(2010)의 DB하중 또는 DL하중에 의한 처짐에 비해 위 규정의 처짐은 약 80%~96% 정도의 값을 나타낸다고 명시되어 있다.

2.4.4 주거더 단면검토

[부록표 2-37] 주거더 단면검토

도로교설계기준 2010

- 단면검토 : 허용응력 검토
- 최대 정모멘트부
  - 검토단면



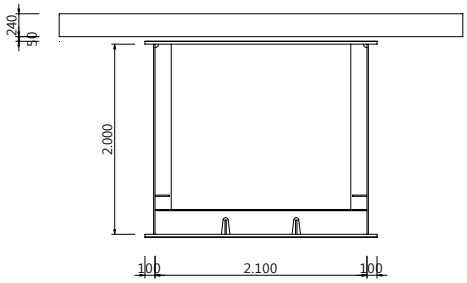
구분	유효폭	두께	개수
바닥판	4,500	240	1
상부플랜지	2,300	14	1
하부플랜지	2,300	18	1
복부	2,000	14	2

  - 응력검토

상연 f_{top}=-132MPa〈f_{ca}=-230MPa (57%)

하연 f_{bot}= 188MPa〈f_{ta}= 230MPa (82%)

- 최대 부모멘트부
  - 검토단면



구분	유효폭	두께	개수
바닥판	4,185	240	1
상부플랜지	2,139	28	1
하부플랜지	2,139	32	1
복부	2,000	14	2
종방향 보강재	150	14	2

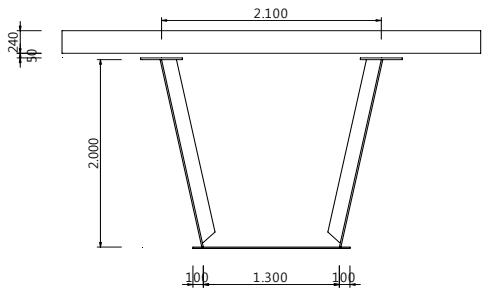
  - 응력검토

상연 f_{top}= 204MPa〈f_{ca}= 230MPa (89%)

하연 f_{bot}=-205MPa〈f_{ta}=-230MPa (89%)

도로교설계기준 2015

- 단면검토 : 극한한계상태 검토
- 최대 정모멘트부
  - 검토단면



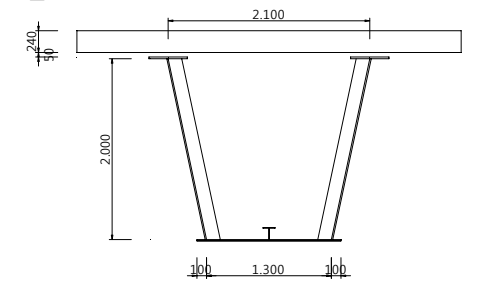
구분	유효폭	두께	개수
바닥판	4,500	240	1
상부플랜지	400	22	2
하부플랜지	1,500	18	1
복부	2,040	14	2

  - 극한한계상태 검토

M_u=3.163×10^{10}

〈$\phi_f M_n = 4.417 \times 10^{10} N \cdot mm$ 만족 (76%)

- 최대 부모멘트부
  - 검토단면



구분	유효폭	두께	개수
바닥판	4,500	240	1
상부플랜지	560	36	2
하부플랜지	1,500	34	1
복부	2,040	14	2
종방향 보강재	125×125	8	1

  - 극한한계상태 검토

상연 f_{bu}= 357MPa〈$\phi_f F_{nt}$= 380MPa (94%)

하연 f_{bu}=-348MPa〈$\phi_f F_{nc}$=-372MPa (94%)

도로교설계기준 2015로 단면을 검토한 결과와 유사한 수준의 안전율을 갖도록 허용응력 설계법으로 검토한 단면의 두께를 산정하였다. 적용하중은 고정하중과 활하중만을 고려한 결과이다.

2.5 전단연결재

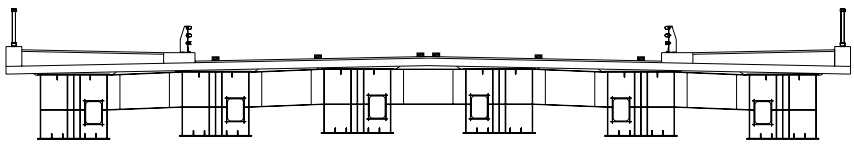
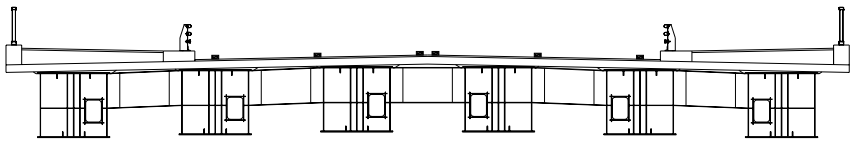
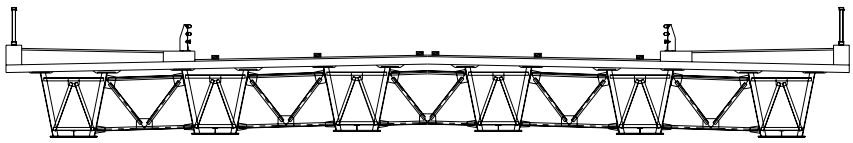
[부록표 2-38] 전단연결재

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015	비고
검토 내용	피로에 의한 스터드 간격검토 스터드 극한강도 검토 스터드 허용전단응력검토 단부에 온도 및 건조수축 고려	피로한계상태의 스터드 피치검토 극한한계상태의 스터드 극한강도검토 – 단부에 온도 및 건조수축 고려사항 없음	
스터드 사용 개수	4,125EA	2,760EA	66%

전단연결재는 도로교설계기준 2015에서는 피로와 극한강도로 결정하도록 되어있고 도로교설계기준 2010에서는 피로와 극한강도 검토와 더불어 스터드 허용전단응력을 검토한다. 여기에 거더 단부에 온도하중과 건조수축에 의한 영향을 추가로 고려하여 영향 범위 내에서 스터드 간격이 더 촘촘히 설치되게 된다. 그러나 도로교설계기준 2015에서는 스터드의 극한한계상태에서 최대정모멘트와 단부구간, 최대 정모멘트와 최대 부모멘트 구간으로 구분하여 구간전체의 설계하중에 대한 스터드의 총 배치 개수만으로 산정하고 온도나 건조수축에 대한 단부 고려가 없다. 이러한 내용을 바탕으로 필요량과 배치에 따른 총 사용개수를 산정한 결과 도로교설계기준 2015는 2,760EA, 도로교설계기준 2010은 4,125EA가 배치되어 도로교설계기준 2015가 66% 수준으로 작게 설치되는 결과를 보인다.

2.6 수량비교

[부록표 2-39] 횡단면도

단면	설계 방법	횡단면도
폐단면	허용응력	
	한계상태	
U형 단면		

설계법(허용응력설계법과 한계상태설계법)과 거더 단면(폐단면과 U형단면)의 차이에 의한 강재량 비교를 통해 개략적인 경제성을 파악하고자 한다. 폐합단면(허용응력설계법)과 U형단면(한계상태설계법)의 강재 수량을 비교하면 다음과 같다.

[부록표 2-40] 내측거더 1열의 강재 수량

구분	강재량 (tonf)		비율
	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015	
상하부 플랜지, 복부, 종방향 보강재	211.5	182.9	86%
수평보강재, 횡방향 보강재	8.9	–	
합계	220.4	182.9	83%

상기의 수량은 직접적인 비교를 위해 부부재(다이아프램, 수직보강재 등)는 동일하다고 가정하고 자중의 할증 없이 해석에 사용된 순수 단면적만으로 산출한 수량으로 통상 설계시의 강재량과는 차이가 있을 수 있다.

또한, 도로교설계기준 2015의 강교 특징은 보강재를 최소화 하는 설계가 가능하므로 수평보강재가 생략 가능한 최소 두께 등을 고려한 제원으로 검토하였고 도로교설계기준 2010의 수량에서는 수평보강재와 횡보강재를 분리하여 나타내었다.

강재량을 비교한 결과 순수 단면에 의한 차이는 도로교설계기준 2010에 비해 86% 수준이고, 보강재를 포함하면 83% 수준으로 보강재가 간소화됨에 따라 더 경제적인 설계가 가능함을 보여주었다.

설계방법의 비교, 즉 허용응력설계법과 한계상태설계법의 차이에 의한 물량변화를 알 수 있도록 폐단면(한계상태설계법)을 추가해서 강재 거더의 물량만 개략적으로 비교하면 다음과 같다.

[부록표 2-41] 단면과 설계법에 대한 강재 수량 비교

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015	
	폐단면 박스거더	폐단면 박스거더	U형단면 박스거더
강재량	220.4	211.0	182.9
비율	100%	96%	83%

3. PSC 합성거더교

3.1 설계흐름도

3.1.1 주설계 흐름도

[부록표 2-42] 주설계 흐름도

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단계1 설계조건 결정 및 단면가정	단계1 설계조건 결정 및 단면가정
● 교량설계 제원결정 및 단면가정 ● 사용재료결정 및 특성값 산정	● 교량설계 제원결정 및 단면가정 ● 내구성을 고려한 설계조건 결정
↓	↓
단계2 바닥판 설계	단계2 바닥판 설계
● 외측부 : 극한강도설계 및 사용성 검토 ● 내측부 : 경험적 또는 전통적 설계법 적용	● 외측부 : 차량충돌하중(CT) 극단상황한계상태에 포함 ● 내측부 : 경험적 또는 전통적 설계법 적용
↓	↓
단계3 거더 설계	단계3 거더 설계
● 단면상수 계산 ● 하중 및 하중조합 – 횡방향 하중분배 해석 – 격자해석에 의한 거더별 부재력 산정 – 텐던배치 및 응력산정 ● 허용응력 검토 – 허용응력검토 / 처짐 검토(캠버계산) ● 극한강도 검토 – 휨강도 검토 Whitney 곡선을 이용한 단면 휨저항모멘트 산정 취성파괴 방지 검토(균열모멘트 검토) – 전단강도 검토 콘크리트 전단강도 계산(휨전단균열 발생시, 복부 전단균열 발생시) 스터럽 배치간격 결정 – 전단연결재 설계 – 정착부 설계(관용적 설계법)	● 단면상수 계산 ● 하중 및 하중조합 – 고정하중 : DC 및 DW 구분 – 활하중 : 횡분배계수 적용 – 텐던배치 및 응력산정 ● 사용한계상태 검토 – 응력한계검토 / 처짐 검토(캠버계산) ● 극한한계상태 검토 – 휨강도 검토 응력-변형률 곡선을 이용한 단면휨저항모멘트 산정 취성파괴 방지 검토(극단상황한계상태 재료계수 적용) – 전단강도 검토 전단보강철근이 없는 부재로 설계 전단보강철근이 배치된 설계(변각트러스 모델) – 전단연결재 설계 – 정착부 설계(스트럿-타이)
↓	↓

[부록표 2-42] 주설계 흐름도 (계속)

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
단계4	가로보 설계	단계4	가로보 설계
● RC부재 휨/전단 설계		● RC부재 휨/전단 설계	
↓		↓	
단계5	2차 응력 산정 및 바닥판 종방향 검토	단계5	2차 응력 산정 및 바닥판 종방향 검토
● 단계별 재령을 고려한 크리프 계수 및 건조수축 변형률 산정		● 단계별 재령을 고려한 크리프 계수 및 건조수축 변형률 산정	
↓		↓	
단계6	반력산정	단계6	반력산정

3.1.2 세부 설계흐름도

단계 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

[부록표 2-43] 설계조건 결정 및 단면가정

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
1-1	설계조건 결정 및 단면가정	1-1	설계조건 결정 및 단면가정
● 교량형식 및 설계 개요 ● 단면개요		● 교량형식 및 설계 개요 ● 단면개요	
↓		↓	
1-2	환경조건에 따른 노출등급결정	1-2	환경조건에 따른 노출등급결정
● 내용없음		● 환경조건에 따른 노출등급 결정 – 노출등급 결정 – 노출등급에 따른 최소콘크리트강도, 최소피복두께 결정	
↓		↓	
1-3	사용재료 및 설계강도 결정	1-3	사용재료 및 설계강도 결정
● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 (콘크리트) – 설계기준강도(재령28일 압축강도) : f_{ck} – 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa) – 균열등급에 따른 허용인장응력 비균열 등급 : $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$ 부분균열 등급 : $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$ 완전균열 등급 : $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$ (철근) – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s (PS강연선) – 기준인장강도 : f_{pu} – 기준항복강도 : f_{py} – 탄성계수 : E_p – PS 최대허용긴장응력 : $f_{o,\max} = \min[0.8f_{pu}, 0.94f_{py}]$ – PS 최대허용긴장응력(긴장 및 정착 직후) : $f_{pmo} = \min[0.74f_{pu}, 0.82f_{py}]$ – 유효 PS력과 지속하중조합시 PS강재의 응력제한 : $0.45f_{pu}$ – 유효 PS력과 전체하중조합시 PS강재의 응력제한 : $0.6f_{pu}$		● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 (콘크리트) – 표준압축강도(재령28일 압축강도) : f_{ck} – 평균압축강도 : $f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$ – 평균인장강도 : $f_{ctm} = 0.3(f_{cm})^{2/3}$ – 기준인장강도 : $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$ – 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ (MPa) (철근) – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s (PS강연선) – 기준인장강도 : f_{pu} – 기준항복강도 : f_{py} – 탄성계수 : E_p – PS 최대허용긴장응력 : $f_{o,\max} = \min[0.8f_{pu}, 0.9f_{py}]$ – PS 최대허용긴장응력(긴장 및 정착 직후) : $f_{pmo} = \min[0.75f_{pu}, 0.85f_{py}]$ – 유효 PS력과 사용한계상태하중조합–Ⅴ 에서의 PS강재의 응력제한 : $0.65f_{pu}$	

단계 2 : 바닥판 설계

[부록표 2-44] 바닥판 설계

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
2-1	설계단면 및 하중산정	2-1	설계단면 및 하중산정
● 설계지간 산정 ● 바닥판 최소두께 검토 ● 하중 : 고정하중(D), 활하중(L), 차량충돌하중(CT), 방호벽에 작용하는 풍하중(WS), 원심하중(CF)		● 설계지간산정 ● 바닥판 최소두께 검토 ● 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL), 차량충돌(CT), 방호벽에 작용하는 풍하중(WS), 원심하중(CF) ※ 차량충돌하중(CT)은 극단상황한계상태	
↓		↓	
2-2	극한강도 및 사용성 검토(외측부)	2-2	극한한계상태, 극단상황한계상태 및 사용한계상태 검토(외측부)
● 극한 강도 검토(휨강도) 필요철근량 검토 → 최소철근량검토 → 최대철근비 검토 → 휨강도 검토 및 휨설계 → 수평철근량 계산 ● 사용성 검토 ① 균열 검토(사용하중조합) – 철근응력 산정 – 철근배치간격 검토 ② 처짐 검토 ③ 피로 검토		● 극한한계상태 검토(휨강도) 단면형상 및 재료계수 결정 → 응력-변형률 곡선의 콘크리트강도 변화에 따른 계수 산정 → 필요철근량 검토 → 최소철근량 검토 → 허용중립축 깊이검토 → 휨강도 검토 및 휨설계 → 수평철근량 계산 ● 사용한계상태 검토 ① 응력한계 검토(사용하중조합 Ⅰ) – 철근의 인장응력 제한검토 – 콘크리트 압축응력 제한검토 ② 균열 검토(사용하중조합 Ⅲ) – 최소철근량 검토 – 간접균열 제어 – 균열폭 산정 및 검토 ③ 처짐 검토 : 한계지간/깊이 비 검토	
↓		↓	
2-3	바닥슬래브의 경험적 설계법(내측부)	2-3	바닥슬래브의 경험적 설계법(내측부)
● 경험적 설계법 적용성 검토 ● 보강철근량 산정		● 경험적 설계법 적용성 검토 ● 보강철근량 산정	
↓		↓	
2-4	단부설계	2-4	단부설계
● 극한강도 검토(휨, 전단) ● 사용성 검토		● 극한한계상태 검토(휨강도) ● 사용한계상태 검토	
↓		↓	
2-5	차륜하중에 대한 뚫림 전단 설계	2-5	차륜하중에 대한 뚫림 전단 설계
● 내용 없음		● 차륜하중에 의한 최대전단응력 산정 ● 뚫림전단강도 검토	

단계 3 : 거더 설계

[부록표 2-45] 거더 설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
3-1 단면계수산정	3-1 단면계수산정
● 총단면 / 순단면 / PS환산단면 ● 합성단면(슬래브 환산단면) ← 플랜지 유효폭	● 총단면 / 순단면 / PS환산단면 ● 합성단면(슬래브 환산단면) ← 플랜지 유효폭 ※전단강도 검토를 위한 전단검토 위치의 Q(단면1차모멘트) 추가로 산정 필요
↓	↓
3-2 하중산정 및 하중조합	3-2 하중산정 및 하중조합
● 횡분배 해석 고정하중과 활하중에 대한 거더별 분배하중 계산 ● 종방향 해석 분배하중을 거더에 재하하여 종방향 해석 수행 ● 부재력 정리 및 하중조합	● 고정하중 – DC(합성전 고정하중) : 거더자중, 가로보, 슬래브 – DW(합성후 고정하중) : 포장, 방호벽 ● 활하중 ① 횡분배계수 산정 ② 단경간 거더 활하중영향선을 이용한 부재력 산정 ③ 횡분배계수 × 부재력 = 내•외측 활하중 부재력 ● 부재력 정리 및 하중조합
↓	↓
3-3 허용응력검토	3-3 사용한계상태 검토
● 균열등급 결정 – 균열등급에 따른 허용인장응력 결정 비균열등급 : $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$ 부분균열 등급 : $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$ 완전균열 등급 : $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$ ● 응력 검토 ① PS에 의한 응력 산정 소요 PS강연선 개수 산정 → PS강연선 배치 → PS 긴장력 가정 → PS 즉시손실량 산정 → 초기응력 결정 → PS 장기손실량 산정 → 유효응력 결정 → PS 긴장재의 신장량 산정 ※ PS 최대허용긴장응력 검토(긴장시, 긴장직후, 지속하중 작용시) ② PS영향을 고려한 재하단계별 응력 검토 – 콘크리트 압축응력 제한 (전체하중 작용시) : $0.6f_{ck}(t)$ (지속하중상태) : $0.45f_{ck}(t)$	● 사용한계상태 설계등급 결정 – 노출환경 및 구조형식 → 최소설계등급 결정 → 해당등급에 따른 사용한계상태 검증 ● 응력 검토 ① PS에 의한 응력 산정 소요 PS강연선 개수 산정 → PS강연선 배치 → PS 긴장력 가정 → PS 즉시손실량 산정 → 초기응력 결정 → PS 장기손실량 산정 → 유효응력 결정 → PS 긴장재의 신장량 산정 ※ PS 최대허용긴장응력 검토 ② PS영향을 고려한 재하단계별 응력 검토 – 콘크리트 압축응력 제한 사용하중조합 Ⅰ : $0.6f_{ck}$ 사용한계상태하중조합-Ⅴ : $0.45f_{ck}$
↓	↓

[부록표 2-45] 거더 설계 (계속)

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
3-3	허용응력검토(계속)	3-3	사용한계상태 검토(계속)
● 균열 검토 – PSC부재의 비균열등급의 허용응력을 충족하므로 별도의 균열폭 검토 생략 ● 처짐 검토 – 고정하중 및 활하중 처짐계산 – 장기처짐 계산 – 활하중처점 검토 및 솟음량 계산		● 균열 검토 – PSC부재의 영응력한계상태 충족하므로 별도의 균열폭 검토 생략 ● 처짐 검토 – 고정하중 및 활하중 처짐계산 – 장기처짐 계산 – 활하중처점 검토 및 솟음량 계산	
↓		↓	
3-4	극한강도검토	3-4	극한한계상태 검토
● 휨 설계 • 단면 휨저항 강도 산정 ① 중립축 결정(T형보 판별) ② 강재발생응력 f_{ps} 계산 ③ 단면 휨저항강도 산정 • 취성파괴방지 검토 ① 균열모멘트 1.2배 이상의 힘에 저항 ● 전단 설계 ① 콘크리트 전단강도 계산 – 휨전단 균열이 발생할 때의 전단강도 검토 – 복부전단 균열이 발생할 때의 전단강도 검토 ② 강재가 부담할 전단력 계산 ③ 스터럽 배치간격 결정		● 휨 설계 • 단면 휨저항 강도 산정 ① 단면형상 및 재료상수 결정 ② 중립축 결정($F_s = F_c$) → 단면형상 판단 ③ 응력-변형률 관계를 이용한 강재발생 변형률 산정 – 단면 휨에 의한 강재발생 변형률 산정 – PS 도입에 의한 Pre-strain을 포함한 강재변형률 산정 ④ 변형률에 상응하는 강재발생응력 산정 $f_s(\epsilon_{pre}), f_s(\epsilon_s + \epsilon_{pre})$ ⑤ 강재발생력 F_s 산정 및 단면 휨저항강도 산정 • 취성파괴 방지 검토 ① 사용하중조합-III에 의해 관찰이 가능한 휨균열이 발생할 수 있도록, 긴장재를 가상으로 감소시켜 남아있는 긴장재가 사용하중조합-III에 의해 발생하는 휨모멘트를 저항할 수 있도록 하는 방법 ② 최소철근량을 배치하는 방법 $A_{s,\min} = M_r / z_s f_y$ ※ 감소된 긴장재에 의한 휨저항강도 산정시 극단상황한계상태의 재료계수($\phi_s = 1.0$)를 적용 ● 전단 설계 • 전단보강철근이 없는 부재로 설계 휨균열이 발생하지 않는 구간의 전단강도 산정 ※ 단면의 깊이 방향으로 복부폭이 변화하는 단면인 경우, 최대주응력은 도심축이 아닌 축에서 발생할 수 있다. 이러한 경우 전단강도의 최소값은 단면의 여러 위치에서 V_{cd}를 계산하여 산정해야 한다.	

[부록표 2-45] 거더 설계 (계속)

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
3-4	극한강도검토(계속)	3-4	극한한계상태 검토(계속)
● 전단연결재 설계 ① 계면에 작용하는 전단응력 산정 ② 계면 설계전단강도 산정 ● 정착부 설계 ① 국소구역의 설계 ② 일반구역의 설계 – 스트럿 타이 모델 – 탄성응력해석 – 간이계산법 등이 적용가능		※ 합성단계별 하중과 단면계수를 적용 (전단보강철근이 배치된 부재로 설계) ※ 전단철근이 배치된 부재의 전단강도 산정시 전단철근이 항복한다는 가정하에 표준트러스모델을 이용하여 압축스트럿 각을 변화시켜가면서 콘크리트스트럿의 압축파괴 기준에 근접시켜 전단강도를 산정 ※ 콘크리트의 전단강도 기여를 무시한 철근의 전단강도 기여만을 고려 ※ 기존/한계 전단보강철근 배치된 부재의 설계법 비교 – 기존 : ACI code에 근거한 시험과 경험에 근거한 설계법으로 수정(경사각 45°고정)트러스모델에 기반 – 한계 : 표준트러스모델에 근거하여 경사각을 조절한 변각트러스모델 ① 경사 Tendon에 의한 작용전단력 감소 효과 고려 ② 수직스트럽이 배치된 부재의 설계전단강도 ③ 작용전단력에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력에 대한 Tendon의 휨에 대한 여용력 검토 ●전단연결재 설계 ① 계면에 작용하는 전단응력 산정 ② 계면 설계전단강도 산정 ● 정착부 설계 ① 지압부 설계 ② 정착부 파열력 및 할렬력 검토 (Strut-Tie Model)	

단계 4 : 연결부 설계

[부록표 2-46] 연결부 설계

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
4-1	설계단면 선정 및 하중산정	4-1	설계단면 선정 및 하중산정
● 하중 : 고정하중, 활하중		● 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL)	
↓		↓	
4-2	극한강도검토	4-6	극한한계상태 검토
● 휨강도 검토 필요철근량 검토 → 최소철근량 검토 → 최대철근비 검토 → 휨강도 검토 및 휨설계 → 수평철근량 계산 ● 전단강도 검토 ① 콘크리트 전단강도 계산 ② 강재가 부담할 전단력 계산 ③ 스터럽 배치간격 결정		● 휨강도 검토 단면형상 및 재료계수 결정 → 응력-변형률 곡선의 콘크리트강도 변화에 따른 계수 산정 → 최대철근비 및 압축철근 필요 검토 → 작용외력에 대한 중립축 결정 → 휨강도 검토 및 휨설계 ● 전단강도 검토 ① 깊은 보 판별 ② 전단보강철근이 없는 부재로 설계 ③ 전단보강철근이 배치된 부재로 설계 – 최대설계전단강도 검토 (콘크리트 스트럿의 압축파괴 기준) – 전단강도 검토(외력에 대한 검토) – 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력에 대한 여용력 검토 ※ 변각 트러스 모델	

단계 5 : 부부재 설계

[부록표 2-47] 부부재 설계

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
5-1	2차 응력 산정용 계수 산정	5-1	2차 응력 산정용 계수 산정
● 크리프계수 산정 – 콘크리트 재령 및 하중재하 시점을 고려 ● 건조수축 변형률 산정 – 콘크리트 재령 및 양생시간 고려		● 크리프계수 산정 – 콘크리트 재령 및 하중재하 시점을 고려 ● 건조수축 변형률 산정 – 콘크리트 재령 및 양생시간 고려	
↓		↓	
5-2	합성에 의한 2차 응력 산정	5-2	합성에 의한 2차 응력 산정
● 크리프에 의한 부재력 및 2차 응력 산정 ● 건조추축에 의한 부재력 및 2차 응력 산정		● 크리프에 의한 부재력 및 2차 응력 산정 ● 건조추축에 의한 부재력 및 2차 응력 산정	
↓		↓	
5-3	2차 응력을 고려한 응력 재검토	5-3	2차 응력을 고려한 응력 재검토
● 2차 응력을 고려한 응력 재검토		● 2차 응력을 고려한 응력 재검토	
↓		↓	
5-4	2차 응력을 고려한 연속부 검토	5-4	2차 응력을 고려한 연속부 검토
● 2차 고정하중 및 활하중에 의한 부재력 ※ 슬래브 연속화 격자해석 이용 ● 건조수축에 의한 연속부 2차 부재력 산정 ● 크리프에 의한 연속부 2차 부재력 산정 ● 연속부 2차 부재력에 대한 한계상태 검토		● 2차 고정하중(DW) 및 활하중(LL)에 의한 부재력 ※ 슬래브 연속화 격자해석 이용 ● 건조수축에 의한 연속부 2차 부재력 산정 ● 크리프에 의한 연속부 2차 부재력 산정 ● 연속부 2차 부재력에 대한 한계상태 검토 ● 휨모멘트 재분배 고려	

단계 6 : 반력산정 및 처짐 검토

[부록표 2-48] 반력산정 및 처짐 검토

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
6-1	반력산정	6-1	반력산정
● 반력산정 및 받침용량 검토		● 반력산정 및 받침용량 검토	

3.2 설계조건

동일한 제원의 PSC 합성거더교를 도로교설계기준한계상태설계법(2015)과 도로교설계기준(2010)을 각각 적용하여 설계하여 설계방법에 따른 차이점을 살펴보고 주요하게 차이를 보이는 항목을 위주로 하중과 물량을 비교함으로 경향과 개념을 알아보고자 한다.

3.2.1 교량 등급 및 제원

(1) 적용기준 : 도로교설계기준한계상태설계법 2015, 도로교설계기준 2010

(2) 교량형식 : PSC 합성거더교

(3) 지간구성 : 2@30.0 = 60.0 m

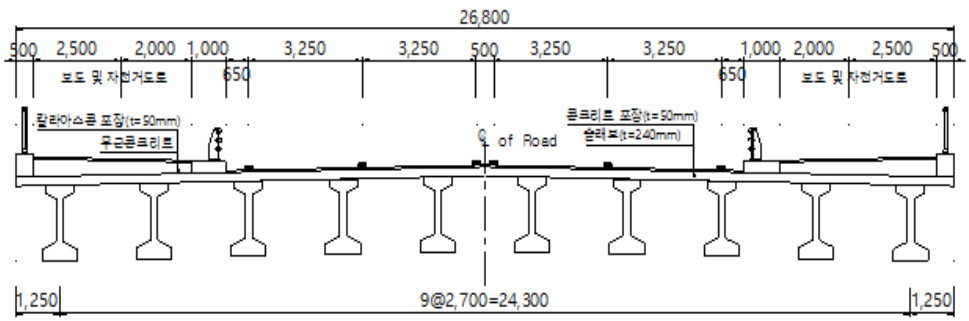
(4) 횡단폭원 : 26.8 m

(5) 지　　간 : 29.1 m

(6) 거더간격 : 2.7 m

(7) 교량등급 : 1등교

3.2.2 단면가정

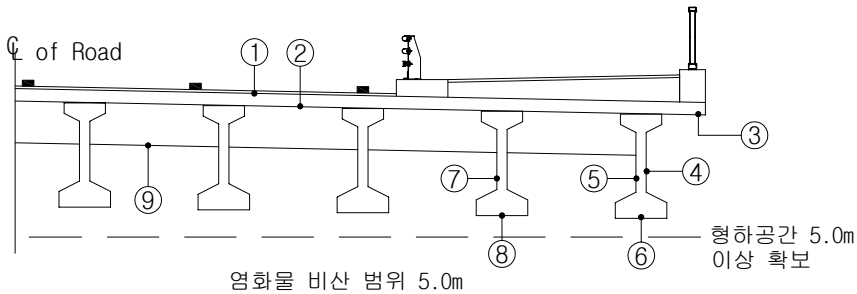


[부록그림 2-9] 단면가정

3.2.3 환경조건에 따른 노출등급 결정

도로교설계기준한계상태설계법(2015)에서는 콘크리트 구조물의 환경조건에 따라 노출등급을 제시하고 각 노출등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도와 콘크리트 피복두께를 규정하고 있다. 환경조건에 따른 바닥판 콘크리트의 노출 등급과 콘크리트 강도, 설계피복을 비교하면 다음과 같다.

(1) 환경조건에 따른 노출등급 결정(내구성 및 사용성)



[부록그림 2-10] 위치별 노출등급

[부록표 2-49] 환경조건에 따른 노출등급 결정(내구성 및 사용성)

구분		부식			손상		피복결정 등급	강도결정 등급
부재	위치	탄산화	염화물	해수 염화물	동결/ 융해	화학적 침식		
바닥판	①상면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3
	②하면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3
캔틸레버	③하면	EC4	–	–	EF1	–	EC4	EC4
외측 거더	④외측면	EC4	–	–	EF1	–	EC4	EC4
	⑤내측면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3
	⑥하면	EC4	–	–	–	–	EC4	EC4
내측 거더	⑦측면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3
	⑧하면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3
가로보	⑨모든면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3

바닥판 상면의 경우 도.설.한 5.10.1 표5.10.2 주2. 규정에 따라 방수처리된 표면은 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다. → 콘크리트계 포장의 경우는 EC3 적용, 반면 파손이 잦은 아스팔트계 포장의 경우에는 ED2를 탄산화에 대해서는 EC4로 간주한다.

거더의 경우 형하공간이 일반적으로 5.0m 이상이므로 하부 통과도로에서 비산되는 제빙화학제로 인한 손상은 고려하지 않는다.

거더는 외측과 내측거더 중 불리한 값(외측거더)으로 통일하고, 슬래브 하면은 캔틸레버 하면과 비교해 불리(캔틸레버 하면)한 값으로 통일하면 다음과 같다.

[부록표 2-50] 피복 및 강도 결정을 위한 노출등급

부재	위치	부식			손상		피복결정등급	강도결정등급
		탄산화	염화물	해수 염화물	동결/융해	화학적 침식		
바닥판	상면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3
	하면	EC4	–	–	EF1	–	EC4	EC4
거더	측면	EC4	–	–	EF1	–	EC4	EC4
	하면	EC4	–	–	–	–	EC4	EC4
가로보	모든면	EC3	–	–	–	–	EC3	EC3

(2) 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

[부록표 2-51] 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

부재	위치	도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015				
		최소강도 (MPa)	적용강도 (MPa)	노출환경기준		PSC구조 최소조건	필요 최소값	적용강도 (MPa)
				결정등급	최소강도			
바닥판	상면	27	27	EC3	30		30	30
	하면			EC4	30		30	
거더	측면	30	40	EC4	30	30	30	40
	하면			EC4	30	30	30	
가로보	모든면	–	27	EC3	30		30	30

노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도 선정 결과 바닥판은 최소 콘크리트 강도가 30MPa로 도로교설계기준 2010의 최소강도 27MPa보다 더 큰 강도 적용이 필요하다.

거더의 경우 일반환경에서 환경조건에의 최소강도는 30MPa이고, 프리스트레스트 구조물의 포스트텐션 부재인 경우의 최소강도는 30MPa로 최소강도가 30MPa로 결정되었으나 피복과 경제성 등의 이유로 통상 40MPa을 적용하였다. 도로교설계기준 2010의 포스트텐션 부재의 최소강도는 30MPa로 동일하다.

가로보는 도로교설계기준 2015에서는 최소강도 30MPa을 도로교설계기준 2010의 경우 최소강도의 규정에 구애 받지 않으나 일반적으로 바닥판과 함께 타설되므로 바닥판과 동일한 강도인 27MPa이 사용된다.

(3) 피복두께

도로교설계기준 2015의 노출등급에 따른 피복두께는 최소피복두께와 설계편차 허용량의 합으로 구하고 최소피복두께는 환경조건에 의한 요구사항과 부착에 의한 요구사항 중 큰 값을 적용해야 한다. 여기에 환경조건에 의한 요구사항은 강도, 품질관리, 배치형상, 고부식 환경 등에 의해 가감이 되어 최종 피복두께를 산정되어진다. 본 예시의 일반환경에서의 피복두께는 다음의 표와 같다.

[부록표 2-52] 일반환경에서의 피복두께(mm)

부재	위치	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015									
		순피복	구분	부착 필요	내구성 필요 피복						설계 편차 허용량	공칭 피복
					노출 등급	초기값	강도 상향	품질 관리	철근 고정	보정값		
바닥판	상면	50	철근	16	EC3	35			-5	30	+10	40
	하면	30	철근	16	EC4	40			-5	35	+10	45
거더	측면	PS강재 및 주철근: 40mm 스터럽, 전단철근, 띠철근: 30mm	철근	22	EC4	40	-5	-5		30	+5	35
			강선	66	EC4	50	-5	-5		40	+5	71
	하면		철근	22	EC3	40	-5	-5		30	+5	35
			강선	66	EC4	50	-5	-5		40	+5	71
가로보	전체	30	철근	16	EC3	35				35	+10	45

도로교설계기준 2015에 의한 순피복 산정결과 바닥판 상면은 10mm감소, 하면은 15mm증가하였고 거더는 철근의 경우 5mm 증가, 강연선은 31mm 증가하였다. 특히 거더의 피복두께는 PSC거더의 복부 두께에 큰 영향을 주게 되는데 강연선의 부착 필요량에 따라 71mm가 필요함으로 복부의 최소두께는 71+66+71=208mm가 된다. 또한 복부 철근은 환경조건에 지배되어 철근과 덕트의 간섭 등을 고려하는 등 단면 계획에 주의가 필요하다.

3.3. 바닥판 설계

3.3.1 일반사항

(1) 도로교설계기준 2015

바닥판 검토는 극한한계상태, 극단상황한계상태 및 사용한계상태에 대해 검토한다. 바닥판의 전단은 도로교설계기준(한계상태설계법) 4.6.2 규정에 따라 설계하는 것으로 하여 전단에 대한검토는 생략한다.

- 노출환경등급 : EC4
- RC부재로 최소 설계등급 : E
- 균열폭 한계상태 : 사용한계상태 하중조합-Ⅴ, 표면한계균열폭 : 0.3mm

(2) 도로교설계기준 2010

바닥판 검토는 휨강도 검토, 사용성 검토를 수행한다. 바닥판의 전단은 도로교설계기준 2010 4.7.2(3)에 따라 검토를 생략한다.

3.3.2 바닥판 최소두께

(1) 도로교설계기준 2015

발주자에 의해 승인되지 않은 한, 콘크리트 바닥판의 최소두께는 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호덮개를 제외하고 220 mm 보다 작아서는 안 된다. (도.설.한 5.12.5. 도로교설계기준 2010)

– 최소두께 = 220mm 〈 바닥판 두께 : 240mm ∴만족

(2) 도로교설계기준 2010 (도.설 4.7.4)

– 내측바닥판

차도부분 바닥판의 최소두께는 다음의 값과 220mm 중에서 큰 값으로 한다.

연속판, 차량 진행방향에 직각 = 30L+130 = 30×2.00+130 = 190mm

여기서, L은 4.7.3에서 규정한 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)을 나타낸다.

최소두께 = max (220, 190) = 220mm 〈 바닥판 두께 = 240mm ∴만족

– 캔틸레버부

보도부 바닥판의 최소두께는 140mm를 표준으로 한다.

최소두께 = 140mm 〈 바닥판 두께 = 240mm ∴만족

바닥판의 최소두께는 도로교설계기준 2015의 경우 보·차도 구분 없이 220mm를 규정하고 있다. 그러나 바닥판의 경험적 설계법을 적용하기 위해선 보호면의 두께를 제외하고 슬래브의 최소 두께는 240mm 이상이어야 한다. 또한 슬래브의 코아 두께는 150 mm 이상이여야 한다. 따라서 경험적 설계법을 적용하기 위해서는 바닥판의 두께와 피복을 고려하여야 하며 본 검토와 같이 육상의 환경조건에서 상하면 피복 합계가 75~90mm 범위라 본다면 바닥판 두께 240mm가 최소치가 된다.

3.3.3 하중 및 하중조합

(1) 하중산정

바닥판 설계 대상 하중 중 원심하중을 제외하면 도로교설계기준 2015에서 가장 큰 변화를 보이는 활하중도 최대 축하중인 후륜하중 (96kN)으로 계산하고 바닥판의 설계지간도 동일하므로 본 예시와 같이 직선교에서 동일한 제원을 갖는 경우 하중의 차이는 없다. 따라서 동일한 하중으로 하중조합만 다르게 하여 설계단면력을 산출하였다.

바닥판에 작용하는 단면력은 다음과 같다. 여기서 캔틸레버부 방호벽에 작용하는 충돌하중은 보도부로 차량충돌 발생 가능성이 적어 고려하지 않았다.

[부록표 2-53] 하중산정

구분		모멘트 (kN·m/m)	
		내측 중앙부	캔틸레버부
고정하중	DC	2.400	9.082
	DW	0.470	0.092
활하중	LL	26.000(차량하중)	0.400
풍하중	WS	–	5.031
충돌하중	CT	–	–

(2) 하중조합

① 도로교설계기준 2015

하중수정계수 η = 0.95(하중수정계수는 극한한계상태와 극단한계상태만 적용함)

[부록표 2-54] 하중조합(도로교설계기준 2015)

구분	하중계수					모멘트(kN·m/m)	
	DC	DW	LL(IM)	WS	CT	내측 중앙부	캔틸레버부
극한 한계상태 I	1.25	1.5	1.8	–	–	47.980	11.600
극한 한계상태 III	1.25	1.5	–	1.4	–		17.608
극한 한계상태 V	1.25	1.5	1.4	0.4	–		13.360
사용한계상태 하중조합-V	1	1	0.3	–	–	10.670	9.294

② 도로교설계기준 2010

[부록표 2-55] 하중조합(도로교설계기준 2010)

구분		하중계수				모멘트(kN·m/m)	
		Dead	LL(IM)	WS	CT	내측 중앙부	캔틸레버부
극한강도 조합	CASE 1	1.3	2.15	–	–	59.631	12.786
	CASE 2	1.3	1.3	–	1.3	–	12.446
	CASE 3	1.3	–	1.3	–	–	18.467
	MAX/MIN					59.631	18.467
사용하중 조합	CASE1	1.0	1.0	0.3	–	28.870	11.083
	CASE2	1.0	1.0			28.870	9.574
	MAX/MIN					28.870	11.083

하중조합 결과 내측 중앙부의 경우 도로교설계기준 2010대비 도로교설계기준 2015의 설계 단면력은 극한한계상태에서 80%(=47.980/59.631), 사용한계상태서 37%(=10.670 / 28.870) 수준으로 작게 계산되었다. 캔틸레버부는 활하중이 보도하중으로 크지 않아 풍하중 조합에 설계 단면력이 결정되었고 도로교설계기준 2010대비 극한한계상태에서는 95%(=17.608/18.467)수준이고, 사용한계상태에서는 84%(=9.294/11.083)수준으로 캔틸레버부에서도 도로교설계기준 2015가 더 작은 값으로 계산되었다.

3.3.4 휨강도 검토

[부록표 2-56] 휨강도 검토

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
재료	콘크리트 : f_{ck} = 27MPa 철 근 : f_y = 400MPa	콘크리트 : f_{ck} = 30MPa 철 근 : f_y = 400MPa
내측 중앙부	$A_{s,req}$ = 896.2mm^2 $A_{s,use}$ = H16@200 = 993.0mm^2(100%) M_u=59.6 〈 ϕM_n=65.8 kN·m	$A_{s,req}$ = 785.4mm^2 $A_{s,use}$ = H16@250 = 794.4mm^2(80%) M_u=48.0 〈 ϕM_n=48.5 kN·m
캔틸레버부	$A_{s,req}$ = 360.0mm^2 (최소철근량) $A_{s,use}$ = H13@200 = 633.5mm^2(100%) M_u=18.5 〈 ϕM_n=42.6 kN·m	$A_{s,req}$ = 371.9mm^2 (최소철근량) $A_{s,use}$ = H13@250 = 506.8mm^2(80%) M_u=17.6 〈 ϕM_n=31.5 kN·m

휨강도 검토결과 도로교설계기준 2015의 사용철근량이 도로교설계기준 2010 대비 80% 수준으로 작게 배근되었다. 도로교설계기준 2015가 하중조합에 의한 설계 단면력이 작고 단면에 대한 극한강도가 더 크게 평가되는 결과로 경제적인 설계가 가능함을 보여준다.

캔틸레버부는 최소철근량이 필요철근량이 결정되고 도로교설계기준 2010이 더 작게 필요하나 내측 중앙부와 배근의 연속성을 고려하여 동일한 간격으로 철근의 직경만 다르게 하여 사용철근량을 결정하였다.

3.4 주거더 설계

3.4.1 노출환경과 한계기준

(1) 도로교설계기준 2015

주거더의 강연선량을 산정하기 위해서는 도로교설계기준 2015 5.8.1.2에서 정한 노출환경에 따른 응력과 균열폭 제한 규정을 시공 중인 임시 상황뿐만 아니라 운용 중인 정상 상황에서 예측되는 적합한 하중조합을 적용하여야 한다. 본 예제의 경우 거더의 노출환경 중 가장 불리한 EC4는 부식성 환경으로 포스트 텐션은 C등급으로 철근 콘크리트는 E등급을 만족하여야 한다. 이때 C등급의 영응력한계는 사용한계상태 하중조합-V로 균열폭 한계상태는 사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ에 대해 만족해야 하며 E등급은 사용한계상태 하중조합-Ⅴ로 균열을 검토해야 한다.

[부록표 2-57] 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급

노출환경	최소설계등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근콘크리트
건조 또는 영구적 수중환경 (EC1)	D	D	E	E
부식성 환경(습기 또는 물과 장기간 접속환경 : EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경 : ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C	B	E	E

[부록표 2-58] 설계 등급에 따른 사용 한계값

설계등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면한계 균열폭(mm)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-Ⅰ	-	-
B	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	사용하중조합-Ⅰ	0.2
C	사용한계상태 하중조합-Ⅴ	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.2
D	-	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.3
E	-	사용한계상태 하중조합-Ⅴ	0.3

여기서 영응력 한계상태란 인장측 연단 콘크리트가 압축인 상태를 의미한다.

이의 가장 큰 목적은 강연선과 철근의 부식을 방지하는 것이며, 그런 의미에서 볼 때 포스트텐션부재의 경우, 덕트 주위의 일정 범위가 압축상태를 유지한다면 노출환경과는 관계없이 부식에 대해 안전하다. 또한 부착된 포스트텐션 부재는 덕트안을 그라우팅으로 충진되어 있으므로 영응력이 유지되고, 그라우팅 재료에 문제가 없다면 현재의 최소설계등급이 부족한 것은 아니다. 그러나 그라우팅재료의 불확실성 등과 같이 비구조적인 요인으로 강연선의 부식이 발생 할 가능성이 있으므로 고부식성 환경은 보다 엄격한 관리가 필요하고 도로공사의 경우엔 고부식성 환경에 대해 B 등급 적용으로 활하중을 포함하여 고려하고 있다.

본 적용지침은 이러한 점을 보완하기 위해 현재의 노출환경을 유지하고 차량하중이 포함되지 않은 사용한계상태 하중조합-Ⅴ에 활하중 계수 0.3으로 활하중을 고려하는 것으로 보완 하였다.

균열폭 한계상태는 사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ에 대해 발생응력이 콘크리트 평균인장강도 미만이면 비균열 단면으로 간주한다.

균열인장강도 $f_{ctm} = 0.3(f_{cm})^{2/3} = 3.740\text{MPa}$

(2) 도로교설계기준 2010

프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t 따라 다음과 같이 비균열등급, 부분균열등급, 완전균열등급으로 구분된다.

① 비균열 등급 : $0.63\sqrt{f_{ck}} \le f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$ $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$

② 부분 균열 등급 :

③ 완전 균열 등급 : $f_t \ge 1.0\sqrt{f_{ck}}$

비균열등급과 부분균열등급 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 비균열등급을 사용하여 계산하여야 하므로

허용인장응력 = $0.63\sqrt{40} = 3.984\text{MPa}$

3.4.2 단면검토

지간 중앙부단면에 대한 단면검토 결과를 나타내면 다음과 같다. 물량 비교를 위해서 최적의 강연선량을 배치하여 검토 한다.

[부록표 2-59] 지간 중앙부단면에 대한 단면검토 결과

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
• 사용강연선 : 12.7mm-28가닥	• 사용강연선 : 12.7mm-29가닥
	• 영응력 한계상태 검토 사용한계상태 하중조합-Ⅴ에 대해서 하연응력 : 0.24MPa(압축)〈 0.0MPa
• 허용응력 검토 허용응력조합에 대해서 하연응력 : 3.78MPa(인장)〈 3.98MPa	• 비균열 단면 검토 사용하중조합-Ⅰ에 대해서 하연응력 : 2.35MPa(인장)〈 3.74MPa
	• 균열폭 한계상태 검토 사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ에 대해서 하연응력 : 2.59MPa(인장)〈 3.74MPa
• 극한강도 검토 M_u = 9,705N·m 〈 M_r=9,802kN·m	• 극한한계상태 검토 M_u = 9,094kN·m 〈 M_r=9,548kN·m

[부록표 2-60] 하중별 모멘트

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
• 설계모멘트		• 설계모멘트	
구분	모멘트(kN·m)	구분	모멘트(kN·m)
DC	3,933 (100%)	DC	3,933 (100%)
DW	337 (100%)	DW	337 (100%)
LL(IM)	1,932 (100%)	LL(IM)	2,306 (104%)
극한강도조합	9,705 (100%)	극한한계상태	9,094 (94%)

도.설(2010)과 도.설.한(2015)에 적용되는 강연선량은 위와 같이 검토되었다. 도.설(2010)은 극한한계상태가 단면을 결정하고, 도.설.한(2015)는 영응력 한계상태가 단면을 결정하기 때문이다. 도.설.한(2015)에서도 중요도 계수 0.95를 적용하지 않으면 극한한계상태가 단면을 결정하게 되어 강연선은 32가닥을 적용해야 한다.

3.5 수량비교

기존 도로교설계기준(2010)과 도로교설계기준(2015)에 따른 PSC박스거더교의 주요수량은 강연선량이 지배적이라 판단되며, 이에 강연선량을 비교하였다.

[부록표 2-61] 거더 강연선량

구분	강연선량 (tonf)		비율
	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015	
거더 1본	0.641	0.71	
거더 전체	12.748	13.245	104.0%

강연선량의 경우엔 도.설.한(2015)는 극한한계상태가 단면을 결정하게 되어 강연선량이 12.7mm-29가닥이 필요하며, 도.설(2010)은 극한강도를 만족하기 위해 강연선량이 12.7mm-28이 필요로 하게 된다.

4. RC 라멘교

4.1 설계흐름도

4.1.1 주설계 흐름도

[부록표 2-62] 주설계 흐름도

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단계1 설계조건 결정 및 단면가정	단계1 설계조건 결정 및 단면가정
● 교량설계 제원결정 ● 설계 반영 하중 및 사용재료 결정	● 교량설계 제원결정 ● 내구성을 고려한 설계조건 결정 ➜ 환경조건에 따른 노출등급 결정 ➜ 콘크리트강도 및 피복두께 규정
↓	↓
단계2 하중산정 및 해석방법의 결정	단계2 하중산정 및 해석방법의 결정
● 고정하중, 활하중, 토압 등 하중산정 ➜ 활하중 DB-24 적용 ● 지진 해석방법 및 설계상수 결정	● 고정하중, 활하중, 토압 등 하중산정 ➜ 고정하중 DC/DW 구분 ➜ 활하중 KL-510 적용 ● 지진 해석방법 및 설계상수 결정
↓	↓
단계3 구조해석 및 하중조합	단계3 구조해석 및 하중조합
● 해석모델 구현 및 하중재하 ● 사용하중/계수하중/지진시하중조합 ➜ 최대/최소 하중계수 적용 ● 설계단면력 산정	● 해석모델 구현 및 하중재하 ● 극한/극단상황/사용 한계상태 ➜ 최대/최소 하중계수 적용 ● 설계단면력 산정
↓	↓
단계4 단면검토	단계4 단면검토
● 부재별 휨/전단 및 사용성 검토 ➜ 계수/지진시하중조합의 휨/전단 검토 ➜ 사용하중조합에 대한 사용성 검토 ● 온도수축철근검토, 배력철근량 검토 ● 우각부 보강철근 검토	● 부재별 휨/전단 및 사용성 검토 ➜ 극한/극단상황 한계상태의 휨/전단 검토 ➜ 사용한계상태의 응력검토 및 균열검토 ● 건조수축 및 온도철근, 배력철근량 검토 ● 우각부 보강철근 검토
↓	↓

[부록표 2-62] 주설계 흐름도 (계속)

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단계5 기초 설계	단계5 기초 설계
● 기초의 강체판정 ● 기초의 안정검토 ● 기초 단면검토	● 기초의 강체판정 ● 기초의 안정검토 ● 기초 단면검토
↓	↓
단계6 날개벽 설계	단계2 날개벽 설계
● 위치별 휨/전단 및 사용성 검토	● 위치별 휨/전단 및 사용성 검토

4.1.2 세부 설계흐름도

단계 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

[부록표 2-63] 설계조건 결정 및 단면가정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
1-1 설계조건 결정 및 단면가정	1-1 설계조건 결정 및 단면가정
● 교량형식 및 설계 개요 ● 설계단면 일반도 및 기초형식 결정 ● 설계반영 하중	● 교량형식 및 설계 개요 ● 설계단면 일반도 및 기초형식 결정 ● 설계반영 하중
↓	↓
1-2 지반조건	1-2 지반조건
● 뒷채움 조건 ● 기초지반 조건	● 뒷채움 조건 ● 기초지반 조건
↓	↓
1-3 환경조건에 따른 노출등급결정	1-3 환경조건에 따른 노출등급결정
(내용없음)	● 환경조건에 따른 노출등급 결정 – 부식 및 콘크리트 손상도 고려 ➜ 노출등급결정 ➜ 최소콘크리트강도, 최소피복두께 결정
↓	↓
1-4 사용재료 및 설계강도 결정	1-4 사용재료 및 설계강도 결정
● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 (콘크리트) – 표준압축강도 (재령28일 압축강도) : fck – 평균압축강도 : fcu = fck + 4 – 탄성계수 : Ec = $0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ (MPa) (철근) – 기준항복강도 : fy – 탄성계수 : Es	● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 (콘크리트) – 표준압축강도 (재령28일 압축강도) : fck – 평균압축강도 : fcu = fck + Δf – 탄성계수 : Ec = $0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ (MPa) (철근) – 기준항복강도 : fy – 탄성계수 : Es
↓	↓
1-5 단면 가정	1-5 단면 가정
● 설계조건에 부합하는 단면가정	● 설계조건에 부합하는 단면가정

단계 2 : 하중산정 및 해석방법의 결정

[부록표 2-64] 하중산정 및 해석방법의 결정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
2-1 해석모델	2-1 해석모델
● 상시/지진시 해석모델의 결정 ● 강역구간 설정	● 상시/지진시 해석모델의 결정 ● 강역구간 설정
↓	↓
2-2 하중산정	2-2 하중산정
● 거동에 영향을 미치는 하중 산정 – 고정하중, 활하중, 토압 등	● 거동에 영향을 미치는 하중 산정 – 고정하중, 활하중, 토압 등

단계 3 : 구조해석 및 하중조합

[부록표 2-65] 구조해석 및 하중조합

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
3-1 하중재하	3-1 설계조건 결정 및 단면가정
● 구체자중(D) : 프로그램 자동적용 ● 방호책, 중분대, 포장 및 시설물(D) ● 활하중 ● 측면 정지토압 ● 온도하중 재하 ● 지점침하 ➜ 각 지점별 변위로 재하 ● 지진시 주동토압 ➜ 벽체높이 1/2지점 재하	● 구체자중(DC) : 프로그램 자동적용 ● 방호책/중분대(DC), 포장 및 시설물(DW) ● 활하중 ● 측면 정지토압 ● 온도하중 재하 ● 지점침하 ➜ 각 지점별 변위로 재하 ● 지진시 주동토압 ➜ 벽체높이 1/2지점 재하
↓	↓
3-2 하중조합	3-2 하중조합
● 계수하중조합 ➜ 최대편심 계수하중조합 적용 ● 지진시하중조합 ● 사용하중조합	● 하중수정계수의 적용 ➜ 연성/여용성/중요도계수 적용 ● 하중조합 ➜ 최대/최소 하중계수 적용 ➜ 극단상황한계상태 I (차량활하중 적용)
↓	↓
3-3 구조해석	3-3 구조해석
● 2D Frame (3D Plate) 해석	● 2D Frame (3D Plate) 해석
↓	↓
3-4 단면력 산정	3-4 단면력 산정
● 주요 설계부재의 단면력 산정 ● 계수/지진시하중조합 ➜ 휨모멘트/전단력 ● 사용하중조합 ➜ 휨모멘트	● 주요 설계부재의 단면력 산정 ● 극한/극단상황한계상태 ➜ 휨모멘트/전단력 ● 사용한계상태 ➜ 휨모멘트

단계 4 : 단면검토

[부록표 2-66] 단면검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
4-1 설계조건	4-1 설계조건
● 휨 강도감소계수 (도.설.기 2.2.3.3) ➜ Φf = 0.85 ● 전단 강도감소계수 ➜ Φv = 0.80	● 극한한계상태 재료저항계수 ➜ Φc = 0.65, Φs = 0.90 ● 사용/극단상황 한계상태 재료저항계수 ➜ Φc = 1.00, Φs = 1.00
↓	↓
4-2 휨설계	4-2 휨설계
● 사용철근량 결정 ● 계수하중조합/지진시하중조합 휨검토 ● 휨최소철근량 검토	● 사용철근량 결정 ● 극한한계상태/극단상황한계상태 휨검토 ● 휨최소철근량 검토
↓	↓
4-3 전단설계	4-3 전단설계
● 사용전단철근 상세(폐합형, 한가닥형) ● 계수하중조합/지진시하중조합 전단검토	● 사용전단철근 상세(폐합형, 한가닥형) ● 극한한계상태/극단상황한계상태 전단검토 ● 전단보강철근이 없는 부재로 설계 ● 전단보강철근이 배치된 설계 검토
↓	↓
4-4 사용성 검토	4-4 사용성 검토
● 사용하중조합에 대한 철근의 간격 검토	● 응력한계검토 ➜ 사용한계상태의 철근과 콘크리트의 응력검토 ● 균열폭 검토 ➜ 사용한계상태의 인장측 균열폭 검토 ● 간접균열 검토 ➜ 철근응력에 따른 배치간격 및 직경 제한
↓	↓
4-5 우각부 설계	4-5 우각부 설계
● 우각부 외측인장에 대한 보강철근량 산정 ➜ ft,max = 5(Mo)/(R2w) ➜ As,req=2Mo/(Rfsa)	● 스트럿-타이 해석을 통한 보강철근량 산정 ➜ Tie에 대한 보강철근량 산정 ➜ Strut과 절점의 강도검토
↓	↓
4-6 수평철근 설계	4-6 수평철근 설계
● 건조수축 및 온도철근 ➜ 0.002Ac ≤ 1800mm2 ● 소요 주철근량 대비 배력철근비 ➜ min(50, $55\sqrt{L}$)	● 건조수축 및 온도철근 ➜ As ≥ min(0.75Ag/fy, 0.0015Ag) ● 소요 주철근량 대비 배력철근비 ➜ min(50, $55\sqrt{L}$)

단계 5 : 기초검토

[부록표 2-67] 기초검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
5-1 설계조건	5-1 설계조건
● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정	● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정
↓	↓
5-2 기초 안정검토	5-2 기초 안정검토
● 직접기초 – 사용하중조합 : 지지력, 전도, 활동 – 지진시하중조합 : 지지력, 전도, 활동	● 직접기초 – 사용한계상태 : 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 전도, 활동 – 극단상황한계상태 : 지지력, 전도, 활동
↓	↓
5-3 기초 단면검토	5-3 기초 단면검토
● 앞굽/뒷굽 검토 ● 휨인장철근량 및 전단철근량 산정 ● 사용하중조합 균열검토 ● 건조수축 및 온도철근 검토	● 앞굽/뒷굽 검토 ● 휨인장철근량 및 전단철근량 산정 ● 사용한계상태 균열검토 ● 건조수축 및 온도철근 검토

단계 6 : 날개벽 설계

[부록표 2-68] 날개벽 설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
6-1 설계하중 산정	6-1 설계하중 산정
● 날개벽 배면 정지토압 산정 ● 차량활하중에 의한 작용력 산정 ● 하중조합	● 날개벽 배면 정지토압 산정 ● 차량활하중에 의한 작용력 산정 ● 하중조합
↓	↓
6-2 기초 안정검토	6-2 기초 안정검토
● 휨 인장철근량 산정 ● 휨 최소철근량 검토 ● 부재의 전단강도 검토 ● 사용성검토 ● 건조수축 및 온도철근 검토	● 휨 인장철근량 산정 ● 휨 최소철근량 검토 ● 전단보강철근이 없는 부재의 전단강도 검토 ● 사용한계상태 균열검토 ● 건조수축 및 온도철근 검토

4.2. 설계조건

4.2.1 일반 조건

(1) 설계방법 : 도로교설계기준 2010, 도로교설계기준 2015

(2) 사용재료 및 설계기준강도

① 콘크리트

f_{ck} = 35 N/mm2

Ec = 2.75×104 N/mm2

② 철근 (SD 400)

③ 교량등급 및 기초형식

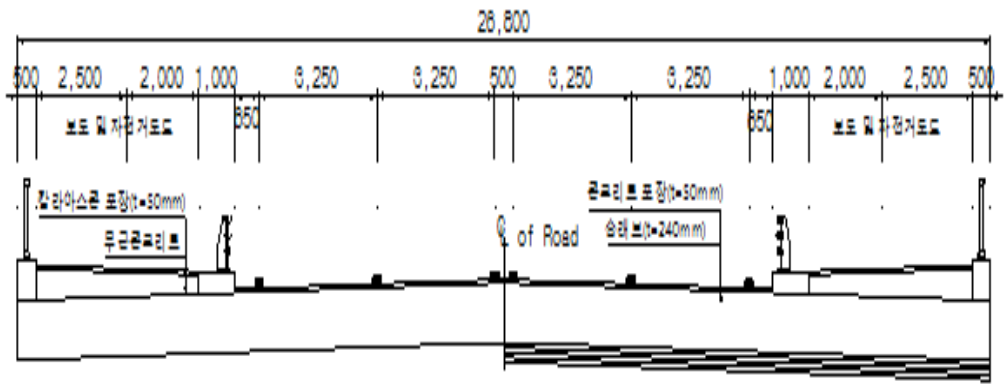
교량등급 : 1등교

기초형식 : 직접기초

④ 사각 : 0° (직교)

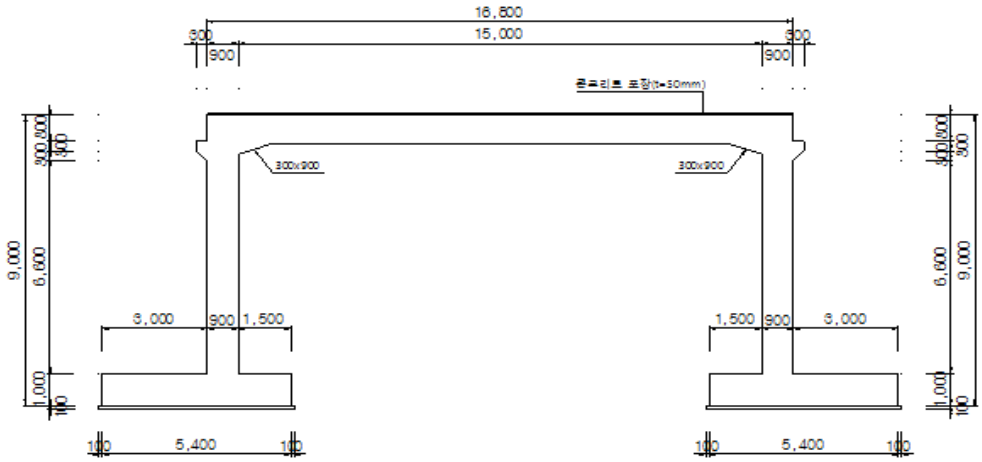
4.2.2 설계 단면 가정

(1) 횡단면도



[부록그림 2-11] 횡단면도

(2) 종단면도



[부록그림 2-12] 종단면도

4.2.3 내구성 및 피복조건

(1) 환경 조건에 따른 노출 등급

[부록표 2-69] 환경 조건에 따른 노출 등급

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
(내용없음)	– 환경조건에 따른 부재별 노출등급 산정 – 교량은 하부에 제빙화학제를 사용하는 도로가 있는 조건으로 구조물의 벽체는 도로로부터 5m 이내에 위치하는 것으로 가정

[부록표 2-70] 환경 조건에 따른 노출 등급(도.설.한 2015)

부재	부식			콘크리트 손상		노출등급
	탄산화	염화물	해수 염화물	동결/융해	화학적 침투	
슬래브 상면	EC3	–	–	–	–	EC3
슬래브 하면	EC4	–	–	–	–	EC4
벽체 전면	EC4	ED3	–	EF4	–	ED3
벽체 배면	EC2	–	–	–	–	EC2
기초	EC2	–	–	–	–	EC2

– 기존 설계기준에는 환경 조건에 따른 노출등급을 제시하고 있지 않고, 노출환경에 따른 허용균열폭만을 제시하고 있다.

(2) 노출 등급에 따른 최소 피복두께

[부록표 2-71] 노출 등급에 따른 최소 피복두께(mm)

부재	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
슬래브상면	70	35
슬래브하면	60	50
벽체 전면	70	75
벽체 배면	60	39
기초 상면	60	35
기초 하면	80	45

- 기존 설계기준에는 구조물의 주변 환경에 따라 최소 피복두께가 수치로 제시되어 있다. 그러나 한계상태설계법에는 철근 또는 덕트의 지름에 따른 부착에 대한 최소피복두께, 구조물의 노출등급에 따른 내구성을 고려한 최소피복두께 등을 고려하여야 하며, 설계편차 허용량을 추가로 고려하도록 하고 있어 피복두께 산정 시 기존 설계기준 보다 세분화 되어 있다.

(3) 노출 등급에 따른 최소 콘크리트 강도

[부록표 2-72] 노출 등급에 따른 최소 콘크리트 강도

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
- 철근콘크리트 바닥판의 최소 강도 : 24MPa	- 벽체 전면(ED3)에 의한 최고 콘크리트 기준압축강도인 35MPa 적용

- 기존 설계기준에는 철근콘크리트 바닥판의 최소 강도(24MPa)만 제시하고 있으나 한계상태설계법에서는 노출 등급에 따른 최소 콘크리트 강도를 제시하고 있으므로 위치별 적절한 강도를 적용할 수 있다.

(4) 설계등급 결정 및 한계상태 검증

[부록표 2-73] 설계등급 결정 및 한계상태 검증

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
- 부식성 환경 : 건습의 반복작용이 많고, 지하수위 이하의 흙 속에 있어서 강재의 부식에 해로운 영향을 주는 경우 - 균열 검증을 위한 하중조합 : 사용하중조합 - 허용균열폭 : 0.3mm와 0.004tc 중 큰 값	- 벽체 전면이 ED3로 고부식성 환경이고, 철근콘크리트 이므로 설계등급은 E - 한계상태 검증을 위한 하중조합 : 사용한계상태 하중조합Ⅴ - 한계균열폭 : 0.3mm

- 기존 설계기준에서는 노출환경에 따른 허용균열폭을 제시하고 있으나, 한계상태설계법에서는 노출환경에 따라서 한계상태 검증을 위한 하중조합 및 한계균열폭을 제시하고 있다.

4.3 하중계산

4.3.1 고정하중

[부록표 2-74] 고정하중

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
- 구체하중(D) : 프로그램 내에서 자동 고려 - 포장(D) : 1.175 kN/m2	- 구체하중(DC) : 프로그램 내에서 자동 고려 - 포장(DW) : 1.175 kN/m2

- 한계상태설계법에서는 고정하중을 변동성에 근거하여 DC하중과 DW하중으로 분류하고 별도의 하중계수를 적용한다.
- 차량방호책, 중분대 및 방음벽기초는 2차고정하중이지만, 교량시공이후 변경, 교체 및 유지관리의 빈도가 높지 않으므로 DC로 분류하며, 방음벽과 포장 하중만을 DW로 분류한다.

4.3.2 토압

[부록표 2-75] 토압

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
상재하중	10 kN/m2	-
상재활하중(LS)	(내용 없음)	- 벽체 높이의 1/20이내에 차량하중이 뒤채움 지반의 표면에 작용하리라 예상되는 경우 h ≥ 6,000mm → 600mm p = K·γ·heq = 5.117 kN/m2

-강도설계법에서는 [도로교설계기준 2008(해설) 5.5.9]에서 제시하는 q=10kN/m2을 벽체 배면 지표에 작용하는 상재하중으로서 적용하였으며, 이를 토압으로 간주하여 설계에 적용한다.
-[도로교설계기준(한계상태설계법)해설,2015] 토압에 관련한 구체적인 기준을 제시하지 않고 있어, [AASHTO LRFD,2014 3.11.5.2-At-Rest Lateral Earth Pressure] 의 정지토압을 적용하며, 이는 기존의 강도설계법과도 일치한다.
-한계상태설계법에서는 벽체 배면에 재하되는 차량하중을 상재활하중(LS)로서 적용하고 차량활하중(LL)과 동일한 하중계수를 적용한다.

4.3.3 활하중

(1) 하중 비교

[부록표 2-76] 활하중 비교

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계지간	15.9m	15.9m
연석간 폭	14.8m	14.8m
충격계수	0.268	0.25
표준트럭 (DB24) 하중	– E = 1.2+0.06L = 2.154m ≤ 2.1m ∴ E = 2.1m – 1차로 재하시 Ea = 3.9m – 2차로 재하시 Ea = 6.9m – 트럭하중(2차로 재하시 최대) Pf = 17.642 kN Pr = 70.567 kN	– 1차로 재하시 E= 1.2×(250+0.42 $\sqrt{L_1 W_1}$) = 6,497mm – 2차로 재하시 E= 1.1×(2,100+0.12 $\sqrt{L_1 W_1}$) = 4,605mm – 트럭하중(2차로 재하시 최대) P1 = 13.028 kN P2 = 36.641 kN P3 = 52.112 kN
표준차로 (DL24) 하중	– 모멘트 계산시 : 45.648 kN – 전단력 계산시 : 65.936 kN – 등분포하중 : 5.368 kN/m	– 차로 하중(2차로 재하시 최대) w = 2.758 kN/m

(2) 발생 모멘트(kN·m) 비교

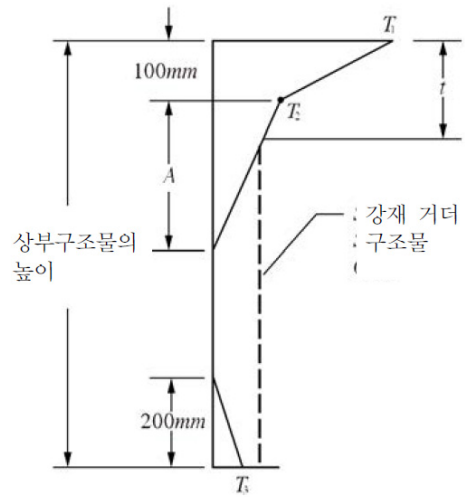
[부록표 2-77] 발생 모멘트(kN·m) 비교

구분	슬래브 단부	슬래브 중앙	벽체 상단	벽체 중앙	벽체하단
도로교(2010)	–246.0	213.9	246.0	210.9	–121.9
도로교(2015)	–150.2	160.4	–150.2	128.4	–71.9

–강도설계법에서는 3차선 재하시 90%, 4차선이상 재하시 75%의 비율로 활하중의 동시 재하로 인해 발생하는 하중을 감소시켜 적용한다.
–한계상태설계법에서는 [도로교설계기준(한계상태설계법)해설,2015, 3.6.1.2 활하중의 동시재하]의 다차로재하계수, 'm'으로서 활하중 동시재하에 대한 확률을 반영하는데, [도로교설계기준(한계상태설계법) 해설,2015, 4.6.4 슬래브교에 대한 둥가 스트립 폭] 의 횡방향 활하중 분포폭은 다차로계수의 영향을 이미 적용한 결과이다.
–강도설계법에서는 등가폭(유효폭)산정시 동시 재하된 모든 차로에 대한 총폭으로서 산출하나, 한계상태설계법에서는 다차로 재하시에도 1개 차로에 대한 등가폭만을 산출하여 적용한다.
–한계상태설계법에서 차량하중에 대한 횡방향 등가폭이 강도설계법 대비 133%로 크게 산정되어 결과적으로 활하중 크기가 13% 감소한다.

4.3.4 온도하중

[부록표 2-78] 온도하중 비교

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
온도변화	±10℃	±20℃
바닥판 상하연 온도차	5℃	

-콘크리트의 평균온도 변화하중(TU)이 ±10°C에서 ±20°C로 상향 조정 되었다.
-바닥판 상하면 온도차에 의한 하중이 온도경사하중으로 변경되었으며, 단면 깊이에 따라 온도 경사를 달리하여 적용한다.

4.3.5 건조수축

[부록표 2-79] 건조수축 비교

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
건조수축률	15.00 × 10-3	20.00 × 10-3

-건조수축률이 15.00×10-3에서 20.00×10-3(콘크리트 단면적의 0.5% 미만의 철근량 적용시)으로 변경되었다.

4.3.6 기타하중

–지점침하 및 지진하중 등의 산정방법은 차이 없음.

4.4 하중조합

4.4.1 하중수정계수

[부록표 2–80] 하중수정계수

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
(내용 없음)	– 연성 : 1.00 – 여용성 : 1.00 – 중요도(극한/극단 적용) : 0.95 – 최대하중계수 적용시 : 0.95 – 최소하중계수 적용시 : 1.00

–중요도 계수 0.95 적용으로 인해 설계단면력 감소

4.4.2 사용성 검토 조합

(1) 도로교설계기준 2010

[부록표 2–81] 사용성 검토 조합(도로교설계기준 2010)

구 분	고정하중	활하중	수평토압	건조수축	온도하중	지점침하
사용하중 1	1.0	1.0	1.0	–	–	–
사용하중 2	1.0	–	1.0	–	–	–
사용하중 3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

(2) 도로교설계기준 2015

[부록표 2–82] 사용성 검토 조합(도로교설계기준 2015)

구 분	고정하중		활하중	수평 토압	건조 수축	상재 활하중	온도하중		지점 침하
	DC	DW					TU	TG	
사용한계 I	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0
사용한계 V	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0	–	0.5	–	–

–사용한계상태 하중조합 I 은 강도설계법의 사용하중조합과 거의 일치하나, 차량활하중 적용시, 온도구배하중(TG)이 1.0에서 0.5로 하향 조정되었다.
–사용한계상태 하중조합 I 은 교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값으로, 부재의 사용성 검토 중 철근과 콘크리트의 응력한계를 검토하기 위한 조합이다.

4.4.3 상시 검토 조합

(1) 도로교설계기준 2010

[부록표 2–83] 상시 검토 조합(도로교설계기준 2010)

구 분	고정하중	활하중	수평토압	건조수축	온도하중	지점침하
계수하중 1	1.3	2.15	1.7	–	–	–
계수하중 2	1.3	–	1.7	–	–	–
계수하중 3	1.3	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3
계수하중 4	1.25	–	1.65	1.25	1.25	1.25
계수하중 5	1.3	2.15	0.65	–	–	–
계수하중 6	1.3	–	0.65	–	–	–
계수하중 7	1.3	1.3	0.65	1.3	1.3	1.3
계수하중 8	1.25	–	0.65	1.25	1.25	1.25

(2) 도로교설계기준 2015

[부록표 2–84] 상시 검토 조합(도로교설계기준 2015)

구 분	고정하중		활하중	상재 활하중	수평 토압	건조 수축	온도하중		지점 침하
	DC	DW					TU	TG	
극한한계 I	0.9 / 1.25	0.65 / 1.5	1.8	1.8	0.9 / 1.35	1.0/ 0.5	0.5	0.0	1.0 / 0.0
극한한계 IV	0.9 / 1.5	0.65 / 1.5	–	–	0.9 / 1.35	1.0/ 0.5	0.5	0.0	1.0 / 0.0

–한계상태설계법에서는 고정하중을 DC와 DW로 세분화하고 최대하중계수와 최소하중계수를 적용하여 설계수명 중 발생할 수 있는 하중조합을 폭넓게 반영 하였다.
–활하중에 대한 하중계수는 2.15(2010)에서 1.8(2015)로 낮아졌다.
–수평토압에 대한 하중계수는 1.7(2010)에서 1.35(2015)로 낮아졌다.
–극한한계상태 하중조합에서 온도경사하중(TG)은 적용하지 않는다.

4.4.4 지진시 검토 조합

(1) 도로교설계기준 2010

[부록표 2-85] 지진시 검토 조합(도로교설계기준 2010)

구 분	고정하중	건조수축	수평토압	지진하중
계수하중	1.0	0.0 / 1.0	1.0	1.0

(2) 도로교설계기준 2015

[부록표 2-86] 지진시 검토 조합(도로교설계기준 2015)

구 분	고정하중		활하중	상재 활하중	수평 토압	건조수축	지진하중
	DC	DW					
극단상황 I	0.9 / 1.25	0.65 / 1.5	0.0 / 0.5	0.0 / 0.5	0.9 / 1.50	1.0(상부)/ 0.5(하부)	1.0

-한계상태설계법에서는 극단한계상태에 활하중에 의한 영향을 고려하도록 되어 있다.

4.5 단면 검토

1) 단면 검토

[부록표 2-87] 단면 검토

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
하중조합	계수하중조합	극한/극단한계상태
fck	35MPa	35MPa
fy	400MPa	400MPa
슬래브 단부	- h : 1,200 mm - d : 1,120 mm - Mu : 1,287.3 kN·m - As : H29@125=5,139 mm2 -ΦMn : 1,896.6 kN·m -ΦMn / Mu = 1.47	- h : 1,200 mm - d : 1,150 mm - Mu : 1,060.9 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,621.3 kN·m - Mr / Mu = 1.53
슬래브 중앙부	- h : 900 mm - d : 840 mm - Mu : 848.3 kN·m - As : H29@125=5,139 mm2 -ΦMn : 1,407.4 kN·m -ΦMn / Mu = 1.66	- h : 900 mm - d : 830 mm - Mu : 694.5 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,154.4 kN·m - Mr / Mu = 1.66
벽체 상단	- h : 900 mm - d : 820 mm - Mu : 1,287.3 kN·m - As : H29@125=5,139 mm2 -ΦMn : 1,372.4 kN·m -ΦMn / Mu = 1.07	- h : 900 mm - d : 840 mm - Mu : 1,060.9 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,300.8 kN·m - Mr / Mu = 1.23
벽체 중앙부	- h : 900 mm - d : 820 mm - Mu : 537.5 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 -ΦMn : 1,092.6 kN·m -ΦMn / Mu = 2.03	- h : 900 mm - d : 840 mm - Mu : 340.4 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,302.8 kN·m - Mr / Mu = 3.83
벽체 하단	- h : 900 mm - d : 820 m - Mu : 1,236.5 kN·m - As : H32@125=6,354 mm2 -ΦMn : 1,679.1 kN·m -ΦMn / Mu = 1.36	- h : 900 mm - d : 810 mm - Mu : 922.9 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,278.5 kN·m - Mr / Mu = 1.39
하중조합	계수하중조합	극한/극단한계상태
fck	30MPa	30MPa
fy	400MPa	400MPa

[부록표 2-87] 단면 검토 (계속)

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
하중조합	계수하중조합	극한/극단한계상태
fck	30MPa	30MPa
fy	400MPa	400MPa
앞굽판	- h : 1,000 mm - d : 850 mm - Mu : 415.0 kN·m(상시 지배) - As : H19@125=2,292 mm2 -ΦMn : 648.4 kN·m -ΦMn / Mu = 1.56	- h : 1,000 mm - d : 850 mm - Mu : 606.9 kN·m(지진시 지배) - As : H22@125=3,097 mm2 - Mr : 1,021.8 kN·m - Mr / Mu = 1.68
뒷굽판	- h : 1,000 mm - d : 850 mm - Mu : 389.4 kN·m(상시 지배) - As : H22@125=3,097 mm2 -ΦMn : 869.4 kN·m -ΦMn / Mu = 2.23	- h : 1,000 mm - d : 850 mm - Mu : 379.7 kN·m(지진시 지배) - As : H19@125=2,292 mm2 - Mr : 762.3 kN·m - Mr / Mu = 2.01

-한계상태설계법으로 설계시 단면 결정에 극한한계상태가 지배적인 슬래브 및 벽체의 경우는 활하중 감소와 하중계수의 감소로 인해 철근량이 감소하였다. 기초의 경우 극단한계상태의 하중계수의 증가로 인해 앞굽판의 경우는 철근량이 증가하고, 뒷굽판의 경우 철근량이 감소하였다.

2) 사용성 검토

[부록표 2-88] 사용성 검토

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
슬래브 단부	- Msu : 926.2 kN·m(사용하중) - As : H29@125=5,139 mm2 - suse=125mm 〈 s = 289mm ∴만족	- Ms : 760.5 kN·m(사용한계Ⅰ) - As : H25@125=4,054 mm2 - fs=174.5MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 - fc = 6.30 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 - ft = 3.07 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면
슬래브 중앙부	- Msu : 626.2 kN·m(사용하중) - As : H29@125=5,139 mm2 - suse=125mm 〈 s = 383mm ∴만족	- Msu : 679.3 kN·m(사용한계Ⅰ) - As : H25@125=4,054 mm2 - fs=218.3MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 - fc = 9.44 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 - ft = 4.92 MPa 〉 fctm=3.45MPa∴균열단면 - Msu : 429.0 kN·m(사용한계Ⅴ) - 최소철근량 검토 As,use=4,054 mm2 〉 As,min=1,065mm2 ∴만족 - 간접균열제어 fs=137.8MPa 〈 200MPa ∴만족

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
벽체 상단	– Msu : 926.2 kN·m(사용하중) – As : H29@125=5,139 mm2 – suse=125mm 〈 s = 164mm ∴만족	– Msu : 760.5 kN·m(사용한계Ⅰ) – As : H25@125=4,054 mm2 – fs=241.5MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 – fc = 10.41 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 – ft = 5.33 MPa 〉 fctm=3.45MPa∴균열단면 – Msu : 551.2 kN·m(사용한계Ⅴ) – 최소철근량 검토 As,use=4,054 mm2 〉 As,min=1,064mm2 ∴만족 – 간접균열제어 fs=175.0MPa 〈 200MPa ∴만족
벽체 중앙부	– Msu : 382.0 kN·m(사용하중) – As : H25@125=4,054 mm2 – suse=125mm 〈 s = 464mm ∴만족	– Msu : 427.3 kN·m(사용한계Ⅰ) – As : H25@125=4,054 mm2 – fs=110.7MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 – fc = 5.53 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 – ft = 2.76 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면
벽체 하단부	– Msu : 888.7 kN·m(사용하중) – As : H32@125=6,354 mm2 – suse=125mm 〈 s = 259mm ∴만족	– Msu : 449.8 kN·m(사용한계Ⅰ) – As : H25@125=4,054 mm2 – fs=146.5MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 – fc = 6.38 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 – ft = 2.86 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면
앞굽판	– Msu : 244.6 kN·m(사용하중) – As : H19@125=2,292 mm2 – suse=125mm 〈 s = 237mm ∴만족	– Msu : 230.6 kN·m(사용한계Ⅰ) – As : H22@125=3,097 mm2 – fs=7.5MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 – ft = 1.60 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면
뒷굽판	– Msu : 388.8 kN·m(사용하중) – As : H22@125=3,097 mm2 – suse=125mm 〈 s = 147mm ∴만족	– Msu : 451.0 kN·m(사용한계Ⅰ) – As : H19@125=2,292 mm2 – fs=246.0MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 – ft = 2.71 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면

–사용성 검토에서는 기존 설계법 및 한계상태설계법 모두 단면검토를 만족하는 경우 사용성도 만족하는 것으로 검토되었다.
–한계상태설계법의 경우 균열과 비균열 단면의 검토를 위해서 평균인장강도를 적용하여 검토하였고, 균열 검토가 필요한 경우 사용한계 하중조합 Ⅴ에 활하중 0.3을 고려하였다.

3) 휨모멘트 재분배 적용

상부슬래브 양단에 소성힌지를 발생시켜 휨모멘트 재분배를 적용할 수 있다.

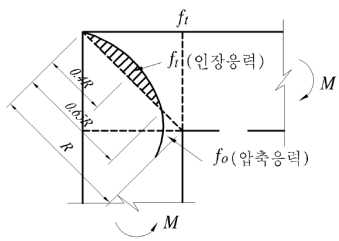
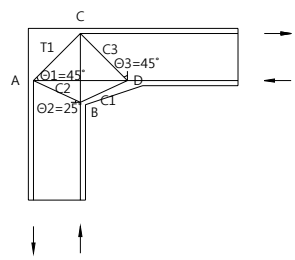
[부록표 2-90] 단면 검토

구분	탄성휨모멘트	모멘트 재분배 적용
슬래브 단부	- Mu : 1,060.9 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,621.3 kN·m - Mr / Mu = 1.53	- Mu : 901.8 kN·m - As : H22@125=3,097 mm2 - Mr : 1,248.9 kN·m - Mr / Mu = 1.38
슬래브 중앙부	- Mu : 694.5 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,154.4 kN·m - Mr / Mu = 1.66	- Mu : 853.6 kN·m - As : H29@125=5,139 mm2 - Mr : 1,444.2 kN·m - Mr / Mu = 1.69
벽체 상단	- Mu : 1,060.9 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,300.8 kN·m - Mr / Mu = 1.23	- Mu : 901.8 kN·m - As : H22@125=3,097 mm2 - Mr : 1,041.9 kN·m - Mr / Mu = 1.16
벽체 하단	- Mu : 922.9 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,278.5 kN·m - Mr / Mu = 1.39	- Mu : 1,000.8 kN·m - As : H25@125=4,054 mm2 - Mr : 1,278.5 kN·m - Mr / Mu = 1.28

-최대 모멘트가 발생하는 슬래브 단부의 휨모멘트 15%를 재분배 하였다. 슬래브 단부와 벽체 상단은 모멘트 감소로 인해 철근량 감소가 가능하고, 슬래브 중앙부는 모멘트 증가로 인해 철근량이 증가한다.
-본 예제에서는 단면의 지배 하중이 극한한계상태이므로 모멘트 재분배에 의해서 철근량이 감소하였으나, 사용한계상태 및 극단상황한계상태에 의해 단면 설계가 결정되는 경우는 영향이 적을 것으로 판단된다.

4.6 우각부 검토

[부록표 2-91] 우각부 검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
	
- 관용법에 의한 철근량 산정 - As,req = 6,260 mm2 - As,use = 3단-H19@125 = 6,876 mm2	- 스트럿-타이를 통한 철근량 산정 - As,req = 3,841 mm2 - As,use = 2단-H19@125 = 4,584 mm2

-한계상태설계법으로 설계시 우각부 철근량이 감소하였다. 이는 활하중에 의해 발생하는 단면력의 감소와 함께, STM해석 적용시 기존 관용적 설계법에 비해 철근량이 작게 소요되기 때문인 것으로 판단된다.

4.7 날개벽 검토

1) 단면 검토

[부록표 2-93] 날개벽 단면 검토

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
하중조합	계수하중조합	극한/극단한계상태
fck	35MPa	35MPa
fy	400MPa	400MPa
단면 A	- h : 800 mm - d : 700 mm - Mu : 253.8 kN·m - As : H19@125=2,292 mm2 -ΦMn : 533.5 kN·m -ΦMn / Mu = 2.10	- h : 800 mm - d : 700 mm - Mu : 213.9 kN·m - As : H19@125=2,292 mm2 - Mr : 559.4 kN·m - Mr / Mu = 2.62
단면 B	- h : 800 mm - d : 700 mm - Mu : 437.2 kN·m - As : H22@125=3,097 mm2 -ΦMn : 715.1 kN·m -ΦMn / Mu = 1.64	- h : 800 mm - d : 700 mm - Mu : 357.7 kN·m - As : H19@125=2,292 mm2 - Mr : 559.4 kN·m - Mr / Mu = 1.56
단면 C	- h : 800 mm - d : 700 mm - Mu : 509.9 kN·m - As : H22@125=3,097 mm2 -ΦMn : 715.1 kN·m -ΦMn / Mu = 1.40	- h : 800 mm - d : 700 mm - Mu : 415.2 kN·m - As : H19@125=2,292 mm2 - Mr : 559.4 kN·m - Mr / Mu = 1.35

-한계상태설계법으로 설계시 단면 결정에 하중계수의 감소와 단면 설계강도 증가로 인해 철근량이 감소된 것으로 판단된다.

2) 사용성 검토

[부록표 2-94] 날개벽 사용성 검토

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
하중조합	계수하중조합	극한/극단한계상태
fck	35MPa	35MPa
fy	400MPa	400MPa
단면 A	- Msu : 138.2 kN·m(사용하중) - As : H19@125=2,292 mm2 - suse=125mm 〈 s = 630mm ∴만족	- Ms : 138.0 kN·m(사용한계Ⅰ) - As : H19@125=2,292 mm2 - fs=91.8MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 - fc = 3.18 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 - ft = 1.29 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면
단면 B	- Msu : 234.2 kN·m(사용하중) - As : H22@125=3,097 mm2 - suse=125mm 〈 s = 453mm ∴만족	- Ms : 233.9 kN·m(사용한계Ⅰ) - As : H19@125=2,292 mm2 - fs=155.6MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 - fc = 5.39 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 - ft = 2.19 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면
단면 C	- Msu : 272.6 kN·m(사용하중) - As : H22@125=3,097 mm2 - suse=125mm 〈 s = 358mm ∴만족	- Ms : 272.2 kN·m(사용한계Ⅰ) - As : H19@125=2,292 mm2 - fs=181.1MPa 〈 0.8fy=320MPa ∴만족 - fc = 6.28 MPa 〈 0.6fck=21.0MPa ∴만족 - ft = 2.55 MPa 〈 fctm=3.45MPa∴비균열단면

-사용성 검토에서는 기존 설계법 및 한계상태설계법 모두 단면검토를 만족하는 경우 사용성도 만족하는 것으로 검토되었다.
-한계상태설계법의 경우 균열과 비균열 단면의 검토를 위해서 평균인장강도를 적용하여 검토하였다.

4.8 수량비교

도로교설계기준 2015로 단면을 검토한 결과와 유사한 수준의 안전율을 갖도록 허용응력 설계법으로 검토한 단면의 두께를 산정하였다. 그 결과 단위 m당 철근량은 다음과 같다.

[부록표 2-95] 철근 수량

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
본체	슬래브 단부	H29@125=5,139 mm2	H25@125=4,054 mm2
	슬래브 중앙부	H29@125=5,139 mm2	H25@125=4,054 mm2
	벽체 상단	H29@125=5,139 mm2	H25@125=4,054 mm2
	벽체 중앙부	H25@125=4,054 mm2	H25@125=4,054 mm2
	벽체 하단	H32@125=6,354 mm2	H25@125=4,054 mm2
	앞굽판	H19@125=2,292 mm2	H22@125=3,097 mm2
	뒷굽판	H22@125=3,097 mm2	H19@125=2,292 mm2
	우각부	3단-H19@125 = 6,876 mm2	2단-H19@125 = 4,584 mm2
	계	38,090 mm2 (100%)	30,243 mm2 (79%)
날개벽	단면 A	H19@125=2,292 mm2	H19@125=2,292 mm2
	단면 B	H22@125=3,097 mm2	H19@125=2,292 mm2
	단면 C	H22@125=3,097 mm2	H19@125=2,292 mm2
	계	8,486 mm2 (100%)	6,876 mm2 (81%)

-기존 도로교설계기준(2010)에서 도로교설계기준(한계상태설계법,2015)으로의 설계기준이 바뀜에 따른 본체의 휨 철근량이 약 21%가 감소하는 것으로 검토되었다. 이는 하중, 하중조합, 단면 강도계산의 차이 그리고 교량의 중요도 적용에 의한 것과 철근의 직경 감소로 인해 안전율이 일부분 감소한 영향도 포함되어 있다. 철근량에는 배력철근량은 포함되지 않았다.

5. T형 교각

5.1 설계흐름도

5.1.1 주설계 흐름도

[부록표 2-96] 주설계 흐름도

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단계1 설계조건 결정 및 단면가정 ● 설계 일반조건 결정 및 단면가정 ↓ 단계2 하중산정 및 해석방법의 결정 ● 하중산정 ➜ 고정하중, 활하중, 풍하중, 온도하중, 지진하중 등 ↓ 단계3 구조해석 및 하중조합 ● 하중조합 ↓ 단계4 코핑설계 ● 브라켓, 깊은 보 설계 ↓ 단계5 기둥설계 ● P-M 상관도 분석에 의한 강도검토 ↓	단계1 설계조건 결정 및 단면가정 ● 교량설계 제원결정 ● 내구성을 고려한 설계조건 결정 ➜ 환경조건에 따른 노출등급 결정 ➜ 최소 콘크리트강도 및 최소 피복두께 규정 ↓ 단계2 하중산정 및 해석방법의 결정 ● 고정하중, 활하중, 토압 등 하중산정 ➜ 고정하중 DC/DW 구분 ➜ 활하중 KL-510 적용 ● 지진 해석방법 및 설계상수 결정 ↓ 단계3 구조해석 및 하중조합 ● 해석모델 구현 및 하중재하 ● 극한/극단상황/사용 한계상태 ➜ 최대/최소 하중계수 적용 ● 설계단면력 산정 ↓ 단계4 코핑설계 ● 스트럿-타이 모델 적용 ↓ 단계5 기둥설계 ● P-M 상관도 분석에 의한 강도검토 ↓
↓ 단계6 기초의 설계 ● 직접기초/말뚝기초	↓ 단계6 기초의 설계 ● 기초의 강체판정 ● 기초의 안정검토(말뚝/직접) ● 기초 단면검토(앞굽/뒷굽)

5.1.2 세부 설계흐름도

(1) 단계 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

[부록표 2-97] 설계조건 결정 및 단면가정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
1-1 교량형식 및 하중조건 ● 상부/하부구조 조건 ● 적용하중 결정 ↓ 1-2 지반조건 ● 지반물성치 결정 ↓ 1-3 환경조건에 따른 노출등급결정 (내용 없음) ↓ 1-4 사용재료 및 설계강도 결정 ● 콘크리트 및 철근의 설계강도 결정 ● 환경등급 부합하는 콘크리트 강도 및 피복두께 결정 ↓ 1-5 단면가정 ● 설계조건에 부합하는 단면가정	1-1 교량형식 및 하중조건 ● 상부/하부구조 조건 ● 적용하중 결정 ↓ 1-2 지반조건 ● 지반물성치 결정 ↓ 1-3 환경조건에 따른 노출등급결정 ● 환경조건에 따른 노출등급 결정 (내구성 / 사용성) ➜ 노출등급결정 ➜ 최소콘크리트강도, 최소피복두께 결정 ↓ 1-4 사용재료 및 설계강도 결정 ● 콘크리트 및 철근의 설계강도 결정 ● 환경등급 부합하는 콘크리트 강도 및 피복두께 결정 ↓ 1-5 단면가정 ● 설계조건에 부합하는 단면가정

2) 단계 2 : 하중산정 및 하중조합

[부록표 2-98] 하중산정 및 하중조합

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
2-1 적용하중 결정	2-1 적용하중 결정
● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 ➜ 고정하중, 지진하중, 차량활하중, 풍하중, 기타하중	● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 ➜ 고정하중, 지진하중, 차량활하중, 풍하중, 기타하중
↓	↓
2-2 하중계산	2-2 하중계산
● 교축직각 및 교축방향에 대하여 각각 산정	● 교축직각 및 교축방향에 대하여 각각 산정
↓	↓
2-3 하중조합	2-3 하중조합
● 계수하중조합(편심최대 고려) ● 지진시하중조합 ● 사용하중조합	● 극한한계상태 ● 극단상황한계상태 ● 사용한계상태

(3) 단계 3 : 코핑설계

[부록표 2-99] 코핑설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
3-1 브래킷 판정	3-1 스트럿-타이 모델 결정
● a/d ≤ 1.0 ➜ 브래킷으로 검토	● 2차원 솔리드 해석 결과로부터 주응력 흐름을 고려한 스트럿 및 타이의 위치 결정 ● 철근의 배치위치, 콘크리트 피복두께 등을 고려
↓	↓
3-2 코핑 상면 주인장철근량 검토	3-2 스트럿-타이 모델의 단면력 산정
● 전단마찰철근량, Avf 산정 ● 휨모멘트 철근, Af 산정 ● 수평인장철근, An 산정 ➜ A_s = max(A_f+A_n, $2/3A_{vf}$+A_n)	● 선정된 모델 및 작용하중을 고려하여 구조해석 프로그램을 이용한 해석(트러스 모델) ● 스트럿 및 타이요소의 단면력 산정
↓	↓

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
3-3 패쇄 스터럽 띠철근 산정	3-3 인장타이의 강도검토
● $A_h = 0.5(A_s - A_n)$	● 인장타이 철근량 산정($A_s = F_i / \phi_s f_y$) ● 수평타이 작용력에 저항하기 위한 주철근량 산정 ● 수직타이 작용력에 저항하기 위한 수직철근량 산정(최대가능폭 고려) ● 스트럿 유효강도 결정을 위한 수평 및 수직 철근량 산정
↓	↓
3-4 깊은 보 검토	3-4 압축스트럿의 강도검토
● a ≤ 2d ➜ 깊은보 검토	● 횡방향 철근량 및 스트럿의 경사각을 고려한 압축 스트럿의 강도검토
↓	↓
3-5 전단 검토	3-5 절점영역 강도검토
● $\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \leq V_u$ ➜ 전단보강 필요 ● 수직 전단철근 $A_{v,req} = 0.0025 \times b \times s_v$ ● 수평전단철근 $A_{vh,req} = 0.0025 \times b \times s_h$	● 절점영역의 강도검토
↓	
3-6 사용성 검토	
● 사용하중조합에 대한 철근의 최대 중심간격 검토	

(4) 단계 4 : 기둥설계

[부록표 2-100] 기둥설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
4-1 철근량 가정 및 철근비 검토 ● 기둥의 철근 상세 규정 ● 축방향 철근비를 고려한 철근 배치 ● 최대/최소철근비 규정	**4-1 철근량 가정 및 철근비 검토** ● 기둥의 철근 상세 규정 ● 축방향 철근비를 고려한 철근 배치 ● 최대/최소철근비 규정
↓	↓
4-2 기둥강도 검토 ● 계수하중조합/지진하중조합 설계강도 계산 (PM상관도 작성) ● P-Δ효과에 의한 확대모멘트 계산 ● 상시 계수하중조합 – 횡구속여부 판정 – 장/단주 판정 – 확대모멘트 계수 및 확대모멘트 산정 ● 지진시 2차모멘트 ΔM = 1.5Pδ ● 교축직각방향(상시계수하중/지진시) ● 교축방향(상시계수하중/지진시) ● 합성모멘트(2축)에 의한 영향(상시계수하중/지진시) $M=\sqrt{M_x^2+M_y^2}$	**4-2 기둥강도 검토** ● 극한/극단상황 한계상태 설계강도 계산 (PM상관도 작성) ● P-Δ효과에 의한 확대모멘트 계산 ● 극한한계상태 모멘트확대계수법 – 장/단주 판정 – 확대모멘트 계수 및 확대모멘트 산정 ● 극단상황한계상태 2차모멘트 ΔM = 1.5Pδ ● 교축직각방향(극한/극단상황) ● 교축방향(극한/극단상황) ● 합성모멘트(2축)에 의한 영향(극한/극단상황) $M=\sqrt{M_x^2+M_y^2}$
↓	↓
4-3 기둥의 전단설계 ● 횡방향 보강철근량 산정(전단설계, 탄성설계시) – 축방향력을 받는 부재의 전단강도식 적용 ● 합성 부재력에 대하여 검토 ● 극한/극단상황한계상태 검토	**4-3 기둥의 전단설계** ● 횡방향 보강철근량 산정(전단설계, 탄성설계시) – 축방향력을 받는 부재의 전단강도식 적용 ● 합성 부재력에 대하여 검토 ● 극한/극단상황한계상태 검토
↓	↓
4-4 단부구역과 소성힌지구역의 설계 ● 탄성설계시 단부구역 횡방향철근 보강 ● 소성설계시 소성힌지구역에 대한 횡방향철근 보강	**4-4 단부구역과 소성힌지구역의 설계** ● 탄성설계시 단부구역 횡방향철근 보강 ● 소성설계시 소성힌지구역에 대한 횡방향철근 보강

(5) 단계 5 : 기초검토

[부록표 2-101] 기초검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
5-1 설계조건 ● 말뚝의 종류, 말뚝 배치 근입깊이 등 가정 ● 지반조건 결정	**5-1 설계조건** ● 말뚝의 종류, 말뚝 배치 근입깊이 등 가정 ● 지반조건 결정
↓	↓
5-2 기초강체판정 ● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정	**5-2 기초강체판정** ● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정
↓	↓
5-3 설계하중 집계 ● 말뚝도심위치에서의 설계하중 ● 교축직각방향/교축방향	**5-3 설계하중 집계** ● 말뚝도심위치에서의 설계하중 ● 교축직각방향/교축방향
↓	↓
5-4 기초 안정검토 ● 직접기초 – 사용하중조합 : 지지력, 전도, 활동 – 지진시하중조합 : 지지력, 전도, 활동 ● 말뚝기초 – 사용한계상태 : 지지력, 횡방향변위, 침하량 – 지진시하중조합 : 지지력, 말뚝본체검토	**5-4 기초 안정검토** ● 얕은 기초 – 사용한계상태 : 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 전도, 활동 – 극단상황한계상태 : 지지력, 전도, 활동 ● 깊은 기초 – 사용한계상태 : 지지력, 횡방향변위, 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 말뚝본체검토 – 극단상황한계상태 : 지지력, 말뚝본체검토
↓	↓
5-5 기초단면 검토 ● 계수하중조합 휨/전단강도 검토 ● 사용하중조합 사용성 검토 ● 건조수축 및 온도철근량 산정	**5-5 기초단면 검토** ● 극한/극단한계상태 휨/전단강도 검토 ● 휨인장철근량 및 전단철근량 산정 ● 사용한계상태 균열검토 ● 부재두께를 고려한 건조수축 및 온도철근량 산정

5.2 설계조건

5.2.1 교량제원

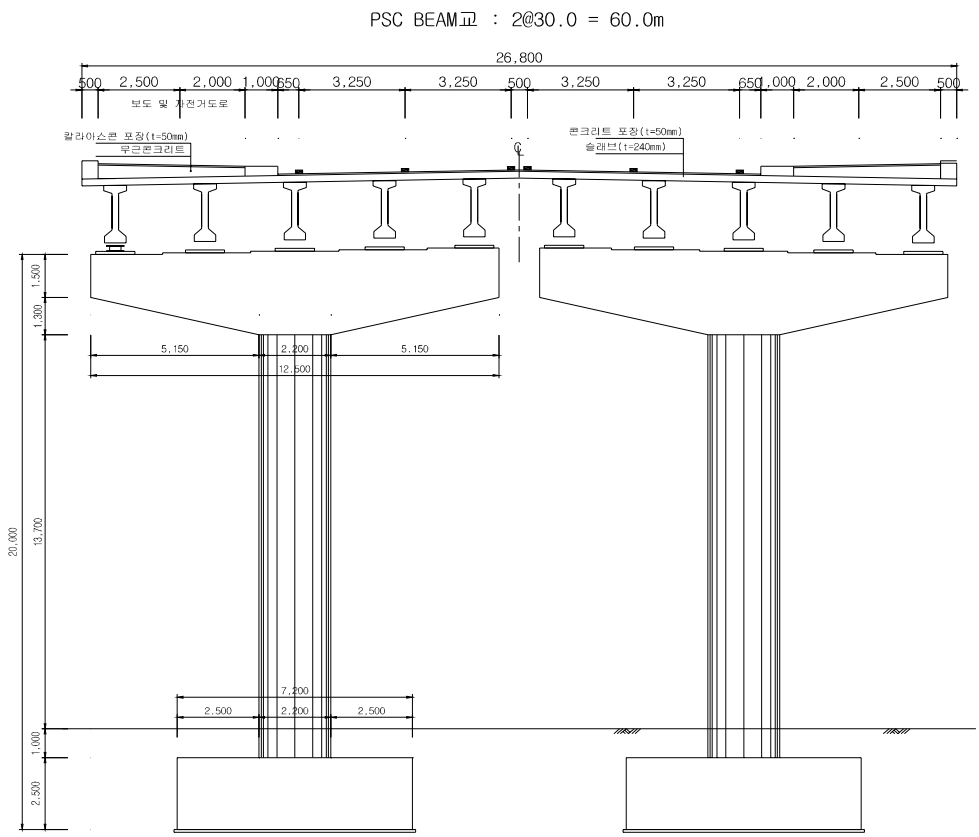
(1) 상부형식 : PSC Beam교

(2) 교량등급 : 1등급 (차량전용)

(3) 교　　장 : 2 @ 30.0 = 60.0 m

(4) 폭　　원 : 26.8 m

(5) 종평면도



[부록그림 2-13] 단면도

5.2.2 환경조건에 따른 노출등급 결정 (내구성 및 사용성)

(1) 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

[부록표 2-102] 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015					
	구분		최소 콘크리트 강도		적용 강도 (MPa)	판정
	부재		노출등급	강도 (MPa)		
–	코핑	상면	ED3	35	35	만족
		수직면	EC4	30	35	만족
		하면	EC4	30	35	만족
	기둥		ED3	35	35	만족
	기초 상면		EC2	24	35	만족
	기초 하면		EC2	24	35	만족

–도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 설계기준에는 구조물의 환경조건에 따라 노출등급을 제시하고 각 노출등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도를 규정하고 있다. 코핑 상면은 신축이음 장치로 인한 제빙염의 영향을 고려하였고, 기둥은 주변 도로에 의한 제빙염을 고려하여 ED3를 적용하였다.

(2) 콘크리트 최소피복두께 (mm)

[부록표 2-103] 콘크리트 최소피복두께 (mm)

도로교설계기준 2010		
부재		최소 피복
코핑	상면	60
	수직면	60
	하면	60
기둥		60
기초 상면		80
기초 하면		80

도로교설계기준 2015								
부재		노출 등급	부착 (tc,min,b)	환경조건 (tc,min,dur)	고부식성 (Δtc,dur,γ)	적용 최소피복 (tc,min)	설계편차 허용량 (Δtc,dev)	공칭 피복
코핑	상면	ED3	32	55	15	70	10	80
	수직면	EC4	32	40	–	40	10	50
	하면	EC4	32	40	–	40	10	50
기둥		ED3	32	55	15	70	10	80
기초 상면		EC2	32	35	–	35	10	45
기초 하면		EC2	32	35	–	35	20	55

–기존 설계기준에는 구조물의 주변 환경에 따라 최소 피복두께가 수치로 제시되어 있다. 그러나 한계상태 설계법에는 철근 또는 덕트의 지름에 따른 부착에 대한 최소피복두께, 구조물의 노출등급에 따른 내구성을 고려한 최소피복두께 등을 고려하여야하며, 설계편차 허용량을 추가로 고려하도록 하고 있어 피복두께 산정 시 기존 설계기준 보다 세분화 되어 있다.

(3) 노출 환경과 한계 기준

[부록표 2-104] 노출 환경과 한계 기준

<table>
<tr><th>도로교설계기준 2010</th><th>도로교설계기준 2015</th></tr>
<tr><td>-</td><td>※ 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급
- 노출환경과 무관하게 철근콘크리트는 E등급
※ 설계 등급에 따른 사용 한계값
<table>
<tr><th rowspan="2">설계등급</th><th colspan="2">한계상태 검증을 위한 하중조합</th><th rowspan="2">한계균열폭(mm)</th></tr>
<tr><th>영(0)응력 한계상태</th><th>균열폭 한계상태</th></tr>
<tr><td>E</td><td>-</td><td>사용하중조합-V
(활하중0.3)</td><td>0.3</td></tr>
</table></td></tr>
</table>

-콘크리트 교량 구조물과 그 부대시설을 구성하고 있는 부재가 충분한 기능을 발휘 할 수 있도록 사용 중의 응력 한계, 균열폭 및 처짐을 제한하도록 하고 있다. 기존 설계기준과는 달리 표와 같이 환경조건에 따라 노출등급을 결정하여 최소설계 등급을 결정하고 이에 따라 영응력 한계상태와 균열폭 한계상태를 검증하도록 하고 있다.

5.2.3 사용재료 및 설계강도

(1) 기준압축강도 (재령 28일 압축강도) : f_{ck} = 35 MPa

(2) 콘크리트 평균압축강도 : f_{cm} = 39 MPa

(3) 콘크리트 탄성계수 : E_c = 29,747.29 MPa

(4) 콘크리트 평균인장강도 : $f_{ctm} = 0.3(f_{cm})^{2/3}$ = 3.450 MPa

(5) 콘크리트 기준인장강도 : $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$ = 2.415 MPa

(6) 철근기준압축강도 : f_y = 400 MPa

(7) 철근 평균 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa

-[도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015]에 수록되지 않은 내용 중, 설계자의 판단에 의해 적용이 필요한 내용은 AASHTO LRFD(2014)혹은 기존 도로교설계기준(2010)을 차용한다.

5.3 하중계산

5.3.1 상부로부터 작용되는 반력

(1) 도로교설계기준 2010

[부록표 2-105] 상부로부터 작용되는 반력(도로교설계기준 2010)

받침번호	절점	고정하중 (D)	활하중(L)		
			만재하	좌측편재하	우측편재하
1	17	1,903.5	715.4	1,176.0	-222.6
2	18	1,923.7	1,491.9	1,878.5	110.8
3	19	1,570.3	2,546.0	3,048.7	494.8
4	20	1,400.5	3,196.7	3,613.9	994.9
5	21	1,352.7	3,120.0	2,746.3	1,627.9
계		8,150.7	11,070	12,463.4	3,005.8

(2) 도로교설계기준 2015

[부록표 2-106] 상부로부터 작용되는 반력(도로교설계기준 2015)

받침번호	절점	고정하중 (DC)	부가 고정하중 (DW)	활하중(LL)		
				만재하	좌측편재하	우측편재하
1	17	916.0	987.5	831.7	1,319.8	-250.4
2	18	1,173.4	750.3	1,761	2,140.1	125.3
3	19	1,170.9	399.4	3,194.9	3,625.9	560.1
4	20	1,178.3	222.2	4,014.6	4,229.8	1,124.1
5	21	1,180.5	172.2	3,917.2	3,295.0	1,861.5
계		5,619.1	2,531.6	13,719.4	14,610.6	3,420.6

-도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 고정하중을 구조부재(DC)와 비구조적 부착물(DW)로 분리해서 다른 하중계수를 적용하므로 구분을 하여 하중을 고려해야함.
-기존 도로교설계기준(2010)에서는 3차로 재하시 90%, 4차로 이상 재하시 75%의 비율로 활하중의 동시 재하로 인해 발생하는 하중을 감소시켜 적용한다.
-도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 다차로재하계수, 'm'으로서 활하중 동시재하에 대한 확률을 반영하는데, 1차로 재하시 1.0, 2차로 재하시 0.9, 3차로 재하시 0.8, 4차로 재하시 0.7, 5차로 이상 재하시 0.65를 적용한다.

5.3.2 구조물에 작용하는 풍하중 (WS)

–도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015]의 풍하중 기준강도는 [도로교설계기준, 2010] 과 동일하다.

5.3.3 활하중에 작용하는 풍하중 (WL)

–도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015]의 풍하중 기준강도는 [도로교설계기준, 2010] 과 동일하다.

5.3.4 온도하중 (TU)

–온도하중의 산정방법은 차이 없음.

5.3.5 지진하중 (EQ)

–지진하중의 산정방법은 차이 없음.

5.4 단면력 산정

5.4.1 하중수정계수

[부록표 2–107] 하중수정계수

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
–	– 연성 : 1.00 – 여용성 : 1.00 – 중요도(극한/극단 적용) : 0.95 – 최대하중계수 적용시 : 0.95 – 최소하중계수 적용시 : 1.00

–도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 연성, 여용성, 구조물의 중요도를 고려하여 교량의 안전여유도를 하중수정계수로 고려하게 되어있다. 이 하중수정계수는 하중 측에 적용하도록 하고 있다.
–중요도 계수 0.95 적용으로 인해 설계단면력 감소

5.4.2 하중 조합

(1) 계수하중 검토시

① 도로교설계기준 2010

[부록표 2-108] 계수하중 검토시(도로교설계기준 2010)

구 분	D	L	W	WL	G	E
계수하중 1	1.3	2.15	–	–	–	–
계수하중 2	1.3	–	1.3	–	–	–
계수하중 3	1.3	1.3	0.65	1.3	–	–
계수하중 4	1.3	1.3	–	–	1.3	–
계수하중 5	1.25	–	1.25	–	1.25	–
계수하중 6	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	–
계수하중 7	1.0	–	–	–	–	1.0
계수하중 8	1.3	1.3	–	–	–	–
계수하중 9	1.2	–	1.2	–	–	–

-강도설계법의 계수하중조합에서 7번조합은 지진시 하중조합으로, 한계상태설계법에서 극단상황한계상태 Ⅰ에 해당한다.

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2-109] 극한한계상태 하중조합(도로교설계기준 2015)

구분	DC	DW	CR/SH	LL(IM)/PL	WS	WL	TU
극한 한계상태 Ⅰ	1.25	1.5	1.0	1.8	–	–	0.5
	0.9	0.65	1.0	1.8	–	–	0.5
극한 한계상태 Ⅲ	1.25	1.5	1.0	–	1.4	–	0.5
	0.9	0.65	1.0	–	1.4	–	0.5
극한 한계상태 Ⅳ	1.5	1.5	1.0	–	–	–	0.5
	0.9	0.65	1.0	–	–	–	0.5
극한 한계상태 Ⅴ	1.25	1.5	1.0	1.4	0.4	1.0	0.5
	0.9	0.65	1.0	1.4	0.4	1.0	0.5

–극한한계상태 I 은 일반적인 차량통행을 고려한 기본 하중조합으로 풍하중은 고려하지 않는다.
–극한한계상태III은 거더 높이에서 풍속 25m/s를 초과하는 설계 풍하중을 고려하는 하중조합이다.
–극한한계상태IV은 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합이다.
–극한한계상태V은 차량 통행이 가능한 최대 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합이다.
–한계상태설계법에서는 고정하중을 DC와 DW로 세분화하고 최대하중계수와 최소하중 계수를 적용하여 설계수명 중 발생할 수 있는 하중조합을 폭넓게 반영 하였다.
–한계상태설계법에서 활하중에 대한 하중계수는 1.80을 적용한다.
–한계상태설계법에서는 풍하중 계수가 1.3에서 1.4로 상향 조정되었다.
–차량에 풍하중이 작용하는 경우의 조합에서, 구조물에 작용하는 풍하중계수는 0.65에서 0.4로, 활하중에 작용하는 풍하중계수는 1.3에서 1.0으로 하향 조정되었다.

[부록표 2–110] 극한상황 한계상태 하중조합

구분	DC	DW	CR/SH	LL(IM) /PL	EQ
극단상황 한계상태 I	1.25	1.5	1.0	γ_{EQ}=0.5	1.0
	0.9	0.65	1.0	γ_{EQ}=0	1.0

–한계상태설계법에서 극단상황한계상태 I 은 지진하중을 고려하는 하중조합이다.
–강도설계법에서 지진시 조합하중에 일괄적으로 하중계수 1.00을 적용하던 것과는 달리, 극단상황한계상태 I 에서는 극한한계상태 I 과 마찬가지로 최대, 최소 하중계수를 모두 적용한다.
–극단상황한계상태 I 에서 차량 활하중의 반영 여부는 공사별 특별시방에 의해 결정하는데, 본 예제에서는 γ_{EQ}=0과 γ_{EQ}=0.5 중 불리한 결과를 주는 값을 적용하였다.

(2) 사용하중 검토시

① 도로교설계기준 2010

[부록표 2–111] 사용하중 검토시(도로교설계기준 2010)

구분	D	L	W	WL	G	E
사용하중 1	1.0	1.0	–	–	–	–
사용하중 2	1.0	–	1.0	–	–	–
사용하중 3	1.0	1.0	0.5	1.0	–	–
사용하중 4	1.0	1.0	–	–	1.0	–
사용하중 5	1.0	–	1.0	–	1.0	–
사용하중 6	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	–

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2-112] 사용하중 검토시(도로교설계기준 2015)

구분	DC	DW	CR/SH	LL(IM) /PL	WS	WL	TU
사용 한계상태 I	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0
사용 한계상태 V	1.0	1.0	1.0	0.3	–	–	0.5

-사용한계상태 하중조합 I 에서는 강도설계법대비 구조물에 작용하는 풍하중의 영향을 하향 조정하였다.
-사용한계상태 하중조합 I 은 교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값으로, 부재의 사용성 검토 중 철근과 콘크리트의 응력한계를 검토하기 위한 조합이다.

5.5 기둥설계

5.5.1 부재력 설계

(1) 도로교설계기준 2010

① 상시 계수하중조합

[부록표 2-113] 상시 계수하중조합(도로교설계기준 2010)

구분		축력 (kN)	교직 전단력 (kN)	교축 전단력 (kN)	교축 모멘트 (kN·m)	교직 모멘트 (kN·m)
축력최대	상단	-40,017.8	0.0	0.0	0.0	23,020.7
	하단	-41,790.3	0.0	0.0	0.0	23,020.7
축력최소	상단	-12,172.8	171.5	0.0	0.0	-4,834.6
	하단	-13,809.0	229.7	0.0	0.0	-1,885.6
교직모멘트 최대	상단	-37,022.0	0.0	0.0	0.0	32,705.4
	하단	-38,794.5	0.0	0.0	0.0	32,705.4
교축모멘트 최대	상단	-13,221.5	0.0	128.7	216.9	-5,808.7
	하단	-14,994.0	0.0	191.7	2571.7	-5,808.7

② 지진시 계수하중조합

[부록표 2-114] 지진시 계수하중조합(도로교설계기준 2010)

구분		축력 (kN)	교직 전단력 (kN)	교축 전단력 (kN)	교축 모멘트 (kN·m)	교직 모멘트 (kN·m)
지진시 최대	상단	-7,611.5	1,733.9	1,443.9	2,405.3	6,222.6
	하단	-8,974.0	1,769.0	1,469.7	19,044.0	10,583.9
지진시 최소	상단	-9,402.6	520.3	433.9	729.3	-1259.8
	하단	-10,765.8	530.9	441.7	5717.0	49.3

(2) 도로교설계기준 2015

① 극한한계상태 하중조합

[부록표 2-115] 극한한계상태 하중조합(도로교설계기준 2015)

구분		축력 (kN)	교직 전단력 (kN)	교축 전단력 (kN)	교축 모멘트 (kN·m)	교직 모멘트 (kN·m)
축력최대	상단	-38,207.4	0.0	0.0	0.0	22,536.5
	하단	-39,826.6	0.0	0.0	0.0	22,536.5
축력최소	상단	-9,056.9	200.1	0.0	0.0	-1028.7
	하단	-10,284.0	268.0	0.0	0.0	2,411.8
교직모멘트 최대	상단	-33,788.8	0.0	0.0	0.0	40,058.0
	하단	-35,015.9	0.0	0.0	0.0	40,058.0
교축모멘트 최대	상단	-11,245.7	0.0	138.6	233.6	-6,689.8
	하단	-12,472.8	0.0	206.5	2,769.5	-6,689.8

② 극단한계상태 하중조합

[부록표 2-116] 극단한계상태 하중조합(도로교설계기준 2015)

구분		축력 (kN)	교직 전단력 (kN)	교축 전단력 (kN)	교축 모멘트 (kN·m)	교직 모멘트 (kN·m)
극단 I 최대	상단	-6,534.9	1,733.9	1,443.9	2,405.3	20,630.8
	하단	-7,761.1	1,769.0	1,469.7	19,044.0	24,992.1
극단 I 최소	상단	-19,395.5	520.3	433.9	729.3	-3,481.4
	하단	-21,014.4	530.9	441.7	5717.0	-2,172.3

5.5.2 P-M상관도

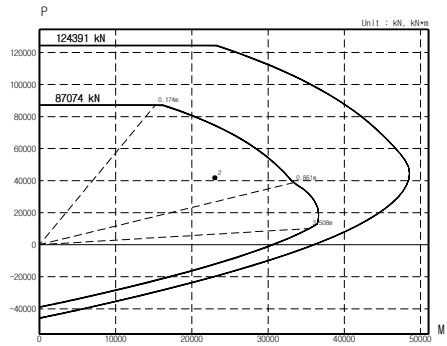
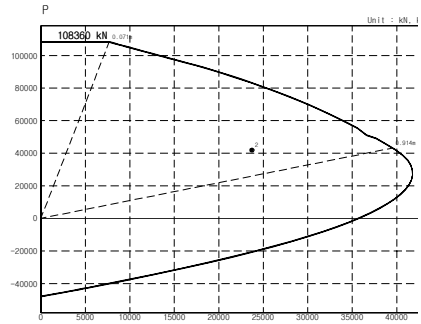
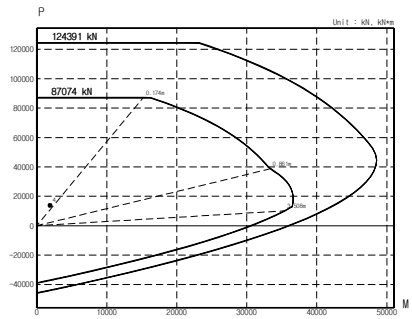
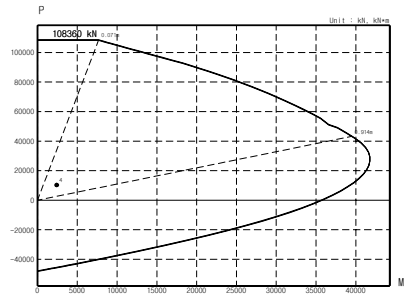
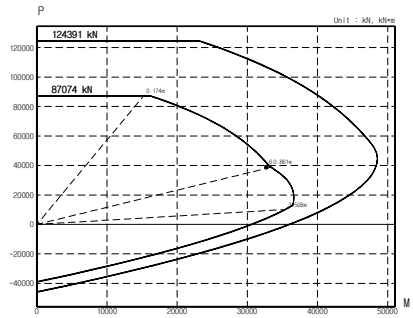
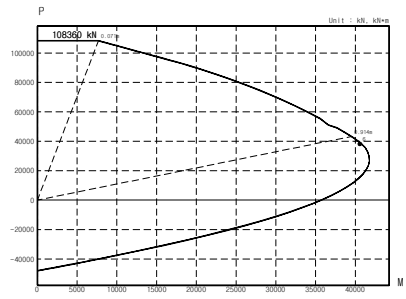
(1) 단면제원

[부록표 2-117] 단면 제원

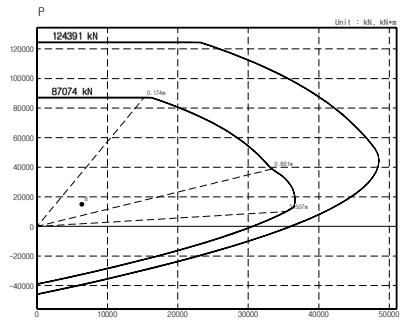
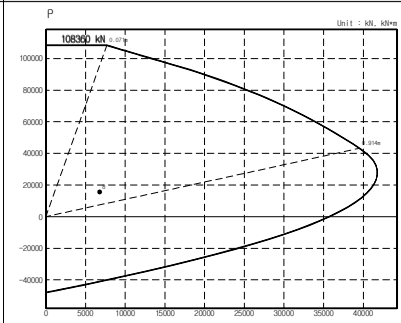
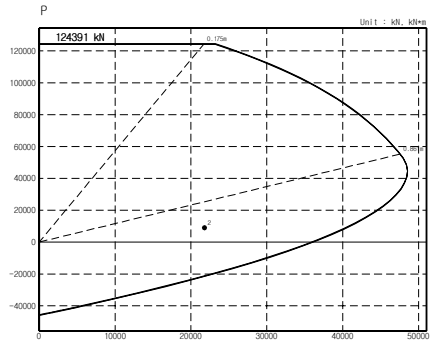
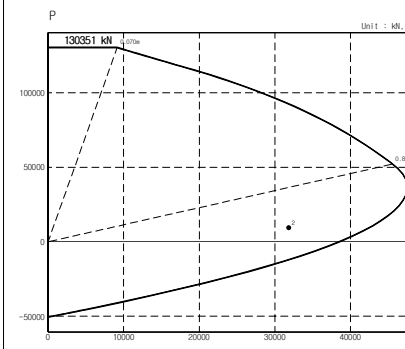
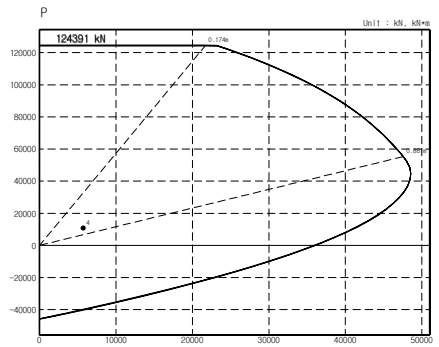
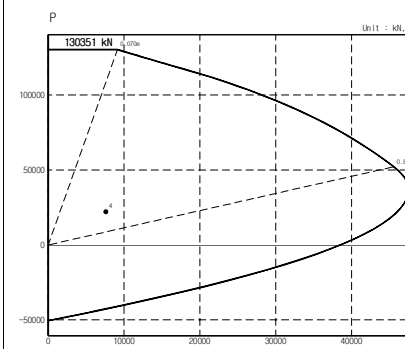
구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단면 제원	D = 2200 mm d_c = 140 mm d = 1,609.1 mm A_g = 3,801,327 mm² A_{st} = 114,578.4 mm² 1단 : H35-60EA 2단 : H32-72EA	D = 2200 mm d_c = 140 mm d = 1,603.3 mm A_g = 3,801,327 mm² A_{st} = 126,271.2 mm² 1단 : H35-72EA 2단 : H35-60EA
철근비 검토	$0.005 < \rho_{use} = 0.0301 < 0.06$ ∴ 만족	- 내진설계시 축방향철근의 최소 철근비 $0.01 < \rho_{use} = 0.0332$ < 0.06 ∴ 만족 - 기둥의 축방향 철근 제한 $A_s/A_g + A_{ps}f_{pu}/A_g f_y$ $= 0.0332 \leq 0.08$ ∴ 만족 $A_s f_y/A_g f_{ck} + A_{ps}f_{pu}/A_g f_{ck}$ $= 0.380 \geq 0.135$ ∴ 만족

(2) P–M 상관분석

[부록표 2-118] P–M 상관분석

구분	도로교설계기준 2010 계수하중조합 (ϕ_c = 0.70, ϕ_s = 0.85)	도로교설계기준 2015 극한한계상태 (ϕ_c = 0.65, ϕ_s = 0.90)
축력최대	 P_u = 41,790 kN, M_{ux} = 23,020 kN·m ϕM_{nx} = 29,972 kN·m, $U.R$ = 76.8 %	 P_u = 41,922 kN, M_{ux} = 23,722 kN·m M_{rx} = 33,943 kN·m, $U.R$ = 69.9 %
축력최소	 P_u=13,809 kN, M_{ux}=–1,885 kN·m ϕM_{nx}=–11,889 kN·m, $U.R$=15.9 %	 P_u = 10,284 kN, M_{ux} = 2,411 kN·m M_{rx} = 20,757 kN·m, $U.R$ = 11.6 %
교직 모멘트 최대	 P_u=38,794 kN, M_{ux}=32,705 kN·m ϕM_{nx} = 33,221 kN·m, $U.R$=98.5 %	 P_u = 38,166 kN, M_{ux} = 40,571 kN·m M_{rx} = 40,744 kN·m, $U.R$ = 99.6 %

[부록표 2-119] P-M 상관분석 (계속)

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
교축모멘트최대	 P_u=14,994 kN, M_{ux}=-5,808 kN·m ϕM_{nx}=-24,803 kN·m, $U.R$=23.4 %	 P_u = 15,623 kN, M_{ux} = -6,175 kN·m M_{rx} = -27,515 kN·m, $U.R$ = 22.4 %
지진최대	 P_u=8,974 kN, M_{ux} = 19,043 kN·m ϕM_{nx}=38,428 kN·m, $U.R$ = 49.6 %	 P_u = 9,471 kN, M_{uy} = 25,505 kN·m M_{ry} = 34,995 kN·m, $U.R$ = 72.9 %
지진최소	 P_u=10,765 kN, M_{ux} = 5,717 kN·m ϕM_{nx}=42,312 kN·m, $U.R$ = 13.5 %	 P_u = 22,160 kN, M_{ux} = 5,717 kN·m M_{rx} = 23,886 kN·m, $U.R$ = 23.9 %

5.5.3 기둥의 전단설계

[부록표 2-121] 기둥의 전단설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
– 상시전단설계 (ϕ_v = 0.8) ① 계수전단력 V_u = 248.9 kN ② 설계전단강도 ϕV_c = 3564.5 kN V_u = 248.9 kN < $\phi V_c/2$ = 1782.2 kN ∴ 전단철근 불필요	– 극한한계상태 (ϕ_c = 0.65) ① 계수전단력 V_u = 268.0 kN ② 설계전단강도 V_{cd} = 3687.9 kN V_u = 268.0 kN < V_{cd} = 3687.9 kN ∴ 전단철근 불필요, 최소전단철근량 배치
– 지진시 전단설계 (ϕ_v = 1.0) ① 계수전단력 V_u = 1769.0 kN ② 설계전단강도 ϕV_c = 2741.4 kN $\phi V_c/2$ = 1370.7 kN < V_u = 1769.0 kN < ϕV_c = 2741.4 kN ∴ 최소전단철근 배근	– 극단상황한계상태 (ϕ_c = 1.0) ① 계수전단력 V_u = 1469.7 kN ② 설계전단강도 V_c = 2004.2 kN V_u = 1469.7 kN < V_{cd} = 2004.2 kN ∴ 전단철근 불필요, 최소전단철근량 배치

–강도설계법에서는 [콘크리트구조기준, 2012, 7.4.3 최소전단철근]규정을 적용, 계수전단력 Vu가 콘크리트에 의한 설계전단강도 φVc의 1/2을 초과하는 경우 최소전단철근을 배근해야 한다.
–강도설계법과 마찬가지로 콘크리트만의 전단강도로 소요 전단력을 충분히 만족하지만, [도로교설계기준(한계상태설계법), 2015, 5.7.2.1 (해설)]의 최소전단철근에 대한 예외규정에 해당하는 부재가 아니므로, 최소전단철근량을 배치하여야 한다.

5.6 기초설계

5.6.1 설계조건

[부록표 2-122] 기초설계조건

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
– 확대기초 두께에 대한 강체 판정 확대기초는 부재로써 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로써 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 확대기초가 다음 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다. $\beta \cdot \lambda \leq 1$	

–강체검토에 관련한 내용은 [도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015] 및 [AASHTO LRFD, 2014]에 언급되지는 않았으나, 확대기초의 높이를 결정하는데 있어 필수요소이므로, [도로교설계기준, 2010]에 근거하여 적용한다.

5.6.2 기초 안정검토

–강도설계법에서 기초안정검토는 하중계수를 배제하고 상시와 지진시에 대한 사용하중조합으로서 검토한다.
–한계상태설계법에서는 강도설계법과 달리 하중계수가 반영된 극한한계상태와 극단상황한계상태의 전도, 지지력, 활동에 대한 안정검토를 수행하여야 하며, 사용한계상태 I 에 대한 기초 침하검토를 추가적으로 수행한다.

5.6.3 교축직각방향

(1) 기초 중앙작용력 산정

① 도로교설계기준 2010

[부록표 2–123] 기초 중앙작용력 산정(도로교설계기준 2010)

구분		P (kN)	V (kN)	M (kN·m)	$\sum P$ (kN)	M_r (kN·m)	M_o (kN·m)
지진시	최대	8,974.0	1,769.0	10,583.9	12,064.1	43,430.9	15,006.2
	최소	10,765.8	530.9	49.3	13,856.0	49,881.4	1,376.4
사용하중조합		24,570.7	191.4	16,203.8	27,660.9	99,579.1	16,682.3

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2–124] 기초 중앙작용력 산정(도로교설계기준 2015)

구분		P (kN)	V (kN)	M (kN·m)	$\sum P$ (kN)	M_r (kN·m)	M_o (kN·m)
한계	P최대	39,826.6	0.0	22,536.5	43,689.3	157,281.4	22,536.5
	M최대	35,015.9	0.0	40,058.0	38,878.6	139,962.9	40,058
극단 I	최대	7,761.1	1,769.0	24,992.1	11,623.8	41,845.6	2,9414.45
	최소	21,014.4	530.9	2,172.3	24,877.1	89,557.5	3,499.425
사용 I		26,707.5	79.9	20,878.6	29,797.7	107,271.5	21,078.35
사용V		16,490.5	0.0	3,375.6	19,580.7	70,490.3	3,375.6

(2) 전도에 대한 안정

[부록표 2-125] 전도에 대한 안정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
-직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/60이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/30이내에 있어야 한다.	-확대기초 하중 편심위치의 제한(기초 중심에서) 구분 / 지반 / 암반 극한한계상태 / 0.250 B / 0.375 B 극단상황한계상태 / 0.400 B / 0.400 B

-한계상태설계법에서 직접기초의 전도에 대한 안정은 토사 및 풍화암, 그리고 연암 이상의 암반, 2가지의 기초지반에 대하여 분리 적용하며, 기초중심으로부터의 편심위치로서 검토한다.
-한계상태설계법에서의 전도안정검토는 강도설계법과 달리 하중계수가 반영된 극한한계상태와 극단상황한계상태의 편심위치로서 판정하므로, 기초중심으로부터 편심 위치의 제한 기준값이 확장되었다.

(3) 지지력에 대한 안정

[부록표 2-126] 지지력에 대한 안정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 $Q_{\max} = V/B \cdot (1+6e/B)$ $Q_{\min} = V/B \cdot (1-6e/B)$ 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 $Q_{\max} = (2V)/Lx$ $(x = 3[B/2-e])$	합력의 위치가 저판 중앙부 1/3 이내에 있는 경우 $Q_{\max} = \sum V/B \cdot (1+6e/B)$ $Q_{\min} = \sum V/B \cdot (1-6e/B)$ 합력의 위치가 저판 중앙부 1/3을 벗어나는 경우 $Q_{\max} = (2\sum V)/[3\{(B/2)-e\}]$ $Q_{\min} = 0$

-강도설계법에서 기초지반의 허용연직지지력은 다음의 값을 적용한다.
상 시 : 극한지지력의 1/3
지진시 : 극한지지력의 1/2
-한계상태설계법에서 연암이상의 암반위에 설치된 얕은 기초, 혹은 사질토(풍화암, SPT사용)지반 모두에 대하여, 극한한계상태에 대한 저항계수로서 0.45를 적용한다.
-극단상황한계상태에 대한 저항계수는 1.00을 적용한다.

※ 교축방향설계는 검토과정이 교직방향설계와 동일하므로 생략한다.

5.6.4 단면 검토

(1) 기초 중앙작용력 산정

① 도로교설계기준 2010

[부록표 2-127] 기초 중앙작용력

구분		Q_{max} (kN)	Q_x (kN)	V_r (kN)	M_r (kN·m)	V_u (kN)	M_u (kN·m)
계수	P최대	7,181.1	6,177.1	17,533.6	23,590.7	16,125.2	21,742.1
	M최대	7,885.9	6,064.5	18,311.0	25,080.5	16,902.6	23,232.0
지진시	최대	1,695.7	1,368.0	4,021.3	5,466.5	2,613.0	3,617.9
	최소	2,623.5	1,800.8	5,807.2	8,094.9	4,398.8	6,246.3
사용		4,055.9	3,586.8	10,031.5	13,436.5	8,904.9	11,957.7

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2-128] 기초 중앙작용력

구분		Q_{max} (kN)	Q_x (kN)	V_r (kN)	M_r (kN·m)	V_u (kN)	M_u (kN·m)
한계	P최대	6,530.4	5,802.0	16,187.2	21,665.2	14,778.8	19,816.7
	M최대	7,890.2	5,683.0	17,815.8	24,652.2	16,407.5	22,803.6
극단 I	최대	3,230.3	209.4	4,514.8	7,660.9	3,106.5	5,812.3
	최소	4,123.1	3,244.8	9,670.9	13,198.2	8,262.6	11,349.6
사용 I		4,861.4	4,021.3	11,659.3	15,786.2	10,532.6	14,307.3
사용V		3,187.2	2,533.2	7,508.5	10,231.0	6,381.8	8,752.2

(2) 단면검토

[부록표 2-129] 기초 단면검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
– 계수·지진시하중조합 (ϕ_f = 0.85 ϕ_v = 0.8) ① 휨에 대한 검토 M_u = 23,232.0 kN·m $A_{s,req}$ = 28,559.0 mm2 $A_{s,use}$ = 44,325.6 mm2 ϕM_n = 35,829.5 kN·m (S.F = 1.54) ② 전단에 대한 검토 V_u = 16,902.6 kN $A_{v,req}$ = 1,531.3 mm2 $A_{v,use}$ = 3,547.6 mm2 ϕV_n = 24,351.5 kN(S.F = 1.44)	– 극한한계상태 (ϕ_c = 0.65, ϕ_s = 0.9) ① 휨에 대한 검토 M_u = 22,803.6 kN·m $A_{s,req}$ = 26,575.7 mm2 $A_{s,use}$ = 44,325.6 mm2 M_r = 37,645.3 kN·m (S.F = 1.65) ② 전단에 대한 검토 V_u = 16,407.5 kN V_{cd} = 10,636.6 kN $A_{v,use}$ = 6,951.0 mm2 V_d = 23,599.8 kN (S.F = 1.44) – 극단상황 한계상태 (ϕ_c = 1.0, ϕ_s = 1.0) ① 휨에 대한 검토 M_u = 11,349.6 kN·m $A_{s,req}$ = 11,781.7 mm2 $A_{s,use}$ = 44,325.6 mm2 M_r = 42,127.8 kN·m (S.F = 3.71) ② 전단에 대한 검토 V_u = 8,262.6 kN V_{cd} = 16,364.0 kN ∴ 전단철근 불필요

–강도설계법에서는 상시계수하중조합과 지진시하중조합 중, 큰 단면력에 대해서만 검토한다.
–단면력 검토시 휨에 대해서 ϕ=0.85, 전단에 대해서 ϕ=0.8의 강도감소계수를 적용한다.
–한계상태설계법에서는 극한한계상태와 극단상황한계상태에 대하여 각각의 단면검토를 수행한다.
–단면력 검토시 극한한계상태에 대하여 콘크리트는 $\emptyset_c$=0.65, 철근은 $\emptyset_s$=0.90의 재료계수를 적용하며, 극단상황한계상태에 대하여 콘크리트는 $\emptyset_c$=1.00, 철근은 $\emptyset_s$=1.00을 적용한다.
–[도로교설계기준(한계상태설계법)해설,2015, 5.7.2.1 (해설)] 에 의해 강도설계법과 마찬가지로 휨부재의 최소전단철근은 배근하지 않는다.

※교축방향설계는 검토과정이 교직방향설계와 동일하므로 생략한다.

5.6.5 기초 사용성 검토

[부록표 2-130] 기초 사용성 검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
– 철근의 최대 중심간격 s = 503.6 mm s_{used} = 100 mm ∴ 만족	– 단면 균열여부 검토 f_t = 1.962 MPa f_{ctm} = 3.450 MPa ≥ f_t ∴ 비균열 단면 검토

–강도설계법에서는 사용인장철근의 간격으로서 균열을 제어한다.

5.7 수량비교

도로교설계기준 2015로 단면을 검토한 결과와 유사한 수준의 안전율을 갖도록 허용응력 설계법으로 검토하여 철근량을 산정하였다.

[부록표 2-131] 수량 비교

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
기둥	휨	외측-H32×72EA 내측-H35×60EA $A_{s,use}$ = 114,578.2 mm2 (강재량 : 13.2 tonf)	외측-H35×72EA 내측-H35×60EA $A_{s,use}$ = 126,271.2 mm2 (강재량 : 14.6 tonf)
	전단	외측-H19×2EA, s_1 = 300 mm 내측-H19×2EA, s_2 = 600 mm $A_{v,use}$ = 859.5 mm2	외측-H19×2EA, s_1 = 300 mm 내측-H19×2EA, s_2 = 600 mm $A_{v,use}$ = 859.5 mm2
기초	휨	H29×69EA(@100) $A_{s,use}$ = 44,325.6 mm2	H29×69EA(@100) $A_{s,use}$ = 44,325.6 mm2
	전단	H13×28EA(@250) $A_{v,use}$ = 3,547.6 mm2	H16×35EA(@200) $A_{v,use}$ = 6,951.0 mm2

-직접적인 비교를 위해 기둥부 철근량을 비교한 결과, 도로교설계기준 2015로 설계했을 경우 도로교설계기준 2010으로 설계했을 때 보다 철근량이 11% 증가하였다.

6. 파이형교각

6.1 설계흐름도

6.1.1 주설계 흐름도

[부록표 2-132] 주설계 흐름도

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단계1 설계조건 결정 및 단면가정 ● 설계 일반조건 결정 및 단면가정	단계1 설계조건 결정 및 단면가정 ● 교량설계 제원결정 ● 내구성을 고려한 설계조건 결정 ➜ 환경조건에 따른 노출등급 결정 ➜ 최소 콘크리트강도 및 최소 피복두께 규정
↓	↓
단계2 하중산정 및 해석방법의 결정 ● 하중산정 ➜ 고정하중, 활하중, 풍하중, 온도하중, 지진하중 등	단계2 하중산정 및 해석방법의 결정 ● 고정하중, 활하중, 토압 등 하중산정 ➜ 고정하중 DC/DW 구분 ➜ 활하중 KL-510 적용 ● 지진 해석방법 및 설계상수 결정
↓	↓
단계3 구조해석 및 하중조합 ● 하중조합	단계3 구조해석 및 하중조합 ● 해석모델 구현 및 하중재하 ● 극한/극단상황/사용 한계상태 ➜ 최대/최소 하중계수 적용 ● 설계단면력 산정
↓	↓
단계4 코핑설계 ● 브라켓, 깊은보 설계	단계4 코핑설계 ● 스트럿-타이 모델 적용
↓	↓
단계5 기둥설계 ● P-M 상관도 분석에 의한 강도검토	단계5 기둥설계 ● P-M 상관도 분석에 의한 강도검토
↓	↓
단계6 기초의 설계 ● 직접기초/말뚝기초	단계6 기초의 설계 ● 기초의 강체판정 ● 기초의 안정검토(말뚝/직접) ● 기초 단면검토(앞굽/뒷굽)

6.1.2 세부 설계흐름도

(1) 단계 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

[부록표 2-133] 설계조건 결정 및 단면가정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
1-1 교량형식 및 하중조건	1-1 교량형식 및 하중조건
● 상부/하부구조 조건 ● 적용하중 결정	● 상부/하부구조 조건 ● 적용하중 결정
↓	↓
1-2 지반조건	1-2 지반조건
● 지반물성치 결정	● 지반물성치 결정
↓	↓
1-3 환경조건에 따른 노출등급결정	1-3 환경조건에 따른 노출등급결정
(내용없음)	● 환경조건에 따른 노출등급 결정(내구성 / 사용성) ➜ 노출등급결정 ➜ 최소콘크리트강도, 최소피복두께 결정
↓	↓
1-4 사용재료 및 설계강도 결정	1-4 사용재료 및 설계강도 결정
● 콘크리트 및 철근의 설계강도 결정 ● 환경등급 부합하는 콘크리트 강도 및 피복두께 결정	● 콘크리트 및 철근의 설계강도 결정 ● 환경등급 부합하는 콘크리트 강도 및 피복두께 결정
↓	↓
1-5 단면가정	1-5 단면가정
● 설계조건에 부합하는 단면가정	● 설계조건에 부합하는 단면가정

(2) 단계 2 : 하중산정 및 하중조합

[부록표 2-134] 하중산정 및 하중조합

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
2-1 적용하중 결정	2-1 적용하중 결정
● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 ➜ 고정하중, 지진하중, 차량활하중, 풍하중, 기타하중	● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 ➜ 고정하중, 지진하중, 차량활하중, 풍하중, 기타하중
↓	↓
2-2 하중계산	2-2 하중계산
● 교축직각 및 교축방향에 대하여 각각 산정	● 교축직각 및 교축방향에 대하여 각각 산정
↓	↓
2-3 하중조합	2-3 하중조합
● 계수하중조합(편심최대 고려) ● 지진시하중조합 ● 사용하중조합	● 극한한계상태 ● 극단상황한계상태 ● 사용한계상태

(3) 단계 3 : 코핑설계

[부록표 2-135] 코핑설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
3-1 브래킷 판정	3-1 스트럿-타이 모델 결정
● a/d ≤ 1.0 ➜ 브래킷으로 검토	● 2차원 솔리드 해석 결과로부터 주응력 흐름을 고려한 스트럿 및 타이의 위치 결정 ● 철근의 배치위치, 콘크리트 피복두께 등을 고려
↓	↓
3-2 코핑 상면 주인장철근량 검토	3-2 스트럿-타이 모델의 단면력 산정
● 전단마찰철근량, Avf 산정 ● 휨모멘트 철근, Af 산정 ● 수평인장철근, An 산정 ➜ A_s = max(A_f+A_n, $2/3A_{vf}$+A_n)	● 선정된 모델 및 작용하중을 고려하여 구조해석 프로그램을 이용한 해석(트러스 모델) ● 스트럿 및 타이요소의 단면력 산정
↓	↓

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
↓	↓
3–3 패쇄 스터럽 띠철근 산정	3–3 인장타이의 강도검토
● $A_h = 0.5(A_s - A_n)$	● 인장타이 철근량 산정($A_s = F_i / \phi_s f_y$) ● 수평타이 작용력에 저항하기 위한 주철근량 산정 ● 수직타이 작용력에 저항하기 위한 수직철근량 산정(최대가능폭 고려) ● 스트럿 유효강도 결정을 위한 수평 및 수직 철근량 산정
↓	↓
3–4 깊은보 검토	3–4 압축스트럿의 강도검토
● a ≤ 2d ➜ 깊은보 검토	● 횡방향 철근량 및 스트럿의 경사각을 고려한 압축 스트럿의 강도검토
↓	↓
3–5 전단 검토	3–5 절점영역 강도검토
● $\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \leq V_u$ ➜ 전단보강 필요 ● 수직 전단철근 $A_{v,req} = 0.0025 \times b \times s_v$ ● 수평 전단철근 $A_{vh,req} = 0.0025 \times b \times s_h$	● 절점영역의 강도검토
↓	
3–6 사용성 검토	
● 사용하중조합에 대한 철근의 최대 중심간격 검토	

(4) 단계 4 : 기둥설계

[부록표 2-136] 기둥설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
4-1 철근량 가정 및 철근비 검토	4-1 철근량 가정 및 철근비 검토
● 기둥의 철근 상세 규정 ● 축방향 철근비를 고려한 철근 배치 ● 최대/최소철근비 규정	● 기둥의 철근 상세 규정 ● 축방향 철근비를 고려한 철근 배치 ● 최대/최소철근비 규정
↓	↓
4-2 기둥강도 검토	4-2 기둥강도 검토
● 계수하중조합/지진하중조합 설계강도 계산 (PM상관도 작성) ● P-Δ효과에 의한 확대모멘트 계산 ● 상시 계수하중조합 – 횡구속여부 판정 – 장/단주 판정 – 확대모멘트 계수 및 확대모멘트 산정 ● 지진시 2차모멘트 ΔM = 1.5Pδ ● 교축직각방향(상시계수하중/지진시) ● 교축방향(상시계수하중/지진시) ● 합성모멘트(2축)에 의한 영향(상시계수하중/지진시) $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$	● 극한/극단상황 한계상태 설계강도 계산 (PM상관도 작성) ● P-Δ효과에 의한 확대모멘트 계산 ● 극한한계상태 모멘트확대계수법 – 장/단주 판정 – 확대모멘트 계수 및 확대모멘트 산정 ● 극단상황한계상태 2차모멘트 ΔM = 1.5Pδ ● 교축직각방향(극한/극단상황) ● 교축방향(극한/극단상황) ● 합성모멘트(2축)에 의한 영향(극한/극단상황) $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$
↓	↓
4-3 기둥의 전단설계	4-3 기둥의 전단설계
● 횡방향 보강철근량 산정(전단설계, 탄성설계시) – 축방향력을 받는 부재의 전단강도식 적용 ● 합성 부재력에 대하여 검토 ● 극한/극단상황한계상태 검토	● 횡방향 보강철근량 산정(전단설계, 탄성설계시) – 축방향력을 받는 부재의 전단강도식 적용 ● 합성 부재력에 대하여 검토 ● 극한/극단상황한계상태 검토
↓	↓
4-4 단부구역과 소성힌지구역의 설계	4-4 단부구역과 소성힌지구역의 설계
● 탄성설계시 단부구역 횡방향철근 보강 ● 소성설계시 소성힌지구역에 대한 횡방향철근 보강	● 탄성설계시 단부구역 횡방향철근 보강 ● 소성설계시 소성힌지구역에 대한 횡방향철근 보강

(5) 단계 5 : 기초검토

[부록표 2-137] 기초검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
5-1 설계조건	5-1 설계조건
● 말뚝의 종류, 말뚝 배치 근입깊이 등 가정 ● 지반조건 결정	● 말뚝의 종류, 말뚝 배치 근입깊이 등 가정 ● 지반조건 결정
↓	↓
5-2 기초강체판정	5-2 기초강체판정
● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정	● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정
↓	↓
5-3 설계하중 집계	5-3 설계하중 집계
● 말뚝도심위치에서의 설계하중 ● 교축직각방향/교축방향	● 말뚝도심위치에서의 설계하중 ● 교축직각방향/교축방향
↓	↓
5-4 기초 안정검토	5-4 기초 안정검토
● 직접기초 – 사용하중조합 : 지지력, 전도, 활동 – 지진시하중조합 : 지지력, 전도, 활동 ● 말뚝기초 – 사용한계상태 : 지지력, 횡방향변위, 침하량 – 지진시하중조합 : 지지력, 말뚝본체검토	● 얕은 기초 – 사용한계상태 : 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 전도, 활동 – 극단상황한계상태 : 지지력, 전도, 활동 ● 깊은 기초 – 사용한계상태 : 지지력, 횡방향변위, 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 말뚝본체검토 – 극단상황한계상태 : 지지력, 말뚝본체검토
↓	↓
5-5 기초단면 검토	5-5 기초단면 검토
● 계수하중조합 휨/전단강도 검토 ● 사용하중조합 사용성 검토 ● 건조수축 및 온도철근량 산정	● 극한/극단한계상태 휨/전단강도 검토 ● 휨인장철근량 및 전단철근량 산정 ● 사용한계상태 균열검토 ● 부재두께를 고려한 건조수축 및 온도철근량 산정

6.2 설계조건

6.2.1 교량제원

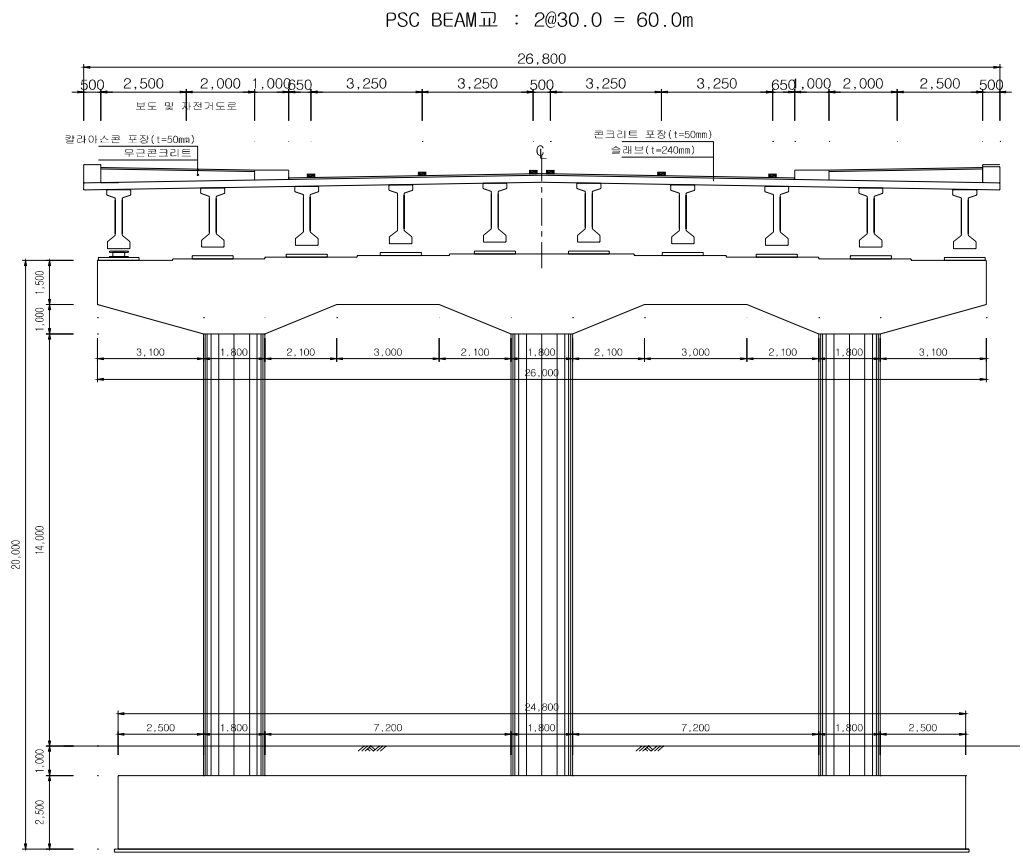
(1) 상부형식 : PSC Beam교

(2) 교량등급 : 1등급 (차량전용)

(3) 교　　장 : 2 @ 30.0 = 60.0 m

(4) 폭　　원 : 26.8 m

(5) 종평면도



[부록그림 2-15] 단면도

6.2.2 환경조건에 따른 노출등급 결정 (내구성 및 사용성)

(1) 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

[부록표 2-138] 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015					
	구분		최소 콘크리트 강도		적용강도 (MPa)	판정
	부재		노출등급	강도 (MPa)		
–	코핑	상면	ED3	35	35	만족
		수직면	EC4	30	35	만족
		하면	EC4	30	35	만족
	기둥		ED3	35	35	만족
	기초 상면/수직면		EC2	24	35	만족

–도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 설계기준에는 구조물의 환경조건에 따라 노출등급을 제시하고 각 노출등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도를 규정하고 있다. 이에 따르면 라멘교의 경우 기존에는 콘크리트 기준압축강도를 27MPa로 적용해 왔으나, 비산염에 노출되는 슬래브나 벽체 노출부의 경우 ED3로 분류되어 콘크리트 기준압축강도를 35MPa이상 적용해야 한다.

(2) 콘크리트 최소피복두께 (mm)

[부록표 2-139] 콘크리트 최소피복두께

도로교설계기준 2010			도로교설계기준 2015							
구분		최소 피복	구분		노출 등급	부착 (tc,min,b)	환경조건 (tc,min,dur)	고부식성 (Δtc,dur,γ)	적용 최소피복 (tc,min)	설계편차 허용량 (Δtc,dev)	공칭피복
부재			부재								
코핑	상면	60	코핑	상면	ED3	32	55	15	70	10	80
	수직면	60		수직면	EC4	32	40		40	10	50
	하면	60		하면	EC4	32	40		40	10	50
기둥		60	기둥		ED3	32	55	15	70	10	80
기초 상면 / 수직면		80	기초 상면 / 수직면		EC2	32	35		35	10	45

–기존 설계기준에는 구조물의 주변 환경에 따라 최소 피복두께가 수치로 제시되어 있다. 그러나 한계상태 설계법에는 철근 또는 덕트의 지름에 따른 부착에 대한 최소피복두께, 구조물의 노출등급에 따른 내구성을 고려한 최소피복두께 등을 고려하여야하며, 설계편차 허용량을 추가로 고려하도록 하고 있어 피복두께 산정 시 기존 설계기준 보다 세분화 되어 있다.

(3) 노출 환경과 한계 기준

[부록표 2-140] 노출 환경과 한계 기준

<table>
<tr><th>도로교설계기준 2010</th><th>도로교설계기준 2015</th></tr>
<tr><td>-</td><td>※ 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급
- 노출환경과 무관하게 철근콘크리트는 E등급
※ 설계 등급에 따른 사용 한계값
<table>
<tr><th rowspan="2">설계등급</th><th colspan="2">한계상태 검증을 위한 하중조합</th><th rowspan="2">표면 한계균열폭 (mm)</th></tr>
<tr><th>영(0)응력 한계상태</th><th>균열폭 한계상태</th></tr>
<tr><td>E</td><td>-</td><td>사용하중조합-V (활하중0.3)</td><td>0.3</td></tr>
</table></td></tr>
</table>

-콘크리트 교량 구조물과 그 부대시설을 구성하고 있는 부재가 충분한 기능을 발휘 할 수 있도록 사용 중의 응력 한계, 균열폭 및 처짐을 제한하도록 하고 있다. 기존 설계기준과는 달리 표와 같이 환경조건에 따라 노출등급을 결정하여 최소설계 등급을 결정하고 이에 따라 영응력 한계상태와 균열폭 한계상태를 검증하도록 하고 있다.

6.2.3 사용재료 및 설계강도

(1) 기준압축강도 (재령 28일 압축강도) : f_{ck} = 35 MPa

(2) 콘크리트 평균압축강도 : f_{cm} = 39 MPa

(3) 콘크리트 탄성계수 : E_c = 29,747.29 MPa

(4) 콘크리트 평균인장강도 : $f_{ctm} = 0.3(f_{cm})^{2/3}$ = 3.450 MPa

(5) 콘크리트 기준인장강도 : $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$ = 2.415 MPa

(6) 철근기준압축강도 : f_y = 400 MPa

(7) 철근 평균 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa

-[도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015]에 수록되지 않은 내용 중, 설계자의 판단에 의해 적용이 필요한 내용은 AASHTO LRFD(2014)혹은 기존 도로교설계기준(2010)을 차용한다.

6.3 하중계산

6.3.1 상부로부터 작용되는 반력

(1) 도로교설계기준 2010

[부록표 2-141] 상부 반력

받침번호	절점	고정하중 (D)	활하중(L)		
			만재하 (L1)	좌측편재하 (L2)	우측편재하 (L3)
1	44	1,903.5	715.4	1,176.0	-222.6
2	45	1,923.7	1,491.9	1,878.5	110.8
3	46	1,570.3	2,546.0	3,048.7	494.8
4	47	1,400.5	3,196.7	3,613.9	994.9
5	48	1,352.7	3,120.0	2,746.3	1,627.9
6	49	1,352.7	3,120.0	1,627.9	2,746.3
7	50	1,400.5	3,196.7	994.9	3,613.9
8	51	1,570.3	2,546.0	494.8	3,048.7
9	52	1,923.7	1,491.9	110.8	1,878.5
10	53	1,903.5	715.4	-222.6	1,176.0
계		16,301.4	22,141	15,471.2	15,472.2

(2) 도로교설계기준 2015

[부록표 2-142] 상부 반력

받침번호	절점	고정하중 (DC)	부가하중 (DW)	활하중(LL)		
				만재하 (LL1)	좌측편재하(LL2)	우측편재하 (LL3)
1	44	916.0	987.5	831.7	1,319.8	-250.4
2	45	1,173.4	750.3	1,761.0	2,140.1	125.3
3	46	1,170.9	399.4	3,194.9	3,625.9	560.1
4	47	1,178.3	222.2	4,014.6	4,229.8	1,124.1
5	48	1,180.5	172.2	3,917.2	3,295.0	1,861.5
6	49	1,180.5	172.2	3,917.2	1,861.5	3,295.0
7	50	1,178.3	222.2	4,014.6	1,124.1	4,229.8
8	51	1,170.9	399.4	3,194.9	560.1	3,625.9
9	52	1,173.4	750.3	1,761.0	125.3	2,140.1
10	53	916.0	987.5	831.7	-250.4	1,319.8
계		11,238.2	5,063.2	27,438.8	18,031.2	18,031.2

–도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 고정하중을 구조부재(DC)와 비구조적 부착물(DW)로 분리해서 다른 하중계수를 적용하므로 구분을 하여 하중을 고려해야함.
–기존 도로교설계기준(2010)에서는 3차로 재하시 90%, 4차로 이상 재하시 75%의 비율로 활하중의 동시재하로 인해 발생하는 하중을 감소시켜 적용한다.
–도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 다차로재하계수, 'm'으로서 활하중 동시재하에 대한 확률을 반영하는데, 1차로 재하시 1.0, 2차로 재하시 0.9, 3차로 재하시 0.8, 4차로 재하시 0.7, 5차로 이상 재하시 0.65를 적용한다.

6.3.2 구조물에 작용하는 풍하중 (WS)

–도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015]의 풍하중 기준강도는 [도로교설계기준, 2010] 과 동일하다.

6.3.3 활하중에 작용하는 풍하중 (WL)

–도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015]의 풍하중 기준강도는 [도로교설계기준, 2010] 과 동일하다.

6.3.4 온도하중 (TU)

–온도하중의 산정방법은 차이 없음.

6.3.5 지진하중 (EQ)

–지진하중의 산정방법은 차이 없음.

6.4 단면력 산정

6.4.1 하중수정계수

[부록표 2-143] 하중수정계수

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
-	- 연성 : 1.00 - 여용성 : 1.00 - 중요도(극한/극단 적용) : 0.95 - 최대하중계수 적용시 : 0.95 - 최소하중계수 적용시 : 1.00

-도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 연성, 여용성, 구조물의 중요도를 고려하여 교량의 안전여유도를 하중수정계수로 고려하게 되어있다. 이 하중수정계수는 하중 측에 적용하도록 하고 있다.
-중요도 계수 0.95 적용으로 인해 설계단면력 감소

6.4.2 하중 조합

(1) 계수하중 검토시

① 도로교설계기준 2010

[부록표 2-144] 하중 조합

구 분	D	L	W	WL	G	E
계수하중 1	1.3	2.15	-	-	-	-
계수하중 2	1.3	-	1.3	-	-	-
계수하중 3	1.3	1.3	0.65	1.3	-	-
계수하중 4	1.3	1.3	-	-	1.3	-
계수하중 5	1.25	-	1.25	-	1.25	-
계수하중 6	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	-
계수하중 7	1.0	-	-	-	-	1.0
계수하중 8	1.3	1.3	-	-	-	-
계수하중 9	1.2	-	1.2	-	-	-

-강도설계법의 계수하중조합에서 7번조합은 지진시 하중조합으로, 한계상태설계법에서 극단상황한계상태 I에 해당한다.

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2-145] 극한 한계상태 하중 조합

구분	DC	DW	CR/SH	LL(IM) /PL	WS	WL	TU
극한 한계상태 Ⅰ	1.25	1.5	1.0	1.8	–	–	0.5
	0.9	0.65	1.0	1.8	–	–	0.5
극한 한계상태 Ⅲ	1.25	1.5	1.0	–	1.4	–	0.5
	0.9	0.65	1.0	–	1.4	–	0.5
극한 한계상태 Ⅳ	1.5	1.5	1.0	–	–	–	0.5
	0.9	0.65	1.0	–	–	–	0.5
극한 한계상태 Ⅴ	1.25	1.5	1.0	1.4	0.4	1.0	0.5
	0.9	0.65	1.0	1.4	0.4	1.0	0.5

- 극한한계상태Ⅰ은 일반적인 차량통행을 고려한 기본 하중조합으로 풍하중은 고려하지 않는다.
- 극한한계상태Ⅲ은 거더 높이에서 풍속 25m/s를 초과하는 설계 풍하중을 고려하는 하중조합이다.
- 극한한계상태Ⅳ은 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합이다.
- 극한한계상태Ⅴ은 차량 통행이 가능한 최대 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합이다.
- 한계상태설계법에서는 고정하중을 DC와 DW로 세분화하고 최대하중계수와 최소하중 계수를 적용하여 설계수명 중 발생할 수 있는 하중조합을 폭넓게 반영 하였다.
- 한계상태설계법에서 활하중에 대한 하중계수는 1.80을 적용한다.
- 한계상태설계법에서는 풍하중 계수가 1.3에서 1.4로 상향 조정되었다.
- 차량에 풍하중이 작용하는 경우의 조합에서, 구조물에 작용하는 풍하중계수는 0.65에서 0.4로, 활하중에 작용하는 풍하중계수는 1.3에서 1.0으로 하향 조정되었다.

[부록표 2-146] 극단상황 한계상태 하중 조합

구분	DC	DW	CR/SH	LL(IM) /PL	EQ
극단상황 한계상태 Ⅰ	1.25	1.5	1.0	γ_{EQ}=0.5	1.0
	0.9	0.65	1.0	γ_{EQ}=0	1.0

- 한계상태설계법에서 극단상황한계상태Ⅰ은 지진하중을 고려하는 하중조합이다.
- 강도설계법에서 지진시 조합하중에 일괄적으로 하중계수 1.00을 적용하던 것과는 달리, 극단상황한계상태Ⅰ에서는 극한한계상태Ⅰ과 마찬가지로 최대, 최소 하중계수를 모두 적용한다.
- 극단상황한계상태Ⅰ에서 차량 활하중의 반영 여부는 공사별 특별시방에 의해 결정하는데, 본 예제에서는 γ_{EQ}=0과 γ_{EQ}=0.5 중 불리한 결과를 주는 값을 적용하였다.

(2) 사용하중 검토시

① 도로교설계기준 2010

[부록표 2-147] 사용하중조합

구분	D	L	W	WL	G	E
사용하중 1	1.0	1.0	–	–	–	–
사용하중 2	1.0	–	1.0	–	–	–
사용하중 3	1.0	1.0	0.5	1.0	–	–
사용하중 4	1.0	1.0	–	–	1.0	–
사용하중 5	1.0	–	1.0	–	1.0	–
사용하중 6	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	–

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2-147] 사용 한계상태 하중 조합

구분	DC	DW	CR/SH	LL(IM) /PL	WS	WL	TU
사용 한계상태 I	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0
사용 한계상태 V	1.0	1.0	1.0	0.3	–	–	0.5

–사용한계상태 하중조합 I 에서는 강도설계법대비 구조물에 작용하는 풍하중의 영향을 하향 조정하였다.
–사용한계상태 하중조합 I 은 교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값으로, 부재의 사용성 검토 중 철근과 콘크리트의 응력한계를 검토하기 위한 조합이다.

6.5. 기둥 설계

6.5.1 부재력 설계

※ 기둥 1, 2, 3의 모멘트를 비교하여 설계 부재력 산정

(1) 도로교설계기준 2010

① 상시 계수하중조합

[부록표 2-148] 상시 계수하중

구분		축력 (kN)	교직전단력 (kN)	교축전단력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	교직모멘트 (kN·m)
축력최대	상단	-25,278.5	-285.9	0	0	2,594.8
	하단	-26,489.3	-285.9	0	0	-1,693.7
축력최소	상단	-8,760.2	-58.3	74	113	557.4
	하단	-9,877.8	-58.3	123	1,587	-316.5
교직모멘트 최대	상단	-25,278.5	-285.9	0	0	2,594.8
	하단	-10,206.5	361.5	0	0	2,621.0
교축모멘트 최대	상단	-9,490.2	63.1	80.1	122.3	-603.8
	하단	-10,701.0	63.1	132.8	1,719.1	342.8

② 지진시 계수하중조합

[부록표 2-149] 지진시 계수하중

구분		축력 (kN)	교직 전단력 (kN)	교축 전단력 (kN)	교축 모멘트 (kN·m)	교직 모멘트 (kN·m)
지진시 최대	상단	-4,769.3	1,239.2	878.2	2,634.9	9,183.0
	하단	-5,700.7	1,269.4	896.2	1,0674.7	9,626.8
지진시 최소	상단	-4,770.1	371.8	263.5	790.5	2,754.9
	하단	-5,701.5	380.8	268.9	3,202.4	2,888.0

(2) 도로교설계기준 2015

① 극한한계상태 하중조합

[부록표 2-150] 극한한계상태 하중

구분		축력 (kN)	교직전단력 (kN)	교축전단력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	교직모멘트 (kN·m)
축력최대	상단	-24,069.9	-254.9	0	0	2,358.6
	하단	-25,175.9	-254.9	0	0	-1,464.4
축력최소	상단	-5,855.1	226.0	0	0	-1,771.4
	하단	-6,693.4	282.7	0	0	2,043.2
교직모멘트 최대	상단	-18,274.8	-305.2	0	0	2,928.0
	하단	-8,827.0	330.8	0	0	2,307.8
교축모멘트 최대	상단	-8,338.0	87.3	86.3	131.7	-787.1
	하단	-9,176.3	87.3	143	1,851.3	523.1

② 극단한계상태 하중조합

[부록표 2-151] 극단한계상태 하중

구분		축력 (kN)	교직 전단력 (kN)	교축 전단력 (kN)	교축 모멘트 (kN·m)	교직 모멘트 (kN·m)
극단I 최대	상단	-5,004.8	13,07.0	878.2	2,634.9	9,853.3
	하단	-5,843.0	1,337.2	896.2	1,0674.7	9,973.0
극단I 최소	상단	-13,024.8	304.0	263.5	790.5	2,084.6
	하단	-14,130.8	313.0	268.9	3,202.4	2,541.8

6.5.2 P–M상관도

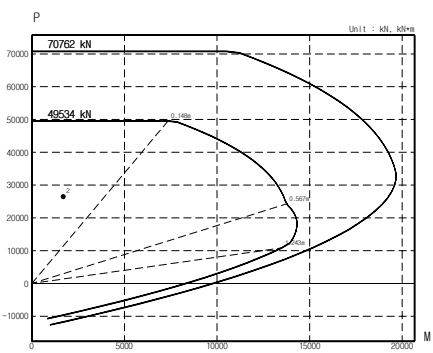
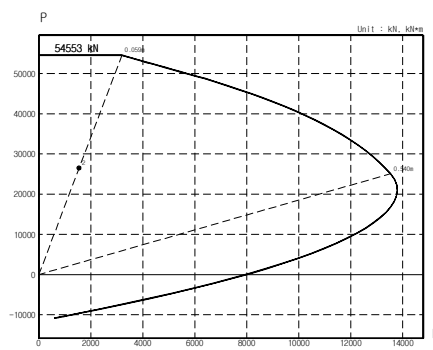
(1) 단면제원

[부록표 2–152] 단면제원

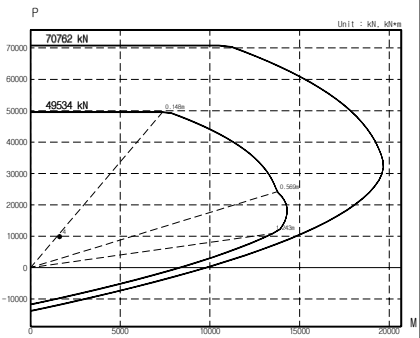
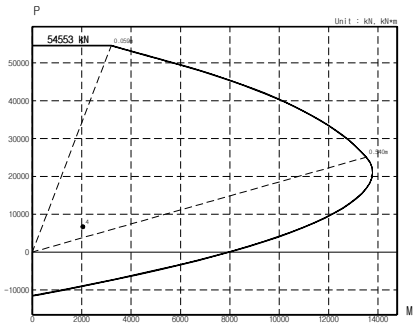
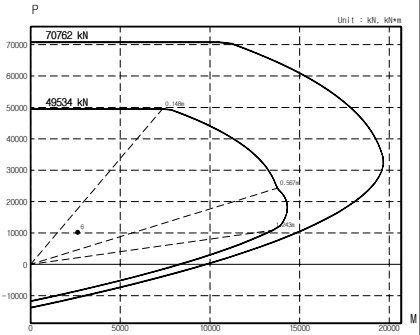
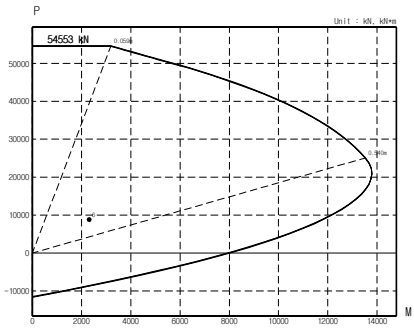
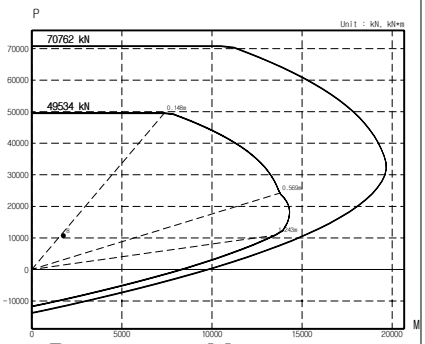
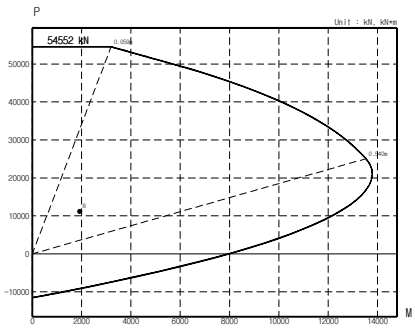
구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단면 제원	D = 1,800 mm d_c = 120 mm d = 1,378.9 mm A_g = 2,544,690 mm² A_{st} = 34,473 mm² 1단 : H29–30EA 2단 : H25–30EA	D = 1,800 mm d_c = 120 mm d = 1,378.9 mm A_g = 2,544,690 mm² A_{st} = 30,402 mm² 1단 : H25–30EA 2단 : H25–30EA
철근비 검토	$0.005 < \rho_{use} = 0.0119 < 0.06$ ∴ 만족	– 내진설계시 축방향철근의 최소 철근비 $0.01 < \rho_{use} = 0.0119 < 0.06$ ∴ 만족 – 기둥의 축방향 철근 제한 $A_s/A_g + A_{ps}f_{pu}/A_g f_y$ = 0.0119 ≤ 0.08 ∴ 만족 $A_s f_y/A_g f_{ck} + A_{ps}f_{pu}/A_g f_{ck}$ = 0.137 ≥ 0.135 ∴ 만족

(2) P–M 상관분석

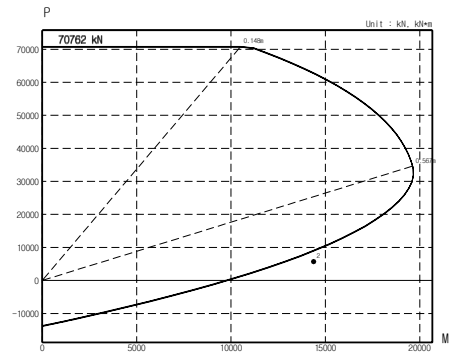
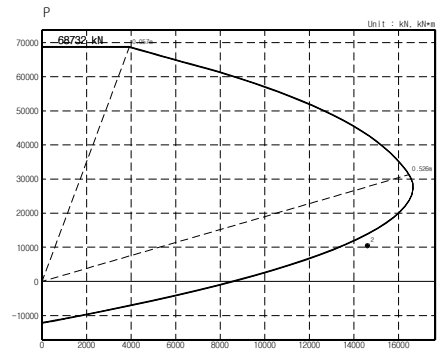
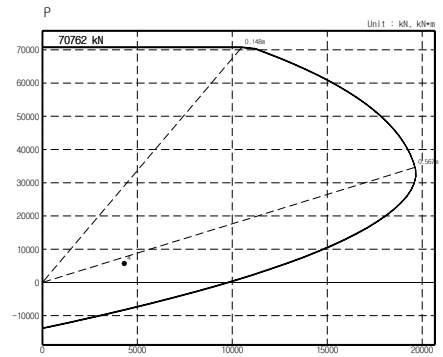
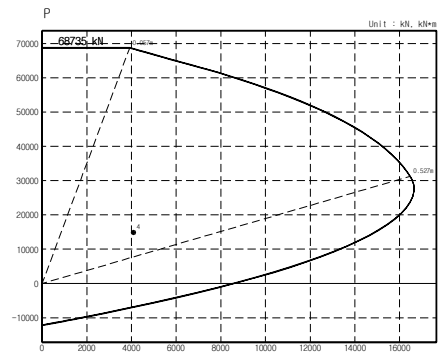
[부록표 2–153] PM 상관분석

구분	도로교설계기준 2010 계수하중조합 (ϕ_c = 0.70, ϕ_s = 0.85)	도로교설계기준 2015 극한한계상태 (ϕ_c = 0.65, ϕ_s = 0.90)
축력최대	 P_u=26,489 kN, M_{uy}=–1,693 kN·m ϕM_{ny}=–3,167 kN·m, $U.R$=53.5 %	 P_u=26,501 kN, M_{uy}=–1,541 kN·m M_{ry}=–3,173 kN·m, $U.R$=48.6 %

[부록표 2-154] PM 상관분석 (계속)

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
축력최소	 P_u = 9,877 kN, M_{ux} = 1,586 kN·m ϕM_{nx} = 7,853 kN·m, $U.R$ = 20.2 %	 P_u = 6,693 kN, M_{uy} = 2,043 kN·m M_{ry} = 11,169 kN·m, $U.R$ = 18.3 %
교직모멘트최대	 P_u=10,206 kN, M_{uy}=2,621 kN·m ϕM_{ny}=10,751 kN·m, $U.R$=24.4 %	 P_u = 8,827 kN, M_{uy} = 2,307 kN·m M_{ry} = 10,303 kN·m, $U.R$ = 22.4 %
교축모멘트최대	 P_u=10,701 kN, M_{ux}=1,719 kN·m ϕM_{nx} = 7,854 kN·m, $U.R$ = 21.9 %	 P_u=11,178 kN, M_{ux}=1,851 kN·m M_{xy} = 7,567 kN·m, $U.R$ = 24.5 %

[부록표 2-155] PM 상관분석 (계속)

구분	도로교설계기준 2010 지진하중조합 (ϕ_c = 1.0, ϕ_s = 1.0)	도로교설계기준 2015 극단상황 한계상태 (ϕ_c=1.0, ϕ_s=1.0)
지진최대	 P_u=5,700 kN, M_{ux}=10,674 kN·m ϕM_{nx}=9,271 kN·m, $U.R$=115.1 %	 P_u=10,486 kN, M_{ux}=10,674 kN·m M_{rx} = 9,566 kN·m, $U.R$=111.6 %
지진최소	 P_u = 5,701 kN, M_{ux} = 3,202 kN·m ϕM_{nx}=14,172 kN·m, $U.R$=22.6 %	 P_u=14,874 kN, M_{ux}=3,202 kN·m M_{rx}=10,369 kN·m, $U.R$=30.9 %

※ 탄성설계시 단면의 강도를 초과하므로 소성설계 필요

6.5.3 기둥의 전단설계

[부록표 2-156] 기둥 전단설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
– 상시전단설계 (ϕ_v = 0.8) ① 계수전단력 V_u = 361.5 kN ② 설계전단강도 ϕV_c = 3,148.4 kN V_u = 361.5 kN < $\phi V_c/2$ = 1,574.2 kN ∴ 전단철근 불필요	– 극한한계상태 (ϕ_c = 0.65) ① 계수전단력 V_u = 330.8 kN ② 설계전단강도 V_{cd} = 2,424.7 kN V_u = 330.8 kN < V_{cd} = 2,424.7 kN ∴ 전단철근 불필요, 최소전단철근량 배치
– 지진시 전단설계 (ϕ_v = 1.0) ① 계수전단력 V_u = 1,269.4kN ② 설계전단강도 ϕV_c = 1,817.1 kN $\phi V_c/2$ = 908.5 kN < V_u = 1,269.4 kN < ϕV_c = 1,817.1 kN ∴ 최소전단철근 배근	– 극단상황한계상태 (ϕ_c = 1.0) ① 계수전단력 V_u = 1,337.2 kN ② 설계전단강도 V_c = 1,532.8 kN V_u = 1,337.2 kN < V_{cd} = 1,532.8 kN ∴ 전단철근 불필요, 최소전단철근량 배치

-강도설계법에서는 [콘크리트구조기준, 2012, 7.4.3 최소전단철근]규정을 적용, 계수전단력 Vu가 콘크리트에 의한 설계전단강도 φVc의 1/2을 초과하는 경우 최소전단철근을 배근해야 한다.
-강도설계법과 마찬가지로 콘크리트만의 전단강도로 소요 전단력을 충분히 만족하지만, [도로교설계기준(한계상태설계법), 2015, 5.7.2.1 (해설)]의 최소전단철근에 대한 예외규정에 해당하는 부재가 아니므로, 최소전단철근량을 배치하여야 한다.

6.6 기초 설계

6.6.1 설계조건

[부록표 2-157] 확대기초 강체 판정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015

– 확대기초 두께에 대한 강체 판정
확대기초는 부재로써 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로써 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 확대기초가 다음 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \cdot \lambda \leq 1$$

-강체검토에 관련한 내용은 [도로교설계기준(한계상태설계법)해설, 2015] 및 [AASHTO LRFD, 2014]에 언급되지는 않았으나, 확대기초의 높이를 결정하는데 있어 필수요소이므로, [도로교설계기준, 2010]에 근거하여 적용한다.

6.6.2 기초 안정검토

–강도설계법에서 기초안정검토는 하중계수를 배제하고 상시와 지진시에 대한 사용하중조합으로서 검토한다.
–한계상태설계법에서는 강도설계법과 달리 하중계수가 반영된 극한한계상태와 극단상황한계상태의 전도, 지지력, 활동에 대한 안정검토를 수행하여야 하며, 사용한계상태 I 에 대한 기초 침하검토를 추가적으로 수행한다.

6.6.3 교축직각방향

(1) 기초 중앙작용력 산정

① 도로교설계2기준 2010

[부록표 2–158] 기초 중앙작용력

구분		P (kN)	V (kN)	M (kN·m)	$\sum P$ (kN)	M_r (kN·m)	M_o (kN·m)
지진시	최대	18,190.6	3,446.0	26,898.9	25,793.4	319,838.0	35,513.8
	최소	20,971.4	1,034.0	8,070.6	28,574.2	354,320.2	10,655.5
사용하중조합		49,645.8	696.2	4,649.4	57,248.6	708,772.3	6,389.9

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2–159] 기초 중앙작용력

구분		P (kN)	V (kN)	M (kN·m)	$\sum P$ (kN)	M_r (kN·m)	M_o (kN·m)
한계	P최대	81,901.7	0.0	0.0	91,405.1	1,133,424	0.0
	M최대	46,637.9	887.7	5,558.8	56,141.3	604,007	7,778.0
극단 I	최대	15,855.1	3,661.6	28,093.6	25,358.6	314,446	37,247.5
	최소	42,168.9	818.4	6,875.9	51,672.4	640,738	8,921.8
사용 I		54,817.6	574.2	3,859.1	62,420.4	772,913	5,294.6
사용V		32,827.6	154.0	1,048.6	40,430.4	501,336	1,433.6

(2) 전도에 대한 안정

[부록표 2-160] 전도 검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
-직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3 이내에 있어야 한다.	-확대기초 하중 편심위치의 제한(기초 중심에서) 구분 / 지반 / 암반 극한한계상태 / 0.250 B / 0.375 B 극단상황한계상태 / 0.400 B / 0.400 B

-한계상태설계법에서 직접기초의 전도에 대한 안정은 토사 및 풍화암, 그리고 연암 이상의 암반, 2가지의 기초지반에 대하여 분리 적용하며, 기초중심으로부터의 편심위치로서 검토한다.
-한계상태설계법에서의 전도안정검토는 강도설계법과 달리 하중계수가 반영된 극한한계상태와 극단상황한계상태의 편심위치로서 판정하므로, 기초중심으로부터 편심 위치의 제한 기준값이 확장되었다.

(3) 지지력에 대한 안정

[부록표 2-161] 지지력 검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 $Q_{\max} = V/B \cdot (1+6e/B)$ $Q_{\min} = V/B \cdot (1-6e/B)$ 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 $Q_{\max} = (2V)/Lx$ $(x = 3[B/2-e])$	합력의 위치가 저판 중앙부 1/3 이내에 있는 경우 $Q_{\max} = \sum V/B \cdot (1+6e/B)$ $Q_{\min} = \sum V/B \cdot (1-6e/B)$ 합력의 위치가 저판 중앙부 1/3을 벗어나는 경우 $Q_{\max} = (2\sum V)/[3\{(B/2)-e\}]$ $Q_{\min} = 0$

-강도설계법에서 기초지반의 허용연직지지력은 다음의 값을 적용한다.
상 시 : 극한지지력의 1/3
지진시 : 극한지지력의 1/2
-한계상태설계법에서 연암이상의 암반위에 설치된 얕은 기초, 혹은 사질토(풍화암, SPT사용)지반 모두에 대하여, 극한한계상태에 대한 저항계수로서 0.45를 적용한다.
-극단상황한계상태에 대한 저항계수는 1.00을 적용한다.

※교축방향설계는 검토과정이 교직방향설계와 동일하므로 생략한다.

6.6.4 단면 검토

(1) 기초 중앙작용력 산정

① 도로교설계기준 2010

[부록표 2-162] 기초 중앙작용력

구분		Q_{max} (kN)	Q_{min} (kN)	내민보		내측보	
				V_u (kN)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_u (kN·m)
계수	P최대	863.8	495.9	2113.1	2660.7	-2754.0	-2520.2
	M최대	390.4	382.3	974.9	1219.1	-1397.5	-1309.0
지진시	최대	261.3	32	624.4	792.5	-719.2	-635.7
	최소	332.3	6.0	789.6	1004.2	-880.8	-770.7
사용		569.7	231.1	1381.5	1744.7	-1723.6	-1558.9

② 도로교설계기준 2015

[부록표 2-163] 기초 중앙작용력

구분		Q_{max} (kN)	Q_{min} (kN)	내민보		내측보	
				V_u (kN)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_u (kN·m)
한계	P최대	890.4	430.6	2255.0	2842.9	-2886.1	-2628.5
	M최대	411.1	341.2	981.2	1226.5	-1412.5	-1324.3
극단 I	최대	288.9	0	772.4	982.0	-864.7	-757.5
	최소	552.6	127.6	1373.0	1738.5	-1644.1	-1470.0
사용 I		613.5	270.6	1594.0	2015.3	-1953.9	-1758.6
사용V		445.9	83.6	1069.1	1355.4	-1255.1	-1115.6

(2) 단면검토

[부록표 2-164] 단면검토

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
내민보	– 계수·지진시하중조합 (ϕ_f = 0.85 ϕ_v = 0.8) ① 휨에 대한 검토 M_u = 2,660.7 kN·m $A_{s,req}$ = 3,263.3 mm2 $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2 ϕM_n = 4,110.4 kN·m (S.F = 1.54) ② 전단에 대한 검토 V_u = 2,113.1 kN $A_{v,req}$ = 218.8 mm2 $A_{v,use}$ = 506.8 mm2 ϕV_n = 3,478.8 kN (S.F = 1.65)	– 극한한계상태 (ϕ_c = 0.65, ϕ_s = 0.9) ① 휨에 대한 검토 M_u = 2,842.9 kN·m $A_{s,req}$ = 3,306.6 mm2 $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2 M_r = 4,325.5 kN·m (S.F = 1.52) ② 전단에 대한 검토 V_u = 2,255.0 kN V_{cd} = 1,519.5 kN $A_{v,use}$ = 993.0 mm2 V_d = 3,371.4 kN (S.F = 1.50) – 극단상황 한계상태 (ϕ_c = 1.0, ϕ_s = 1.0) ① 휨에 대한 검토 M_u = 1,738.5 kN·m $A_{s,req}$ = 1,805.3 mm2 $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2 M_r = 4,833.6 kN·m (S.F = 2.78) ② 전단에 대한 검토 V_u = 1,373.0 kN V_{cd} = 2,337.7 kN ∴ 전단철근 불필요
내측보	– 계수·지진시하중조합 (ϕ_f = 0.85 ϕ_v = 0.8) ① 휨에 대한 검토 M_u = 2,520.2 kN·m $A_{s,req}$ = 3,089.5 mm2 $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2 ϕM_n = 4110.4 kN·m (S.F = 1.63) ② 전단에 대한 검토 V_u = 2,754.0 kN $A_{v,req}$ = 272.8 mm2 $A_{v,use}$ = 506.8 mm2 ϕV_n = 3,478.8 kN (S.F = 1.26)	– 극한한계상태 (ϕ_c = 0.65, ϕ_s = 0.9) ① 휨에 대한 검토 M_u = 2,628.5 kN·m $A_{s,req}$ = 3,054.2 mm2 $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2 M_r = 4,325.5 kN·m (S.F = 1.65) ② 전단에 대한 검토 V_u = 2,886.1 kN V_{cd} = 720.4 kN $A_{v,use}$ = 993.0 mm2 V_d = 3,371.4 kN (S.F = 1.17) – 극단상황 한계상태(ϕ_c=1.0,ϕ_s= 1.0) ① 휨에 대한 검토 M_u = 1,470.0 kN·m $A_{s,req}$ = 1,525.3 mm2 $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2 M_r = 4,833.6 kN·m (S.F = 3.29) ② 전단에 대한 검토 V_u = 1,644.1 kN V_{cd} = 2,337.7 kN ∴전단철근 불필요

–강도설계법에서는 상시계수하중조합과 지진시하중조합 중, 큰 단면력에 대해서만 검토한다.
–단면력 검토시 휨에 대해서 ϕ=0.85, 전단에 대해서 ϕ=0.8의 강도감소계수를 적용한다.
–한계상태설계법에서는 극한한계상태와 극단상황한계상태에 대하여 각각의 단면검토를 수행한다.
–단면력 검토시 극한한계상태에 대하여 콘크리트는 $\emptyset_c$=0.65, 철근은 $\emptyset_s$=0.90의 재료계수를 적용하며, 극단상황한계상태에 대하여 콘크리트는 $\emptyset_c$=1.00, 철근은 $\emptyset_s$=1.00을 적용한다.
–[도로교설계기준(한계상태설계법)해설,2015, 5.7.2.1 (해설)] 에 의해 강도설계법과 마찬가지로 휨부재의 최소전단철근은 배근하지 않는다.

※ 교축방향설계는 검토과정이 교직방향설계와 동일하므로 생략한다.

6.6.5 사용성검토

[부록표 2-165] 사용성 검토

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
– 철근의 최대 중심간격 s = 356.25 mm s_{used} = 100 mm $\geq s$ ∴ 만족	– 단면 균열여부 검토 f_t = 1.935 MPa f_{ctm} = 3.450 MPa $\geq f_t$ ∴ 비균열 단면 검토

–강도설계법에서는 사용인장철근의 간격으로서 균열을 제어한다.

6.7 수량비교

도로교설계기준 2015로 단면을 검토한 결과와 유사한 수준의 안전율을 갖도록 허용응력 설계법으로 검토하여 철근량을 산정하였다.

[부록표 2-166] 수량비교

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
기둥	휨	1단-H29×30EA 2단-H25×30EA $A_{s,use}$ = 34,473.0 mm2 (철근량 : 12.2 tonf)	1단-H25×30EA 2단-H25×30EA $A_{s,use}$ = 30,402.0 mm2 (철근량 : 10.7 tonf)
	전단	외측-H19×2EA, s_1 = 300 mm 내측-H19×2EA, s_2 = 600 mm $A_{v,use}$ = 859.5 mm2	외측-H19×2EA, s_1 = 300 mm 내측-H19×2EA, s_2 = 600 mm $A_{v,use}$ = 859.5 mm2
기초 (내민보)	휨	H25×10EA(@100) $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2	H25×10EA(@100) $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2
	전단	H13×4EA(@250) $A_{v,use}$ = 506.8 mm2	H16×5EA(@200) $A_{v,use}$ = 993.0 mm2
기초 (내측보)	휨	H25×10EA(@100) $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2	H25×10EA(@100) $A_{s,use}$ = 5,067.0 mm2
	전단	H13×4EA(@250) $A_{v,use}$ = 506.8 mm2	H16×5EA(@200) $A_{v,use}$ = 993.0 mm2

-직접적인 비교를 위해 기둥부 철근량을 비교한 결과, 도로교설계기준 2015로 설계했을 경우 도로교설계기준 2010으로 설계했을 때 보다 철근량이 12% 감소하였다.

7. 교대

7.1 설계흐름도

7.1.1 주설계 흐름도

[부록표 2-167] 주설계 흐름도

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
단계1	설계조건 결정 및 단면가정	단계1	설계조건 결정 및 단면가정
● 교량형식, 단면 및 설계개요 ● 사용재료 및 설계강도 결정		● 설계조건 결정 및 단면가정 ● 환경조건에 따른 노출등급결정 ● 사용재료 및 설계강도 결정	
↓		↓	
단계2	하중산정 및 하중조합	단계2	하중산정 및 하중조합
● 하중산정		● 고정하중 DC/DW 구분 ● 활하중 KL-510 적용	
↓		↓	
단계3	연직벽/흉벽/벽체 설계	단계3	연직벽/흉벽/벽체 설계
● 극한강도 검토(휨강도) ● 사용성 검토		● 극한한계상태 검토 ● 극단상황한계상태 검토 ● 사용한계상태 검토 ● 최대/최소 하중계수 적용	
↓		↓	
단계4	기초 설계	단계4	기초 설계
● 극한강도 검토(휨강도) ● 안정 검토(직접기초시) ● 사용성 검토		● 극한강도 검토(휨강도) ● 안정 검토(직접기초시) ● 사용성 검토	
↓		↓	
단계5	받침 설계	단계5	받침 설계
● 최소받침지지길이 검토 ● 받침하중 검토		● 최소받침지지길이 검토 ● 받침하중 검토	

7.1.2 세부설계 흐름도

단계 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

[부록표 2-168] 설계조건 결정 및 단면가정

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
1-1 설계조건 결정 및 단면가정	1-1 설계조건 결정 및 단면가정
● 상부/하부구조 조건 ● 적용하중 결정 ● 지반물성치 결정	● 상부/하부구조 조건 ● 적용하중 결정 ● 지반물성치 결정
↓	↓
1-2 환경조건에 따른 노출등급결정	1-2 환경조건에 따른 노출등급결정
● 내용없음	● 환경조건에 따른 노출등급 결정(내구성/사용성) – 부식 및 콘크리트 손상도 고려 → 노출등급 결정 – 노출등급 → 최소콘크리트강도, 최소피복두께 결정 ※ 콘크리트 강도 및 최소피복두께가 도로교 설계기준 2010에 비해 다소 엄격하여 최초단면 결정시 확인 필요
↓	↓
1-3 사용재료 및 설계강도 결정	1-3 사용재료 및 설계강도 결정
● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 강재 – 기준인장강도 : f_u – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s 콘크리트 – 설계기준강도 (재령28일 압축강도) : f_{ck} – 허용인장응력 : $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$ – 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}}$ 철근 – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s	● 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 강재 – 기준인장강도 : f_u – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s 콘크리트 – 표준압축강도 (재령28일 압축강도) : f_{ck} – 평균압축강도 : $f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$ – 평균인장강도 : $f_{ctm} = 0.3(f_{cm})^{2/3}$ – 기준인장강도 : $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$ – 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ 철근 – 기준항복강도 : f_y – 탄성계수 : E_s

단계 2 : 하중산정 및 하중조합

[부록표 2-169] 하중산정 및 하중조합

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
2-1	설계단면 및 하중산정	2-1	설계단면 및 하중산정
● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 – 하중 : 고정하중(D), 활하중(L), 지진의 영향(E), 토압(H),		● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 – 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL, LS), 지진의 영향(EQ), 토압(EH, EV)	
↓		↓	
2-2	하중계산	2-2	하중계산
● 기초본체 단면검토시 작용하중 산정 – 벽체, 흉벽, 날개벽, 기초 ● 안정 검토시 작용하중 산정 ● 말뚝 검토시 작용하중 산정		● 기초본체 단면검토시 작용하중 산정 – 벽체, 흉벽, 날개벽, 기초 ● 안정 검토시 작용하중 산정 ● 말뚝 검토시 작용하중 산정	
↓		↓	
2-3	하중조합	2-3	하중조합
● 극한하중조합 ● 사용하중조합		● 극한한계상태 ● 극단상황한계상태 ● 사용한계상태	

단계 3 : 벽체, 흉벽, 날개벽 설계

[부록표 2-170] 벽체, 흉벽, 날개벽 설계

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
3-1	설계하중산정	3-1	설계하중산정
● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 – 하중 : 고정하중(D), 활하중(L), 지진의 영향(E), 토압(H),		● 설계조건에 따른 모든 작용 가능 하중 – 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL, LS), 지진의 영향(EQ), 토압(EH, EV)	
↓		↓	
3-2	하중조합	3-2	하중조합
● 가설중 및 완공후 설계하중 결정		● 각 한계상태에 대한 하중조합 결정 1) 극한한계상태 2) 극단상황한계상태 3) 사용한계상태	
↓		↓	
3-3	휨설계	3-3	휨설계
● 극한강도로 사용철근량 검토 ● 최소철근량 검토		● 사용철근량 결정 ● 극한/극단상황한계상태 휨검토 ● 최소철근량 검토	
↓		↓	
3-4	전단설계	3-4	전단설계
● 콘크리트 전단 강도 산정 ● 철근이 부담하는 전단력 산정		● 극한/극단상황 한계상태의 전단검토 ● 전단보강철근이 없는 부재로 설계(최소철근규정) ● 전단보강철근이 배치된 설계(변각트러스 모델)	
↓		↓	
3-5	균열검토	3-5	균열검토
● 철근응력산정 ● 철근배치간격 검토		● 균열방지를 위한 최소철근량 규정 ● 간접균열검토/직접균열검토(균열폭계산)	
↓		↓	
3-6	균열검토	3-6	균열검토
● 부재 두께를 고려한 건조수축 및 온도철근 배치		● 부재 두께를 고려한 건조수축 및 온도철근 배치	

단계 4 : 기초 설계

[부록표 2-171] 기초 설계

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
4-1 설계조건	4-1 설계조건
● 말뚝의 종류, 말뚝 배치 근입깊이 등 가정 ● 지반조건 결정	● 말뚝의 종류, 말뚝 배치 근입깊이 등 가정 ● 지반조건 결정
↓	↓
4-2 기초강체판정	4-2 기초강체판정
● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정	● 구조해석의 기본가정인 기초의 강체거동 여부 판정
↓	↓
4-3 설계하중	4-3 설계하중
● 직접기초 도심위치에서의 설계하중 ● 말뚝 도심위치에서의 설계하중	● 직접기초 도심위치에서의 설계하중 ● 말뚝 도심위치에서의 설계하중
↓	↓
4-4 기초 안정검토	4-4 기초 안정검토
● 직접기초 – 사용한계상태 : 지지력, 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 전도, 활동 ● 말뚝기초 – 사용한계상태 : 지지력, 횡방향변위, 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 말뚝본체검토	● 직접기초 – 사용한계상태 : 지지력, 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 전도, 활동 – 극단상황한계상태 : 지지력, 전도, 활동 ● 말뚝기초 – 사용한계상태 : 지지력, 횡방향변위, 침하량 – 극한한계상태 : 지지력, 말뚝본체검토 – 극단상황한계상태 : 지지력, 말뚝본체검토
↓	↓
4-5 기초 단면검토	4-5 기초 단면검토
● 앞굽/뒷굽 상면/하면 검토 ● 휨인장철근량 및 전단철근량 산정 ● 사용한계상태 사용성검토 ● 부재두께를 고려한 건조수축 및 온도철근량 산정	● 앞굽/뒷굽 상면/하면 검토 ● 휨인장철근량 및 전단철근량 산정 ● 사용한계상태 균열검토 ● 부재두께를 고려한 건조수축 및 온도철근량 산정

단계 5 : 받침 설계

[부록표 2-172] 받침 설계

도로교설계기준 2010		도로교설계기준 2015	
5-1	최소받침 지지길이 검토	5-1	최소받침 지지길이 검토
● N=(200+1.67L+6.66H)(1+0.000125θ2)		● N=(200+1.67L+6.66H)(1+0.000125θ2)	
↓		↓	
5-2	받침하중 검토	5-2	받침하중 검토
● 허용하중에 대한 연직/수평하중 검토		● 허용하중에 대한 연직/수평하중 검토	

○ 도로교설계기준 한계상태설계법은 기존 도로교설계기준(2010)과 상당한 차이를 나타내고 있다. 기존 도로교설계기준(2010)은 강도설계법으로 부재의 휨 및 전단강도를 검토하고 허용응력 설계법으로 구조물의 사용성 검토를 수행하고 있다.

○ 한계상태설계법에서는 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태, 극단상황한계상태의 총 4지의 한계상태를 규정하고 있으며 교량의 부재들과 연결부들에 대하여 각 한계상태에서 규정된 극한하중효과의 조합들에 대하여 검토하도록 하고 있다.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)은 전체적으로 AASHTO LRFD에 근거하고 있으나, 콘크리트교편은 Eurocode-2에 근거한다.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)은 사용한계상태, 피로한계상태, 극한한계상태, 극단상황한계상태의 총 4가지의 한계상태를 규정하고 있으며, 각각의 한계상태는 〈표 1.1〉과 같이 정의된다. 별도의 규정이 없는 한 교량의 각 구성요소와 연결부는 각 한계상태에 대하여 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\Sigma\eta_i\gamma_i Q_i \leq R_r = \phi R_n$$

〈표 7-7〉 각 한계상태의 정의

한계상태	정 의
사용한계상태	정상적인 사용조건 하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한
피로한계상태	기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 피로설계트럭에 의한 응력범위를 제한
극한한계상태	교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 안정성을 확보
극단한계상태	지진 또는 홍수 발생시, 또는 세굴된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시동의 상황에서 교량의 붕괴를 방지

7.2 설계조건

7.2.1 일반조건

(1) 설계방법 : 도로교설계기준 2010, 도로교설계기준 2015

(2) 사용재료 및 설계기준강도

① 콘크리트

f_{ck} = 35 N/mm2

Ec = 2.75×104 N/mm2

② 철근 (SD 400)

③ 교량등급 및 기초형식

교량등급 : 1등교

기초형식 : 말뚝기초

④ 사각 : 0° (직교)

(3) 강도감소계수 및 재료계수

[부록표 2-173] 강도감소계수 및 재료계수

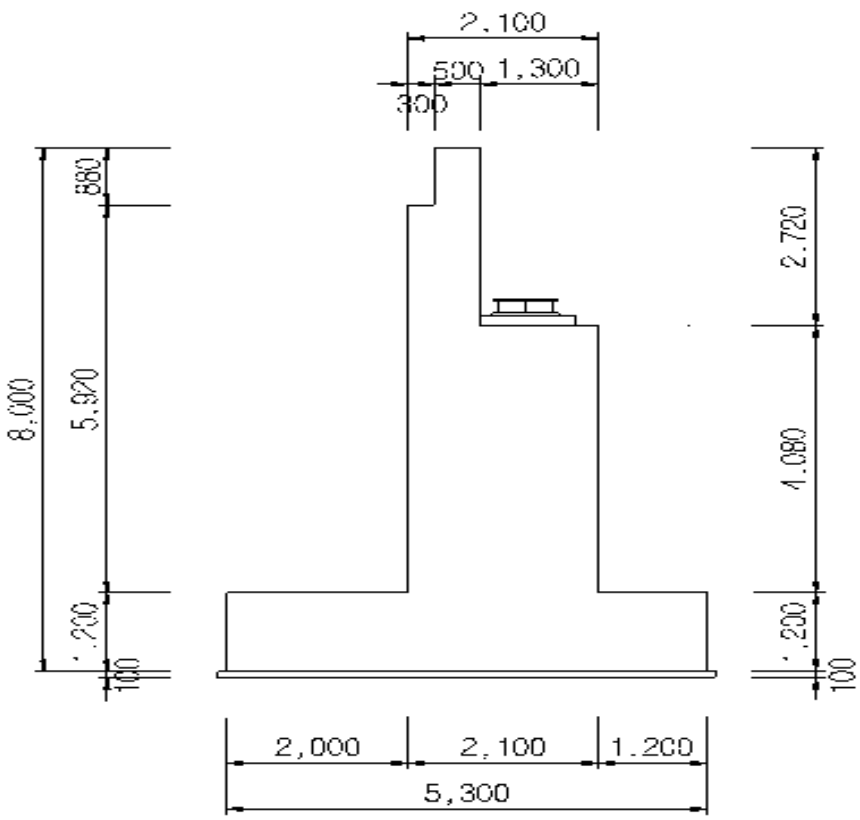
<table>
<tr><th>구분</th><th colspan="3">도로교설계기준 2010</th><th colspan="3">도로교설계기준 2015</th></tr>
<tr><td>재료
계수</td><td colspan="3">-</td><td>구분
극한한계
극단한계
사용한계</td><td>콘크리트
Φc1=0.65
Φc2=0.65
Φc3=0.65</td><td>철근
Φs1=0.90
Φs2=1.00
Φs3=1.00</td></tr>
<tr><td>강도
감소
계수</td><td>구분
상시
지진시</td><td>휨
Φf=0.85
Φf=1.00</td><td>전단
Φv=0.80
Φv=1.00</td><td colspan="3">-</td></tr>
</table>

O 탄성계수 산정식은 기존 도로교설계기준(2010)과 동일하나 평균압축강도 산정시 기존 도로교설계기준(2010)은 기준압축강도에 상관없이 동일하게 8MPa를 더했으나 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 기준압축강도가 40MPa 이하일 경우 4MPa를, 기준압축강도가 60MPa이상일 경우에는 6MPa를 더하고 그 사이 일 경우에는 직선 보간하는 것으로 변경되었다.

O 사용재료강도의 경우 기존 도로교설계기준(2010)은 고속도로 설계실무자료(2005)를 근거로 콘크리트 설계기준강도는 24MPa, 철근의 기준항복강도는 300MPa이었으나, 한계상태설계법은 기초 콘크리트 설계기준강도는 27MPa, 기초제외 부재 설계기준강도는35MPa, 철근의 기준항복강도는 500MPa로 상향 변경하였다.

O 기존 도로교설계기준(2010)에서는 모든 하중조합에 대해서 동일한 재료계수를 사용하였지만, 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 각 하중조합에 대해서 다른 재료계수를 사용하고 있기 때문에 극한한계상황과 극단상황한계상태 각각에 대하여 단면검토를 실시해야 한다.

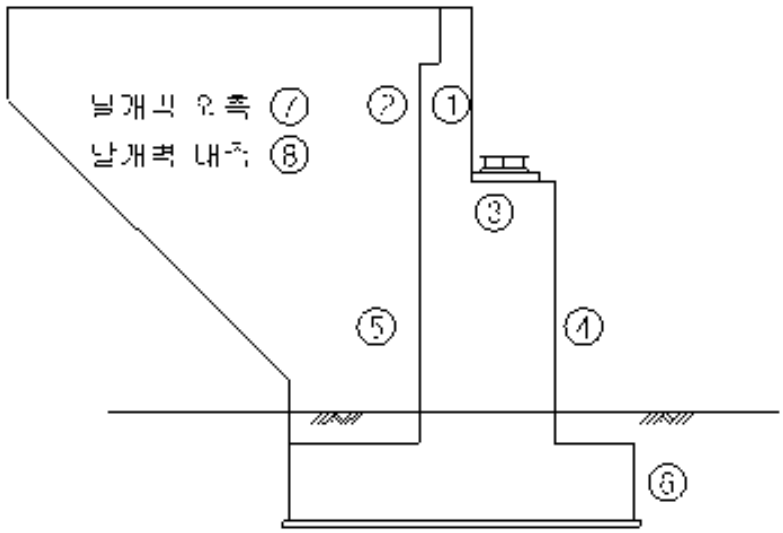
7.2.2 설계 단면 가정



[부록그림 2-16] 설계 단면 가정

7.2.3 콘크리트 적용강도

⑴ 노출등급산정



[부록그림 2-17] 노출등급

① : 흉벽 전면
② : 흉벽 후면
③ : 벽체 윗면
④ : 벽체 전면
⑤ : 벽체 후면
⑥ : 기초
⑦ : 날개벽 외측
⑧ : 날개벽 내측

[부록표 2-174] 노출등급산정

부재	위치	부식			손상		피복결정 등급	강도결정 등급
		탄산화	염화물	해수 염화물	동결 융해	화학적 침식		
흉벽	①전면	EC4	ED3	–	EF4	–	ED3	ED3
	②배면	EC4	–	–	–	–	EC4	EC4
벽체	③교좌면	EC4	ED3	–	EF4	–	ED3	ED3
	④전면	EC4	ED3		EF4	–	ED3	ED3
	⑤배면	EC4	–	–	–	–	EC4	EC4
기초	⑥지중	EC2	–	–	–	–	EC2	EC2
날개벽	⑦외측면	EC4	–	–	EF1	–	EC4	EC4
	⑧내측면	EC4	–	–		–	EC4	EC4

(2) 노출등급에 따른 콘크리트 강도

[부록표 2-175] 노출등급에 따른 콘크리트 강도

부재	위치	최소 콘크리트 강도		적용강도 (MPa)	판정
		노출등급	강도 (MPa)		
흉벽	①전면	ED3	35	35	만족
	②배면	EC4	30		
벽체	③교좌면	ED3	35	35	만족
	④전면	ED3	35		
	⑤배면	EC4	30		
기초	⑥지중	EC2	24	35	만족
날개벽	⑦외측면	EC4	30	35	만족
	⑧내측면	EC4	30		

○ 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 설계기준에는 구조물의 환경조건에 따라 노출등급을 제시하고 각 노출등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도를 규정하고 있다. 이에 따르면 라멘교의 경우 기존에는 콘크리트 기준압축강도를 27MPa로 적용해 왔으나, 비산염에 노출되는 슬래브나 벽체 노출부의 경우 ED3로 분류되어 콘크리트 기준압축강도를 35MPa이상 적용해야 한다. 본 비교예제에서는 적합한 비교를 위해 두 설계법 모두 콘크리트 기준압축강도 35MPa을 적용하였다.

[부록표 2-176] 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

구 분	부식									
	탄산화				염화물			해수의 염화물		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	21	24	30		30		35	30	35	

구 분	콘크리트 손상							
	위험없음	동결/융해 침투				화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3	EF4	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 기준압축강도 (MPa)	18	24		30		30		35

(3) 최소피복

[부록표 2-177] 최소피복기준

부재		도로교설계기준2010	도로교설계기준2015
흉벽	①전면	60	80
	②배면	60	50
벽체	③교좌면	60	80
	④전면	60	80
	⑤배면	60	50
기초	⑥지중	80	45
날개벽	⑦외측면	60	50
	⑧내측면	60	50

○ 기존 설계기준에는 구조물의 주변 환경에 따라 최소 피복두께가 수치로 제시되어 있다. 그러나 한계상태설계법에는 철근 또는 덕트의 지름에 따른 부착에 대한 최소피복두께, 구조물의 노출등급에 따른 내구성을 고려한 최소피복두께 등을 고려하여야하며, 설계편차 허용량을 추가로 고려하도록 하고 있어 피복두께 산정 시 기존 설계기준 보다 세분화 되어 있다.

〈표 7-13〉 철근의 내구성을 고려한 최소피복두께

구 분	노출등급(mm)						
	E0	EC1	EC2/EC3	EC4	ED1/ES1	ED2/ES2	ED3/ES3
철근	20	25	35	40	45	50	55

7.3 설계하중

7.3.1 고정하중

[부록표 2-178] 고정하중

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
- 상부고정하중(D) : 204.6kN/m	- 상부고정하중(DC) : 194.6kN/m - 상부고정하중(DW) : 10.0kN/m

- 한계상태설계법에서는 고정하중을 변동성에 근거하여 DC하중과 DW하중으로 분류하고 별도의 하중계수를 적용한다.

7.3.2 활하중

[부록표 2-179] 활하중

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
- 상부활하중반력(L) : 122.2kN/m	- 상부활하중반력(LL) : 136.1kN/m

-강도설계법에서는 3차선 재하시 90%, 4차선이상 재하시 75%의 비율로 활하중의 동시 재하로 인해 발생하는 하중을 감소시켜 적용한다.
-한계상태설계법에서는 [도로교설계기준(한계상태설계법)해설,2015, 3.6.1.2 활하중의 동시재하]의 다차로재하계수, 'm'으로서 활하중 동시재하에 대한 확률을 반영하는데, [도로교설계기준(한계상태설계법)해설,2015, 4.6.4 슬래브교에 대한 등가 스트립 폭] 의 횡방향 활하중 분포폭은 다차로계수의 영향을 이미 적용한 결과이다.
-강도설계법에서는 등가폭(유효폭)산정시 동시 재하된 모든 차로에 대한 총폭으로서 산출하나, 한계상태설계법에서는 다차로 재하시에도 1개 차로에 대한 등가폭만을 산출하여 적용한다.
-한계상태설계법에서 차량하중에 대한 횡방향 등가폭이 강도설계법대비 133%로 크게 산정되어 결과적으로 활하중 크기가 13% 감소한다.

7.3.3 상재하중

[부록표 2-180] 상재하중

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
상재하중	10 kN/m2	-
상재활하중 (LS)	-	- 벽체 높이의 1/20이내에 차량하중이 뒤채움 지반의 표면에 작용하리라 예상되는 경우 h ≥ 6,000mm → 600mm p = K·γ·heq = 5.117 kN/m2
적용하중	1) 상재하중에 의한 수직력 - 23.0kN 2) 상재하중에 의한 수평력 - 안정검토시 수평토압 : 21.7kN - 단면검토시 수평토압(벽체) : 16.7kN - 단면검토시 수평토압(흉벽) : 6.6kN	1) 상재하중에 의한 수평력 - 안정검토시 수평토압 : 26.0kN - 단면검토시 수평토압(벽체) : 20.0kN - 단면검토시 수평토압(흉벽) : 8.0kN

-기존 도로교설계기준(2010)은 일정한 크기(10 kN/m2)의 상재하중(ES)을 적용하지만, 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 차량하중에 의한 수평하중(LS)으로 교대 높이를 고려하여 흙의 등가높이로 수평하중을 고려하도록 하고 있다.

-[도로교설계기준(한계상태설계법)해설,2015] 토압에 관련한 구체적인 기준을 제시하지 않고 있어, [AASHTO LRFD,2014 3.11.5.2-At-Rest Lateral Earth Pressure] 의 정지토압을 적용하며, 이는 기존의 강도설계법과도 일치한다.

-한계상태설계법에서는 벽체 배면에 재하되는 차량하중을 상재활하중(LS)로서 적용하고 차량활하중(LL)과 동일한 하중계수를 적용한다.

7.4 하중조합

7.4.1 하중수정계수

[부록표 2-181] 하중수정계수

도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
-	- 연성 : 1.00 - 여용성 : 1.00 - 중요도(극한/극단 적용) : 0.95 - 최대하중계수 적용시 : 0.95 - 최소하중계수 적용시 : 1.00

-중요도 계수 0.95 적용으로 인해 설계단면력 감소

7.4.2 사용성 검토 조합

(1) 도로교설계기준 2010

[부록표 2-182] 사용성 검토

구 분	고정하중	활하중	수평토압	건조수축	온도하중	지점침하
사용하중 1	1.0	1.0	1.0			
사용하중 2	1.0		1.0			
사용하중 3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

(2) 도로교설계기준 2015

[부록표 2-183] 사용성 검토

구 분	고정하중		활하중	수평 토압	건조 수축	상재 활하중	온도하중		지점 침하
	DC	DW					TU	TG	
사용한계 Ⅰ	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0
사용한계 Ⅴ	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0	–	0.5	–	–

–사용한계상태 하중조합Ⅰ은 강도설계법의 사용하중조합과 거의 일치하나, 차량활하중 적용시, 온도구배하중(TG)이 1.0에서 0.5로 하향 조정되었다.

–사용한계상태 하중조합Ⅰ은 교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값으로, 부재의 사용성 검토 중 철근과 콘크리트의 응력한계를 검토하기 위한 조합이다.

7.4.3 단면 검토 조합

(1) 도로교설계기준 2010

[부록표 2-184] 하종 조합

구 분	고정하중	활하중	수평토압	건조수축	온도하중	지점침하
계수하중 1	1.3	2.15	1.7			
계수하중 2	1.3		1.7			
계수하중 3	1.3	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3
계수하중 4	1.25		1.65	1.25	1.25	1.25
계수하중 5	1.3	2.15	0.65			
계수하중 6	1.3		0.65			
계수하중 7	1.3	1.3	0.65	1.3	1.3	1.3
계수하중 8	1.25		0.65	1.25	1.25	1.25

(2) 도로교설계기준 2015

[부록표 2-185] 하중 조합

구 분	고정하중		활하중	상재 활하중	수평 토압	건조 수축	온도하중		지점 침하
	DC	DW					TU	TG	
극한한계 I	0.9 / 1.25	0.65 / 1.5	1.8	1.8	0.9 / 1.35	1.0/ 0.5	0.5	0.0	0.0
극한한계 Ⅳ	0.9 / 1.5	0.65 / 1.5	–	–	1.35 / 0.9	1.0/ 0.5	0.5	0.0	0.0

○ 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 고정하중을 구조부재(DC)와 비구조적 부착물(DW)로 분리해서 다른 하중계수를 적용하므로 구분을 하여 하중을 고려해야한다.

○ 상부활하중은 기존 도로교설계기준(2010)에 비해 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015) 적용시 122.2kN/m에서 136.1kN/m로 약1.1배 증가했다. 기초와 말뚝 검토시에는 활하중의 연직하중이 고려되어 계수하중 증가를 야기하지만, 벽체나 날개벽 검토시에는 연직하중에 대해 고려되지 않으므로 계수하중 증가에는 큰 영향을 주지 않는다.

○ 고정하중의 하중계수 값이 다양하게 분류되어 다른 값을 사용하게 되었다. 활하중의 경우는 기존 도로교설계기준(2010)에서는 지진시 활하중의 영향을 고려하지 않았으나, 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 활하중의 영향을 고려하게 된다. 교대에서는 기초와 말뚝 극단상황검토시 영향을 주게 된다.

7.5. 벽체설계

7.5.1 설계하중 및 하중조합

[부록표 2-186] 설계하중 및 하중조합

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단면 검토	상시	Vu=221.5kN, Mu=534.3kN·m (1.3D+2.15L+1.7H 조합)	Vu=206.5kN, Mu=508.9kN·m (극한 한계상태조합 Ⅰ)
	지진시	Vu=165.3kN, Mu=546.6kN·m (1.0D+1.0H+1.0E 조합)	Vu=237.8kN, Mu=793.2kN·m (극단상황 한계상태조합 Ⅰ)
사용성 검토		Vu=130.3kN, Mu=314.3kN·m (1.0D+1.0L+1.0H 조합)	Vu=133.6kN, Mu=325.6kN·m (사용 한계상태조합 Ⅰ)

7.5.2 단면 검토

[부록표 2-187] 단면 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		fck=35MPa, fy=400MPa Vu=221.5kN, Mu=546.6kN·m b=1.00m, h=2.10m, d=2.02m	fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=237.8kN, Mu=793.2kN·m b=1.00m, h=2.10m, d=2.00m
단면 검토	휨	ΦMn=913.27kN·m 〉 Mu=546.6kN·m H19x4ea =1,146.0mm2(안전률=1.67)	Mr=1,244.4kN·m 〉 Mu=793.2kN·m H22x4ea =1548.4mm2(안전률=1.56)
	전단	ΦvVc=1,577.6kN 〉 Vu=221.5kN ∴ 전단보강 불필요	Vcd=2,014.0kN 〉 Vu=237.8kN ∴ 전단철근 불필요

O 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 온도철근에 대해서 부재 두께에 따라 상이한 기준을 제시하고 있다.

O 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 균열을 제어하기 위한 최소철근량을 규정하고 있으며, 균열폭 검토로 한계균열폭을 검토한다.

O 기존 도로교설계기준(2010)에서는 계수전단력 V_u가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c의 1/2을 이하인 경우 전단철근량 계산이 불필요하다. 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd}보다 작은 구간에는 전단철근량 계산이 불필요하다.

7.5.3 사용성 검토

[부록표 2-188] 사용성 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		Ms=314.28kN·m	Ms=325.6kN·m
균열 검토	인장철근 응력검토	–	ft=0.443MPa 〈 fctm=3.450MPa 비균열 단면
	인장철근 간격제한검토	sreq=332mm 〉 sused=125mm	–

7.5.4 수평철근

[부록표 2-189] 수평철근

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
수평철근	-	Ash,used=H16 x 8ea=3,178mm2 〉 Ash,min=Max(0.25As,0.001Ac)=2,100mm2
건조 및 온도철근	단면적대비 0.0015 이상 H19 x 8ea x 2 = 4,584mm2 〉 0.0015x2100x1000 = 3,150mm2	두께 1,200mm를 초과하는 부재의 경우 Ash=198.6mm2(H16) 〉 수직:Ab=s(2dc+db)/100=93.75mm2 수평:Ab=s(2dc+db)/100=187.5mm2

○ 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)에서는 온도철근에 대해서 부재 두께에 따라 상이한 기준을 제시하고 있다.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)은 균열을 제어하기 위한 최소철근량을 규정하고 있으며, 균열폭 검토로 한계균열폭을 검토한다.

7.6 흉벽설계

7.6.1 설계하중 및 하중조합

[부록표 2-190] 설계하중

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단면 검토	상시	Vu=42.3kN, Mu=43.5kN·m (1.3D+2.15L+1.7H 조합)	Vu=39.6kN, Mu=42.1kN·m (극한 한계상태조합 Ⅰ)
	지진시	Vu=26.9kN, Mu=36.1kN·m (1.0D+1.0H+1.0E 조합)	Vu=36.6kN, Mu=49.3kN·m (극단상황 한계상태조합 Ⅰ)
사용성 검토		Vu=24.9kN, Mu=25.6kN·m (1.0D+1.0L+1.0H 조합)	Vu=26.2kN, Mu=27.4kN·m (사용 한계상태조합 Ⅰ)

7.6.2 단면 검토

[부록표 2-191] 단면 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		fck=35MPa, fy=400MPa Vu=42.3kN, Mu=43.5kN·m b=1.00m, h=0.80m, d=0.70m	fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=39.6kN, Mu=49.3kN·m b=1.00m, h=0.80m, d=0.72m
단면 검토	휨	ΦMn=269.8kN·m 〉 Mu=43.5kN·m H19x4ea =1,146.0mm2(안전률=5.0)	Mr=326.4kN·m 〉 Mu=49.3kN·m H19x4ea =1,146.0mm2(안전률=6.62)
	전단	ΦvVc=552.2kN 〉 Vu=42.3kN ∴ 전단보강 불필요	Vcd=452.1kN 〉 Vu=39.6kN ∴ 전단철근 불필요

7.6.3 사용성 검토

[부록표 2-192] 사용성 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		Ms=25.6kN·m	Ms=27.4kN·m
균열검토	인장철근 응력검토	–	ft=0.257MPa 〈 fctm=3.450MPa 비균열 단면
	인장철근 간격제한검토	sreq=1,886mm 〉 sused=125mm	–

7.6.4 수평철근

[부록표 2-193] 수평철근

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
수평철근	–	Ash,used=H16x4ea=1,588.8mm2 〉 Ash,min=Max(0.25As,0.001Ac)=800mm2
건조 및 온도철근	단면적대비 0.0015 이상 H16 x 4ea x 2 = 1,588.8mm2 〉 0.0015x800x1,000 = 1,200mm2	두께 1,200mm 이하의 부재의 경우 Ash,used=H16x4eax2 =1,588.8mm2 〉 As,min=0.75Ag/fy=1,500mm2 As,max=0.0015Ag=1,200mm2

7.7 날개벽설계

7.7.1 설계하중 및 하중조합

[부록표 2-194] 설계하중

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
단면검토 상시	단면 A : Vu=101.4kN, Mu=101.4kN·m 단면 B : Vu=170.9kN, Mu=170.9kN·m 단면 C : Vu=199.9kN, Mu=190.2kN·m (1.3D+2.15L+1.7H 조합)	단면 A : Vu=92.5kN, Mu=92.5kN·m 단면 B : Vu=153.9kN, Mu=153.9kN·m 단면 C : Vu=179.4kN, Mu=170.9kN·m (극한 한계상태조합 Ⅰ)
사용성 검토	단면 A : Vu=59.6kN, Mu=59.6kN·m 단면 B : Vu=100.5kN, Mu=100.5kN·m 단면 C : Vu=117.6kN, Mu=111.9kN·m (1.0D+1.0L+1.0H 조합)	단면 A : Vu=59.6kN, Mu=59.6kN·m 단면 B : Vu=100.5kN, Mu=100.5kN·m 단면 C : Vu=117.6kN, Mu=111.9kN·m (사용 한계상태조합 Ⅰ)

7.7.2 단면 검토

(1) 단면 A

[부록표 2-195] 단면 A 단면검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=101.4kN, Mu=101.4kN·m b=1.00m, h=0.60m, d=0.50m	fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=92.5kN, Mu=92.5kN·m b=1.00m, h=0.60m, d=0.52m
단면 검토	휨	ΦfMn=191.8kN·m 〉 Mu=101.4kN·m H19x4ea =1,146.0mm2(안전률=1.89)	Mr=288.7kN·m 〉 Mu=92.5kN·m H16x8ea =1,588.8mm2(안전률=3.12)
	전단	ΦvVc=394.4kN 〉 Vu=101.4kN ∴ 전단보강 불필요	Vcd=326.5kN 〉 Vu=92.5kN ∴ 전단철근 불필요

(2) 단면 B

[부록표 2-196] 단면 B 단면검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=170.9kN, Mu=170.9kN·m b=1.00m, h=0.60m, d=0.50m	fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=15.39kN, Mu=153.9kN·m b=1.00m, h=0.60m, d=0.52m
단면 검토	휨	ΦfMn=257.8kN·m 〉 Mu=101.4kN·m H22x4ea =1,548.4mm2(안전률=2.5)	Mr=288.7kN·m 〉 Mu=153.9kN·m H16x8ea =1,588.8mm2(안전률=1.87)
	전단	ΦvVc=394.4kN 〉 Vu=170.9kN ∴ 전단보강 불필요	Vcd=326.5kN 〉 Vu=153.9kN ∴ 전단철근 불필요

(3) 단면 C

[부록표 2-197] 단면 C 단면검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=199.9kN, Mu=190.2kN·m b=1.00m, h=0.60m, d=0.50m	fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=179.4kN, Mu=170.9kN·m b=1.00m, h=0.60m, d=0.52m
단면 검토	휨	ΦfMn=335.2kN·m 〉 Mu=190.2kN·m H25x4ea =2,026.8mm2(안전률=1.76)	Mr=288.7kN·m 〉 Mu=170.9kN·m H16x8ea =1,588.8mm2(안전률=1.69)
	전단	ΦvVc=394.4kN 〉 Vu=199.9kN ∴ 전단보강 불필요	Vcd=326.5kN 〉 Vu=149.4kN ∴ 전단철근 불필요

7.7.3 사용성 검토

(1) 단면 A

[부록표 2-198] 단면 A 사용성 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		Ms=59.6kN·m	Ms=59.6kN·m
균열 검토	인장철근 응력검토	–	ft=0.994MPa 〈 fctk=2.415MPa 비균열 단면
	인장철근 간격제한검토	sreq=489mm 〉 sused=125mm	–

(2) 단면 B

[부록표 2-199] 단면 B 사용성 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		Ms=100.5kN·m	Ms=100.5kN·m
균열 검토	인장철근 응력검토	–	ft=1.676MPa 〈 fctm=2.415MPa 비균열 단면
	인장철근 간격제한검토	sreq=347mm 〉 sused=125mm	–

(3) 단면 C

[부록표 2-200] 단면 C 사용성 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		Ms=111.9kN·m	Ms=111.9kN·m
균열 검토	인장철근 응력검토	–	ft=1.865MPa 〈 fctm=2.415MPa 비균열 단면
	인장철근 간격제한검토	sreq=445mm 〉 sused=125mm	–

7.8 기초설계

7.8.1 단면 검토

(1) 앞굽판

[부록표 2-201] 앞굽판 단면 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		fck=35MPa, fy=400MPa Vu=233.0kN, Mu=125.8kN·m b=1.00m, h=1.20m, d=1.10m	fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=231.2kN, Mu=124.9kN·m b=1.00m, h=1.20m, d=1.050m
단면 검토	휨	ΦfMn=295.7kN·m 〉 Mu=125.8kN·m H16x4ea =794.4mm2(안전률=2.35)	Mr=331.9kN·m 〉 Mu=124.9kN·m H16x4ea =794.4mm2(안전률=2.65)
	전단	ΦvVc=867.7kN 〉 Vu=233.0kN ∴ 전단보강 불필요	Vcd=1,014.3kN 〉 Vu=231.2kN ∴ 전단철근 불필요

(2) 뒷굽판

[부록표 2-202] 뒷굽판 단면 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		fck=35MPa, fy=400MPa Vu=138.9kN, Mu=349.7kN·m b=1.00m, h=1.20m, d=1.10m	fck=35MPa, fy=400MPa, Vu=278.4kN, Mu=513.9kN·m b=1.00m, h=1.20m, d=1.05m
단면 검토	휨	ΦfMn=748.6kN·m 〉 Mu=349.7kN·m H25x4ea =2,026.8mm2(안전률=2.14)	Mr=839.8kN·m 〉 Mu=513.9kN·m H25x4ea =2,026.8mm2(안전률=1.63)
	전단	ΦvVc=1,084.6kN 〉 Vu=138.9kN ∴ 전단보강 불필요	Vcd=1,014.3kN 〉Vu=287.4kN ∴ 전단철근 불필요

7.8.3 사용성 검토

(1) 앞굽판

[부록표 2-203] 앞굽판 사용성 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		Ms=78.7kN·m	Ms=83.6kN·m
균열 검토	인장철근 응력검토	-	ft=0.349MPa 〈 fctm=2.415MPa 비균열 단면
	인장철근 간격제한검토	sreq=578mm 〉 sused=125mm	-

(2) 뒷굽판

[부록표 2-204] 뒷굽판 사용성 검토

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
설계조건		Ms=173.4kN·m	Ms=206.3kN·m
균열 검토	인장철근 응력검토	-	ft=0.859MPa 〈 fctm=2.415MPa 비균열 단면
	인장철근 간격제한검토	sreq=700mm 〉 sused=125mm	-

7.8.4 건조 및 온도철근

[부록표 2-205] 건조 및 온도철근

구분	도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
건조 및 온도철근	단면적대비 0.0015 이상 H19 x 4ea x 2 = 2,292.0mm2 〉 0.0015x1,200x1,000 = 1,800mm2	두께 1200mm 이하의 부재의 경우 As,used=H19x4eax2=2,292.0mm2 〉 As,min=0.75Ag/fy=2,250mm2 As,max=0.0015Ag=1,800mm2

7.9 수량비교

도로교설계기준 2015로 단면을 검토한 결과와 유사한 수준의 안전율을 갖도록 허용응력 설계법으로 검토한 단면의 두께를 산정하였다. 그 결과 단위 m당 철근량은 다음과 같다.

[부록표 2-206] 수량비교

구분		도로교설계기준 2010	도로교설계기준 2015
벽체		H19x4ea =1,146.0mm2	H22x4ea =1548.4mm2
흉벽		H19x4ea =1,146.0mm2	H19x4ea =1,146.0mm2
날개벽	단면 A	H16x8ea =1,588.8mm2	H16x8ea =1,588.8mm2
	단면 B	H16x8ea =1,588.8mm2	H16x8ea =1,588.8mm2
	단면 C	H16x8ea =1,588.8mm2	H16x8ea =1,588.8mm2
기초	앞굽판	H16x4ea =794.4mm2	H16x4ea =794.4mm2
	뒷굽판	H25x4ea =2,026.8mm2	H25x4ea =2,026.8mm2
총중량(tonf)		3.66	3.95

O 기존 도로교설계기준(2010)에서 도로교설계기준(한계상태설계법,2015)으로의 설계기준이 바뀜에 따른 휨 철근량이 약 7.9% 증가하였다. 이는 벽체설계시 철근량이 증가함에 따른 것이다.

O 벽체 설계시 도로교설계기준(2010)과 도로교설계기준(한계상태설계법,2015)모두 지진에 의한 하중조합이 지배적이다.