연구원-2020-43-534.9607호

2020년도 연구보고서

# 한계상태설계법의 합리적 적용을 위한 교량 바닥판 철근 배근 개선 연구

Improvement of Bridge Deck Reinforcement for the Limit State Design

강상규 · 최진웅 · 강형택 · 안상섭

한 국 도 로 공 사

도로교통연구원

## 연 구 진


▣ **한국도로공사 도로교통연구원**

**연구책임자** : 강상규(구조물연구실 수석연구원)

**참여연구자** : 최진웅(구조물연구실 책임연구원)

강형택(구조물연구실 선임연구위원)

안상섭(용인구리건설사업단 선임연구위원)

**매칭파트너** : 이태현(설계처 차장)

# 목 차


목 차 ····· Ⅰ

표 목 차 ····· Ⅴ

그림목차 ····· Ⅶ

요 약 문 ····· Ⅻ

ABSTRACT ····· ⅩⅣ

**제 1 장 서 론 ····· 1**

1.1 연구배경 및 목적 ····· 1

1.2 연구내용 ····· 2

1.3 연구범위 ····· 3

**제 2 장 전통적 설계법(휨설계법) 설계 기준 및 해석 ····· 4**

2.1 교량 바닥판 철근 배근 기준 및 설계사례 비교 검토 ····· 4

2.1.1 국내외 기준 비교 검토 ····· 4

2.1.1.1 국가건설기준(설계기준)(KDS) ····· 4

2.1.1.2 AASHTO LRFD ····· 6

2.1.1.3 Eurocode ····· 7

2.1.2 국내외 교량 바닥판 설계(철근 배근) 사례 비교 검토 ····· 8

2.1.2.1 국내 바닥판 설계(철근 배근) 사례 ····· 8

2.1.2.2 해외 바닥판 설계(철근 배근) 사례 ····· 12

2.2 교량 바닥판 정밀구조해석 시범 수행 및 정밀구조해석 수행 가이드라인 작성 14

2.2.1 정밀구조해석 수행 대상 교량 선정 ····· 14

2.2.1.1 바닥판 경계조건에 의한 영향인자 연구 도출 ····· 14

2.2.1.2 정밀구조해석 가이드라인 작성을 위한 매개변수 연구(Parametric study) 43

2.2.1.3 정밀구조해석 수행 대상교량 선정 ····· 49

2.2.2 대상 교량에 대한 장기거동(온도, 크리프, 건조수축 등)을 고려한 교량 바닥판 정밀구조해석 수행 ····· 49
2.2.2.1 구조해석을 위한 건조수축 변형률 검토 ····· 49
2.2.2.2 콘크리트의 시간의존적 특성을 고려한 정밀구조해석 기법 연구 ····· 50
2.2.2.3 바닥판 타설 방법에 따른 장기거동 영향 저감 방안 연구 ····· 69
2.2.3 정밀구조해석 수행 대상 교량 조건 및 수행 방법에 대한 가이드라인 작성 ·· 75
2.2.3.1 콘크리트 장기거동에 따른 바닥판 모델링 방법 연구 ····· 75
2.2.3.2 대상 교량조건 ····· 77
2.2.3.3 정밀구조해석 수행 가이드라인 ····· 78
2.2.3.4 검토 결론 ····· 81
2.3 교량 바닥판 단위폭 설계를 위한 모멘트 산정 간이식 재검토 ····· 81
2.3.1 모멘트 산정 간이식의 교량 바닥판 장지간화에 따른 영향 검토 ····· 81
2.3.1.1 활하중에 대한 바닥판 휨모멘트 산정 간이식 ····· 81
2.3.1.2 모멘트 산정 간이식과 KL-510 표준트럭하중 FEM해석에 의한 휨모멘트 산정 ··· 82
2.3.1.3 FEM 해석을 통한 국내 트럭 실축중 재하시 지간별 휨모멘트 산정 ····· 86
2.3.1.4 소결 ····· 89
2.3.2 거더간 부등처짐에 대한 추가 고려사항 검토 ····· 90
2.3.2.1 바닥판 설계모멘트 산정 시 기존 설계의 문제점 ····· 90
2.3.2.2 바닥판 모멘트 검토 ····· 93
2.4 콘크리트 바닥판의 간접균열제어와 직접균열제어 설계 비교 검토 ····· 110
2.4.1 Eurocode 2, 4 및 도로교설계기준(한계상태설계법)의 직접균열제어 방법의 이론적 고찰 ··· 110
2.4.1.1 축인장력이 작용하는 철근콘크리트 부재의 균열폭 ····· 110
2.4.1.2 부모멘트가 작용하는 강합성거더 슬래브의 균열폭 ····· 112
2.4.2 Eurocode 2, 4 간접균열제어 방법 기준 분석 ····· 116
2.4.2.1 Eurocode 2 ····· 116
2.4.2.2 Eurocode 4 ····· 118
2.4.2.3 도로교설계기준(한계상태설계법) ····· 119
2.4.2.4 Eurocode 2, 4 및 도로교설계기준(한계상태설계법) 간접균열제어 방법 비교 ·· 121

2.4.3 직접균열제어 방법과 간접균열제어 방법의 비교 ····· 123
2.4.3.1 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 직접균열제어방법 및 간접균열제어방법 검토 ····· 123
2.4.3.2 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 연속강합성교 부모멘트부 바닥판 균열폭 제어 설계 ····· 131
2.4.4 소결 ····· 136

**제 3 장 경험적설계법 적용 지침 및 개선(안) 작성 ····· 137**
3.1 경험적설계법 적용 지침 작성 ····· 137
3.1.1 경험적설계법 개요 ····· 137
3.1.2 경험적설계법 적용 오류 사례조사 · 검토 및 원인 ····· 138
3.1.2.1 적용범위 항목별 검토 ····· 138
3.1.2.2 기타 사례 검토 ····· 141
3.1.3 국내 · 외 경험적설계법 적용 가능 범위 검토 ····· 143
3.1.3.1 국내 설계기준 사례 ····· 143
3.1.3.2 국내 · 외 적용가능범위 비교 ····· 147
3.2 경험적설계법 개선(안) 작성 ····· 148
3.2.1 교량 바닥판 설계 현황 조사 빛 분석 ····· 148
3.2.2 경험적설계법 개선(안) 작성 ····· 149

**제 4 장 교량 바닥판 관련 국가건설기준 개정(안) ····· 151**
4.1 개정 목적 ····· 151
4.2 주요 개정 사항 ····· 151
4.2.1 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법) ····· 151
4.2.2 KDS 24 14 31 강교 설계기준(한계상태설계법) ····· 158

**제 5 장 공용 중 교량 바닥판 손상현황 분석 및 개선안 도출 ····· 168**
5.1 교량 바닥판 점검 결과에 기반한 손상 유형 조사 ····· 168

5.2 교량 바닥판 균열 손상과 설계변수의 상관관계 분석 ····· 181
5.3 개선(안) ····· 183
5.4 소결 ····· 187

**제 6 장 결 론 ····· 188**

**참고문헌 ····· 192**

# 표 목 차

표 1.3.1 연구범위 및 수행방법 ····· 3
표 2.1.1 국내 바닥판 설계(철근 배근) 사례 ····· 9
표 2.1.2 해외 바닥판 설계(철근 배근) 사례 ····· 12
표 2.2.1.1 각 프로그램별 크리프 및 건조수축변형률 해석결과 ····· 17
표 2.2.1.2 보정된 크리프 및 건조수축변형률 결과 비교 ····· 18
표 2.2.1.3 내부지점부 바닥판 발생축력 비교 ····· 26
표 2.2.1.4 재령 60일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교 ····· 27
표 2.2.1.5 재령 10,000일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교 ····· 28
표 2.2.1.6 재령 60일과 10,000일 응력비교 ····· 28
표 2.2.1.7 재령 60일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교 ····· 29
표 2.2.1.8 재령 10,000일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교 ····· 30
표 2.2.1.9 재령 60일과 10,000일 응력비교 ····· 30
표 2.2.1.10 유효폭에 관한 설계기준 정리 ····· 32
표 2.2.1.11 거더부 최대응력과 비거더부 최소응력 비교검토표 ····· 38
표 2.2.1.12 변위하중 (0.18mm) 재하시 해석결과 콘크리트 바닥판의 응력 ····· 40
표 2.2.1.13 변위하중 (0.36mm) 재하시 해석결과 콘크리트 바닥판의 응력 ····· 41
표 2.2.1.14 거더부 최대응력과 비거더부 최소응력 비교검토표 ····· 43
표 2.2.1.15 바닥판 최소철근량과 필요철근량 ····· 46
표 2.2.2.1 시공중 적용하중 ····· 54
표 2.2.2.2 공용중 적용하중 ····· 54
표 2.2.2.3 강합성거더의 설계 단계 ····· 56
표 2.2.2.4 합성 단계별 거더의 모멘트도 ····· 57
표 2.2.2.5 강합성거더의 단면 검토 결과 ····· 58
표 2.2.2.6 부모멘트부 바닥판 강성에 관한 설계기준 ····· 59
표 2.2.2.7 바닥판 콘크리트의 균열 검토에 대한 설계기준 비교 ····· 65
표 2.2.3.1 비교 검토 단면 및 적용사항 ····· 76

표 2.2.3.2 강합성거더의 합성 후 모델링 구분 ····· 79
표 2.3.2.1 I-형 거더교(거더 간격 변화) 교량 제원 ····· 94
표 2.3.2.2 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 횡분배 계수 (표준트럭하중) ····· 97
표 2.3.2.3 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 재하하중 계수 예시
(표준차로하중) ····· 97
표 2.3.2.4 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더간 부등처짐량 ····· 97
표 2.3.2.5 I-형 거더교(경간장 변화) 교량 제원 ····· 100
표 2.3.2.6 I-형 거더교(경간장 변화)의 거더간 부등처짐량 ····· 102
표 2.3.2.7 Box-형 거더교(거더 간격 변화) 교량 제원 ····· 104
표 2.3.2.8 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 재하하중 계수 예시
(표준트럭하중) ····· 105
표 2.3.2.9 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 재하하중 계수 예시
(표준차로하중) ····· 105
표 2.3.2.10 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더간 부등처짐량 ····· 106
표 2.4.1.1 균열폭 직접계산식 비교 ····· 115
표 2.4.2.1 균열제어를 위한 최대철근직경 1 ····· 116
표 2.4.2.2 균열제어를 위한 최대철근간격1 ····· 117
표 2.4.2.3 최대철근직경 ····· 118
표 2.4.2.4 최대철근간격 ····· 118
표 2.4.2.5 균열 제어를 위한 최대 철근 지름 ····· 121
표 2.4.2.6 균열 제어를 위한 최대 철근 간격 ····· 121
표 2.4.2.7 간접균열폭제어 방법 비교 ····· 122
표 3.1.1 국내 · 외 경험적설계법 적용 가능 조건 비교 ····· 148
표 5.1.1 손상의 구분 ····· 168
표 5.1.2 바닥판 두께 180mm인 경우의 손상 ····· 170
표 5.1.3 바닥판 두께 200mm 바닥판의 균열 양상 ····· 172
표 5.1.4 거더의 종류에 따른 균열 양상 ····· 175
표 5.1.5 종방향 균열 발생 사례 ····· 176
표 5.2.1 바닥판의 손상유형 및 원인분류 ····· 182
표 5.3.1 바닥판의 손상유형 및 개선(안) ····· 186

# 그 림 목 차

그림 1.1.1 교량 바닥판 교축직각방향 균열 발생 사례 ····· 1
그림 1.1.2 부분단면 프리캐스트 패널 사용 교량 바닥판 철근 배근 사례 ····· 2
그림 2.1.1 단순판 및 연속판의 지간 ····· 4
그림 2.1.2 캔틸레버판의 지간 ····· 4
그림 2.1.3 활하중에 대한 모멘트 산정 Table ····· 7
그림 2.2.1.1 건조수축 및 크리프 검증 검토단면 및 구속조건 ····· 15
그림 2.2.1.2 Midas FEA 시간에 따른 재료 계수 입력 ····· 18
그림 2.2.1.3 2-Layer 합성 교량 모델링 ····· 20
그림 2.2.1.4 강합성 플레이트와 콘크리트 합성 거더교의 횡단면도 ····· 20
그림 2.2.1.5 2차 고정하중 재하시 바닥판 콘크리트 축력 분포도 ····· 21
그림 2.2.1.16 강합성거더 FEM 해석모델 ····· 34
그림 2.2.1.7 대상교량의 경간구성 ····· 23
그림 2.2.1.8 2거더와 4거더의 횡단면도 ····· 24
그림 2.2.1.9 시간에 따른 콘크리트의 탄성계수 및 건조수축률 변화 ····· 24
그림 2.2.1.10 2거더 및 4거더 FEM 모델링 형상 ····· 25
그림 2.2.1.11 해석모델의 재령별 발생 축력도 ····· 26
그림 2.2.1.12 재령 60일 2차 고정하중 재하시 2거더 바닥판의 응력분포도 ····· 27
그림 2.2.1.13 재령 10,000일 장기거동 고려시 2거더 바닥판의 응력분포도 ····· 28
그림 2.2.1.14 재령 60일 2차 고정하중 재하시 4거더 바닥판의 응력분포도 ····· 29
그림 2.2.1.15 재령 10,000일 장기거동 고려시 4거더 바닥판의 응력분포도 ····· 30
그림 2.2.1.16 강합성거더 FEM 해석모델 ····· 34
그림 2.2.1.17 강도에 따른 콘크리트의 크리프계수 및 건조수축변형률 ····· 34
그림 2.2.1.18 콘크리트 강도에 따른 지점부 응력분포도 ····· 34
그림 2.2.1.19 콘크리트 강도에 따른 크리프에 의한 응력분포도 ····· 35
그림 2.2.1.20 콘크리트 강도에 따른 건조수축에 의한 응력분포도 ····· 35

그림 2.2.1.21 콘크리트 강도에 따른 바닥판의 응력분포도 ····· 36
그림 2.2.1.22 대상교량의 경간구성 및 강연선 배치 횡단면도 ····· 37
그림 2.2.1.23 강연선 적용 모델의 하중재하 ····· 37
그림 2.2.1.24 횡방향 강연선 긴장시와 재령 10,000일 경과시의 응력분포 비교 ····· 38
그림 2.2.1.25 횡방향 강연선 배치와 콘크리트 상세해석 FEM 모델 ····· 39
그림 2.2.1.26 재령에 따른 건조수축 변형률과 FEM 재하 변위하중 ····· 39
그림 2.2.1.27 PSC 바닥판의 콘크리트와 철근의 응력분포 ····· 40
그림 2.2.1.28 일반 바닥판의 콘크리트와 철근의 응력분포 ····· 41
그림 2.2.1.29 바닥판 응력 분포도 ····· 44
그림 2.2.1.30 검토 교량의 경간구성 ····· 45
그림 2.2.1.31 경간장별 바닥판 축력도와 최대축력 비교 (사용한계상태 Ⅰ) ····· 46
그림 2.2.1.32 경간 구성 ····· 47
그림 2.2.1.33 표준 횡단면도 ····· 47
그림 2.2.1.34 바닥판 처짐량, 모멘트 비교 ····· 48
그림 2.2.1.35 강성변화에 따른 바닥판 축력과 응력 비교 ····· 48
그림 2.2.2.1 80m급 강합성 교량의 각 하중별 발생응력도 ····· 51
그림 2.2.2.2 단기합성모델 및 장기합성모델과 철근대체모델 ····· 52
그림 2.2.2.3 경간 구성 ····· 53
그림 2.2.2.4 표준 횡단면도 ····· 53
그림 2.2.2.5 80m급 3경간 강합성거더 단면의 변화 ····· 55
그림 2.2.2.6 재령 500일의 바닥판 슬래브 발생응력도 (사용한계상태 I) ····· 59
그림 2.2.2.7 재령 750~3,600일의 공용중 바닥판 슬래브 발생응력도
(사용한계상태 I) ····· 60
그림 2.2.2.8 재령 10,000일의 공용중 바닥판 슬래브 발생응력도 (사용한계상태 I) ····· 61
그림 2.2.2.9 균열 발생시의 바닥판과 강재거더의 응력분포 ····· 61
그림 2.2.2.10 바닥판 균열시 철근과 강재거더로의 힘 전달 ····· 62
그림 2.2.2.11 균열 발생시의 바닥판과 강재거더의 응력분포 ····· 62
그림 2.2.2.12 균열 발생시의 바닥판과 강재거더의 응력분포 ····· 62
그림 2.2.2.13 균열 단면의 철근과 콘크리트의 응력관계 ····· 64

그림 2.2.2.14 시공중 바닥판 균열구간 검토 ····· 67
그림 2.2.2.15 시간경과에 따른 바닥판의 교축방향 인장응력도 ····· 67
그림 2.2.2.16 각 하중별 바닥판 콘크리트의 축력도 ····· 68
그림 2.2.2.17 지간부 균열을 무시한 바닥판 균열폭 분포도 ····· 68
그림 2.2.2.18 전구간 일괄타설과 일방향 순차타설에 의한 바닥판 응력 분포도 ···· 70
그림 2.2.2.19 각 CASE별 바닥판 콘크리트 타설 순서도 ····· 71
그림 2.2.2.20 각 CASE별 타설순서에 따른 바닥판 응력 분포도 ····· 72
그림 2.2.2.21 최종 타설순서 조정 모델의 해석결과 ····· 73
그림 2.2.2.22 바닥판 타설 Time schedule ····· 74
그림 2.2.2.23 바닥판 타설 시기에 따른 응력 분포 ····· 74
그림 2.2.3.1 바닥판 전폭, 1/3폭으로 고려하였을 때 응력 비교 (사용한계상태 I) · 76
그림 2.2.3.2 건조수축 하중 단순화를 위한 온도하중 치환 과정 ····· 77
그림 2.2.3.3 건조수축 하중 재하 방법에 따른 바닥판 응력비교 ····· 77
그림 2.2.3.4 시공 중 모델 ····· 78
그림 2.2.3.5 합성 전 모델 ····· 79
그림 2.2.3.6 1-Layer 모델(강재거더 설계검토모델) ····· 79
그림 2.2.3.7 2-Layer 모델(바닥판 슬래브 설계검토모델) ····· 80
그림 2.3.1.1 중앙부 바닥판 KL-510 표준트럭하중 재하시 FEM 모델링 ····· 83
그림 2.3.1.2 캔틸레버 바닥판 KL-510 표준트럭하중 재하시 FEM 모델링 ····· 84
그림 2.3.1.3 KL-510 표준트럭하중 재하시 중앙부 바닥판 해석결과 비교 ····· 85
그림 2.3.1.4 KL-510 표준트럭하중 재하시 캔틸레버 바닥판 해석결과 비교 ····· 85
그림 2.3.1.5 국내 트럭 실축중 재하시 FEM 모델링 ····· 88
그림 2.3.1.6 국내 트럭 실축중 재하시 해석결과 비교 ····· 88
그림 2.3.2.1 거더간 부등처짐에 의한 바닥판 모멘트 ····· 90
그림 2.3.2.2 지점부 및 경간 중앙부에서의 부등처짐 양상 ····· 90
그림 2.3.2.3 거더간 부등처짐에 의한 추가 바닥판 모멘트 ····· 91
그림 2.3.2.4 기존 모델링 기법(교축직각 방향 바닥판 미고려) ····· 91
그림 2.3.2.5 개선한 모델링 기법(교축직각 방향 바닥판 고려) ····· 92
그림 2.3.2.6 강재 단면과 합성 단면의 거더간 부등처짐 ····· 92

그림 2.3.2.7 활하중 재하 방법 ····· 94
그림 2.3.2.8 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 횡단면도 ····· 95
그림 2.3.2.9 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 모델링 구성 ····· 96
그림 2.3.2.10 I-형 거더교 거더별 작용하중 산정(거더 간격 3.0m) ····· 96
그림 2.3.2.11 I-형 거더교(거더 간격 변화) 부등처짐량 ····· 98
그림 2.3.2.12 I-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 모멘트 및 모멘트 발생 비율 ·98
그림 2.3.2.13 I-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 정모멘트 및 부모멘트 비교 ····99
그림 2.3.2.14 I-형 거더교 거더간 부등처짐에 따른 바닥판 하부의 철근배근 필요성 ····· 100
그림 2.3.2.15 거더 간격 4.0m I-형 거더교의 횡단면도 ····· 101
그림 2.3.2.16 I-형 거더교(경간장 변화) 부등처짐량 ····· 102
그림 2.3.2.17 I-형 거더교(경간장 변화) 바닥판 모멘트 및 모멘트 발생 비율 ····· 103
그림 2.3.2.18 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 횡단면도 ····· 104
그림 2.3.2.19 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 모델링 구성(2거더) ····· 105
그림 2.3.2.20 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 부등처짐량 ····· 106
그림 2.3.2.21 Box-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 모멘트 및 모멘트 발생 비율 · 107
그림 2.3.2.22 Box-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 정모멘트 및 부모멘트 비교 ·· 108
그림 2.3.2.23 Box-형 거더교 거더간 부등처짐에 따른 바닥판 하부의 철근배근 필요성 ····· 108
그림 2.4.1.1 균열안정화단계의 인접한 균열사이에서 철근과 콘크리트 변형률 분포 ····· 110
그림 2.4.1.2 부모멘트가 작용하는 강합성거더에서 강거더와 슬래브 단면 도심에 각각 작용하는 분력 및 변형률 - Hanswille(1997) ····· 112
그림 2.4.1.3 부모멘트가 작용하는 강합성거더 슬래브의 종방향 철근 인장력 - Hanswille(1997) ····· 113
그림 2.4.3.1 콘크리트 유효인장깊이 결정 방법 - 도로교설계기준(한계상태설계법) ·· 124
그림 2.4.3.2 균열폭 직접계산 수행을 위한 바닥판 단면 및 검토조건 ····· 125
그림 2.4.3.3 철근과 콘크리트가 모두 탄성상태인 균열단면 ····· 125
그림 2.4.3.4 검토 A 결과 ····· 128

그림 2.4.3.5 검토 B 결과 ····· 129
그림 2.4.3.6 철근응력 산정방법비교를 위한 임의의 강합성거더 단면 ····· 132
그림 2.4.3.7 철근응력 계산결과 비교 ····· 133
그림 2.4.3.8 균열폭 계산결과 비교 ····· 133
그림 2.4.3.9 BS-EN을 적용한 균열폭 평가 결과 ····· 135
그림 2.4.3.10 DIN-EN을 적용한 균열폭 평가 결과 ····· 135
그림 3.1.1 교량 바닥판에서의 아치작용(arching action) ····· 138
그림 3.1.2 뚫림전단 파괴 형상(punching shear failure) ····· 138
그림 3.1.3 사교 적용 유의구간 ····· 140
그림 3.1.4 기타 적용 유의 구간(중분대 포함 행선) ····· 140
그림 3.1.5 기타 적용 유의 구간(중분대 불포함 행선) ····· 141
그림 3.1.6 부분 프리캐스트바닥판의 불완전합성 예시 ····· 142
그림 3.1.7 부분 프리캐스트바닥판의 완전합성 사례 ····· 142
그림 3.1.8 바닥판 상면의 교축직각방향 균열 사례 ····· 143
그림 5.1.1 바닥판의 손상유형 ····· 169
그림 5.1.2 바닥판의 손상유발 대표요인 ····· 169
그림 5.1.3 바닥판의 손상진전 ····· 170
그림 5.1.4 바닥판 손상 진행 현황(PSC거더교 사례) ····· 177
그림 5.1.5 바닥판 손상과 연관성 분석 예시 ····· 178
그림 5.1.6 바닥판 하면 손상 유발 배수홀 주변 ····· 179
그림 5.1.7 캔틸레버 바닥판 손상 유발 ····· 180
그림 5.2.1 거더교 바닥판 균열 (도로공사, 2016) ····· 181
그림 5.2.2 콘크리트 바닥판에 발생하는 균열의 진행 (도로공사, 2016) ····· 181
그림 5.3.1 교량수명연장의 효과 (FHWA, 2018) ····· 184
그림 5.3.2 캔틸레버 바닥판 형상 개선 사례 ····· 185

# 요 약 문

최근 교량의 장지간, 장경간화와 고강도 콘크리트의 사용으로 교량 바닥판의 교축방향 인장응력의 수준이 증가하고 있으나, 교량 바닥판 설계 시 교축방향 철근은 교축직각방향 균열에 대한 별도의 검토를 수행하지 않고 배력철근 개념의 일정 비율 배근을 하고 있는 실정이며 이에 따라 시공 중 교량 바닥판에 교축직각방향 균열이 발생하는 사례가 종종 발생하고 있다. 따라서, 현재 적용되고 있는 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015) 및 외국의 관련 설계기준들을 검토하여 철근 배근 지침 및 기준 개선(안)을 제시할 필요가 있으며, 설계 실무자들의 바닥판 균열폭 검토를 위해 교량 바닥판 정밀구조해석 수행 가이드라인의 제공이 필요하다.

이를 위해 본 연구에서는 강합성거더 교량을 대상으로 경간장 증가와 시간 의존적 특성을 고려한 구조검토를 통해 콘크리트 바닥판의 철근대체 모델링 기법을 제안하였다. 또한, 설계기준의 모멘트 산정 간이식을 실제 트럭의 축중을 고려한 FEM 해석과 비교 검토하여 모멘트 산정 간이식 적용에 대한 지간의 제한을 확인 및 제안하였으며, 다양한 조건(거더 간격, 콘크리트 강도, 텐던 홀)에 따른 바닥판의 응력 불균등 분포 검토, 바닥판 타설 순서에 따른 응력변화, 거더 간 부등처짐에 대한 검토를 수행하였다. 콘크리트 바닥판의 균열폭제어 설계에 대해서도 도로교설계기준과 Eurocode를 비교 검토하여 간접균열제어 설계의 보완을 제안하였다. 경험적 설계법에 대해서는 적용 오류가 발생할 가능성이 있거나 모호한 사례를 해외 기준과 비교 검토하였으며, 경험적 설계법 적용 지침(안)을 작성하였다. 또한 선행 연구된 내용을 토대로 국가건설기준(설계기준)(KDS) 개정(안)을 제시하였다.

추가적으로, 바닥판의 손상을 결함, 손상, 열화로 구분하고 공용 중인 교량 바닥판의 외관조사망도로부터 형태와 진전 유형을 분석하여 횡방향 균열제어 방법 및 취약부위에 대한 대책을 제안하였다.

# ABSTRACT

Recently, due to the elongation of bridge span and the use of high-strength concrete, the level of tensile stress in bridge decks is increasing. Therefore, it is necessary to review the design code of the current Korea Highway Bridge Design Code (Limit State Design) and to provide guidelines for sophisticated comprehensive FEM structural analysis and reinforcement design of bridge decks.

In this study, a alternative rebar modeling method for concrete decks of steel girder bridges is proposed. Also, the simplified calculation of the moment of the design code is compared with the FEM analysis considering the axial loads of the actual trucks.

The non-uniform distribution of stress, the change of stress according to the concrete placing sequence, and parameter analysis of differential deflection between the girders is examined. The crack width control design of the concrete deck is compared with the Korea Highway Bridge Design Code and Eurocodes and proposed to modify the indirect crack control design. Based on the results, the guidelines for precision structural analysis through design examples will be present.

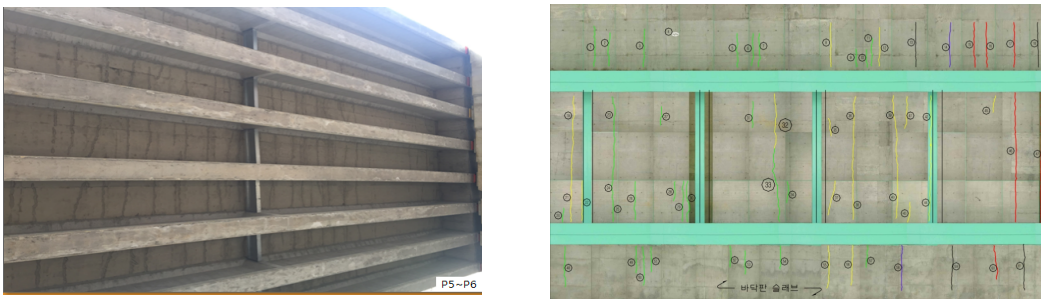
For empirical design methods, application errors and ambiguous cases were examined and compared with overseas standards, and an improvement (draft) of the empirical design method was prepared. Also, based on the previously studied contents, a revision (draft) of the National Design Standard(KDS) was proposed. In addition, the damage of the deck was classified into defects, damage, and deterioration, and the shape and progression type were analyzed from the external survey network diagram of the bridge deck in use, and methods for controlling transverse cracks and countermeasures for vulnerable areas were proposed.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

최근 교량의 장지간, 장경간화와 고강도 콘크리트의 사용으로 교량 바닥판의 교축방향 인장응력의 수준이 증가하고 있으나, 교량 바닥판 설계 시 경간부 교축방향 철근은 별도의 교축직각방향 균열에 대한 검토를 수행하지 않고 배력철근 개념으로 주철근인 교축직각방향 철근에 대한 일정 비율(최대 67%) 배근을 하고 있는 실정이다.

※ 시공 중 교량 바닥판 교축직각방향(횡방향) 균열 발생
(광주외곽순환 녹진1교, 녹진1육교 (2018년), 안동영덕 상직1교 (2016년), 전주광양 성수교 (2010년) 등)




a) 상직1교(PSC거더교) b) 성수교(2주형교)

그림 1.1.1 교량 바닥판 교축직각방향 균열 발생 사례

또한, 교량 바닥판은 일반적으로 단위 폭에 대해 설계를 하고 있으며 장지간 교량 바닥판의 경우 2차원 거동 평가를 통한 설계가 필요하지만, 현재 교량 바닥판의 정밀구조해석 수행 방법에 대한 구체적인 가이드라인이 제시되어 있지 않다.

교량 바닥판 설계 시 경험적 설계법을 적용할 경우에는 해석을 요구하지 않고 일괄적으로 설계가 진행되는 것을 허용함으로써 설계자가 편의를 위해 임의로 경험적 설계법의 적용 가능 조건을 해석하여 적용함으로써 설계 오류 가능성이 발생하고 있다.

또한, 도로교설계기준(한계상태설계법) (2015) 제정 시 기존 설계기준의 경험적 설계법을 별도의 검토 없이 그대로 채택하였기 때문에 한계상태설계법과 경험적 설계법에 따른 교량 바닥판 설계 결과를 비교 및 검토하여 두 설계법의 통일성 확보도 필요하다.

※ 경험적설계법 적용에 따른 설계 오류 이슈 (대구외곽순환 낙산1교, 파군재교 (2018년) 등)

- 부분단면(두께 60mm) 프리캐스트 패널 사용 시 패널 교축직각방향 철근을 바닥판 하부 교축직각방향 철근으로 간주할 수 있는지에 따른 최소 심부두께(150mm) 만족 여부 등

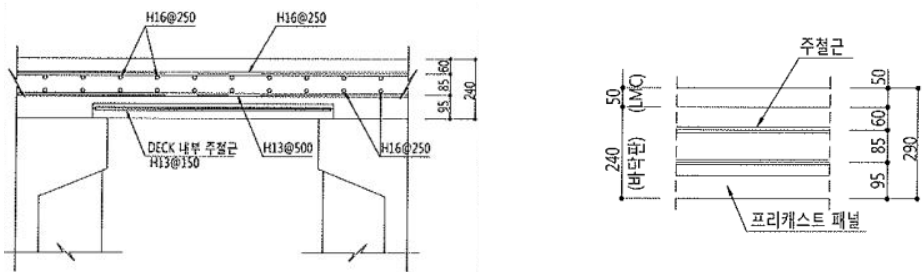



그림 1.1.2 부분단면 프리캐스트 패널 사용 교량 바닥판 철근 배근 사례

따라서, 본 연구에서는 위에 언급한 사항들을 해결하고 새로운 설계기준인 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015)의 합리적인 적용을 위해서 교량 바닥판 정밀구조해석 수행 가이드라인(guideline) 및 경험적 설계법 적용 지침을 작성하고, 교량 바닥판 철근 배근 지침 및 설계 기준 개선안을 작성하여 국가건설기준(설계기준) (KDS) 개정(안)을 제안하는 것을 목적으로 한다.

| 교량 바닥판 정밀구조해석 수행 가이드라인 작성 | 경험적 설계법 적용 지침 및 개선(안) 작성 | 교량 바닥판 관련 국가건설기준 개정(안) 작성 |
|---|---|---|
| **한계상태설계법 기반 교량 바닥판 설계 기준 개선** | | |

## 1.2 연구내용

교량 장경간화 및 바닥판 장지간화 그리고 그로 인한 고강도 콘크리트의 사용 증가에 따라 최근 자주 보고되고 있는 교량 바닥판의 횡방향 균열을 최소화하고 균열폭 제어를 위한 설계방법 개선(안)을 도출하기 위한 연구가 수행되었다. 본 연구의 전체 연구 내용은 다음과 같다.

- 국내·외 교량 바닥판 철근 배근 기준 및 설계 사례 비교 검토
- 장기거동을 고려한 교량 바닥판 정밀구조해석 시범 수행 및 정밀구조해석 수행 가이드라인 작성
- 교량 바닥판 교축직각방향 단위폭 설계를 위한 거더간 부등침하 및 모멘트 산정 간이식 검토
- 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 교량 바닥판 설계 시 간접적인 방법을 통한 균열폭 제어와 균열폭 직접 계산에 의한 설계 비교 검토
- 교량 바닥판 설계 시 경험적설계법 적용 오류 사례 조사 및 적용 가능 조건 검토
- 경험적 설계법 적용 지침 및 경험적 설계법 개선(안) 작성

- 교량 바닥판 설계 기준 개선을 위한 국가건설기준(설계기준)(KDS) 개정(안) 작성
- 공용 중 교량 바닥판 손상 현황 분석 및 개선(안) 도출(특별제안 사항)

## 1.3 연구범위

본 연구는 2년에 걸쳐 ①교량 바닥판 정밀구조해석 가이드라인 작성, ②경험적 설계법 적용 지침 및 개선(안) 작성, ③교량 바닥판 관련 국가건설기준(설계기준)(KDS) 개정(안) 작성의 주요 세부 주제와 공동연구기관에서 제안한 ④공용 중 교량 바닥판 손상 현황 분석 및 개선(안) 도출의 특별제안 주제로 구분하여 수행되었다. 3개의 주요 세부 주제는 상호 유기적으로 연결되어 있기 때문에 각각의 연구 결과에 따라 서로 보완해가는 방식으로 연구를 진행하였으며, 주요 세부 주제의 연구범위와 수행방법을 정리하면 다음과 같다.

표 1.3.1 연구범위 및 수행방법

| 연구범위 | 수행방법 |
|---|---|
| 1. 교량 바닥판 철근배근 기준 및 설계 사례 비교 검토 | • 국내·외 교량 바닥판 설계 기준 비교 검토<br>• 국내·외 교량 바닥판 설계(철근 배근) 사례 비교 검토 |
| 2. 교량 바닥판 정밀구조해석 시범 수행 및 정밀구조해석 수행 가이드라인 작성 | • 정밀구조해석 수행 대상 교량 선정<br>• 대상 교량에 대한 장기거동(온도, 크리프, 건조수축 등)을 고려한 교량 바닥판 정밀구조해석 수행<br>• 정밀구조해석 수행 대상 교량 조건 및 수행 방법에 대한 가이드라인 작성 |
| 3. 교량 바닥판 단위폭 설계를 위한 모멘트 산정 간이식 재검토 | • 단위폭 설계를 위한 모멘트 산정 간이식의 교량 바닥판 장지간화에 따른 영향 검토<br>• 거더 간 하중분배에 영향을 미치는 교량 바닥판 최소두께, 가로보 간격 등 거더 간 부등처짐에 대한 추가 고려사항 검토 |
| 4. 한계상태설계법에 따른 교량 바닥판 설계 시 간접적인 균열폭 제어와 균열폭 직접 계산에 의한 설계 비교 검토 | • 균열폭 제어를 위한 간접적인 방법과 균열폭 직접 계산에 의한 교량 바닥판 설계(철근 배근) 비교 검토 |
| 5. 경험적 설계법 적용 지침 작성 | • 교량 바닥판 설계 시 경험적 설계법 적용 오류 사례 조사·검토 및 원인 파악<br>• 국내·외 경험적 설계법적용 가능 조건 검토 |
| 6. 경험적 설계법 개선(안) 작성 | • 한계상태설계법과 경험적 설계법 설계결과 비교 검토<br>• 경험적 설계법 개선(안) 작성 |
| 7. 교량 바닥판 관련 국가건설기준(설계기준) (KDS) 개정(안) 작성 | • “KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)”, “KDS 24 14 31 강교 설계기준(한계상태설계법)” 교량 바닥판 관련 규정 개정(안) 작성 |

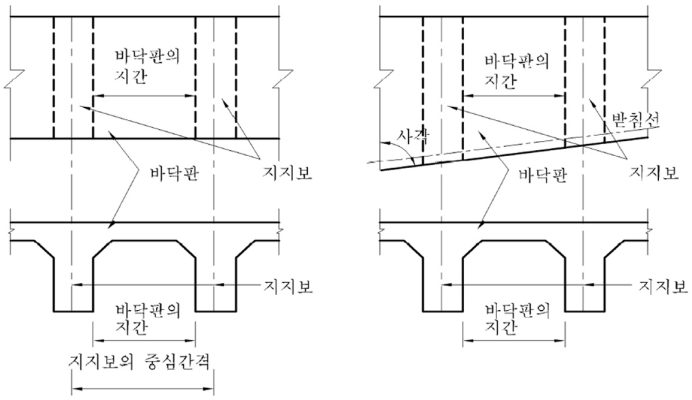
# 제 2 장 전통적 설계법(휨설계법) 설계 기준 및 해석

## 2.1 교량 바닥판 철근 배근 기준 및 설계사례 비교 검토

### 2.1.1 국내외 기준 비교 검토

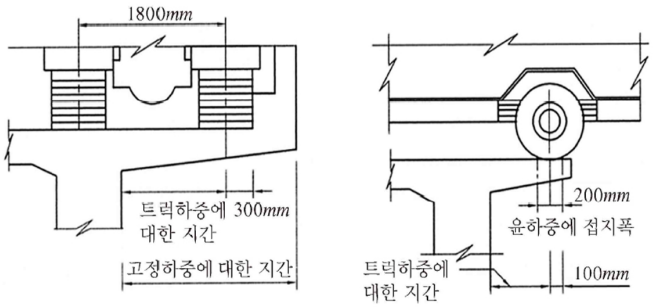
#### 2.1.1.1 국가건설기준(설계기준) (KDS)

교량 바닥판 철근 배근 관련 국내 기준은 국가 건설기준코드(KDS)의 교량 설계기준[KDS 24 10 11]에 바닥판 지간장 산정, 활하중에 대한 휨모멘트 산정 간이식, 종방향 철근량 산정 기준, 경험적설계법 적용 기준 등이 제시되고 있다.




(가) 직교의 경우 (나) 사교의 경우

그림 2.1.1 단순판 및 연속판의 지간




(가) 차량진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있는 경우 (나) 차량진행방향에 캔틸레버판이 있는 경우

그림 2.1.2 캔틸레버판의 지간

### (1) 바닥판 지간장 산정기준 [KDS 24 10 11]

단순지지, 연속지지 및 캔틸레버 바닥판 등에서 하중분배와 휨모멘트 계산에 사용되는 유효지간 산정 방법 등을 제시하고 있다.

### (2) 활하중에 대한 바닥판 휨모멘트 산정 간이식

[KDS 24 10 11]에서는 바닥판의 단위폭(1m)에 대한 활하중 휨모멘트의 크기를 산정하기 위하여 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 아래와 같이 간략식을 제시하고 있다.

1) 단순판 및 연속판

- 철근이 차량진행방향에 직각인 경우(지간 : 0.6m ~ 6m)

  활하중 휨모멘트 : $Mt = (L + 0.6)P / 9.6$

- 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우(지간 6 m 이하)

  윤하중 분포폭 : $E = 1.2 + 0.06L \leq 2.1m$

  활하중 휨모멘트 : $M1 = 18L$ (kN·m/m)

2) 캔틸레버 바닥판

- 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우(지간 : 0.6 m ~ 6 m)

  윤하중 분포폭 : $E = 0.8X + 1.14$ : X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

  활하중 휨모멘트 : $M = P \cdot X / E$ (kN·m)

- 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우(지간 6 m 이하)

  윤하중 분포폭 : $E = 0.35X + 0.98 \leq 2.1m$

  활하중 휨모멘트 : $M = P \cdot X / E$ (kN·m)

### (3) 종방향 철근량 산정 기준

[KDS 24 14 21]에서는 바닥판의 종방향 철근량 산정 기준으로 아래와 같이 건조수축 및 온도 철근 산정기준과 정모멘트부 배력 철근량 산정 기준을 제시하고 있다.

1) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강철근

$As \geq 0.75Ag/fy$

여기서, $Ag$ = 부재의 총 단면적($mm^2$)

$fy$ = 철근의 설계기준항복강도(MPa)

2) 집중하중으로 작용하는 윤하중을 수평 방향으로 분산시키기 위한 배력 철근량은 정모멘트에 의한 소요 주철근량에 대한 백분률 값으로서 아래와 같다.

- 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

$$\frac{120}{\sqrt{L}} \leq 67\%$$

- 주철근이 차량진행방향에 평행한 경우

$$\frac{55}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

여기서, L= 바닥판 지간(m)

**(4) 경험적설계법 기준**

교량 바닥판에 대한 경험적 설계법은 윤하중을 지지하는 교량 바닥판의 주요한 구조적 거동이 휨이 아닌 아치 작용이라는 사실에 근거한 설계법으로서 [KDS 24 14 21]에서는 이에 대한 설계 조건과 보강 철근량 등을 제시하고 있다.

### 2.1.1.2 AASHTO LRFD

AASHTO LRFD에서는 교량 바닥판 철근 배근과 관련하여 바닥판 지간장 산정기준, 활하중 휨모멘트 산정 Table, 종방향 철근량 산정 기준, 경험적설계법 적용 기준 등이 제시되고 있으며 바닥판 최소두께나 철근량 산정 등에 대해 각 DOT별 추가 규정이 제시되기도 한다.

**(1) 현장타설 바닥판 지간장 산정기준**

- 교축 및 교축직각방향 : (+)$M$ : 26.0+6.6S, (-)$M$ : 48.0+3.0S
- 캔틸레버 바닥판 : 45.0 + 10.0X

여기서, S = 지점간 거리 (ft)

X = 지점에서 하중 재하점까지의 거리 (ft)

**(2) 경험적설계법 기준**

교량 바닥판의 경험적 설계법에 대해 AASHTO LRFD에서는 국내 기준과 유사한 설계 조건과 보강 철근량 등을 제시하고 있다.

**(3) 활하중에 대한 모멘트 산정 Table**

교량 바닥판 지간별로 활하중에 대한 휨모멘트 산정을 위한 Table을 제시하고 있음.

| S | Positive Moment | Negative Moment | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Distance from CL of Girder to Design Section for Negative Moment | | | | | | |
| | | 0.0 in. | 3 in. | 6 in. | 9 in. | 12 in. | 18 in. | 24 in. |
| 4’ –0” | 4.68 | 2.68 | 2.07 | 1.74 | 1.60 | 1.50 | 1.34 | 1.25 |
| 4’ –3” | 4.66 | 2.73 | 2.25 | 1.95 | 1.74 | 1.57 | 1.33 | 1.20 |
| 4’ –6” | 4.63 | 3.00 | 2.58 | 2.19 | 1.90 | 1.65 | 1.32 | 1.18 |
| 4’ –9” | 4.64 | 3.38 | 2.90 | 2.43 | 2.07 | 1.74 | 1.29 | 1.20 |
| 5’ –0” | 4.65 | 3.74 | 3.20 | 2.66 | 2.24 | 1.83 | 1.26 | 1.12 |
| 5’ –3” | 4.67 | 4.06 | 3.47 | 2.89 | 2.41 | 1.95 | 1.28 | 0.98 |

그림 2.1.3 활하중에 대한 모멘트 산정 Table

**(4) 종방향 철근량 산정 기준**

AASHTO LRFD에서는 바닥판의 종방향 철근량 산정 기준으로 아래와 같이 건조수축 및 온도 철근 산정기준과 정모멘트부 배력 철근량 산정 기준을 제시하고 있다.

1) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강철근

$$A_s \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y}$$

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60$$

여기서, b = 부재 단면의 최소 폭(in.)

h = 부재 단면의 최소 두께(in.)

fy = 철근의 설계기준항복강도(ksi)

2) 배력철근량은 정모멘트에 의한 소요 주철근량에 대한 백분율 값으로서 아래와 같다.

- 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

$$\frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

- 주철근이 차량진행방향에 평행한 경우

$$\frac{100}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

여기서, S= 바닥판 지간(ft)

### 2.1.1.3 Eurocode (2004)

Eurocode에서는 교량 바닥판 철근 배근과 관련하여 바닥판 지간장 산정기준, 배력 철근량 산정기준 등을 제시하고 있음.

- 바닥판의 휨모멘트와 전단력 산정을 위한 바닥판의 유효 지간장은 받침 중심간 거리와 받침간 순거리+유효깊이 중 작은 값으로 적용

- 일방향 슬래브에서 주철근의 20% 이상의 배력 철근을 배근

### 2.1.2 국내외 교량 바닥판 설계(철근 배근) 사례 비교 검토

#### 2.1.2.1 국내 바닥판 설계(철근 배근) 사례

국내 교량의 바닥판 적용은 휨 설계와 경험적 설계, 프리캐스트 패널 적용과 현장타설 바닥판으로 대별되며, 국내에서 적용중인 15개 상부 거더 형식의 바닥판 철근 배근 적용 사례를 아래와 같이 조사하였다.

표 2.1.1 국내 바닥판 설계(철근 배근) 사례

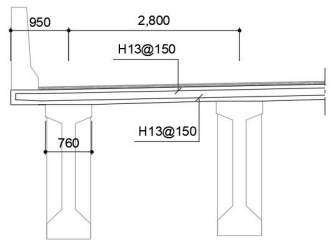
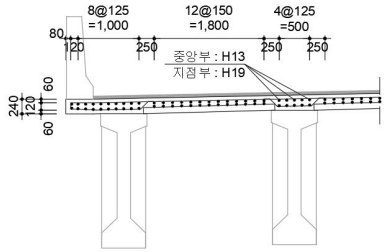
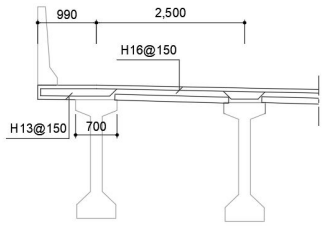
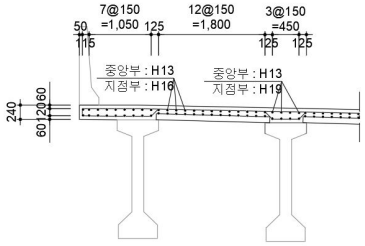
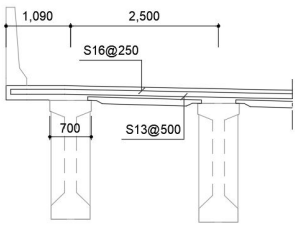
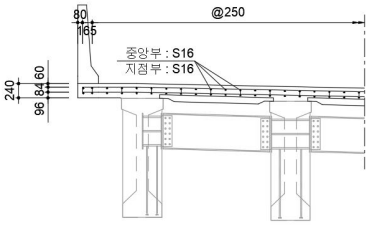
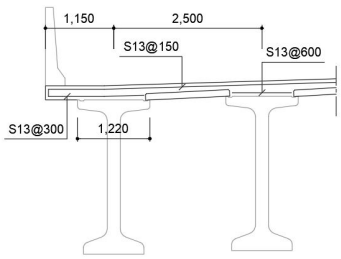
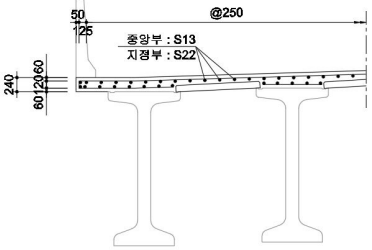
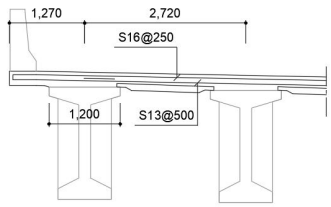
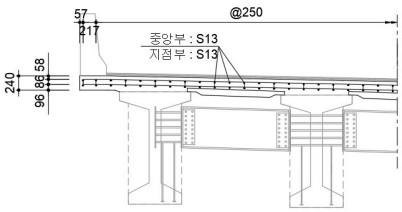
| 구 분 | 주철근 조립도 | 표준단면도 |
|---|---|---|
| - 거더형식 : PSC빔<br>- 거더 간격 : 2.80m<br>- 플랜지폭 : 760mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : EX거더<br>- 거더 간격 : 2.50m<br>- 플랜지폭 : 700mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : BIB거더<br>- 거더 간격 : 2.50m<br>- 플랜지폭 : 700mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : DR거더<br>- 거더 간격 : 2.50m<br>- 플랜지폭 : 1,220mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : e빔<br>- 거더 간격 : 2.72m<br>- 플랜지폭 : 1,200mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |

표 2.1.1 국내 바닥판 설계(철근 배근) 사례 -계속-

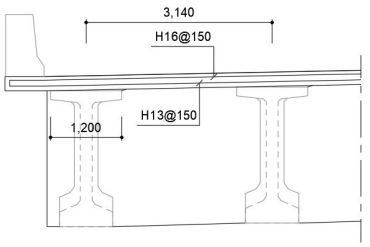
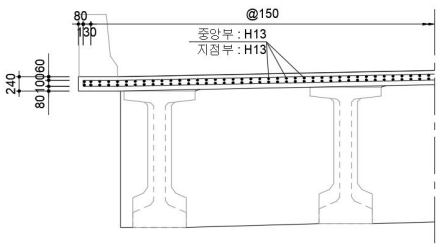
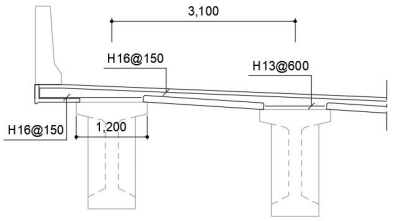
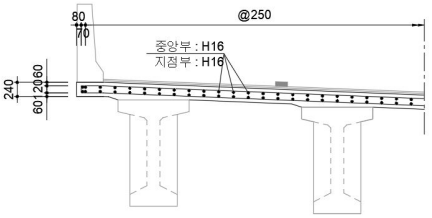
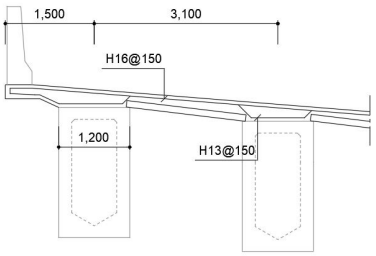
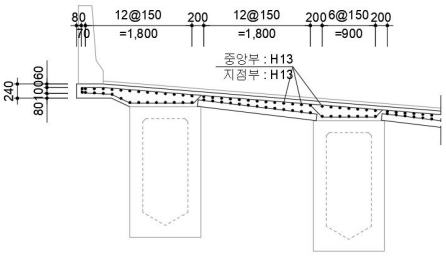
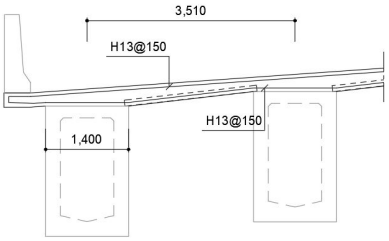
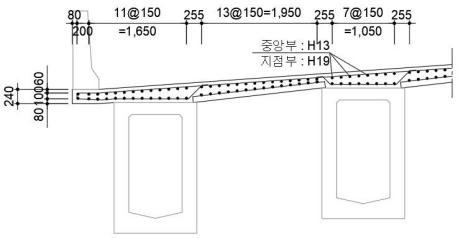
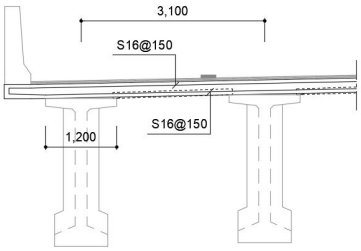
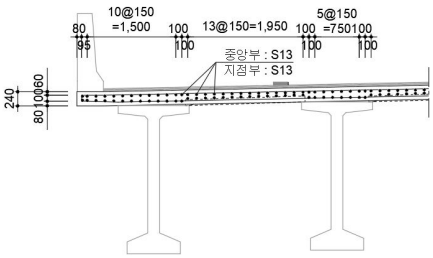
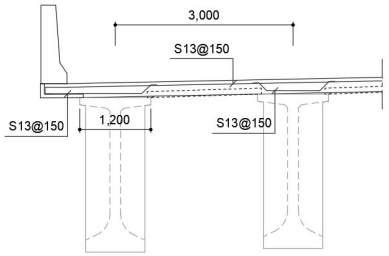
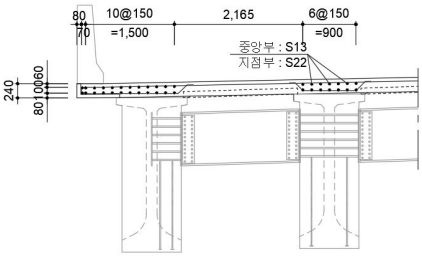
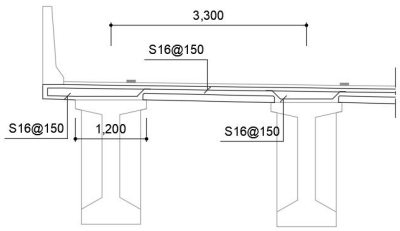
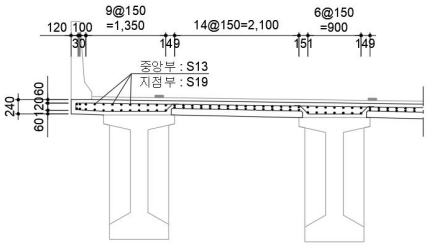
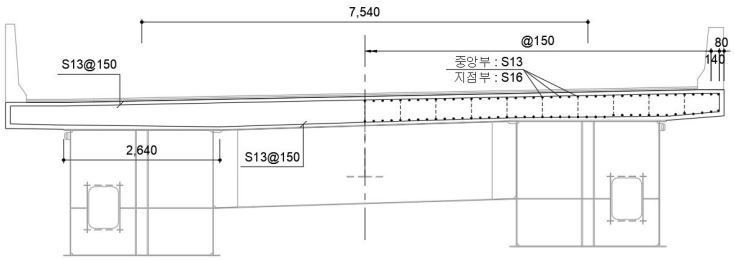
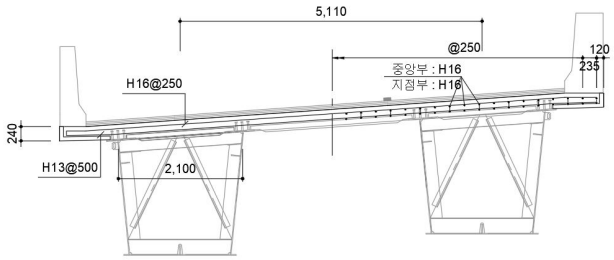
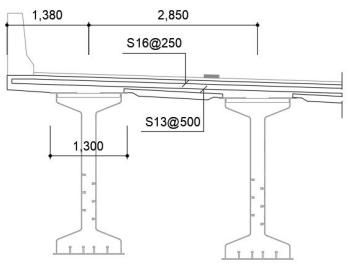
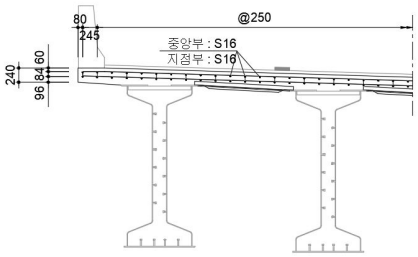
| 구 분 | 주철근 조립도 | 표준단면도 |
|---|---|---|
| - 거더형식 : HiPC거더<br>- 거더 간격 : 3.14m<br>- 플랜지폭 : 1,200mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : PnP거더<br>- 거더 간격 : 3.10m<br>- 플랜지폭 : 1,200mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : R거더<br>- 거더 간격 : 3.10m<br>- 플랜지폭 : 1,200mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : SB40<br>- 거더 간격 : 3.51m<br>- 플랜지폭 : 1,400mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : Seg빔<br>- 거더 간격 : 3.10m<br>- 플랜지폭 : 1,200mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |

표 2.1.1 국내 바닥판 설계(철근 배근) 사례 -계속-

| 구 분 | 주철근 조립도 | 표준단면도 |
|---|---|---|
| - 거더형식 : TOP거더<br>- 거더 간격 : 3.00m<br>- 플랜지폭 : 1,200mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : UDPC<br>- 거더 간격 : 3.30m<br>- 플랜지폭 : 1,200mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  |  |
| - 거더형식 : HDBox<br>- 거더 간격 : 7.54m<br>- 플랜지폭 : 2,640mm<br>- 설계방법 : 휨설계 |  | |
| - 거더형식 : DCB거더<br>- 거더 간격 : 5.11m<br>- 플랜지폭 : 2,100mm<br>- 설계방법 : 경험적설계 |  | |
| - 거더형식 : SCP거더<br>- 거더 간격 : 2.85m<br>- 플랜지폭 : 1,300mm<br>- 설계방법 : 경험적설계 |  |  |

### 2.1.2.2 해외 바닥판 설계(철근 배근) 사례

해외의 Design Manul과 표준도, Sample 설계 등을 통해 바닥판 철근 배근 사례를 조사하였으며 그 사례는 아래 표와 같다.

표 2.1.2 해외 바닥판 설계(철근 배근) 사례

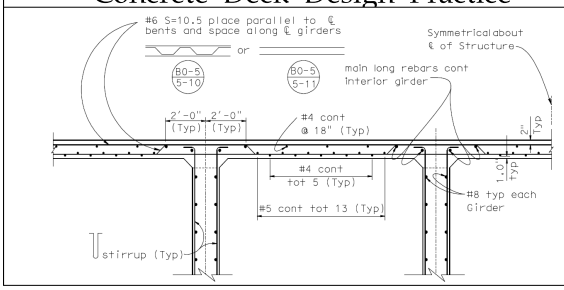
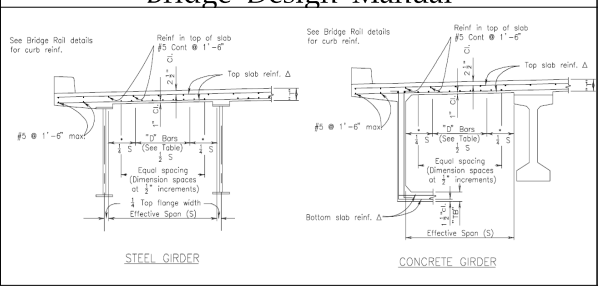
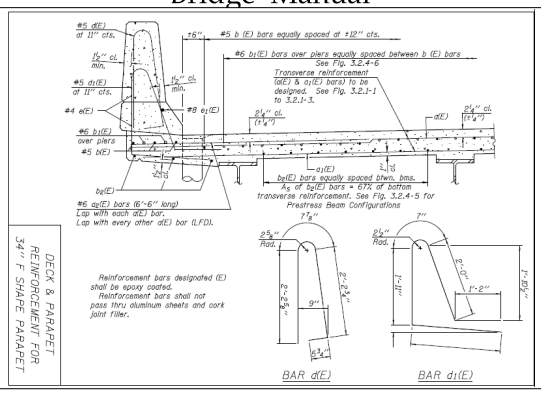
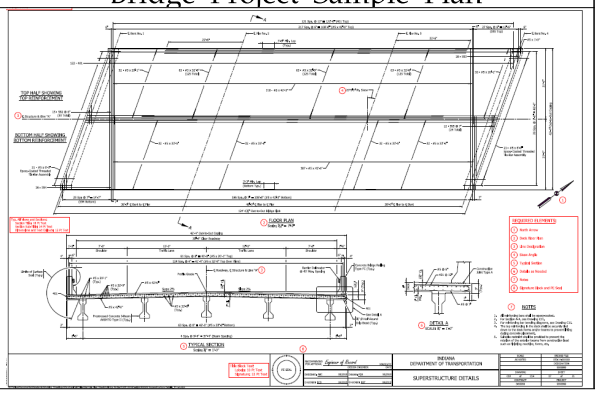
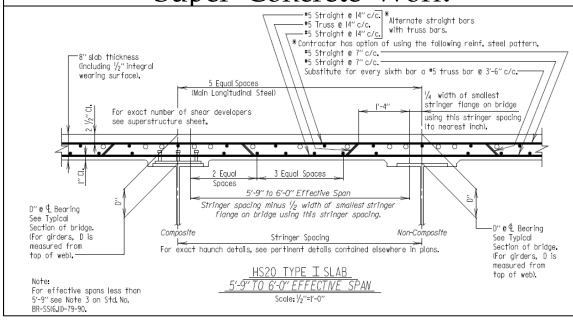
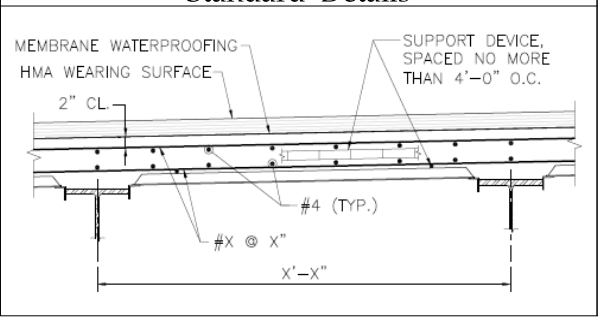
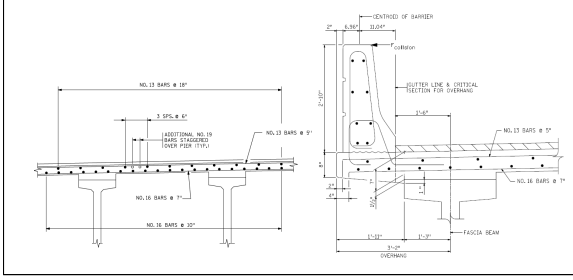
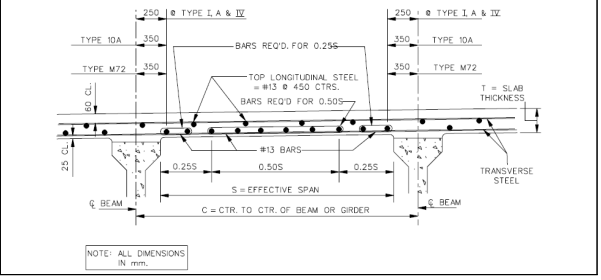
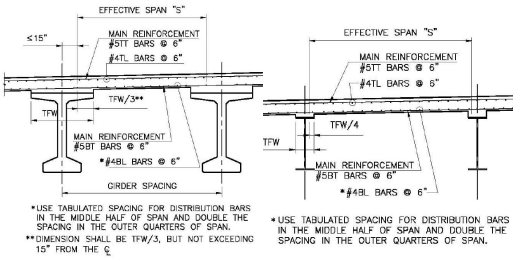
| California DOT<br>Concrete Deck Design Practice | Colorado DOT<br>Bridge Design Manual |
|---|---|
|  |  |
| Illinois DOT<br>Bridge Manual | Indiana DOT<br>Bridge Project Sample Plan |
|  |  |
| Maryland DOT<br>Super Concrete Work | Massachusetts DOT<br>Standard Details |
|  |  |
| Minnesota DOT<br>Bridge Design Manual | Montana DOT<br>Structures Manual |
|  |  |

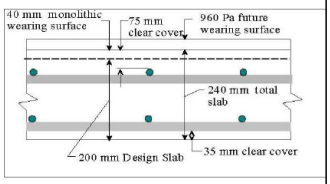
표 2.1.2 해외 바닥판 설계(철근 배근) 사례 -계속-

## New Mexico DOT
## Bridge Procedures and Design Guide



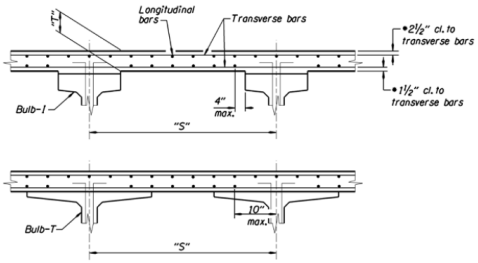

## New York DOT
## Bridge Manual

| | |
|---|---|
| Unit | (SI) |
| Design Spec. | AASHTO LRFD / LFD |
| Live load | HL93 / MS 18 |
| Conc weight | 25 kN/m^3 |
| Slab thickness | 240.0 mm |
| Design depth | 200 mm |
| f 'c | 21 MPa |
| fy | 400 MPa |
| FWS | 960 Pa |
| SIP form | 190 Pa |




## Oregon DOT
## Bridge Design & Drafting Manual

CONCRETE DECK REINFORCEMENT (LRFD DESIGN) with TRANSVERSE BARS ON TOP
Standard Precast Prestressed Concrete members - Simple Spans

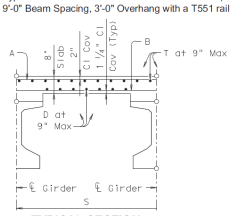



## Texas DOT
## Slab Design Example

**SLAB DESIGN EXAMPLE**

Design example is in accordance with the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Ed. (2010) as prescribed by TxDOT Bridge Design Manual - LRFD (May 2009).

Design: 8" Slab with standard reinforcing
Type Tx40 Prestressed Precast Concrete Beams (36" top flange)
9'-0" Beam Spacing, 3'-0" Overhang with a T551 rail




TYPICAL SECTION

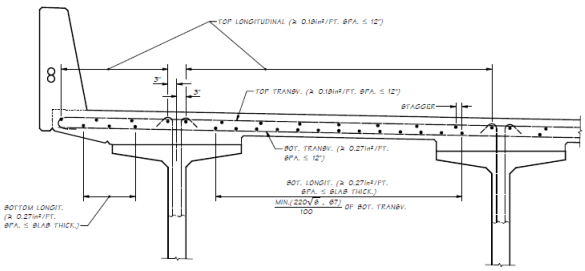
*"AASHTO LRFD" refers to the AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 5th Ed. (2010)*

*"BDM-LRFD" refers to the TxDOT Bridge Design Manual - LRFD (May 2009)*

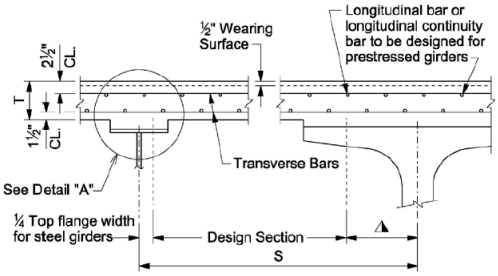
*"DM" refers to the TxDOT Bridge Detailing Manual (August 2001)*

*"TxSP" refers to TxDOT guidance, recommendations, and standard practice.*

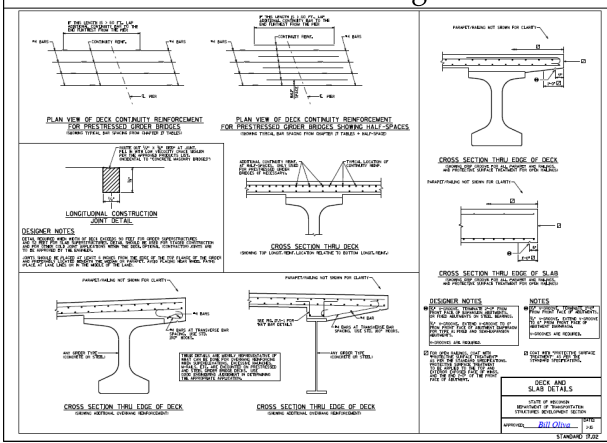
## Washington DOT
## Bridge Design Manual




## Wisconsin DOT
## Bridge Design Manual




## Wisconsin DOT
## Standard Drawings



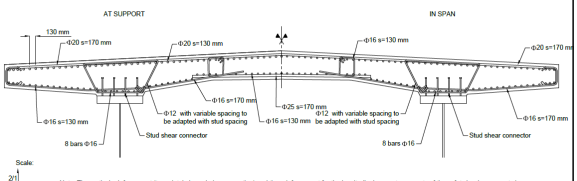

## Eurocode
## Bridge Design Worked Examples

b) Transverse reinforcing steel

- At mid-span of the slab (between the main steel girders):

  Φ = 20 mm every 170 mm in upper layer
  Φ = 25 mm every 170 mm in lower layer

- Over the main steel girders: Φ = 20 mm every 170 mm in upper layer
  Φ = 16 mm every 170 mm in lower layer




Note: The vertical reinforcement (to maintain bars during concreting) and the reinforcement for the longitudinal concrete supports of the safety barriers are not shown.

**Fig. 1.15 Steel reinforcement in a slab cross-section**

## 2.2 교량 바닥판 정밀구조해석 시범 수행 및 정밀구조해석 수행 가이드라인 작성

### 2.2.1 정밀구조해석 수행 대상 교량 선정

#### 2.2.1.1 바닥판 경계조건에 의한 영향인자 연구 도출

KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준의 크리프 건조수축은 CEB- FIP90을 기초로 작성되어 있으나 부분적으로 국내 콘크리트 재료여건을 고려하여 수정된 부분이 있다. 연구에서 사용한 당사가 보유한 Version의 Midas FEA 프로그램은 크리프 건조수축의 Option으로 CEB-FIP90는 지원하지만 콘크리트교 설계기준은 지원하지 않아 수 계산에 의해 두 코드를 비교하여 검증 후 직접입력 방식으로 연구를 수행했다. 아래의 과정은 수행한 검증 내용이다.

**○ 건조수축 및 크리프에 대한 프로그램 검증**

본 연구에서는 Frame 해석은 크리프 건조수축을 고려할 수 있는 3DS 프로그램을 사용했고 Plate 및 Solid FEM 해석은 Midas FEA를 사용했다. 3DS는 디엠엔지니어링이 개발한 서해대교부터 사용된 PSC 및 사장교 전용프로그램으로 크리프와 건조수축 해석에 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준을 지원한다. 그렇지만 바닥판 연구 수행에 앞서 연구 정밀도를 높이기 위해 콘크리트교 설계기준의 건조수축률 및 크리프 변형률을 각각의 프로그램에 대하여 동일한 조건으로 적용하여 해석결과의 비교검증을 수행했다.

콘크리트교 설계기준과 CEB-FIP90의 주요한 차이는 우리나라의 시멘트 특성을 반영한 것이다. 평균압축강도, $f_{cm}$와 시멘트 종류와 양생 방법에 따른 상수, $\beta_{sc}$에 대해 CEB-FIP90과 다른 값을 제안하고 있다. 따라서 국내 실정에 맞는 해석 결과를 도출하기 위해 콘크리트교 설계기준를 적용했다.

- 검토방법

프로그램 검증을 위한 비교 기준 값은 수계산으로 정해를 구하여 결정했다. 모델이 복잡할 경우 수계산이 복잡해지고 이에 따른 정밀도 저하 우려가 있으므로 수계산을 적용하기에 쉽고 단순한 단면을 선정했으며 동일한 조건으로 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준에 의한 수계산, 3DS 프레임 해석과 Midas FEA를 이용한 FEM 해석을 수행하고 수계산 결과를 기준으로 비교했다.

검증에 사용된 부재는 강도 35MPa의 콘크리트 부재로 폭 1000mm 두께 240mm 길이 10m의 캔틸레버 부재로 단면의 변화는 주지 않았다.

크리프의 검증은 10,000일의 크리프변형률에 대해 수계산 결과와 해석결과를 비교 검증했다. 이때 크리프가 발생하는 시점은 2차 고정하중 재하시기인 60일로 하고 크리프를 유발하는 하중은 단면에 1 MPa의 응력이 발생하도록 재하했다.

건조수축은 유로코드(Eurocode 4 5.4.2.2)에 따라 재령 1일부터 건조수축이 발생하는 것으로 모델링했다. 계산은 크리프와 건조수축이 동시에 발생할 경우, 분해가 곤란하므로 크리프가 발생하지 않도록 입력 Data를 작성하여 순수 건조수축률에 대해 수계산 결과와 해석결과를 비교 검증했다.

• 검증모델 제원 및 검토 조건

검증 모델에 사용한 콘크리트 강도는 $f_{ck}$=35MPa이고, 1종 시멘트를 적용하여 계산했다. 단면의 형상은 아래 그림과 같이 폭 1.0m 높이 0.24m를 채택하여 일반적인 강합성 바닥판의 크기와 유사하게 했다. 이는 본 연구가 바닥판의 균열에 관련된 것이므로 실제설계상황과 유사한 조건으로 검토하는 것이 타당하기 때문이다.

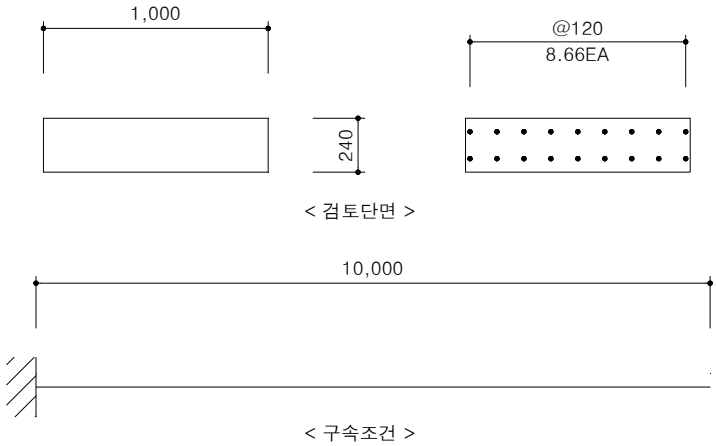



그림 2.2.1.1 건조수축 및 크리프 검증 검토단면 및 구속조건

• KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준에 따른 크리프변형률 계산

- 콘크리트 부재의 재령, t = 10,000일
- 상대습도, $RH = 70\,\%$
- 부재의 단면적 $A_c = 240{,}000\,mm^2$

- 부재의 외기접촉길이 $u = 2{,}000\,mm$

- 개념부재치수 $h = \frac{2A_c}{u} = \frac{2\times 240000}{2000} = 240.0\,mm$

$$\phi RH = \frac{1+(1-0.01RH)}{0.10\sqrt[3]{h}} = \frac{1+(1-0.01\times 70)}{0.10\times\sqrt[3]{240.0}} = 1.483$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{39}} = 2.690$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1+(t')^{0.2}} = \frac{1}{0.1+(60)^{0.2}} = 0.422$$

$$\beta_H = 1.5[1+(0.012RH)^{18}]h + 250 \le 1{,}500\text{일}$$
$$= 1.5[1+(0.012\times 70)^{18}]\times 240.0 + 250 \le 1{,}500\text{일}$$
$$\phi_0 = 0.982$$

$$\beta_c(t-t') = [\frac{(t-t')}{\beta_H+(t-t')}] = [\frac{(10000-60)}{625.6+(10000-60)}]$$

- 크리프 계수(양생온도 20℃, 대기온도 20℃)

$$\phi(t,t') = \beta_c(t-t')\phi_0$$
$$= 1.685\times 0.982$$
$$= 1.654$$

- 지속하중 도입 후 발생응력, $f_c(t') = 1MPa$

- 크리프 변형률

$$\epsilon_{cr}(t,t') = f_c(t')\times\frac{\phi(t,t')}{E_{ci}} = 1\times\frac{1.654}{35101.8} = 0.00004712$$

• KDS 24 14 21 콘크리트교에 따른 건조수축변형률 계산

- 콘크리트가 대기노출시 재령($t_s$) 1일

- 시멘트 종류에 따른 상수, $\beta_{sc} = 5.00$

$$\epsilon_s(f_{cm}) = [160+10\beta_{sc}(9-f_{cm}/10)]\times 10^{-6}$$
$$= [160+10\times 5.00\times(9-39/10)]\times 10^{-6}$$
$$= 0.000415$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55[1-(RH/100)^3] & (40\% \le RH < 99\%) \\ 0.25 & (RH \ge 99\%) \end{cases}$$
$$= -1.55[1-(70/100)^3]$$
$$= -1.0184$$

- 개념적인 건조수축계수

$$\epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cm})\beta_{RH}$$
$$= 0.000415 \times -1.0184$$
$$= -0.000423$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 + (t-t_s)}}$$
$$= \sqrt{\frac{(10000-1)}{0.035h^2 + (10000-1)}}$$
$$= 0.9123$$

- 건조수축 변형률

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$
$$= -0.000423 \times 0.9123$$
$$= -0.000386$$

- 각 프로그램별 해석결과 비교

표 2.2.1.1 각 프로그램별 크리프 및 건조수축변형률 해석결과

| 구 분 | KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준에 의한 수계산 결과 | KDS 24 14 21 콘크리트교 적용 3DS 해석결과 | CEB-FIP90 적용 FEA 해석결과 |
|---|---|---|---|
| 크리프변형률 (/수계산 결과) | $4.71\times10^{-4}$ (1.000) | $4.71\times10^{-4}$ (1.000) | $4.46\times10^{-4}$ (0.947) |
| 건조수축변형률 (/수계산 결과) | $3.86\times10^{-4}$ (1.000) | $3.86\times10^{-4}$ (1.000) | $3.67\times10^{-4}$ (0.951) |

해석결과 3DS는 크리프변형률과 건조수축변형률 모두 KDS 24 14 21 콘크리트교에 의한 수계산 결과와 100% 일치하는 것으로 나타났다. 하지만 보유하고 있는 Midas FEA의 Version은 CEB-FIP 코드만을 지원하기 때문에 그냥 사용할 경우 위와 같이 약 5%의 오차가 발생할 수 있다. 따라서 Midas FEA를 사용하여 크리프와 건조수축을 검토한다면 이를 보정할 필요가 있다. 보정방법으로는 $f_{cm}$ 값을 콘크리트교 설계기준과 동일한 값을 입력하고 시멘트 종류에 따른 양생 방법에 따른 상수는 따로 적용할 방법이 없기 때문에 시간에 따른 강도발현 곡선을 직접 입력하여 콘크리트교 설계기준의 조건으로 계산될 수 있도록 했다.

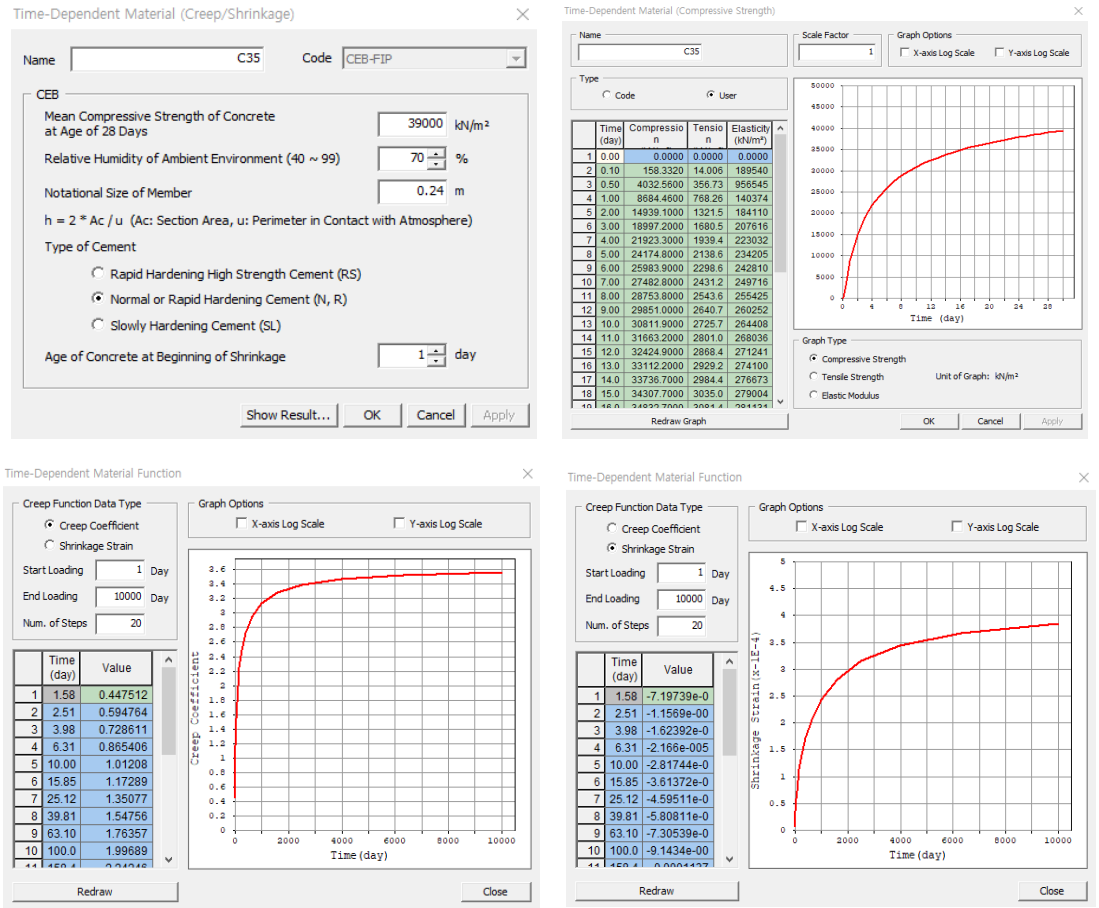



그림 2.2.1.2 Midas FEA 시간에 따른 재료 계수 입력

- 보정된 Midas FEA 해석결과 비교

보정된 Midas FEA의 크리프 및 건조수축변형률 해석결과를 설계기준에 의한 수계산 결과와 비교하면 아래와 같다.

표 2.2.1.2 보정된 크리프 및 건조수축변형률 결과 비교

| 구분 | KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준에 의한 수계산 결과 | 1차 보정된 FEA 해석결과 | 2차 보정된 FEA 해석결과 |
|---|---|---|---|
| 크리프변형률 (/수계산 결과) | $4.71\times10^{-4}$ (1.000) | $4.84\times10^{-4}$ (1.028) | $4.71\times10^{-4}$ (1.000) |
| 건조수축변형률 (/수계산 결과) | $3.86\times10^{-4}$ (1.000) | $3.86\times10^{-4}$ (1.000) | $3.86\times10^{-4}$ (1.000) |

시간에 따른 콘크리트의 강도발현 곡선을 직접입력하고 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준과 동등한 $f_{cm}$의 적용했음에도 불구하고 1차 보정결과는 크리프변형률에서 수계산 정해 대비 약 2.8%의 오차가 발생했다. 이는 해석상 차이로 판단되므로 크리프 계수를 직접 줄이는 것으로 2차 보정을 실시했다. 2차 보정 결과 크리프 변형률과 건조수축 변형률 모두 콘크리트교 설계기준에 의한 수계산 정해와 100% 일치하게 해석된다.

- 검토결론

크리프 및 건조수축 변형률은 콘크리트교 설계기준에 따라 계산하는 것이 CEB-FIP90 기준보다 약 5% 크게 계산됨을 표 2.2.1.1에서 확인할 수 있다. 이는 콘크리트교 설계기준이 CEB-FIP90 기준보다 평균 압축강도($f_{cm}$) 계산시 $\Delta f$를 더 작게 사용하고, 시멘트 종류와 양생방법에 따른 상수($\beta_{sc}$)를 더 크게 고려함으로써 평균 압축강도를 더 작게 계산하기 때문이다.

3DS 프로그램은 콘크리트교 설계기준에 의한 크리프 건조수축률 계산을 지원하고 있어 수계산 결과(정해)와 정확히 일치하는 해석결과를 확인할 수 있다. 하지만 본 연구에서 사용하는 Version의 Midas FEA 프로그램은 크리프 건조수축 Option을 CEB-FIP90만을 지원하여 국내 코드를 정확히 지원하지 못하므로 Data입력시 콘크리트의 평균압축강도와 시간에 따른 강도발현곡선 등의 입력에 주의가 필요하다. 크리프의 경우 FEA해석결과는 콘크리트교 설계기준과 동일한 조건으로 보정했음에도 불구하고 수계산 결과보다 약 2.8% 크게 계산되므로 직접 크리프 계수를 줄이는 것으로 추가 보정하여 해석상 오차가 발생하지 않도록 본 연구를 진행했다.

### (1) 거더 재료에 따른 바닥판 축력 영향

바닥판의 교축방향 축력은 서로 경계하는 거더의 재료에 따라서 일시적인 하중에 대해서는 동일하나 장기적인 하중에 대해서는 다르게 나타날 수 있다. 2차 고정하중에 의해 지점부 바닥판은 인장력을 지간부 바닥판은 압축력을 받게 되는데 이 내력들은 장기적으로 시간이 경과함에 따라 크리프 및 건조수축에 의해 변화하게 된다. 검토에 적용하는 3경간 연속교의 내부지점부에서 부모멘트와 건조수축 등에 의해 바닥판 콘크리트에 상당히 큰 인장력이 발생하는데 이때 거더 재료가 강재일 때와 콘크리트일 때는 상당한 차이가 발생할 것으로 예상된다. 따라서 3경간 연속 강합성거더와 3경간 연속 콘크리트 합성거더의 구조해석을 수행하여 거더 재료에 따른 바닥판 축력 영향을 분석했다.

• 검토방법

비교 대상으로는 강합성거더교와 콘크리트 합성거더교를 채택하고 일반적으로 가장 많이 사용하는 PSC Beam이 35m임을 고려하여 동일한 3@35=105m 교량을 비교대상으로 한다. 바닥판과 거더가 독립적인 2-Layer로 모델링하여 거더 재료의 차이에 따라 교량 수명 내 바닥판에 발생하는 축력을 비교 검토했다.

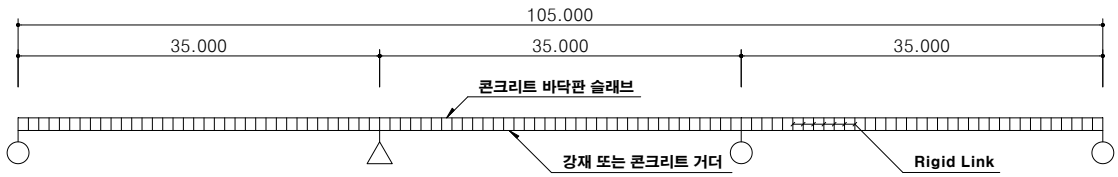



그림 2.2.1.3 2-Layer 합성 교량 모델링

콘크리트 거더는 충분한 양생이 완료된 시점인 재령 120일에 거치하고 바닥판 콘크리트를 타설하는 것으로 가정했다. 합성 시점은 강합성 교량과 콘크리트합성 교량 모두 동일하고 바닥판 타설 후 양생 60일 시점에 2차 고정하중을 재하하여 바닥판에 작용하는 축력 조건을 동일하게 했다.

2차 고정하중에 의한 축력과 크리프 및 건조수축에 의한 축력을 따로 비교하며 바닥판 축력에 대한 거더 재료에 대한 영향을 분석했다. 이때, 크리프와 건조수축은 재령 10,000일에 누적된 값이다.

• 검증모델 제원

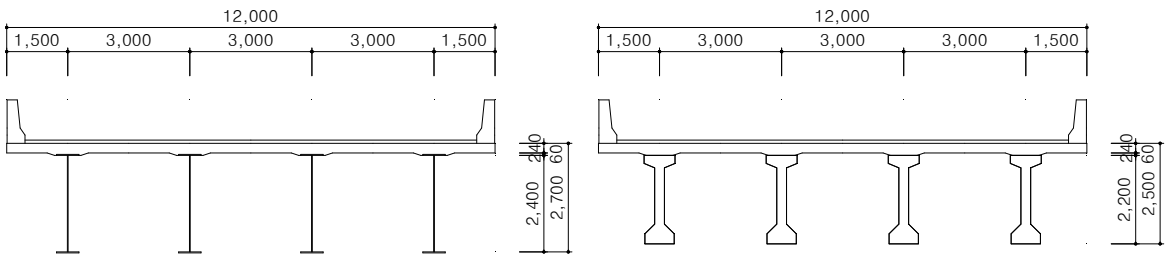



그림 2.2.1.4 강합성 플레이트와 콘크리트 합성 거더교의 횡단면도

• 검토결과

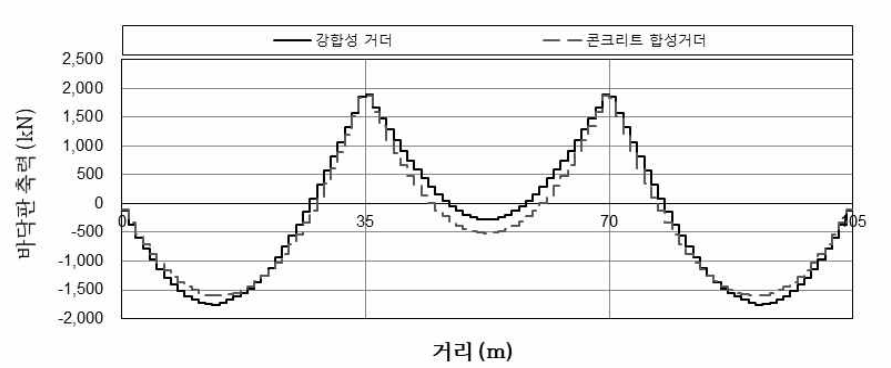



그림 2.2.1.5 2차 고정하중 재하시 바닥판 콘크리트 축력 분포도

바닥판의 교축방향 축력은 거더의 강성이 유사할 경우 2차 고정하중 및 활하중 재하시 거더의 재료와 무관하게 유사했다. 콘크리트 합성거더를 기준으로 외측 지간부는 강합성거더보다 축력이 작고 내측 지간부는 축력이 크게 발생하는데 이는 강합성거더의 경우 외력에 대하여 필요한 단면이 적용되어 내외측 경간의 강성이 다르고 콘크리트 합성거더는 내측 외측 경간 모두 동일한 강성의 콘크리트 거더를 사용했기 때문이다. 이 결과는 전 구간 바닥판을 콘크리트로 동일한 단면상수를 적용했을 경우이다.

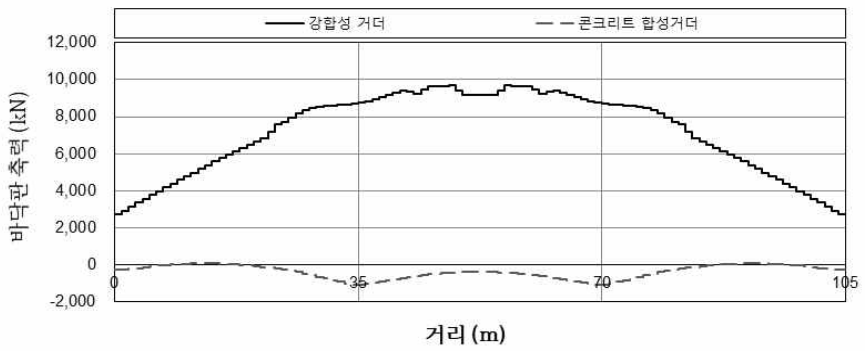



그림 2.2.1.6 크리프 건조수축 반영시 바닥판 콘크리트 축력 분포도

하지만 장기하중 적용시에는 거더의 재료에 따라 상이한 결과가 발생했다. 콘크리트 합성거더 형식은 크리프와 건조수축이 시간 차이만 있을 뿐 바닥판과 거더에 동시에 발생하기 때문에 바닥판에서 발생하는 축인장력은 강합성거더보다 작게 발생한다. 특히 콘크리트 거더에 도입된 강연선 장력에 의한 큰 축력은 상당히 큰 크리프를 발생시키고 이는 바닥판의 압축력을 유발한다. 하지만 강합성거더교는 시간에 따라 변하는 바닥판 콘크리트의 장기거

동을 강재 거더가 구속하여 축인장력이 크게 발생한다. 따라서 정밀구조해석을 수행할 대상 교량은 크리프와 건조수축의 영향이 크고 결과적으로 인장력이 크게 발생하는 강합성거더로 선정했다.

### (2) 바닥판 응력 불균등 분포 검토

강합성거더교의 지점부 바닥판은 2차 고정하중에 의한 부모멘트와 건조수축 등의 영향으로 큰 인장력이 발생한다. 실제 설계에서 지점부의 바닥판은 균열이 발생되는 것을 고려하여 교축방향 철근을 배치함으로써 사용성과 구조적 안정성을 확보하고 있다. 하지만 예측되지 않은 지간부에서의 응력집중이나 철근의 과소보강에 따라 큰 균열이 발생하는 경우가 종종 보고된다. 이는 바닥판에 전체적으로 동등한 응력이 작용하지 않는 실구조물의 구조특성에 의해 콘크리트의 균열에 취약부가 존재하기 때문일 것이라고 예상했다. 따라서 본 검토에서는 바닥판의 응력 불균등 분포를 발생시키는 원인을 연구하기 위해 거더 간격에 따른 전단지연의 영향을 검토했다. 또한 콘크리트 강도에 따른 크리프 건조수축의 영향을 검토하고 소수거더교에 사용되는 횡방향 강연선의 긴장력에 의한 교축방향 응력 영향과 강연선 텐던 덕트 공제에 따른 응력집중 영향을 검토하여 바닥판의 응력 불균등 분포를 발생시키는 원인을 연구했다.

#### 1) 거더 간격에 따른 바닥판 응력 불균등 분포

휨모멘트 발생 시 거더와 바닥판의 경계면은 서로 하중을 교환하면서 평형관계를 이룬다. 바닥판에 전달되는 하중은 거더 경계면으로 1차 전달 후 거더 인근의 바닥판부터 거더와 거더사이의 바닥판 중앙으로 전파된다. 거더 간격이 좁은 경우, 바닥판에 발생하는 교축방향 축력이 바닥판 전체에 비교적 균일하게 전달되나, 거더 간격이 증가함에 따라 전단지연에 의해 교축방향 축력은 바닥판 중앙으로 전달되지 못하고 응력 불균등 현상이 발생할 것으로 예상했다.

이에 따라 거더 간격이 다른 2개의 표본을 선정하여 2차 고정하중 재하직후와 재령 10,000일에서 크리프와 건조수축을 고려한 응력을 비교 검토하여 거더간격이 바닥판 응력 불균등 분포에 미치는 영향을 검토했다.

- 검토방법

동일 조건으로 검토하기 위하여 12.0m 동일 폭에 대하여 동일한 강성으로 거더간격 7m의 2거더 강합성거더교와 거더간격 3m의 4거더의 강합성거더교를 Midas FEA를 사용하여 모

델링했다. 콘크리트 바닥판은 Solid 요소를 사용하고 강거더는 Plate 요소를 적용하여 강거더의 상부 플레이트가 콘크리트 바닥판하부에 일체화되어 합성되도록 모델링했다.

2거더와 4거더의 모델은 각각의 교량당 거더 강성의 합이 같도록 모델링했다. 이것은 거더당 강성은 2거더와 4거더가 서로 다르고 거더간 간격도 다르지만 거더간 간격의 차이와 관계없이 교량당 합성거더의 바닥판에 동일한 전체 축력이 작용하도록 모델링하기 위함이다. 이때 거더 간격 또는 거더수에 의해 바닥판에 작용하는 교축방향 불균등 응력분포를 검토했다.

바닥판 응력의 불균등분포는 2차 고정하중 재하 직후와 재령 10,000일의 크리프와 건조수축이 포함된 응력을 검토했다. 응력 검토 위치는 바닥판에 교축방향응력이 가장 크게 작용하는 내부지점부이고 바닥판의 상하연 응력차가 크지 않으므로 바닥판 도심에서의 응력을 평균 바닥판 응력으로 보고 검토했다.

• FEM 모델링

앞에서의 검토결과를 적용하여 장기거동에 의해 바닥판에 미치는 영향이 큰 강합성거더 교량을 대상교량으로 선정했다. 경간 구성은 고속도로에서 사용빈도가 높은 50m급 강합성 교량으로 경간장은 40+50+40=130m이다.

경간구성 및 표준횡단면도는 아래의 그림과 같다.

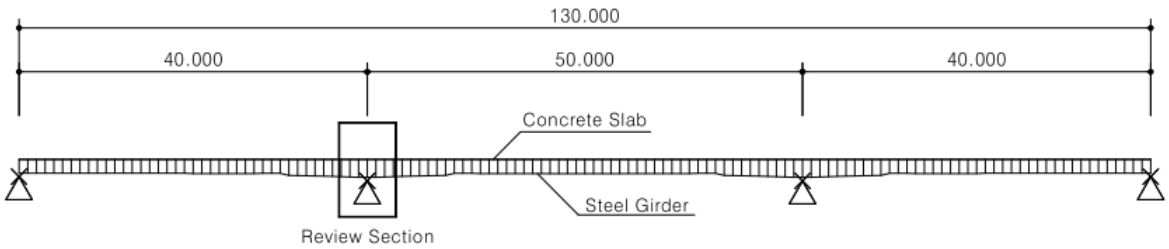



그림 2.2.1.7 대상교량의 경간구성

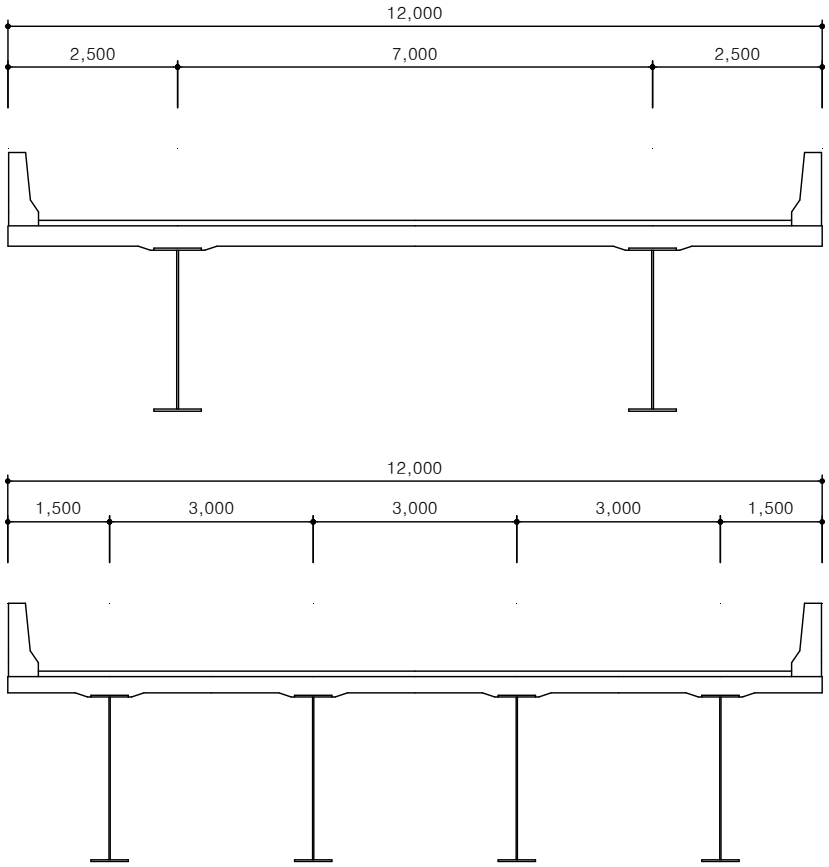



그림 2.2.1.8 2거더와 4거더의 횡단면도

강재거더는 Plate 요소와 탄성재료를 사용하였으며 콘크리트 바닥판은 Solid 요소와 시간에 따른 콘크리트의 특성을 반영하여 모델링하였다.

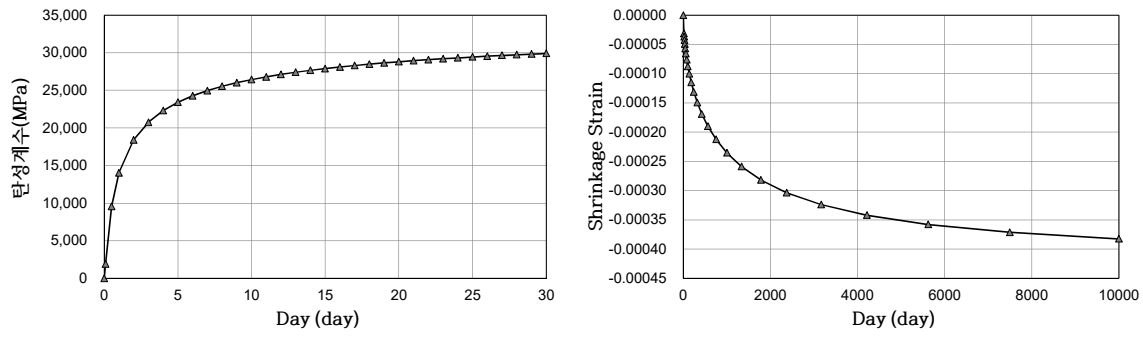
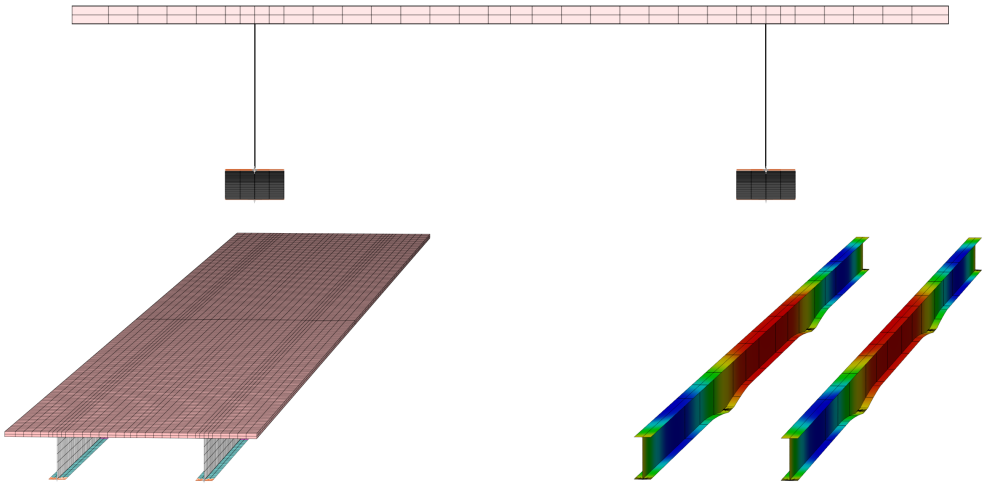
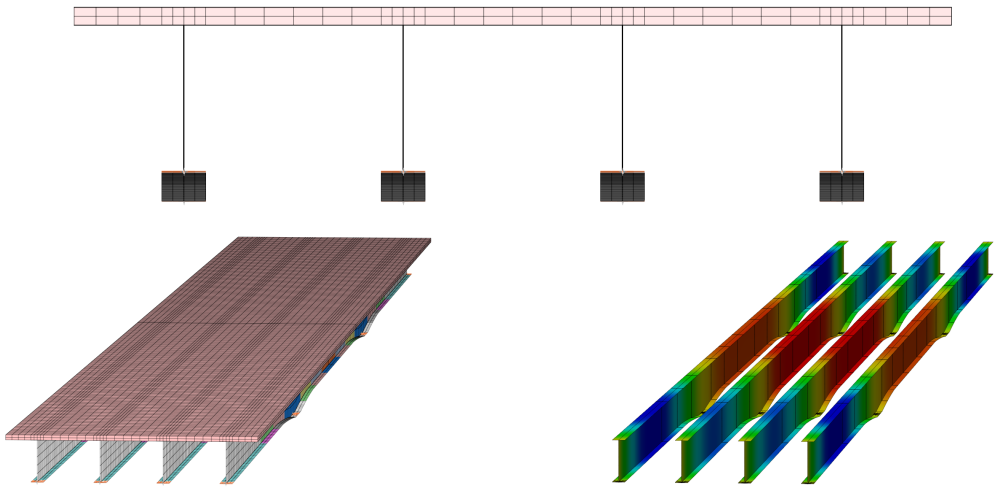



그림 2.2.1.9 시간에 따른 콘크리트의 탄성계수 및 건조수축률 변화



a) 2거더 FEM 모델링



b) 4거더 FEM 모델링

그림 2.2.1.10 2거더 및 4거더 FEM 모델링 형상

• 바닥판 콘크리트 재령 및 거더 수에 따른 바닥판 전체축력 검토

거더 간격에 따라 소수거더와 다수거더로 모델링된 두 교량이 동일하게 거동하는지 판단하기 위해 재령 60일과 재령 10,000일 시점에 바닥판 전폭에 발생하는 축력을 비교했다. 이 결과는 전 구간 바닥판을 콘크리트로 동일한 단면상수를 적용했을 경우이다.

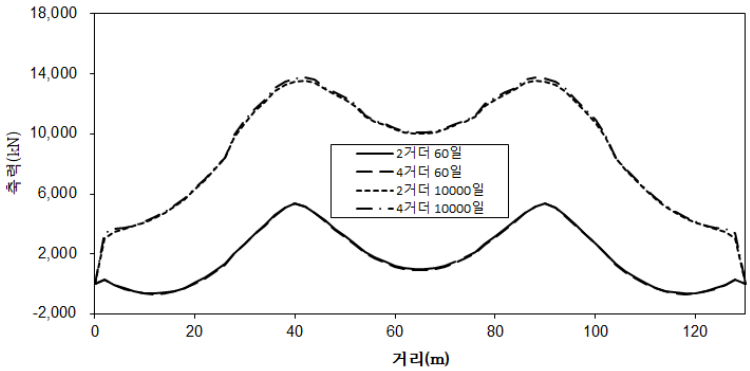



그림 2.2.1.11 해석모델의 재령별 발생 축력도

표 2.2.1.3 내부지점부 바닥판 발생축력 비교

| 거더 간격 | 2거더 | 4거더 | 2거더/4거더 |
|---|---|---|---|
| 재령60 일 (kN) | 5,352 | 5,352 | 1.00 |
| 재령 10,000일 (kN) | 12,900 | 13,160 | 0.98 |

(여기서, 축력은 교량 바닥판 전폭의 축력에 해당함)

2주거더 및 4거더 FEM 모델 해석결과 내부지점부 바닥판에서의 발생 축력차이는 2% 미만으로 거더간격에 의한 구조적 차이라기보다는 서로 다른 모델의 계산오차에 의한 결과 차이로 생각된다. 거더 간격과 거더의 개수 차이는 있지만 같은 교폭당 동일한 휨 강성으로 설계할 경우 바닥판 전체에 작용하는 축력은 동일하게 발생하는 것으로 판단된다. 즉 교량당 동일한 거더강성으로 설계시 거더 간격이 바닥판 전체의 축력에 미치는 영향은 미미하다고 판단된다.

• 바닥판 콘크리트 재령에 따른 바닥판 횡방향 위치별 교축방향 응력 검토

거더간격과 거더수에 무관하게 교량 당 바닥판에 동일한 축력이 발생하더라도 바닥판의 횡방향 위치별로 바닥판에 발생하는 교축방향 응력의 분포는 불균등할 것으로 판단된다. 따라서 교축방향 응력의 횡방향 위치별 분포를 검토했다. 검토는 바닥판 설치 직후인 재령 60일과 크리프 및 건조수축 완료시기로 판단되는 재령 10,000일의 내부지점부 단면에 대한 응력을 비교검토했다. 횡방향 분포 검토이므로 두 재령을 동시에 비교하지 않고 각각의 재령 및 거더 수에 따라 바닥판 횡방향 위치별로 교축방향응력 불균등분포를 검토했다.

- 2거더 해석결과

그림 2.2.1.12와 표 2.2.1.4는 재령 60일 2차 고정하중 재하시의 해석결과이다.

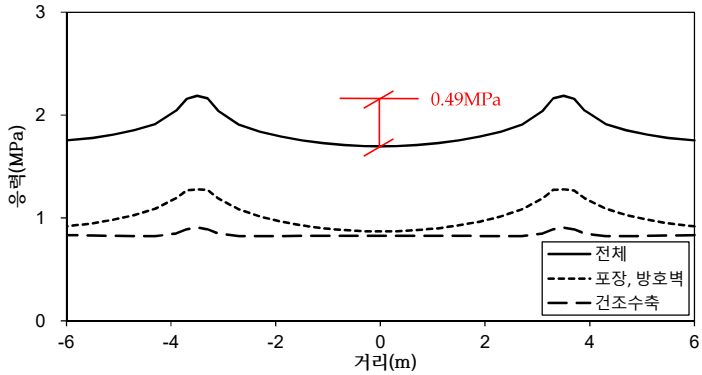



그림 2.2.1.12 재령 60일 2차 고정하중 재하시 2거더 바닥판의 응력분포도

재령 60일에서 표 2.2.1.4와 같이 포장, 방호울타리에 의한 지점부 축력이 건조수축에 의한 축력보다 크며 건조수축에 의한 불균형응력보다 포장, 방호울타리에 의한 응력 불균형현상이 크게 나타난다. 두 하중에 의한 최대응력과 최소응력의 차는 0.489MPa이고 응력비는 1.288이다. 응력비로만 보면 28.8%로 큰 차이로 보일 수 있지만 불균등 응력의 차이는 0.409MPa로 크지 않다.

표 2.2.1.4 재령 60일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교

| 구분 | 포장, 방호울타리 | 크리프 | 건조수축 | 전체 |
|---|---|---|---|---|
| 최소응력(MPa) | 0.869 | 0 | 0.822 | 1.697 |
| 최대응력(MPa) | 1.278 | 0 | 0.908 | 2.187 |
| 최대응력-최소응력 | 0.409 | 0 | 0.086 | 0.490 |
| 최대응력/최소응력 | 1.470 | 0 | 1.105 | 1.288 |

아래는 재령 10,000일 건조수축과 크리프 고려시의 해석결과이다.

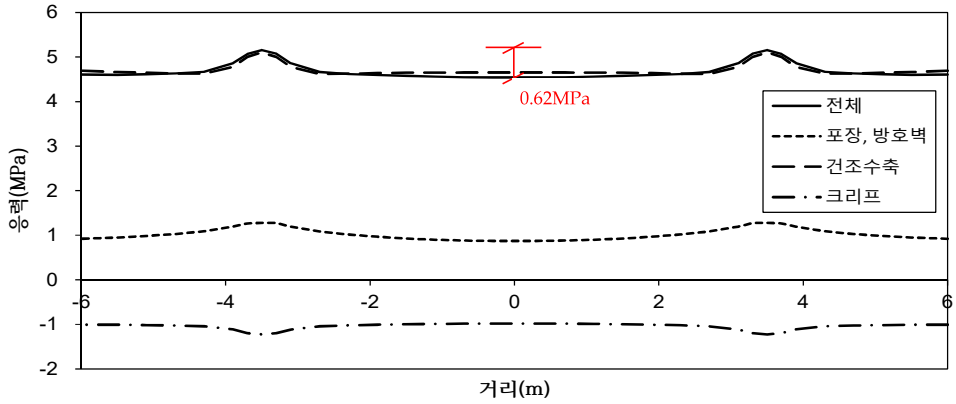



그림 2.2.1.13 재령 10,000일 장기거동 고려시 2거더 바닥판의 응력분포도

재령 10,000일까지 경과함에 따라 건조수축은 지점부 바닥판에 가장 큰 인장응력을 유발했다. 이 인장응력은 크리프의 영향으로 감소하게 되는데 그 값은 건조수축의 약 20%정도 수준으로 크지 않다. 크리프에 의한 응력 감소량은 최대응력 발생부인 거더부에서 약 0.2MPa정도 더 작으므로 크리프는 불균등 응력을 조금 더 심화하는 것으로 판단된다. 그러나 그 크기는 크지 않다.

표 2.2.1.5 재령 10,000일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교

| 구분 | 포장,<br>방호울타리 | 크리프 | 건조수축 | 전체 |
|---|---|---|---|---|
| 최소응력(MPa) | 0.869 | -1.225 | 4.622 | 4.539 |
| 최대응력(MPa) | 1.278 | -0.983 | 5.105 | 5.158 |
| 최대응력-최소응력 | 0.409 | 0.243 | 0.483 | 0.618 |
| 최대응력/최소응력 | 1.470 | 0.802 | 1.105 | 1.136 |

재령의 증가에 따라 최대응력과 최소응력의 차는 0.490MPa에서 0.618MPa로 증가하고 응력비는 1.288에서 1.136으로 감소했다.

표 2.2.1.6 재령 60일과 10,000일 응력비교

| 구분 | 재령 60일 | 재령 10,000일 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| 최소응력(MPa) | 1.697 | 4.539 | |
| 최대응력(MPa) | 2.187 | 5.158 | |
| 최대응력-최소응력 | 0.490 | 0.618 | |
| 최대응력/최소응력 | 1.288 | 1.136 | |

- 4거더 해석결과

그림 2.2.1.14는 재령 60일 2차 고정하중 재하시의 해석결과이다.

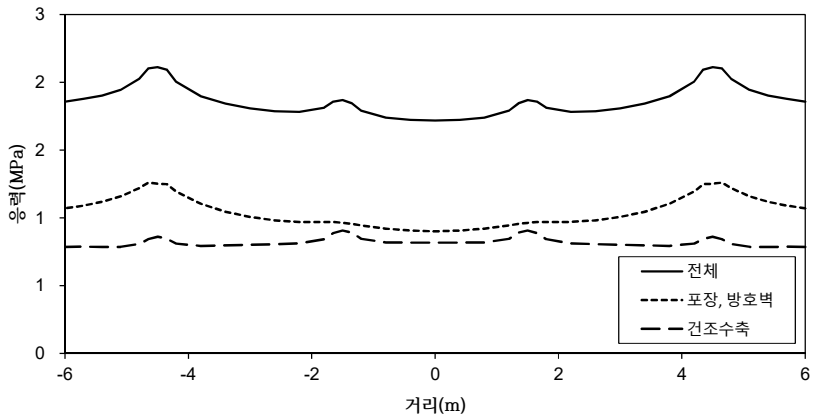



그림 2.2.1.14 재령 60일 2차 고정하중 재하시 4거더 바닥판의 응력분포도

재령 60일에서 포장, 방호울타리에 의한 축력이 건조수축보다 크며 건조수축에 의한 불균형응력보다 포장, 방호울타리에 의한 응력 불균형현상이 크게 나타났다. 외측의 방호울타리는 외측거더에 더 큰 인장응력을 발생하게 했다. 두 하중에 의한 최대응력과 최소응력의 차는 0.394MPa이고 응력비는 1.230이다.

표 2.2.1.7 재령 60일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교

| 구분 | 포장, 방호울타리 | 크리프 | 건조수축 | 전체 |
|---|---|---|---|---|
| 최소응력(MPa) | 0.901 | 0 | 0.785 | 1.718 |
| 최대응력(MPa) | 1.260 | 0 | 0.907 | 2.112 |
| 최대응력-최소응력 | 0.359 | 0 | 0.122 | 0.394 |
| 최대응력/최소응력 | 1.398 | 0 | 1.155 | 1.230 |

그림 2.2.1.15는 재령 10,000일 건조수축과 크리프 고려시의 해석결과이다.

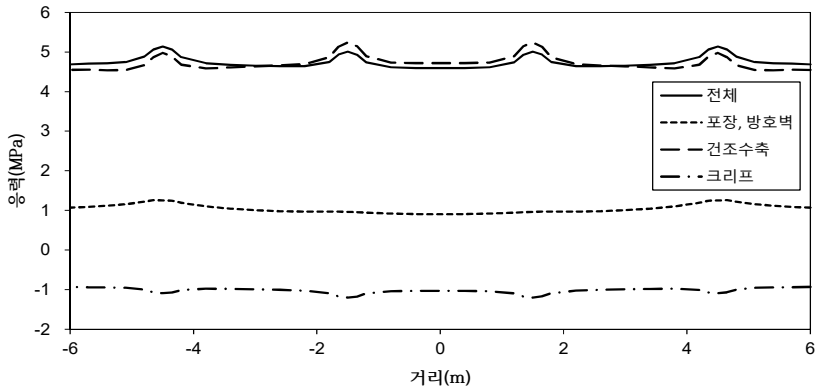



그림 2.2.1.15 재령 10,000일 장기거동 고려시 4거더 바닥판의 응력분포도

재령 10,000일까지 경과함에 따라 건조수축은 지점부 바닥판에 가장 큰 인장응력을 유발했다. 이 인장응력은 크리프의 영향으로 감소하게 되는데 그 값은 건조수축의 약 20%정도 수준으로 크지 않다. 크리프에 의한 응력 감소량은 최대응력 발생부인 거더부에서 약 0.2MPa정도 더 작으므로 크리프는 불균등 응력을 조금 더 심화하는 것으로 판단된다. 그러나 그 크기는 크지 않다.

표 2.2.1.8 재령 10,000일 내부지점부 바닥판의 최소응력 및 최대응력의 비교

| 구분 | 포장,<br>방호울타리 | 크리프 | 건조수축 | 전체 |
|---|---|---|---|---|
| 최소응력(MPa) | 0.901 | -1.196 | 4.538 | 4.595 |
| 최대응력(MPa) | 1.260 | -0.931 | 5.241 | 5.139 |
| 최대응력-최소응력 | 0.359 | 0.265 | 0.703 | 0.544 |
| 최대응력/최소응력 | 1.398 | 0.779 | 1.155 | 1.118 |

최대응력과 최소응력의 차는 0.394MPa에서 0.544MPa로 증가하고 응력비는 1.230에서 1.118으로 감소했다.

표 2.2.1.9 재령 60일과 10,000일 응력비교

| 구분 | 재령 60일 | 재령 10,000일 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| 최소응력(MPa) | 1.718 | 4.595 | |
| 최대응력(MPa) | 2.112 | 5.139 | |
| 최대응력-최소응력 | 0.394 | 0.544 | |
| 최대응력/최소응력 | 1.230 | 1.118 | |

• 검토 결론

2거더 및 4거더 FEM 모델의 내부지점부 바닥판에서의 발생하는 축력차이는 2% 미만으로 거더수가 바닥판의 축력에 미치는 영향은 미미한 것으로 검토되었다.

교축방향 응력의 교직방향 분포 검토를 통해 거더 간격이 교축방향 응력의 불균등 분포에 미치는 영향을 확인결과, 재령 60일에서 건조수축보다 2차 고정하중(포장, 방호울타리)에 의한 지점부 축력과 응력 불균등 현상이 크게 나타난다. 2거더의 경우, 두 하중에 의한 최대응력과 최소응력의 차는 0.409MPa이고 응력비는 1.288이다. 4거더의 경우, 두 하중에 의한 최대응력과 최소응력의 차는 0.394MPa이고 응력비는 1.230이다. 2거더가 4거더에 비해 더 큰 응력차를 나타내지만 최대응력의 절대값의 크기나 응력차이는 큰 수준은 아닌 것으로 판단된다.

재령 10,000일까지 경과함에 따라 건조수축은 지점부 바닥판에 가장 큰 인장응력을 유발했다. 이 인장응력은 크리프의 영향으로 감소하게 되는데 그 값은 건조수축의 약 20%정도 수준으로 크지 않다. 크리프에 의한 응력 감소량은 최대응력 발생부인 거더부에서 약 0.2MPa정도 더 작으므로 크리프는 불균등 응력을 조금 더 심화하는 것으로 판단된다. 그러나 그 크기는 크지 않다. 2거더의 경우, 두 하중에 의한 최대응력과 최소응력의 차는 0.409MPa(재령 60일)에서 0.618MPa로 증가하고 응력비는 1.288(재령 60일)에서 1.136으로 감소했다. 4거더의 경우, 두 하중에 의한 최대응력과 최소응력의 차는 0.394MPa(재령 60일)에서 0.544MPa로 증가하고 응력비는 1.230(재령 60일)에서 1.118으로 감소했다.

재령 60일과 재령 10,000일의 해석결과 거더부와 거더사이의 바닥판 슬래브는 약 0.4 ~ 0.6MPa의 응력 차이가 발생하고 응력 불균등 분포가 발생했다. 4거더의 경우에는 2차 고정하중 재하직후 내외측 거더의 바닥판 응력이 다르지만, 시간 경과에 따라 점차 동일해진다. 방호벽에 의해 집중되었다가 크리프로 평탄화되는 것으로 생각된다. 불균등 값이 작고 거더 간격에 따른 차이도 적기 때문에 거더 간격은 응력 불균등 분포에 미치는 영향이 크지 않다고 판단된다.

• 바닥판의 유효폭 검토

플랜지에서 발생하는 종방향 응력은 면내 전단응력에 의하여 바닥판으로 전달되는데 이때 전단지연 등에 의해 횡방향 단면으로 고르게 분포하지 못한다. 따라서 유효폭을 산정하여 실제 플랜지에 작용하는 응력을 합리적으로 적용하고자 유효폭 산정에 대해 설계기준에서 정의하고 있다. 아래는 KDS 14 31 10 강구조 부재 설계기준과 설계기준의 모태가 되는 AASHTO LRFD의 유효폭에 관한 설계기준을 비교하여 내용을 정리한 표이다.

표 2.2.1.10 유효폭에 관한 설계기준 정리

| 구 분 | 내 용 |
|---|---|
| KDS 24 10 11<br>교량설계<br>일반사항<br>4.6.7 | ■ 내측거더의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다.<br>- 등가지간장의 1/4<br>- 슬래브 평균두께의 12배 + Max(복부 두께, 주거더 상부플랜지폭의 1/2)<br>- 인접한 보 사이의 평균 간격<br>■ 외측거더의 플랜지 유효폭은 인접한 내측거더 유효폭의 절반과 다음 값 중의 최솟값의 합으로 한다.<br>- 등가지간장의 1/8<br>- 슬래브 평균두께의 6배<br>+ Max(복부 두께의 절반, 주거더 상부플랜지폭의 1/4)<br>- 내민부분(overhang)의 폭 |
| AASHTO LRFD<br>2007<br>4.6.2.6 | |
| AASHTO LRFD<br>2012<br>4.6.2.6 | ■ 각 방향으로의 거더 또는 스트링어의 간격 1/2<br>■ 거더 또는 스트링어의 간격 1/2+내민 부분의 폭<br><br><AASHTO 해설><br>Chen et al. (2005) study<br>직교이고 경간장 거더비가 3.1 이상인 경우<br>- 사용한계상태 : 지간부 be=0.9b, 지점부 be=b<br>- 강도한계상태 : 지간부, 지점부 be=b<br>사교나 경간장 거더비가 3.1 미만인 경우<br>- 강도 한계상태도 be<b 이지만<br>전체 폭을 사용해도 영향이 적음<br>→ 전체폭을 유효폭으로 사용 |

KDS 24 10 11 교량설계 일반사항은 AASHTO LRFD 2007에 근거하여 작성되었다. 바닥판 검토시 BOX형과 개구제형 강합성거더의 경우 해당규정을 적용하면 많은 경우 전단면이

유효폭으로 계산되지만 바닥판 지간이 긴 교량은 경우에 따라 전단면이 유효폭으로 계산되지 않을 수 있었다. AASHTO LRFD 2012에서는 유효폭에 관한 기준을 개정했는데 슬래브의 두께 등에 크게 영향을 받지 않는 바닥판의 특징을 반영한 것으로 판단되며 또한 대부분의 경우 전단면을 유효폭으로 적용할 수 있음을 알 수 있다.

앞의 연구에서 FEM 해석결과 거더위치와 거더와 거더 중앙위치의 바닥판 응력불균등이 크지 않은 것으로 검토되었다. 따라서 바닥판에 발생하는 균열은 거더 간격이 지배적인 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. AASHTO LRFD 2012의 유효폭 계산 또한 전폭을 고려하는 것으로 개정된 것으로 볼 때 거더간격이 바닥판 응력 불균등에 미치는 영향이 매우 작다고 판단했기 때문이라고 생각된다.

2) 콘크리트 강도 증가에 따른 바닥판 응력분포 및 인장력 검토

근래의 바닥판 콘크리트는 사용성과 내구성 요구조건이 증가함에 따라 고강도 콘크리트 사용이 늘어나고 있다. 콘크리트 강도의 증가에 따른 크리프와 건조수축변형률의 증감을 검토하여 콘크리트의 강도가 바닥판 슬래브 균열에 미치는 영향을 검토하고자 하였다.

• 검토방법

응력불균등 분포 검토에 사용된 거더 간격 7m의 2거더 강합성 교량을 대상으로 바닥판 콘크리트 강도를 변수로 27MPa, 30MPa, 35MPa로 변화하여 강도에 따른 응력 불균등분포를 비교했다. 재령 60일에 2차 고정하중(포장, 방호울타리)을 재하하고 재령 10,000일의 크리프와 건조수축률이 반영된 지점부에서의 응력 불균등 분포를 비교하고 크리프와 건조수축률에 의한 축력 변화를 비교 검토했다.

• FEM 해석

Midas FEA를 사용하여 콘크리트 바닥판은 Solid 요소로 모델링하고 강재거더는 Plate 요소를 사용하여 모델링했다. 주거더 간격은 7m이며 바닥판 콘크리트의 강도를 달리하여 동일조건에서 해석하고 결과를 비교했다.

시간 의존적인 콘크리트의 특성을 반영하고 KDS 24 14 21 콘크리트교의 크리프 및 건조수축을 적용하여 바닥판 콘크리트 강도에 따른 영향을 검토했다.

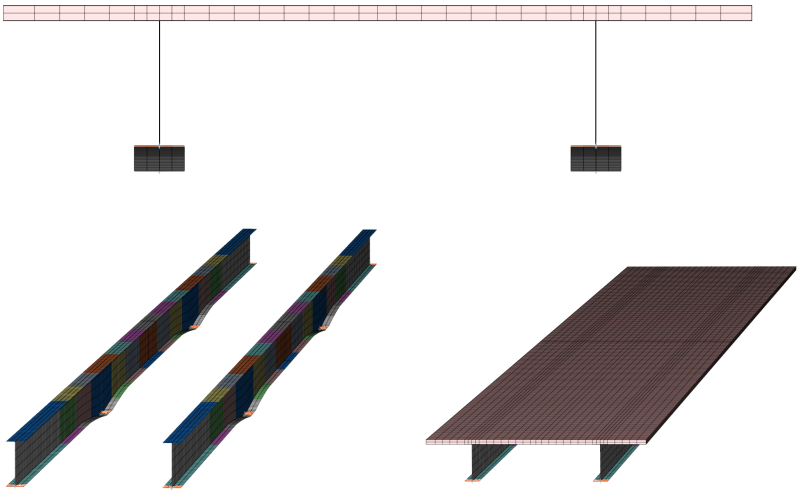


그림 2.2.1.16 강합성거더 FEM 해석모델

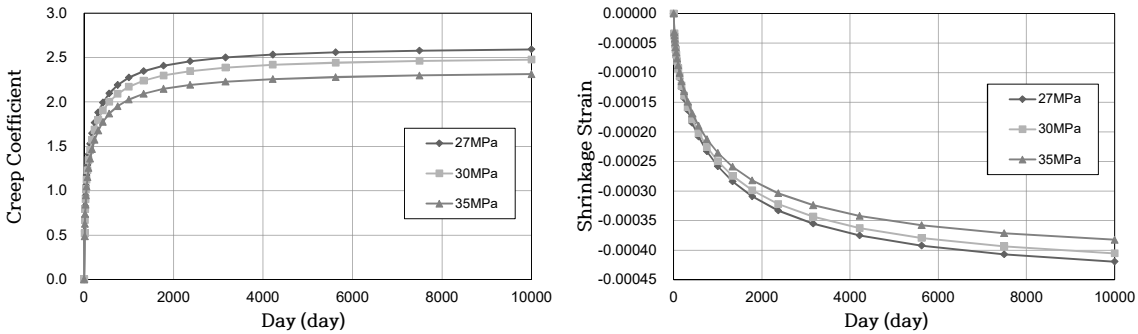



그림 2.2.1.17 강도에 따른 콘크리트의 크리프계수 및 건조수축변형률

• 해석결과

- 콘크리트 강도에 따른 응력 분포 비교(재령 10,000일)

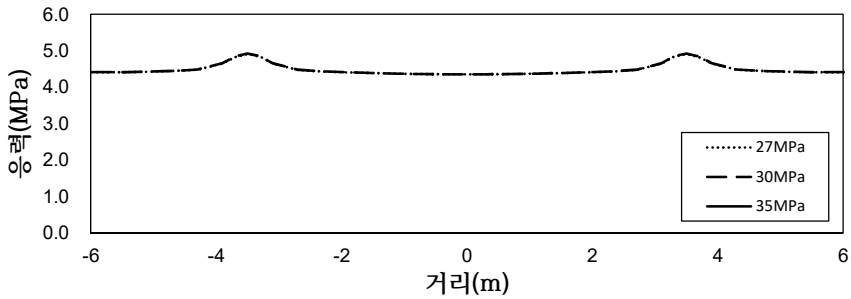



그림 2.2.1.18 콘크리트 강도에 따른 지점부 응력분포도

강도에 따른 바닥판 콘크리트 응력의 크기와 분포는 큰 차이가 발생하지 않는다.

- 콘크리트 강도별 크리프에 의한 응력 분포 비교(재령 10,000일)

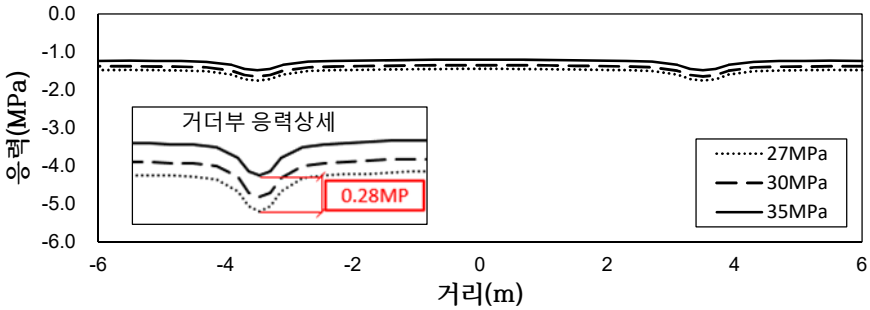



그림 2.2.1.19 콘크리트 강도에 따른 크리프에 의한 응력분포도

바닥판 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 크리프에 의한 응력은 전체적으로 감소한다. 거더부에서 35MPa과 27MPa 콘크리트의 크리프에 의한 응력차는 0.28MPa이다.

- 콘크리트 강도별 건조수축에 의한 응력 분포 비교(재령 10,000일)

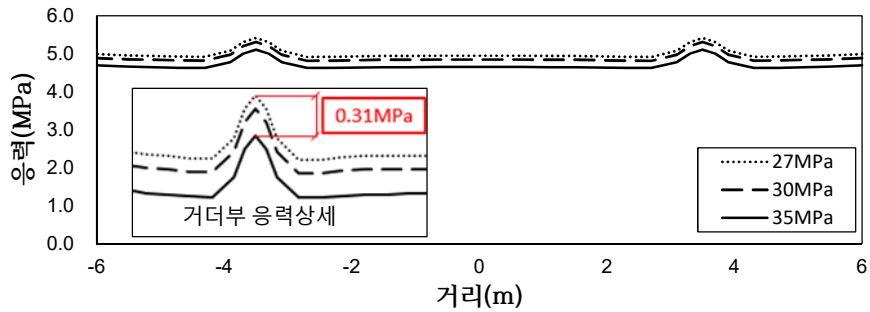



그림 2.2.1.20 콘크리트 강도에 따른 건조수축에 의한 응력분포도

바닥판 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 건조수축에 의한 응력은 전체적으로 감소한다. 거더부에서 35MPa과 27MPa 콘크리트의 건조수축에 의한 응력차는 0.31MPa이다. 이는 크리프에 의한 응력 차를 상쇄하는 값 정도이다.

• 검토결론

동일한 조건의 2거더 강합성 교량에서 응력불균등 현상에 대한 강도의 영향은 크지 않다. 콘크리트 강도 증가시 크리프에 의한 압축응력과 건조수축에 의한 인장응력이 모두 감소하는 것을 확인할 수 있다. 본 연구에서는 콘크리트 강도 증가에 따라 줄어든 건조수축과 크리프에 의한 응력이 비슷한 수준으로 발생했다. 따라서 아래와 같이 콘크리트 강도 증가에 관계없이 비슷한 수준의 바닥판 응력분포도가 나타났다.

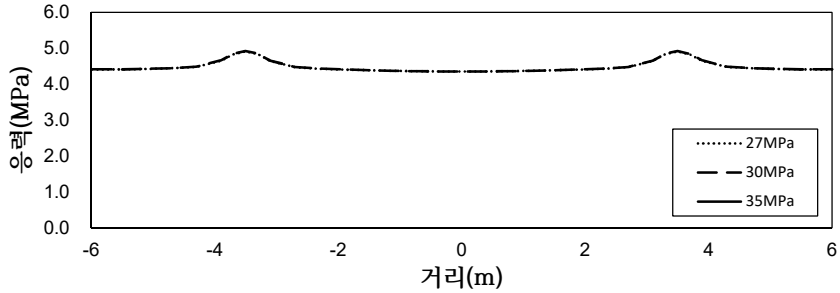



그림 2.2.1.21 콘크리트 강도에 따른 바닥판의 응력분포도

바닥판의 고강도 콘크리트 사용은 시간에 따른 강도 발현과 크리프 및 건조수축 등을 고려할 때 응력 불균등 분포에 부정적인 영향이 있을 수 있을 것으로 생각되어 검토했으나 건조수축의 감소에 따라 크리프도 같이 감소하여 서로 상쇄되므로 응력 불균등 분포에 미치는 영향은 미미하다. 그러나 바닥판의 내구성이 증가하고 콘크리트 강도의 증가로 균열폭 제어에 유리하므로 바닥판 콘크리트에 고강도 재료를 사용하고 적절하게 양생 및 품질을 관리할 수 있다면 인장강도 증가에 따른 균열 발생 방지에 기여할 수 있을 것으로 판단한다. 반면에 고강도 콘크리트는 시공중 수화열을 증가시키는 요인이 있으므로 양생에 주의를 기울여야 한다.

3) 횡방향 강연선 사용시 바닥판 응력 불균형 검토

소수거더교는 거더간 간격이 넓은 특징으로 인해 큰 교직방향 모멘트가 발생하고 이를 제어하기 위하여 일반적으로 바닥판 주철근과 함께 횡방향 강연선이 사용된다. 이때 사용된 횡방향 강연선의 긴장력은 바닥판의 교축방향 축력을 증가시키는 원인이 될 것으로 예상하고, 강연선 배치로 인한 덕트 공제부에서의 응력 집중효과로 인해 바닥판의 응력 불균등 분포가 발생할 것으로 예상해서 횡방향 텐던 사용이 바닥판 응력 불균등 분포에 미치는 영향을 검토했다.

본 검토에서는 강연선을 배치한 소수거더교 교량을 FEM 모델링하여 횡방향 강연선 사용에 따른 바닥판의 교축방향 응력의 영향을 검토하고 재령 10,000일에서 횡방향 강연선 적용 모델과 횡방향 강연선 비적용 모델과의 응력을 비교하여 장기거동의 영향을 검토했다. 또한 바닥판에 강연선 배치로 인한 덕트 공제부의 불연속구간을 국부적으로 바닥판 콘크리트 상세모델 해석을 실시하여 텐던 덕트에 의한 응력집중효과에 대해 검토했다.

교축방향 응력 증감에 대한 검토는 횡방향 강연선을 사용하는 70m급 2거더 강합성거더교를 대상으로 교량전체를 모델링하여 강연선 적용에 따른 바닥판의 교축방향 응력변동을 검

토했다.

강연선 덕트부 공제에 따른 응력집중 검토는 보다 정밀한 검토를 위해 바닥판 콘크리트만 따로 모델링 하여 상세 검토를 실시했다. 이때 콘크리트 요소는 비선형 재료 요소를 사용했으며 철근을 동시에 모델링하여 철근과 콘크리트의 상호 작용과 콘크리트 항복이후를 모사했다.

① 횡방향 강연선 긴장력에 의한 바닥판 응력 집중 검토

Midas FEA를 사용하여 콘크리트 바닥판과 강재거더를 각각 Solid 요소와 Plate 요소를 사용하여 모델링했다. 주거더간 간격은 7m이며 횡방향 강연선(0.6'-4EA)을 0.5m 간격으로 모델링하고 2차 고정하중의 재하 전 긴장한다. 강연선 긴장시와 10,000일 경과시의 바닥판에 발생하는 교축방향 응력을 강연선 비적용 모델과 비교 검토했다. 대상교량의 제원은 아래와 같다.

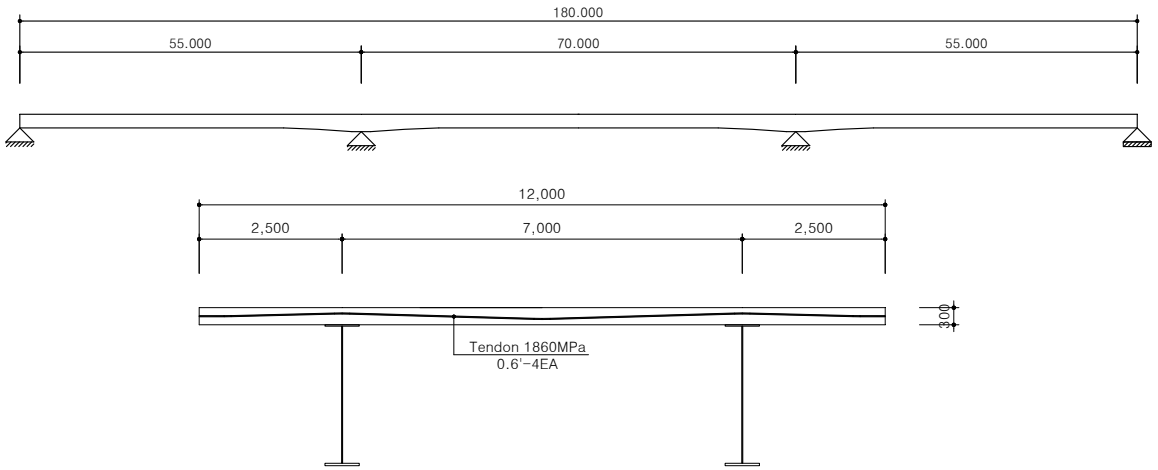
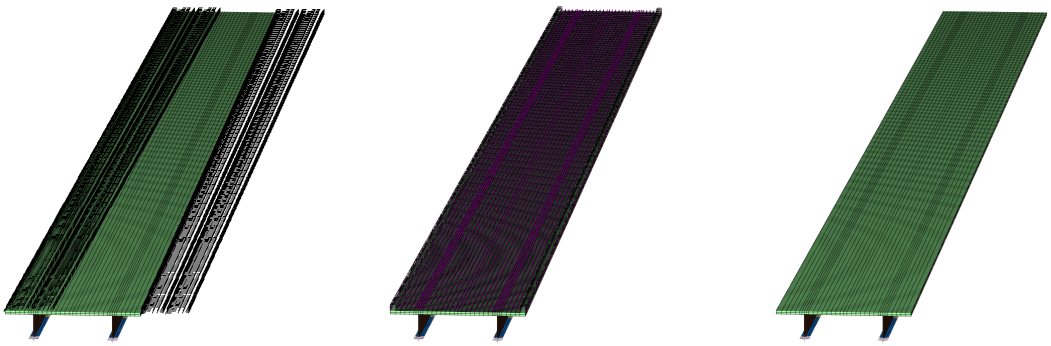


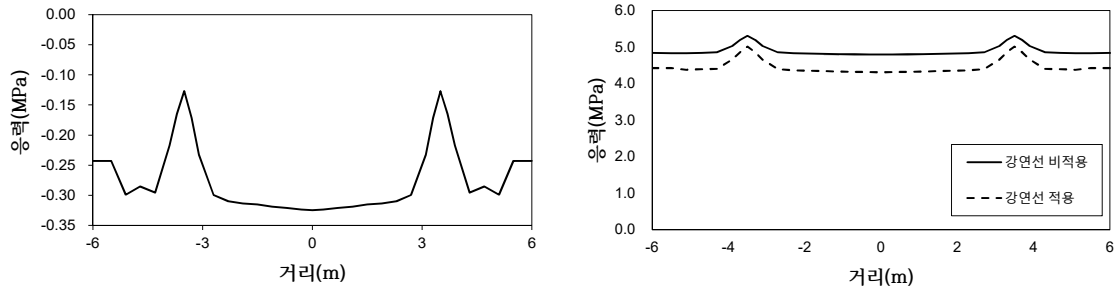

그림 2.2.1.22 대상교량의 경간구성 및 강연선 배치 횡단면도



a) 재령 60일 강연선 하중 도입 및 2차 부가 하중 재하 b) 재령 10,000일 크리프 건조수축

그림 2.2.1.23 강연선 적용 모델의 하중재하

• 검토결과




a) 횡방향 강연선 긴장시 b) 재령 10,000일 경과시

그림 2.2.1.24 횡방향 강연선 긴장시와 재령 10,000일 경과시의 응력분포 비교

강연선 긴장시 교축방향 인장응력을 예측했으나 압축응력이 도입되어 전체적인 교축방향 응력은 줄어드는 경향으로 그 값은 강연선 비적용 모델 대비 거더부에서 약 0.13MPa, 비거더부는 약 0.32MPa이다. 교축방향 변형을 강재거더가 구속하기 때문에 바닥판 콘크리트에 압축응력이 발생한 것으로 판단된다. 횡방향 강연선을 긴장하고 10,000일이 경과되어도 강연선 비긴장의 경우보다 인장응력이 커지지 않는다. 거더부와 바닥판 중앙의 불균등 응력 분포는 0.517MPa에서 0.701MPa로 증가하나 변화량은 미미하다.

표 2.2.1.11 거더부 최대응력과 비거더부 최소응력 비교검토표

| 구분 | | 강연선 비적용 | 강연선 적용 | 적용/비적용 |
|---|---|---|---|---|
| 재령 10,000일 | 최소응력 (MPa) | 4.796 | 4.315 | 0.900 |
| | 최대응력 (MPa) | 5.313 | 5.015 | 0.944 |
| | 응 력 차 (MPa) | 0.517 | 0.701 | 1.356 |
| | 최대응력/최소응력 | 1.108 | 1.162 | 1.049 |

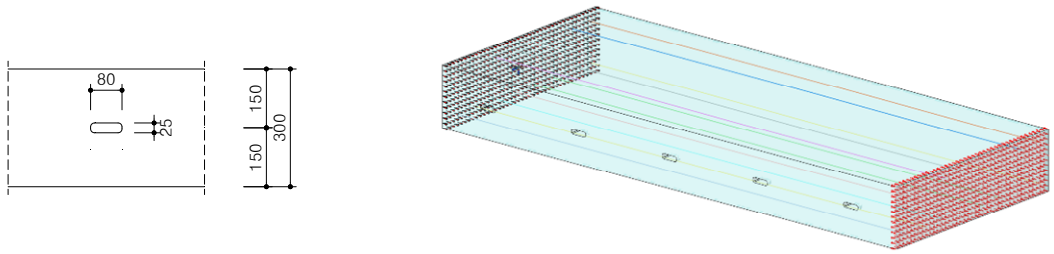
② 강연선 덕트 공제부 상세 검토

• 검토방법 및 FEM 모델링

강연선 덕트단면 공제에 따른 영향을 검토하기 위하여 70m급 강합성거더교 바닥판 슬래브의 일부를 가정하여 모델링하고 그 크기는 교직방향 1m, 교축방향 2.5m 두께 0.3m이다. 구조해석시 콘크리트는 비선형 요소를 사용하고 교축방향 철근을 동시에 모델링 하여 인장에 의한 콘크리트의 항복을 모사했으며 균열이후 콘크리트의 힘을 철근으로 전달되도록 했다. 덕트부 공제에 따른 영향을 검토하기 위해 비공제 모델과 공제모델을 각각 모델링했으

며 덕트는 0.5m 간격으로 배치된 0.6′-4EA 플랫 덕트를 가정했다.

축력을 받는 바닥판 콘크리트의 항복을 모사하고 항복 이후의 거동을 확인하기 위하여 한 쪽 면을 고정한 후 부재의 반대편에 변위 하중을 재하 했다. 변위 하중은 그림 2.2.1.26과 같은 건조수축변형률을 해당 부재의 변위로 환산하여 재하 했다. 해당 변위계산은 강재와 콘크리트의 합성 영향을 고려하여 건조수축률의 70%를 고려하는 것으로 가정했다. 3DS Frame 해석을 실시하여 각 모델별 콘크리트의 균열이 발생하는 변형률을 계산하고 이를 기준으로 실제 구조물에서의 균열 발생 시점을 예측했다. FEM 모델링 형상과 재령별 하중 재하 변위는 아래 그림 2.2.1.25와 같다.




a) 강연선 덕트의 배치 및 제원　　b) 상세해석 FEM 모델

그림 2.2.1.25 횡방향 강연선 배치와 콘크리트 상세해석 FEM 모델

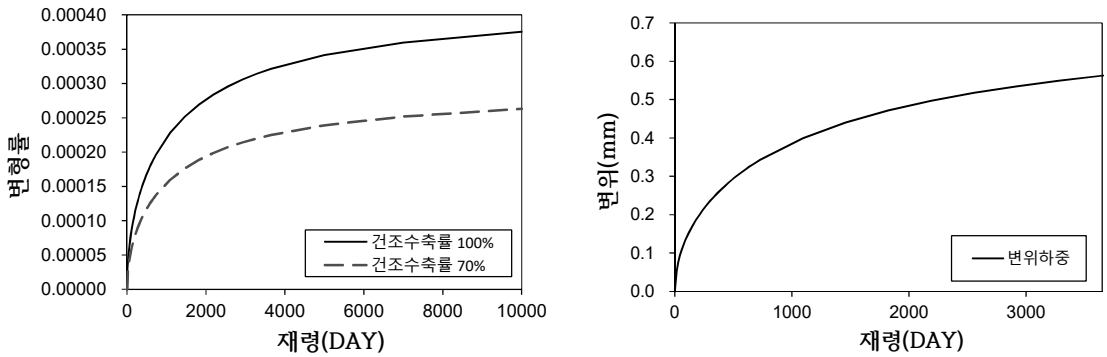
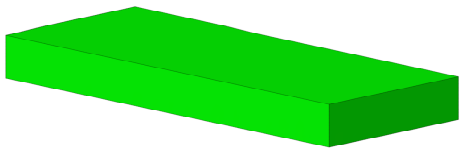
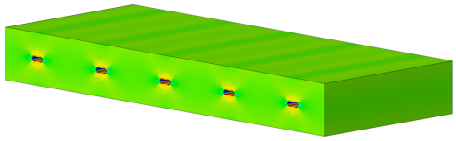



그림 2.2.1.26 재령에 따른 건조수축 변형률과 FEM 재하 변위하중

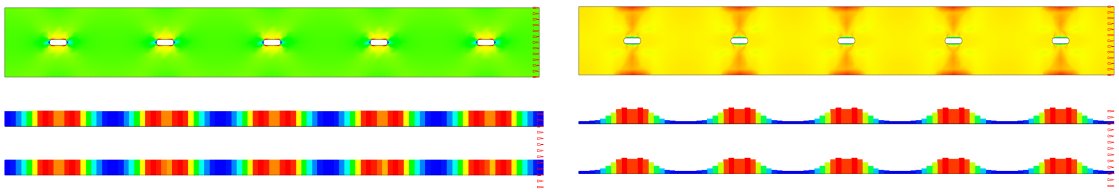
• 해석결과

170일 시점의 변위하중 (0.18mm) 재하시 PSC바닥판의 콘크리트 응력이 먼저 인장한계에 도달했다. 이때 일반바닥판 변형률은 PSC바닥판 대비 58% 수준이다. 응력에서는 큰 차이를 보이지 않는데 이는 콘크리트가 한계응력에 도달하여 변형률이 증가해도 응력이 증가하지 않기 때문이다.

표 2.2.1.12 변위하중 (0.18mm) 재하시 해석결과 콘크리트 바닥판의 응력

| 구 분 | 일반 바닥판 | PSC 바닥판 |
|---|---|---|
| 응력도 |  |  |
| 발생응력 | 2.14MPa | 2.54MPa |
| 발생변형률 | $7.20x10^{-5}$ | $12.4x10^{-5}$ |

바닥판 덕트 공제부에서 콘크리트의 응력이 집중된다. 응력은 재령에 따라 점진적으로 증가하고 재령 170일에 해당하는 변위하중 (0.18mm) 재하시 PSC 바닥판은 Duct 위치의 응력 집중으로 일반 바닥판보다 조기에 한계균열응력에 도달했다. 균열전 PSC 바닥판의 철근은 고르게 힘을 받고 있지만 균열발생 이후 콘크리트가 부담하던 힘을 철근이 전달 받아 균열부에서 큰 응력이 나타난다. 균열 전후의 응력 분포는 아래와 같다.

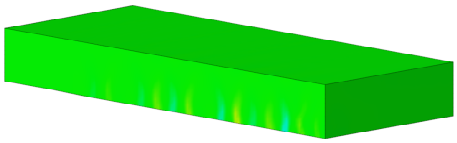
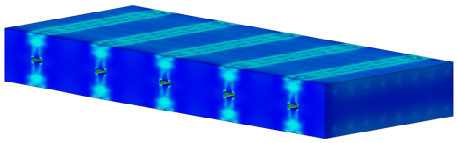


a) 균열 전 b) 균열 후

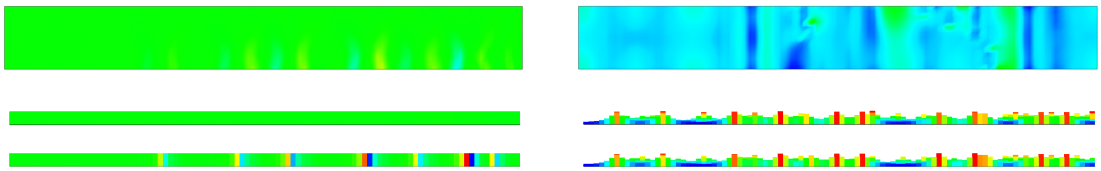
그림 2.2.1.27 PSC 바닥판의 콘크리트와 철근의 응력분포

일반 바닥판은 재령 1,030일 시점의 변위하중 (0.36mm) 재하시 콘크리트의 응력이 인장강도에 도달했다. 이때 PSC바닥판은 약 26배의 변형률이 발생되고 이는 국부적인 변형률이다.

표 2.2.1.13 변위하중 (0.36mm) 재하시 해석결과 콘크리트 바닥판의 응력

| 구 분 | 일반 바닥판 | PSC 바닥판 |
|---|---|---|
| 응력도 |  |  |
| 발생응력 | 2.64MPa | 9.75MPa |
| 발생변형률 | $14.5 \times 10^{-5}$ | $378.0 \times 10^{-5}$ |

PSC 바닥판은 변위하중이 증가함에 따라 철근의 응력이 지속적으로 증가하고 콘크리트는 균열이 진전되는 것으로 판단된다. 균열 발생 전 일반 바닥판의 경우, 하중이 증가함에 따라 철근과 콘크리트의 변형률은 비슷한 수준으로 같이 증가했다. 실제 구조물은 콘크리트의 비균질 특성과 불균형 응력분포 등으로 인해 불특정 부위에서 균열이 발생하겠지만 본 해석에서는 같은 변형률로 증가하는 콘크리트의 비선형 해석을 수행함에 따라 불특정 부위에서 균열이 발생했다. 최초 콘크리트가 항복하는 변위하중은 0.36mm로 변형률로 0.000144 (0.36/2500)에 해당된다. 균열 발생 후 콘크리트가 부담하는 힘은 철근으로 전달되며 힘이 증가함에 따라 철근의 변형률이 증가했다. 균열 전 일반 바닥판의 콘크리트와 철근은 고르게 힘을 받고 있지만 균열발생 이후 콘크리트가 부담하던 힘을 전달 받아 균열부에서 큰 응력이 나타난다. 균열 전후의 응력 분포는 아래와 같다.



a) 균열 전 b) 균열 후

그림 2.2.1.28 일반 바닥판의 콘크리트와 철근의 응력분포

③ 검토결론

강연선의 적용시 예상과 다르게 교축방향으로 압축력이 도입되어 전체적으로 건조수축에 의해 발생하던 교축방향 인장응력이 줄어드는 것으로 나타났다. 강연선에 의한 횡방향 압축력 도입시 교축방향으로의 변형을 강재거더가 구속하기 때문에 바닥판 콘크리트에는 압축응력이 발생한 것으로 판단된다. 전체적인 교축방향응력은 줄어들었지만 거더부와 비거더부의

응력편차는 0.517MPa에서 0.701MPa로 35.6% 증가하는데 무시할 수준이다.

바닥판의 상세해석 결과 덕트 공제부에서 응력이 집중되는 현상이 발생했다. 실제 덕트는 콘크리트와 부착되고 그 단면이 그라우팅에 의해 채워지지만 덕트의 경계면에서 콘크리트의 불연속면이 형성되어 일체거동하지 못할 것으로 판단된다. 따라서 발생하는 인장력에 대해서는 공제된 단면과 유사한 응력집중 현상을 발생시킬 것으로 판단된다. 따라서 강연선 배치에 따라 덕트 위치는 균열 취약부가 될 수 있을 것이다.

상세해석에 따른 바닥판의 균열 발생 예상 시점은 강연선 사용시 텐던 덕트 공제에 따라 바닥판 콘크리트는 응력집중에 의해 약 0.000072(0.18mm/2500mm) 변형률 정도에서 균열이 발생하고 이는 바닥판의 재령 170일 정도에 해당된다. 텐던 덕트 비공제시 약 0.000144 변형률에 균열이 발생하고 이는 바닥판의 재령 1,030일 시점이다.

따라서 횡방향 강연선 긴장에 의한 하중은 바닥판의 균열을 심화시키지 않고 덕트배치로 인한 단면의 손실로 인하여 응력 집중부가 발생되어 균열이 유발될 수 있는 것으로 검토되었다.

3) 검토 결론

콘크리트 합성거더교와 강합성거더교를 대상으로 거더의 재료에 따른 바닥판의 교축방향 축력을 검토했다. 검토 결과 2차 고정하중 재하시 재료에 따른 축력의 차이는 미미했다. 하지만 바닥판의 크리프와 건조수축에 의한 축력은 거더의 재료에 따라 매우 큰 차이가 발생했다. 이는 콘크리트 합성 거더교는 바닥판과 거더가 동시에 크리프와 건조수축이 발생하여 발생 축력이 작지만 강거더는 시간에 따른 변화가 없어 바닥판의 장기거동으로 인한 변형을 구속시켜 바닥판에 큰 축력을 발생시킨다. 따라서 본 연구에서는 크리프와 건조수축의 영향이 크고 큰 축력이 발생하는 강합성거더교를 검토 대상교량으로 선정했다.

바닥판의 응력은 전체적으로 불균등하게 분포되어 있으며 이로인하여 예측하지 못한 균열에 대한 취약부가 발생한다. 따라서 응력 불균등 분포의 원인을 다음과 같이 예상하여 검토했다.

첫 번째 예상 원인은 거더 간격이다. 거더 간격이 증가하면 전단지연으로 인하여 바닥판 중앙으로 교축방향 축력이 전달되지 못하여 응력 불균등 분포가 발생할 것이라 예상했으나 거더수와 거더 간격이 다른 모델을 통하여 검토한 결과 거더 간격은 응력 불균등에 미치는 영향이 미미했다. 다만 횡방향 위치별 응력을 검토했을 때 거더부와 비거더부에서 응력편차가 발생하는데 차이가 매우 작다. 따라서 거더 간격은 응력 불균등에 영향이 크지 않다.

두 번째 예상 원인은 콘크리트의 강도이다. 콘크리트 강도 변화시 크리프와 건조수축률이

변화한다. 따라서 변화한 크리프와 건조수축률이 응력 불균등을 발생시킬 것이라 예상했지만 콘크리트 강도 증가시 크리프와 건조수축으로 인한 응력이 감소하며 2차 고정하중과 크리프에 의한 응력과 건조수축으로 인한 응력이 상쇄되어 응력 불균등의 원인은 아니라고 판단된다. 다만 콘크리트 강도 증가시 균열폭 제어에 유리하므로 균열 발생 방지에 기여할 수 있을 것이라고 판단된다.

세 번째 예상 원인은 횡방향 텐던 사용이다. 강연선의 긴장에 의한 영향과 덕트 공제부에 의한 영향을 검토했다. 강연선 긴장시 교축방향으로 압축력이 도입되는데 이는 강거더의 바닥판 구속이 원인이라 판단된다. 압축력으로 인하여 건조수축으로 인한 인장응력은 감소되기 때문에 바닥판 균열을 심화시키지 않는다. 하지만 상세해석 결과 덕트 공제부에서는 응력이 집중되는 현상이 발생했으며 강연선 배치에 따라 덕트 위치는 균열 취약부가 될 수 있을 것이다.

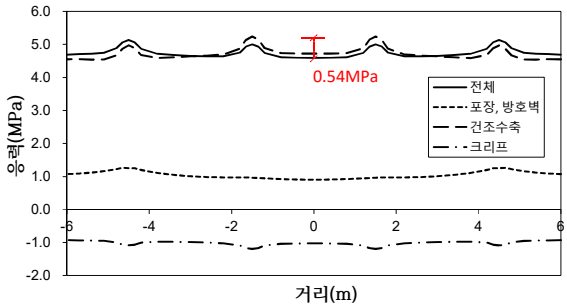
#### 2.2.1.2 정밀구조해석 가이드라인 작성을 위한 매개변수 연구(Parametric study)

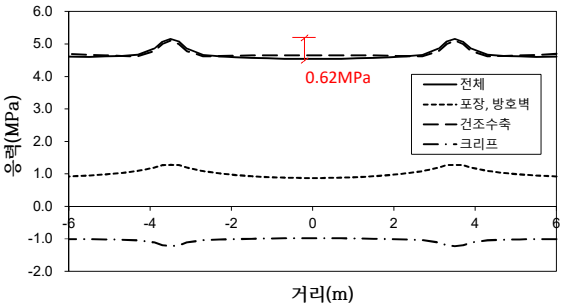
**(1) 거더 간격에 따른 바닥판의 교축방향 한계지간 선정**

거더 간격에 대한 검토는 거더 간격에 따라 바닥판 응력의 불균등 분포가 크게 나타날 것으로 예상하고 수행했다. 검토결과 전단지연에 따라 거더부와 비거더부의 바닥판 응력 불균등은 발생하지만 거더의 최소간격 3m와 최대간격 7m의 응력 불균등 검토에서 그 차이는 크지 않음을 확인할 수 있었다. 따라서 거더 간격에 따른 매개변수 연구는 추가로 수행하지 않는다. 아래는 거더 간격이 3m와 7m일 때의 바닥판 교축방향응력 검토 결과이다.

표 2.2.1.14 거더부 최대응력과 비거더부 최소응력 비교검토표

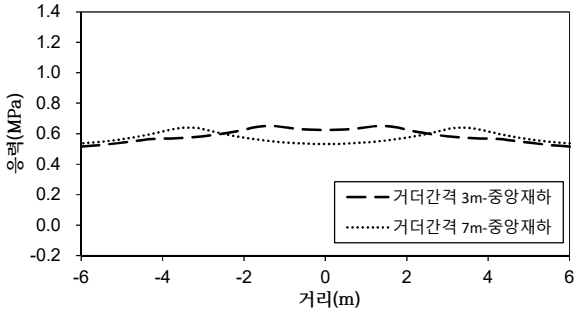
| 거더 간격 | | 2거더(거더간격 7m) | 4거더(거더간격 3m) |
|---|---|---|---|
| 재령60 일 | 최소응력 (MPa) | 1.697 | 1.718 |
| | 최대응력 (MPa) | 2.187 | 2.112 |
| | 응 력 차 (MPa) | 0.489 | 0.394 |
| | 최대응력/최소응력 | 1.288 | 1.230 |
| 재령 10,000일 | 최소응력 (MPa) | 4.539 | 4.595 |
| | 최대응력 (MPa) | 5.158 | 5.139 |
| | 응 력 차 (MPa) | 0.618 | 0.544 |
| | 최대응력/최소응력 | 1.136 | 1.118 |

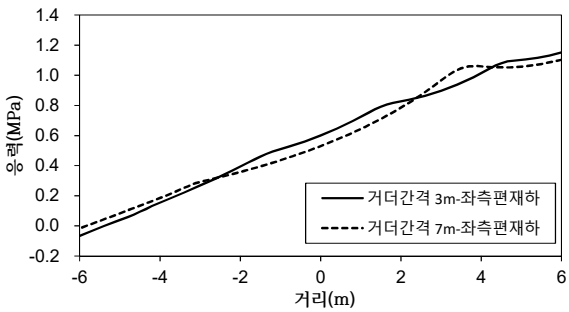



<거더간격 3m> <거더간격 7m>

a) 고정하중과 건조수축 및 크리프에 의한 바닥판 응력 분포도




b) 활하중에 의한 바닥판 응력 분포도

그림 2.2.1.29 바닥판 응력 분포도

### (2) 거더 경간장 증가에 따른 바닥판 축력 증가 검토

거더 경간장에 따른 바닥판 축력 증가 검토를 위해 실물 교량의 제원을 이용한 강합성 개구제형 바닥판의 교축방향 축력을 검토했다. 검토 교량은 3경간 연속 개구제형 박스거더교로서 내외측 경간비 1:1.2 ~ 1:1.3 정도로 하고 최대 경간장은 40 ~ 80m로 변화를 주어 매개변수 연구(Parametric study)를 수행했다.

바닥판 철근량을 결정하는 사용한계상태 I 조합의 축력은 2차 고정하중, 활하중, 온도, 크리프 및 건조수축에 해당된다. 각 교량별 지점부 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하고 사용한계상태 I 조합에 해당하는 바닥판의 축력을 비교하고 계산값에 의한 철근량과 설계기준에 의한 최소철근량을 비교하여 경향과 문제점을 분석했다.

- 검토방법

교량 경간장은 40~60m 정도의 경간장이 주로 사용되어 왔으나, 최근 경간장 장대화 추세에 따라 파라메트릭스터디(Parametric study)는 경간장 40m부터 80m까지 확대된 경간장을 대상으로 해석을 수행했다.

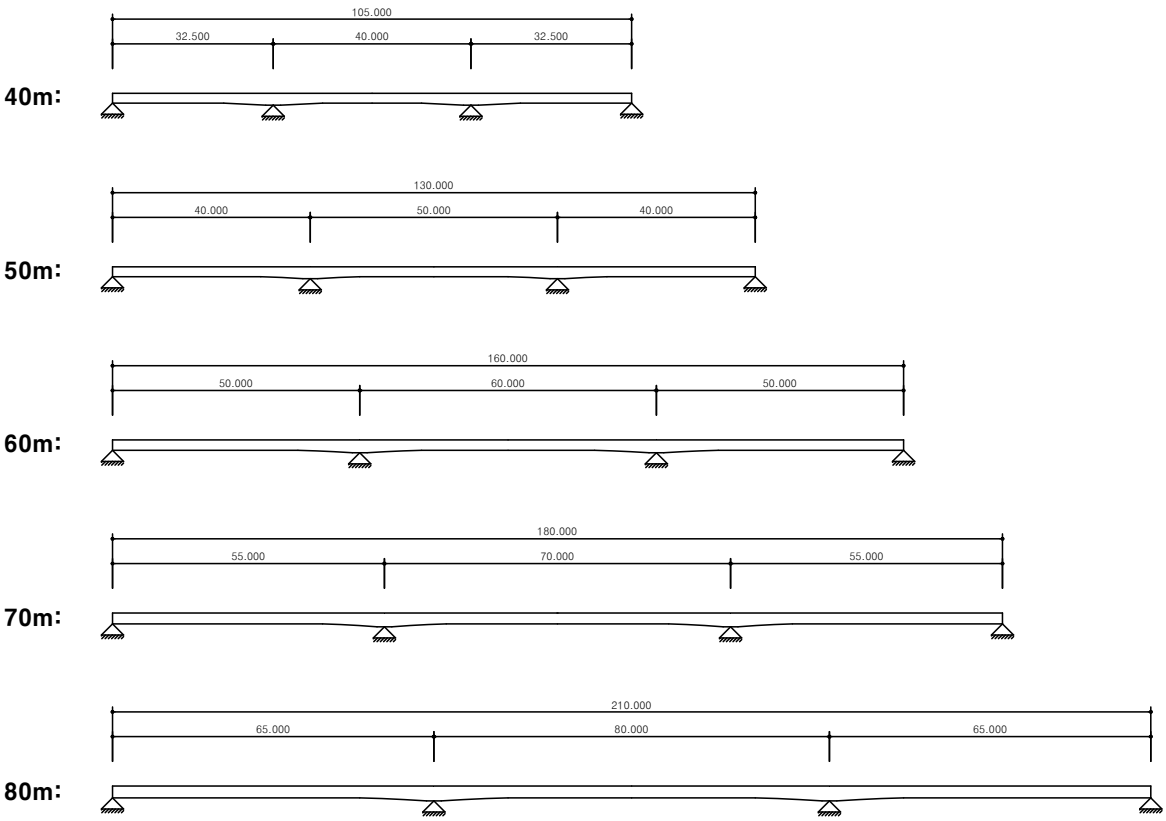



그림 2.2.1.30 검토 교량의 경간구성

해석에 의해 경간장별로 발생하는 바닥판 축력을 비교하고 국내 설계기준 및 외국 설계기준을 검토하여 바닥판 보강방법을 검토했다. 또한 해당 축력에 대한 바닥판의 보강방법의 적절성을 검토하고 축력산정 방법과 철근 배치 및 구간별 보강 방법을 제시했다.

해석은 3d 프로그램의 Frame 요소를 사용하여 2-Layer 모델을 실시하고 장기합성 모델과 단기합성 모델로 구분하여 장기거동에 의한 바닥판 축력을 고려했다. 경간장별 바닥판 축력의 비교는 균열폭 검토에 사용되는 하중조합 사용한계상태 I 를 기준으로 실시했다.

• 검토결과

- 경간장별 최대 바닥판 축력의 비교

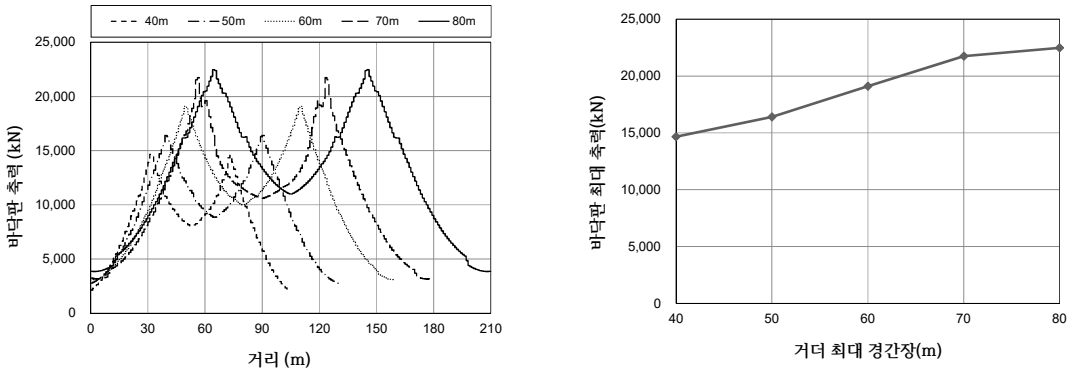



그림 2.2.1.31 경간장별 바닥판 축력도와 최대축력 비교 (사용한계상태Ⅰ)

설계기준에서 제시된 최소철근량(단면적의 1.5% 이상 배치)을 적용한 바닥판 철근량과 내부 지점부 콘크리트 바닥판을 일반 부재로 보고 균열폭 제어에 필요철근량을 비교하면 다음과 같다.

표 2.2.1.15 바닥판 최소철근량과 필요철근량

| 최대 경간장 | 바닥판 최대 축력 (kN) | 설계기준에 의한 바닥판 최소철근량 ($mm^2$) | 필요철근량 ($mm^2$) |
|---|---|---|---|
| 40m | 14,668 | 12m×0.240m×0.015 = 43,200 $mm^2$ | 65,339 |
| 50m | 16,408 | | 65,339 |
| 60m | 19,096 | | 75,097 |
| 70m | 21,740 | | 86,699 |
| 80m | 22,480 | | 86,699 |

교량 경간장이 길어질수록 지점부 바닥판의 인장력이 증가하며 건조수축과 건조수축에 의한 Secondary Moment에 의해 경간부에도 인장력이 발생했다. 현재 설계기준에는 경간장과 무관하게 교축방향 최소철근량을 바닥판의 단면적의 1.5%로 제시하고 부모멘트 지점에서 철근합성단면으로 검토하게 되어있으므로 균열이 발생하는 것을 전제조건으로 하고 있다. 그러나 균열발생에 대한 사용성 검토는 제시되어있지 않다. 따라서 바닥판에 발생하는 응력으로 균열폭을 검토하여 설계철근량을 산출할 필요가 있다고 판단된다.

### (3) 지점부 강성 변화에 따른 지간부 바닥판의 응력 변동 연구

• 검토 교량 및 목적

경간장이 증가함에 따라 바닥판 축력이 증가하는지에 대한 검토 결과, 지점부에 콘크리트 바닥판이 유효한 경우의 축력으로 계산한 철근량이 설계기준량보다 크게 초과하였다. 이에 지점부 바닥판에 인장응력 발생시 지점부 바닥판의 강성이 콘크리트 강성에서 철근의 강성으로 고려되기 때문에 지점부 강성이 지간부 바닥판에 발생하는 축응력이 감소한다고 예상했다. 따라서 본 연구에서는 지점부 강성 변화에 따라 지간부 바닥판에 발생하는 응력의 변화를 확인하고자 지점부 강성을 콘크리트에서 철근으로 순차적으로 변화하면서 지간부 바닥판의 인장력 변동에 대한 연구를 수행했다.

검토 교량은 80m급 3경간(65+80+65=210m) 연속 개구제형 박스거더교를 대상으로 하였으며 지점부를 콘크리트로 모델링 하였을 경우와 철근으로 치환하여 모델링한 경우를 비교 검토 수행했다. 검토모델의 경간 구성과 횡단면도는 아래 그림 2.2.1.32, 2.2.1.33과 같다.

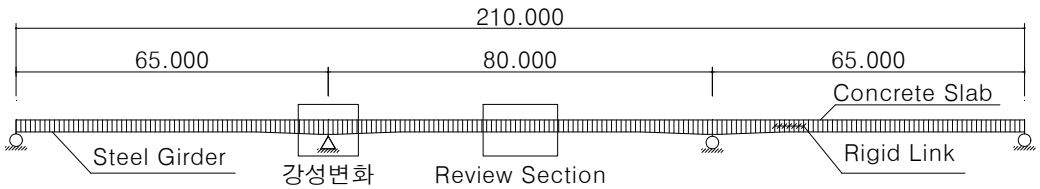



그림 2.2.1.32 경간 구성

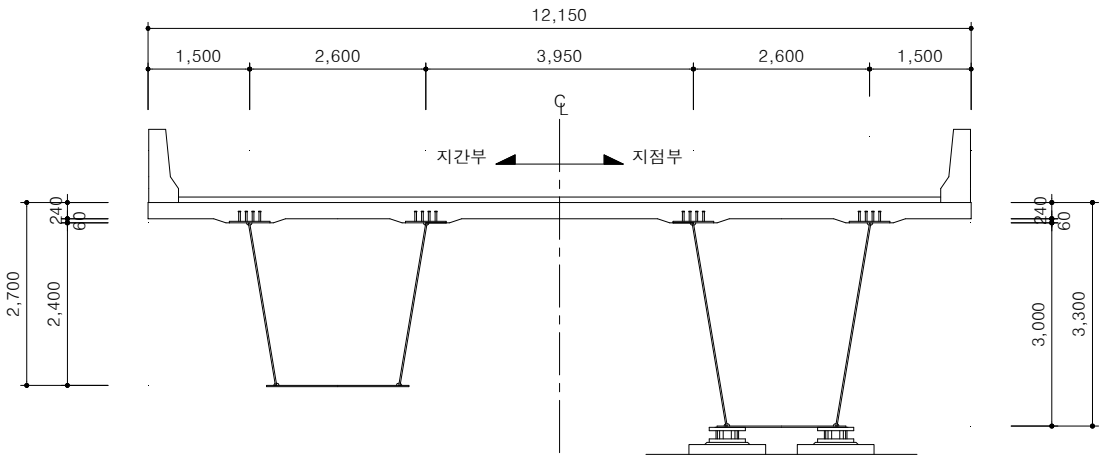



그림 2.2.1.33 표준 횡단면도

• 검토 결론

지점부 강성 변화에 따라 지점부 강성을 콘크리트에서 철근(D13, D22, D32)으로 변화하면서 지간부 바닥판의 인장력 변동에 대해 검토했다. 검토 결과 지점부 바닥판이 콘크리트 강

성에서 D13 철근으로 변동시 지간부 바닥판에 발생하는 축력이 약 1146kN 감소하였고, 축응력은 약 17.3% 감소했다. 또한 철근을 D32에서 D22, D13으로 변화하였을 경우 강성이 감소함에 따라 지간부 바닥판에 발생하는 응력이 다소 감소하는 현상을 보인다. 이는 지점부 바닥판 강성이 감소하게 되면 지간부의 처짐량이 증가하게 되고 이에 따라 정모멘트가 감소하기 때문으로 판단된다.

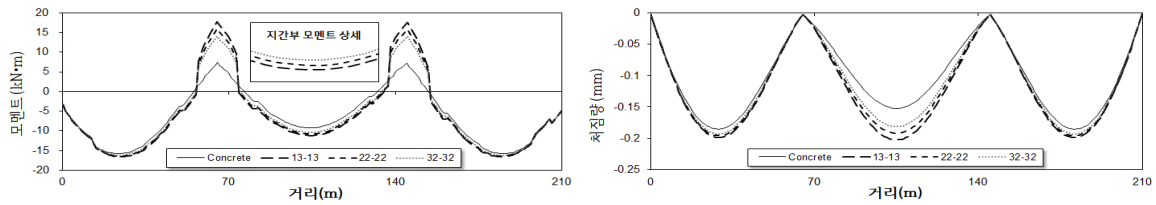



그림 2.2.1.34 바닥판 처짐량, 모멘트 비교

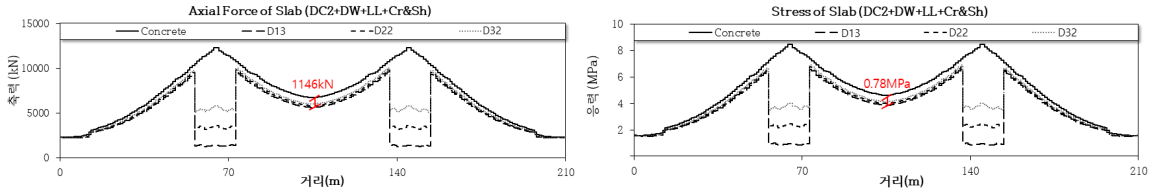



그림 2.2.1.35 강성변화에 따른 바닥판 축력과 응력 비교

### (4) 검토 결론

거더 간격에 따른 바닥판의 교축방향 한계지간 선정을 위하여 검토한 결과 거더 간격은 바닥판 응력 불균등 분포에 미치는 영향이 미미하다. 따라서 거더 간격에 따른 매개변수 연구는 수행하지 않는다.

경간장 증가에 따른 축력 증가를 검토한 결과 경간장 증가시 바닥판 축력과 필요철근량은 증가한다. 이는 지점부 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정한 것이므로 현재 설계기준에서 바닥판에 인장응력 발생시 철근으로 치환하는 축력과는 차이가 있다. 현재 설계기준은 지점부 바닥판의 철근 치환을 제시하나 균열 검토에 대한 기준은 제시하고 있지 않다. 바닥판에 인장응력 발생시 바닥판 콘크리트의 철근치환 방법은 바닥판에 발생된 균열로 인한 바닥판의 응력변동을 고려하는 방법으로 2.2.2에서 세부연구를 수행한다.

지점부 강성변화에 따른 지간부 바닥판의 축응력 변화를 검토한 결과 지점부 바닥판 강성 감소시 지간부 바닥판에 발생하는 인장응력은 감소했다. 설계기준에 따라 지점부 바닥판에 인장응력 발생시 지점부 바닥판을 철근으로 치환하여 설계하면 지간부에 발생하는 인장응력은 감소하게 된다.

#### 2.2.1.3 정밀구조해석 수행 대상교량 선정

바닥판의 불균등 응력분포는 전단지연과 횡방향 텐던의 영향 등에 의해 실제 발생하나 거더간격에 의한 영향은 크지 않다. 콘크리트 합성 거더와 달리 강합성거더의 바닥판에서는 장기거동인 건조수축 및 크리프 등에 의해 큰 인장응력이 발생하고 장지간 강합성거더의 경우 그 영향은 더 크게 발생한다. 따라서 강합성 교량 전체를 대상교량으로 하여 합리적인 바닥판 콘크리트 해석방법과 바닥판의 교축방향 철근의 계산방법을 연구했다.

### 2.2.2 대상 교량에 대한 장기거동(온도, 크리프, 건조수축 등)을 고려한 교량 바닥판 정밀구조해석 수행

#### 2.2.2.1 구조해석을 위한 건조수축 변형률 검토

**(1) 국내 설계기준의 건조수축 변형률**

강합성거더의 콘크리트 최종 건조수축변형률은 도로교설계기준 2003년까지는 180$\mu\epsilon$을 적용(도설기 2003 3.9.2.8)했으며 이 값은 설계기준 해설편에 따라 DIN4227을 참고하여 결정되었다. 도로교설계기준 2005년부터는 270$\mu\epsilon$으로 확대 적용(도설기 2005 3.9.2.8)되었으며 이 값은 도로교설계기준 2010년까지 사용되었고 현재 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준에서는 제시하고 있지 않다.

**(2) 국내 설계기준의 건조수축 변형률 증가**

콘크리트의 최종 건조수축량은 환경 및 재료적 요인에 의한 영향이 크기 때문에 여러 국가들의 규정들은 국가별 특성이 고려되어 일정치 않은 특징이 있다. 나라별로 살펴보면, 일본 도로교시방서(2002)의 경우 200$\mu\epsilon$, 캐나다 OHBDC(1992)는 평균습도의 변화에 따라 130$\mu\epsilon$에서 520$\mu\epsilon$, 영국 BS규정(1979)은 환경조건 변화에 따라 100$\mu\epsilon$에서 300$\mu\epsilon$로 다양하다.

국내의 경우 도로교설계기준(2000)의 강교편에는 콘크리트의 최종건조수축량이 180$\mu\epsilon$으로 제시되어 있으며, 이 수치는 콘크리트교편에 프리스트레스의 감소량 계산 시 콘크리트 재령이 4일에서 7일 사이인 경우 적용하는 최종건조수축량 270$\mu\epsilon$보다는 작은 값에 해당된다.

동바리를 이용하지 않고 강거더 위에 콘크리트를 타설하는 합성형교량의 경우, 1차 고정하중에 의한 응력이 없으며 2차 고정하중이 합성단면에 작용하기 때문에 크리프의 영향이 매우 작아 콘크리트 건조수축에 의한 영향이 장기거동의 대부분을 차지한다.(Bradford, 1997)

대표적인 콘크리트의 건조수축 모델인 ACI 기준(1978)과 CEB-FIP 기준(1991)에 의해 산출되는 최종건조수축량은 서로 간에 많은 차이가 있다. 현행 KDS 24 14 21 콘크리트교편의 콘크리트 건조수축 기준은 CEB-FIP 모델에 기초한다.

합성거더 계산방법은 EMM(Effective Modulus Method), AEMM(Age-Adjusted Effective Modulus Method), RCM(Rate of Creep Method), IDM(Improved Dischinger Method), SSM(Step by Step Method) 등이 있으며 AEMM이 실용적으로 적용할 수 있는 방법(Gilbert, 1989)이다.

구 도로교설계기준에 제시된 해석방법은 EMM방법과 유사하며, 콘크리트 재령을 고려하지 않는 단점이 있어, 이후 연구 논문에서 AEMM결과와 강합성거더교의 실험결과를 비교검토하여 강합성거더의 최종 건조수축변형률이 $270\mu\epsilon$으로 상향 조정되었다. 설계기준의 건조수축률과 크리프 계산을 위한 탄성계수비는 거더를 계산하기 위한 것이고 바닥판 계산을 목적으로 한 것으로 볼 수 없다.

현재 KDS 14 31 10 강구조 부재 설계기준에서 크리프는 탄성계수비 3n을 적용한 장기거동에 의한 단면상수로 크리프의 효과를 고려한다. 강합성거더 바닥판에 적용하는 건조수축률은 기준이 없으며 설계기준의 콘크리트 부재 건조수축변형률을 100% 고려하여 검토했다.

#### 2.2.2.2 콘크리트의 시간의존적 특성을 고려한 정밀구조해석 기법 연구

합성거더 바닥판은 거더가 강재이므로 장기적인 변동이 없고 바닥판은 콘크리트이기 때문에 크리프 건조수축에 의한 장기적인 변동이 발생하므로 바닥판에는 내적으로 장기적인 하중에 의한 교축방향 축력과 단기적인 하중에 의한 교축방향 축력이 작용한다. 장기하중에 의해 발생되는 바닥판의 1차 응력은 바닥판 양생 후 포장 및 난간 등의 2차 고정하중에 의해 발생한다. 경간 중앙부에서는 압축력이 발생하고 내부 지점부에는 인장력이 발생한다. 콘크리트 타설 직후부터 건조수축에 의해 지속적으로 바닥판에 인장응력이 발생하고, 2차 고정하중 및 건조수축에 의해 바닥판에 발생된 응력에 의하여 시간이 경과함에 따라 바닥판에 장기거동으로 크리프가 발생하게 된다. 단기적으로 바닥판에 발생하는 응력은 일시적인 활하중에 의한 것으로 경간 중앙부의 바닥판에 교축방향 압축응력이 발생하고 내부 지점부의 바닥판에 교축방향 인장응력이 발생하는 것으로 생각할 수 있으나 그렇지는 않고 바닥판 전체에서 인장응력이 발생한다. 이는 경간 중앙부라고 하더라도 인접경간의 영향에 의해서 부모멘트가 발생할 수 있기 때문에 나타나는 현상이다. 아래는 거더 지점부의 바닥판이 유효하다고 가정한 경우의 80m급 강합성거더교의 각 하중별 발생응력도이다.

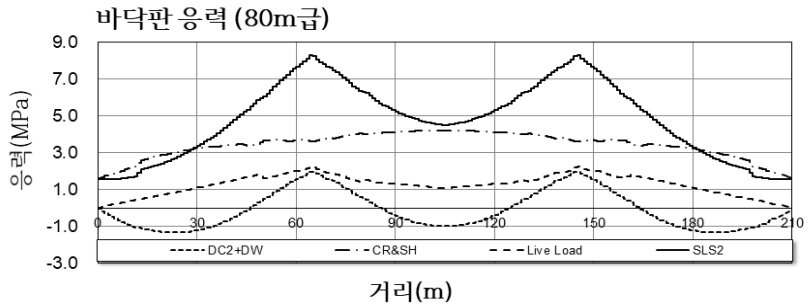



그림 2.2.2.1 80m급 강합성 교량의 각 하중별 발생응력도

사용하중조합 I 에서 바닥판에 인장력이 발생하는 구간은 교량전체구간이다. 바닥판 전 구간에 인장력을 발생시키는 가장 큰 요인은 크리프와 건조수축으로 인장응력의 크기도 매우 큰 것을 알 수 있다. 그러나 이러한 결과는 지점부 바닥판이 유효하다고 가정한 결과이므로 지점부의 인장을 받는 바닥판에 균열이 발생할 경우 모멘트의 재분배가 발생한다. 이로 인하여 바닥판에 발생하는 인장응력의 크기가 줄어들 수 있으나 전체적인 경향이 바뀔 수는 없을 것으로 판단된다. 따라서 균열 발생을 고려하여 균열 발생부 바닥판의 강도를 감소시켜 구조해석을 수행하는 모델링 기법이 필요하다.

본 연구에서는 2-Layer 모델을 적용한 강합성거더를 구조해석하여 균열 발생이 예상되는 구간의 바닥판 콘크리트가 균열로 인하여 강도저하가 발생하므로 균열 발생구간을 철근으로 대체하여 강성를 감소시켜 재해석하는 모델링 기법을 제시하고 균열검토를 수행하여 제시한 모델링 기법의 적정성을 검토했다.

### (1) 철근대체 모델을 적용한 정밀구조해석 기법 연구

• 검토 목적

시간이 경과함에 따라 건조수축에 의해 바닥판에 인장응력이 증가하는데 발생 인장응력이 한계 인장응력을 초과하게 된다. 본 연구에서는 바닥판 콘크리트의 건조수축과 크리프 등 장기거동의 영향을 반영하기 위해 2-Layer 모델링을 실시하고 시간이 경과함에 따라 응력이 초과하는 바닥판을 순차적으로 철근으로 대체하여 합성거더 바닥판의 거동을 분석하여 인장부 바닥판 설계법을 연구한다.

• 검토 내용

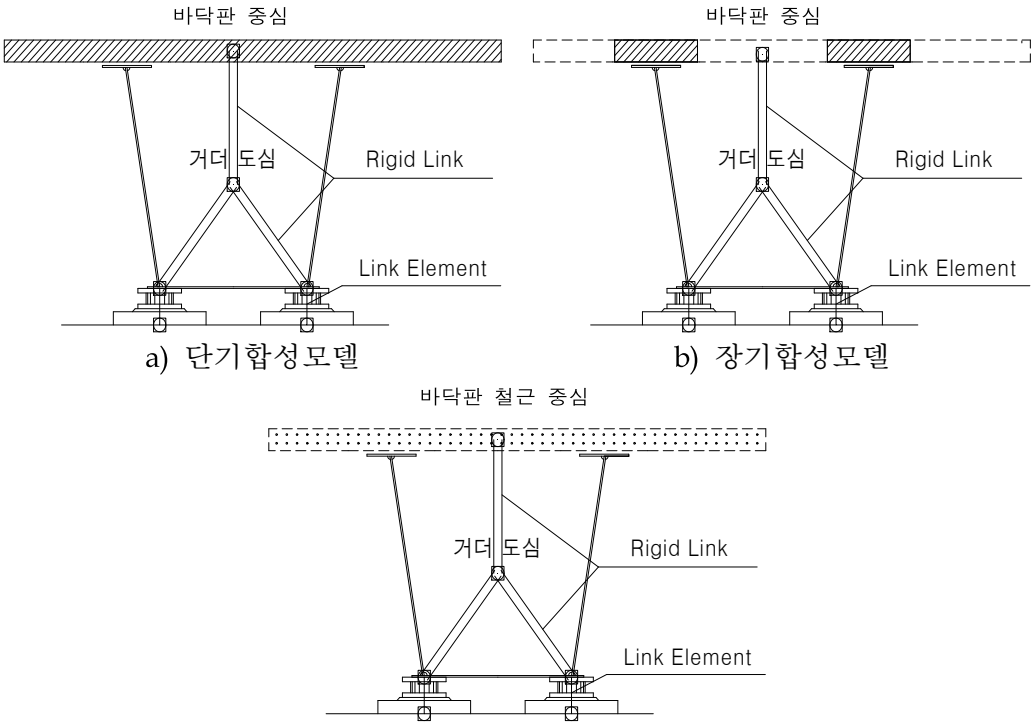
검토모델은 지점부에 바닥판 콘크리트에 큰 인장력이 발생하는 80m급 3경간 (65+80+65

=210m) 강합성거더교를 대상으로 했다.

단기하중과 장기하중을 구분하여 적용하기 위하여 단기합성모델과 장기합성모델로 강거더와 콘크리트 바닥판을 분리하여 2-Layer을 모델링했다. 이때 단기합성모델은 바닥판 콘크리트의 전폭 모델이고, 장기합성모델은 바닥판 콘크리트 단면을 전단면이 아닌 장기거동의 크리프 영향을 반영한 전폭의 1/3n을 적용한 모델이고 건조수축변형률은 KDS 14 31 10 강구조 부재 설계기준의 100%를 적용했다.

바닥판은 콘크리트의 시간의존적 특성을 적용하고 장기거동에 의해 바닥판의 균열발생시 지점부의 합성거더 단면의 강성변화에 의한 모멘트 재분배와 비선형성을 고려하기 위해 극한한계상태의 응력을 검토하여 철근대체모델(콘크리트를 철근으로 치환한 모델)로 구조계를 재해석했다.

철근의 치환 구간의 판정은 사용한계상태 I 에서 교축방향응력이 $2f_{ctm}$ 을 초과하는 경우 바닥판 슬래브에 균열이 발생한 것으로 가정하고 철근단면으로 모델링을 치환하여 재해석했다. 철근대체모델의 해석결과는 사용한계상태 I 철근의 응력과 인장강화효과를 고려하여 균열폭을 산정했다. 균열폭의 계산은 철근치환부분에서만 실시했다.




a) 단기합성모델 b) 장기합성모델

c) 철근대체모델

그림 2.2.2.2 단기합성모델 및 장기합성모델과 철근대체모델

- 경간 구성 및 표준 횡단면도

검토모델의 경간 구성과 횡단면도는 아래의 그림 2.2.2.3, 2.2.2.4와 같다.

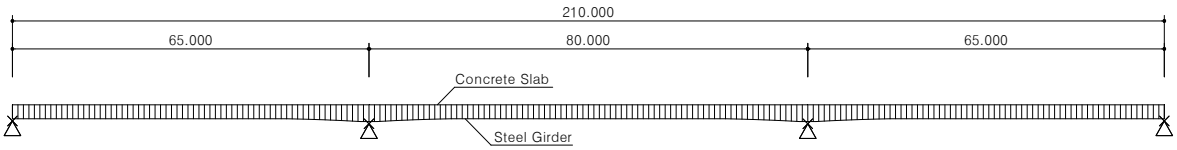



그림 2.2.2.3 경간 구성

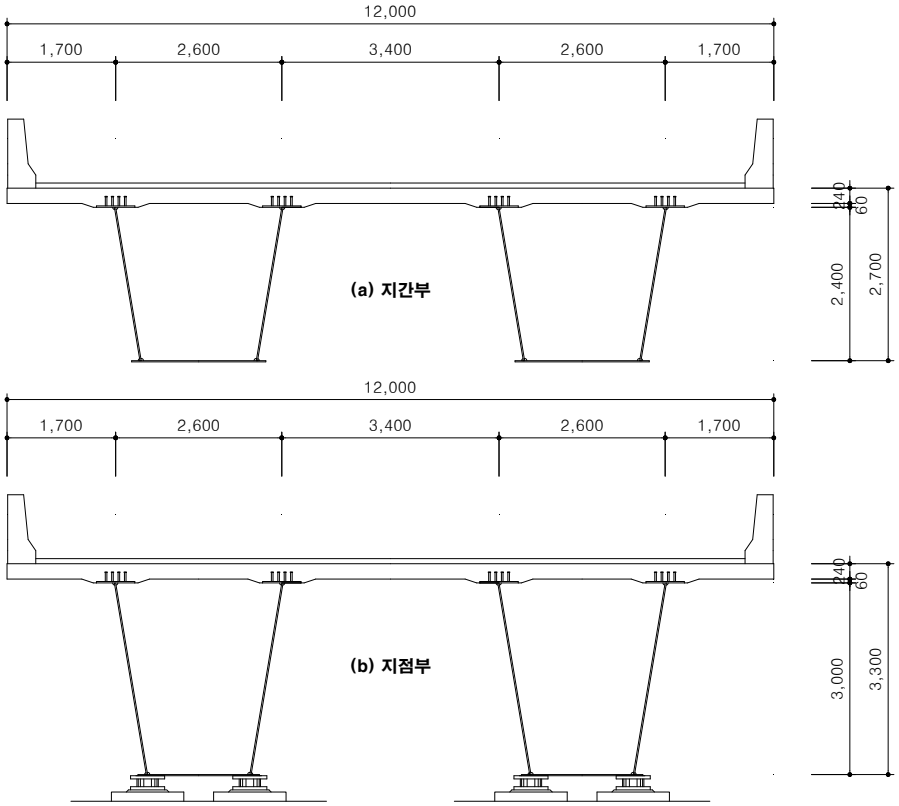



그림 2.2.2.4 표준 횡단면도

검토에 사용된 하중은 시공중일 경우 수화열을 고려하기 위한 전구간 바닥판에 20℃ 온도하중을 적용하고 공용중일 때 사용한계상태Ⅰ 조합을 적용한다. 시공중의 경우 표 2.2.2.1에 따라 온도변화량만 적용하고 공용중일 경우에는 표 2.2.2.2의 하중 외 온도하중과 풍하중 등의 다른 하중의 영향은 고려하지 않는다.

표 2.2.2.1 시공중 적용하중

| 구분 | 온도하중 |
|---|---|
| 시공하중 | 온도변화량 20℃를 바닥판에 적용 |

주) 시공중 하중조합은 수화열을 고려하기 위해 바닥판에 20℃ 온도하중을 적용 이때, 콘크리트의 균열을 검토하기 위한 바닥판 재령은 타설 후 3~4일로 함

주) 온도하중은 Eurocode 4 7.4.1(6)의 추천치로 적용

표 2.2.2.2 공용중 적용하중

| 구분 | DC2&Cr<br>(2차 고정하중) | DW&Cr<br>(포장하중) | Sh<br>(건조수축) | LL<br>(활하중) |
|---|---|---|---|---|
| 합성단면 | 장기합성단면 (1/3n) | | | 단기합성단면<br>(1/n) |
| 사용한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

주) 건조수축은 등가 온도하중으로 입력하거나 건조수축이 고려되는 프로그램으로 수행
철근 환산단면은 전폭의 철근으로 계산

- 강재거더 단면의 제원

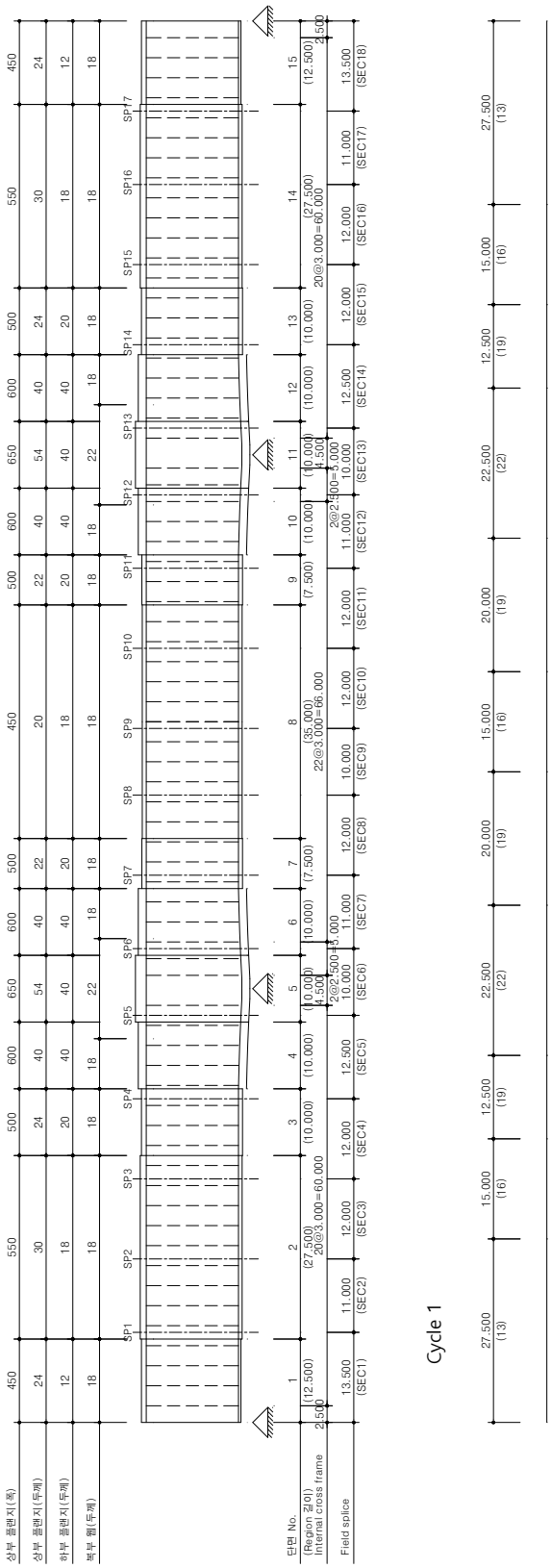


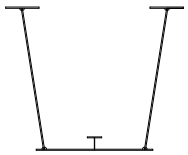
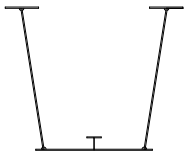
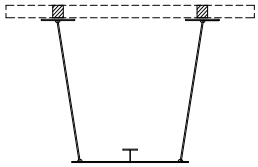
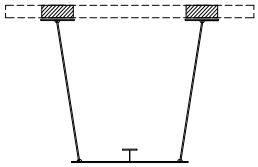

그림 2.2.2.5 80m급 3경간 강합성거더 단면의 변화

• 강합성거더 설계

강합성거더 설계는 각 설계 단계에 따라 시공중과 공용중 설계로 구분하고 공용중 설계의 경우 합성전과 합성후로 나뉜다. 합성후는 하중 특성을 반영하여 다시 장기하중과 단기하중으로 구분하여 각각 검토했다.

표 2.2.2.3는 해석모델과 각 단계별 고려하중을 나타낸 표이다.

표 2.2.2.3 강합성거더의 설계 단계

| 항목 | 시공중설계 | 공용중 설계 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 합성전 | 합성후 | |
| | | | 장기하중(3n) | 단기하중(n) |
| 단면 |  |  |  |  |
| 하중 | 거더자중<br>바닥판자중<br>시공중 활하중<br>시공중 풍하중 등 | 거더자중<br>바닥판자중 | 2차 고정하중, 포장<br>(바닥판 건조수축<br>KDS : 포함으로 봄<br>EC4 : 추가고려) | 활하중<br>온도하중 |

합성 단계별 거더 모멘트도와 강재단면 검토 결과는 아래와 같다.

표 2.2.2.4 합성 단계별 거더의 모멘트도

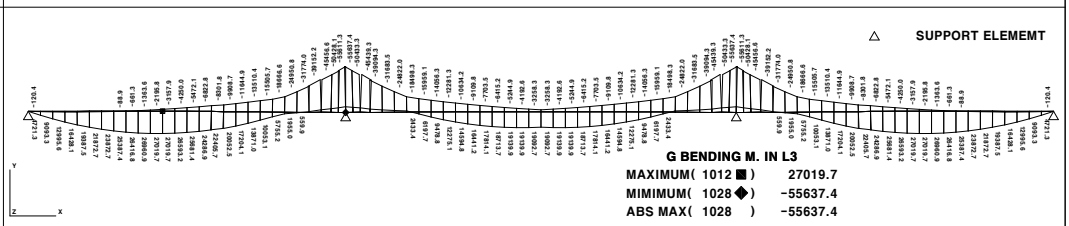
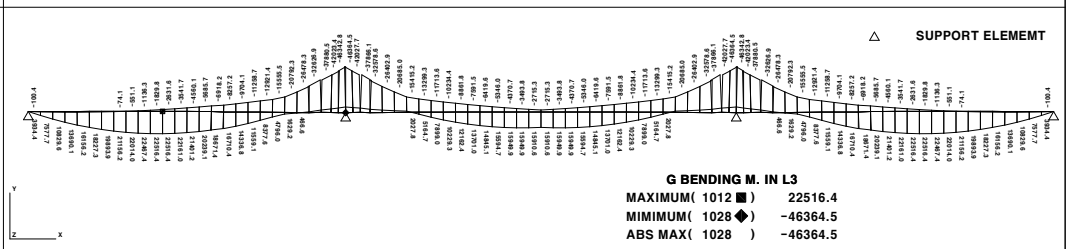
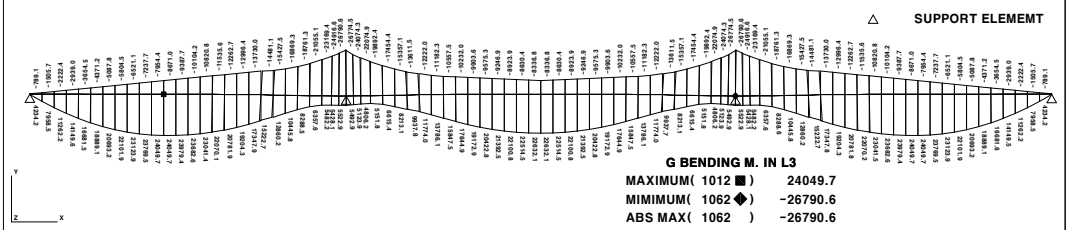
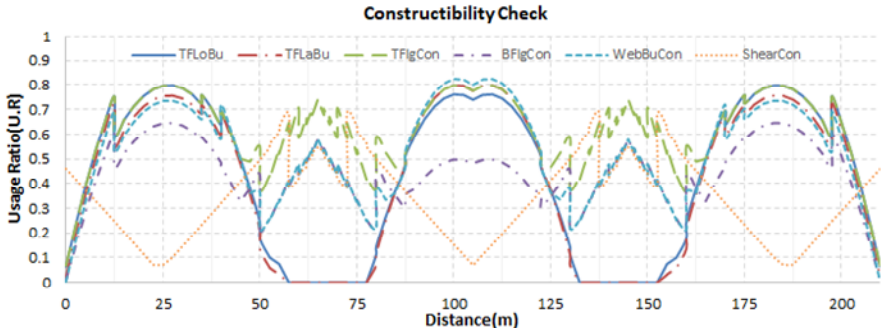
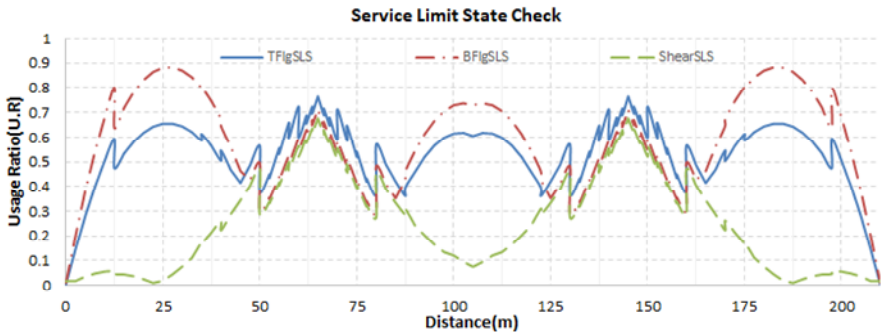
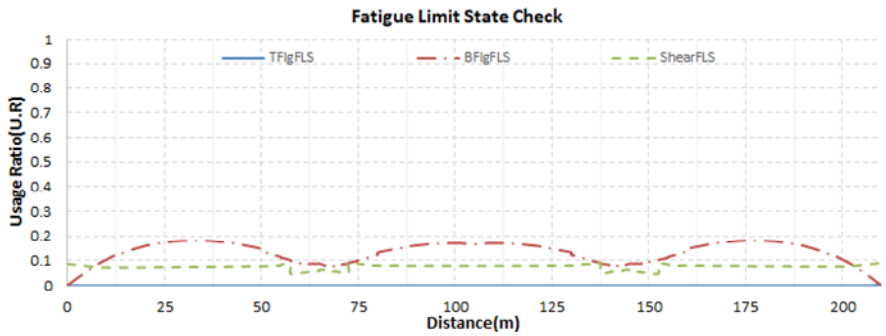
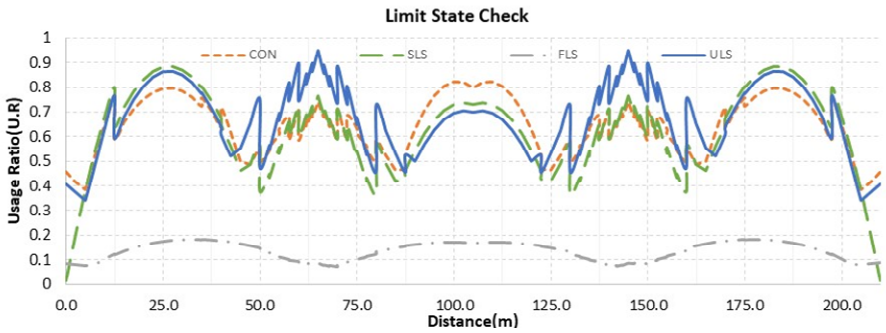
| 구 분 | 단 면 력 |
|---|---|
| 시공중 |  |
| 공용중 (합성전) |  |
| 공용중 (합성후) |  |

표 2.2.2.5 강합성거더의 단면 검토 결과

| 구 분 | 단면검토 결과 |
|---|---|
| 시공중 한계상태 | <br>- 시공시 정모멘트부는 횡좌굴에 지배되며 부모멘트부의 U.R은 여유있게 만족한다. |
| 공용중 사용한계 | <br>- 공용중 사용한계상태의 U.R은 부모멘트 부에서 여유있게 만족한다. |
| 공용중 피로한계 | <br>- 공용중 피로한계상태의 U.R은 모두 여유있게 만족한다. |
| 공용중 강도한계 | <br>- 공용중 강도한계상태의 U.R은 지점부가 지배적이다. |

• 강합성거더 바닥판의 거동

강합성거더의 바닥판 설계시 철근대체 모델은 바닥판 콘크리트의 비선형성과 균열 발생시 모멘트 재분배 등을 고려했을 때 매우 합리적인 해석 모델이다. 따라서 철근대체 모델링시 철근대체 구간의 판단기준이 되는 하중조합과 콘크리트의 기준응력은 명확히 할 필요가 있으나 우리나라 설계기준에서 명확하게 제시하고 있지 않으므로 각 설계기준을 비교하여 방향을 제시하고자 한다.

KDS 14 31 10 강구조 부재 설계기준과 AASHTO LRFD에 따르면 사용한계상태의 영구처짐의 규정에서 부모멘트구간철근합성으로 기준응력을 $2f_r$로 제시하고 있다. 이를 통해 철근대체구간의 기준응력을 $2f_r$로 보는 것으로 유추가 가능하지만 철근대체 구간의 균열폭 검토에 관한 내용은 제시하고 있지 않다.

본 검토에서는 강합성거더 관련조항인 Eurocode 4를 참고로 하여 기준응력 $2f_{ctm}$을 기준으로 사용한계상태의 응력을 비교하여 철근대체 모델링을 실시했다.

표 2.2.2.6 부모멘트부 바닥판 강성에 관한 설계기준

| 구 분 | 내 용 |
|---|---|
| KDS 14 31 10<br>강구조 부재 설계기준<br>(AASHTO LRFD 2012) | 4.3.3.1.4.2(LRFD6.10.4.2) : 영구처짐<br>- 사용한계상태를 적용<br>- $\sigma_c \leq 2 f_r$ : 정부모멘트구간바닥판유효<br>- $\sigma_c > 2 f_r$ : 부모멘트구간철근합성 |
| Euro Code, EC4 | 5.4.2.3 : Effect of cracking of concrete<br>- 극한 및 사용한계상태로 판별 또는 경간장의 15%<br>- $\sigma_c > 2 f_{ctm}$ , $E_aI_1 \rightarrow E_aI_2$ 철근치환 |

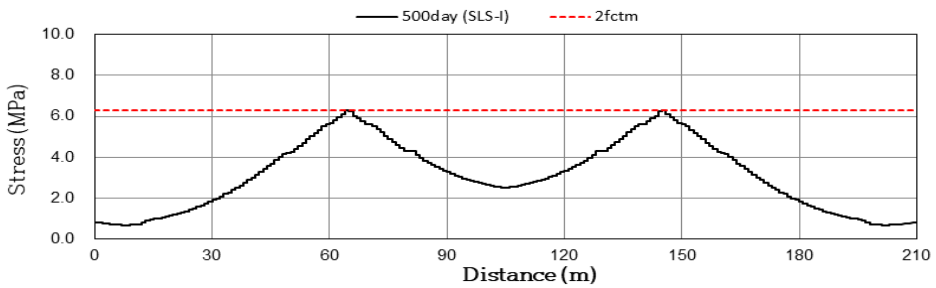



그림 2.2.2.6 재령 500일의 바닥판 슬래브 발생응력도 (사용한계상태 I)

바닥판에 작용하는 축방향 응력은 2차 고정하중(방호벽과 포장)과 건조수축 그리고 활하

중의 재하 조건에서 시간에 따른 영향을 검토했다. 공용중 바닥판 재령 500일을 검토한 결과 철근치환조건인 $2f_{ctm}$ = 6.297MPa에 도달하였다.

$$2f_{ctm} = 2\times 0.3 f_{cm}^{2/3} = 2\times 0.3(f_{ck}+\Delta f)^{2/3} = 2\times 0.3(30+4)^{2/3} = 6.297\text{MPa}$$

이때, 중앙경간 중앙의 인장응력은 최소 $\sigma sl$ = 2.52MPa 이상의 인장응력이 발생했다. 시간을 점진적으로 증가하며 응력이 증가하는 부분을 철근으로 치환하면 결과는 아래와 같이 순차적으로 철근 치환구간의 길이가 증가했다.

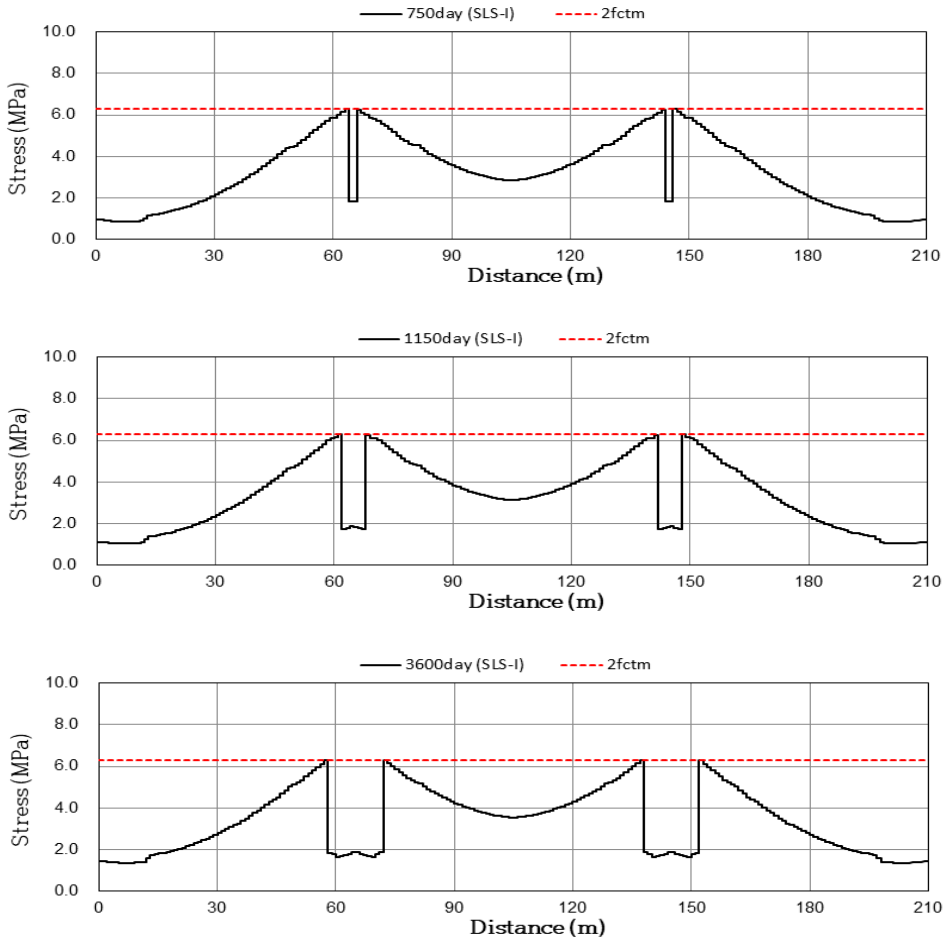



그림 2.2.2.7 재령 750~3,600일의 공용중 바닥판 슬래브 발생응력도 (사용한계상태 I)

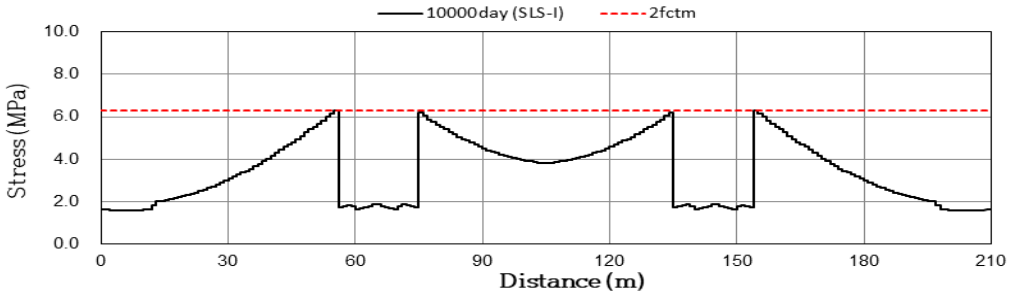
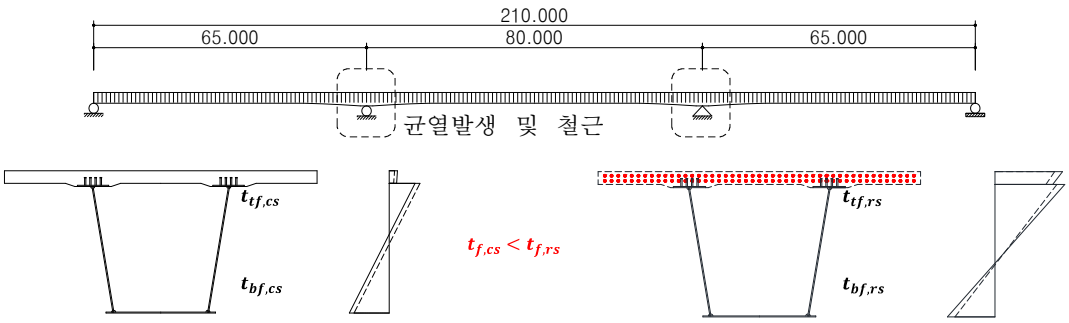



그림 2.2.2.8 재령 10,000일의 공용중 바닥판 슬래브 발생응력도 (사용한계상태 I)

바닥판의 재령이 증가함에 따라 장기거동인 건조수축이 증가하게 되고 이는 바닥판의 응력증가로 이어진다. 재령 10,000일에서 측경간의 철근치환구간은 측경간 65m의 13.8%인 9m로 측경간 65m의 15%에 해당하는 9.75m의 0.92배이다. 중앙경간의 치환구간은 중앙경간 80m의 10%인 10m로 15%에 해당하는 12m의 0.83배이다. 이는 Eurocode 4에서 추천한 경간장의 15% 이내임을 확인하였다.

중앙경간 중앙 인장응력은 공용중일 때 재령 500일의 2.52MPa에서 재령 10,000일에 3.53MPa로 증가했다. 지점부를 철근으로 치환하더라도 지간부의 응력이 소거되지는 않고 재령에 따라 점진적으로 증가하였다.

바닥판의 균열을 고려하여 철근대체 모델로 해석을 수행하는데 이때의 강재거더의 영향은 철근합성거더로 변화됨에 따라 균열발생시 바닥판이 받던 힘을 철근이 일부 부담하고 나머지는 강재거더가 추가적으로 부담하게 된다. 이에 따른 힘의 변화는 아래와 같다.




a) 비균열 바닥판 b) 균열 바닥판

그림 2.2.2.9 균열 발생시의 바닥판과 강재거더의 응력분포

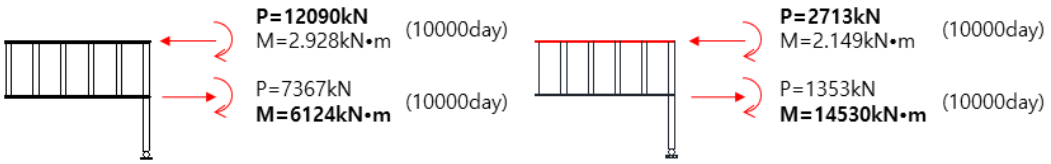
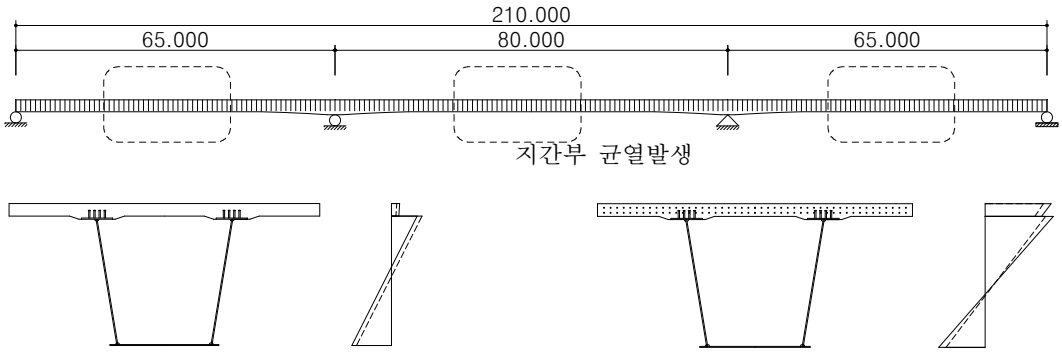



그림 2.2.2.10 바닥판 균열시 철근과 강재거더로의 힘 전달

균열 발생시 바닥판 콘크리트가 받던 축력은 감소하고 강거더의 모멘트는 크게 증가했다. 힘 전달 경로의 변동에 의해 강재의 휨강성이 더 크게 필요하게 된다.




a) 비균열 바닥판 b) 균열 바닥판

그림 2.2.2.11 균열 발생시의 바닥판과 강재거더의 응력분포

고정하중 정모멘트부에도 활하중 및 장기거동에 의해 바닥판에 인장응력이 발생하고 바닥판 건조수축에 의해 균열이 발생할 수 있다. 하지만 지간부의 강재단면은 시공시에 지배를 받아 공용중에는 단면의 여유가 많으므로 부모멘트에 의한 강재단면의 증가는 필요하지 않을 것이고 지간부에 작용하는 정모멘트의 경우 균열이 닫히는 방향인 압축응력을 작용하게 하므로 마찬가지로 강재단면의 증가는 필요치 않을 것이다. 따라서 부모멘트 철근은 고정하중 변곡점까지 철근을 연장할 필요가 있을 것으로 판단된다.

일반적으로 콘크리트 부재의 균열거동은 아래와 같이 두 가지로 구분할 수 있다.




a) 하중유발 균열 b) 변형유발 균열

그림 2.2.2.12 균열 발생시의 바닥판과 강재거더의 응력분포

작용하중에 따라 균열폭이 제한 없이 발생하는 타부재 비의존적 균열과 타부재의 변형량에 따라 균열폭이 상호영향을 받는 타부재에 의존적인 균열로 구분할 수 있다. 합성거더 바닥판의 균열은 강재거더와 상호작용을 하는 의존적 균열로 균열발생 후 외력에 의한 영향은 낮다. 균열발생 후 철근 Slip으로 초기균열폭을 수렴한 후에는 건조수축에 의해 발전한다.

바닥판 콘크리트는 균열발생 전 콘크리트의 인장강도로 작용 인장력을 저항하고 균열과 동시에 콘크리트가 부담하던 인장응력이 철근으로 전달되게 된다. 이때 철근의 강성이 강거더의 강성에 비하여 작기 때문에 강재거더로 힘이 분산되어 균열응력은 철근과 함께 강재거더가 분담하게 된다. 따라서 균열발생 후 철근의 Slip으로 바닥판 축력은 감소하게 되고 균열발생 이후 작용하는 하중에 대해서 철근 합성거더의 철근에 발생되는 응력에 의해 균열이 발전하게 된다.

검토된 바와 같이 철근치환 모델은 최초 균열발생시 강거더와 철근이 각각 일정부분을 부담하게 된다. 이때 철근이 부담하는 응력에 의해 균열면에서 철근과 콘크리트 계면에서 슬립이 발생하고 철근과 콘크리트 변형률 차이 만큼에 의해 초기 균열이 발생한다.

초기균열 이후에는 추가로 작용하는 하중에 대해 철근합성단면에서 철근의 축력이 증가하게 되며 증가된 철근의 축력에 의해 철근의 슬립은 더 증가하고 균열은 더욱 발전하게 된다. 균열폭을 계산하기 위해서 철근의 응력을 철근치환 2-Layer모델에서 철근의 축력으로 계산하게 되나 이 응력만으로 균열을 검토한다면 균열을 과소평가할 수 있다. 따라서 철근합성단면의 철근 응력으로 균열폭을 산정할 때는 인장강화효과를 고려하여 바닥판의 균열폭을 계산해야 한다.

Joost C. Walraven의 이론에 의해 인장강성 증강효과를 고려하면 아래와 같다.

철근의 최대 부착길이는 $l_{s,\max} = \frac{f_{ctm}}{4\tau_{bm}} \frac{\phi}{\rho}$ 이다.

균열의 평균간격을 $1.5 l_{s,\max}$ 로 가정하면 철근의 응력은 아래와 같이 구할 수 있다. 이때 철근의 평균응력 위치는 0.375 $l_{s,\max}$ 이다.

철근의 응력변동을 구하면 $f_{so} - f_{so}' = \frac{A_{ad}}{A_s}$ 가 된다.

따라서 철근에 발생하는 응력은 $f_{so} = f_{so}' + \frac{0.375 f_{ctm}}{\rho}$ 로 유도된다.

Eurocode에서는 인장강화효과로 $\frac{0.375 f_{ctm}}{\rho} \approx \frac{0.4 f_{ctm}}{\rho}$ 을 제안하고 있다.

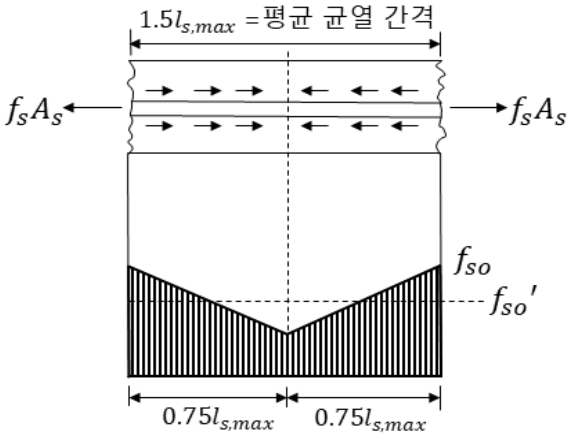



그림 2.2.2.13 균열 단면의 철근과 콘크리트의 응력관계

• 강합성거더 바닥판의 균열검토

강합성거더의 지점부 바닥판은 콘크리트 단면으로 모델링하면 바닥판에 교축방향으로 매우 큰 인장력이 발생했다. 이 인장력은 철근으로 모두 부담하게 설계할 수도 있겠지만 설계기준에서 정의하는 강합성거더의 설계개념은 기본적으로 바닥판의 균열발생을 인정하고 설계하는 것이다. 바닥판에 발생하는 인장응력이 콘크리트의 인장한계를 초과하게 되면 초과구간은 바닥판을 콘크리트 대신에 철근으로 모델링하게 되는데 철근량은 바닥판이 부담하고 있던 축력을 모두 저항하는 개념이 아니고 최소철근만을 배치하는 개념이다. 이 경우 바닥판이 부담하던 인장력은 강거더의 휨모멘트로 전이되게 되어 강거더가 더 높은 강성을 가져야 되므로 플레이트의 두께가 증가한다.

강합성거더교는 지점부 바닥판에 균열발생을 전제로 설계하기 때문에 바닥판의 방수를 견고히 해서 교량이 바닥판의 균열로 인해 수명이 단축되는 상황이 발생되지 않게 하여 교량의 내구수명 이상의 내구성을 확보하도록 하여야 한다. 그러나 이 경우의 균열은 바닥판단면 전체에 발생하는 균열이므로 우수 및 제빙염에 직접적으로 노출되는 바닥판 상면뿐만 아니라 하면에도 균열이 발생하게 된다. 바닥판의 하면의 경우는 방수를 하는 것 보다는 피복 또는 균열폭 관리와 같은 설계를 통해서 콘크리트 내구성을 확보할 필요가 있다.

바닥판의 내구성을 위해 국내외 설계기준을 살펴보면 KDS 14 31 10 강구조 부재 설계기준에서는 철근량을 1.0% 이상 배근하도록 되어있으나 강구조 설계기준해설의 해설에서는 부모멘트 구간의 최소 바닥판 철근을 바닥판단면적의 1.5% 이상 배근하도록 되어있다. 하지만 KDS 14 31 10 강구조 부재 설계기준에서는 균열폭 계산 기준을 제시하고 있지 않으며, 강구조 설계기준해설은 균열폭 검토시 사용되는 하중에 대해 명시만 되어있을 뿐 철근 단면적의 계산에 필요한 해석 방법이나 응력 판단 기준이 명확하게 제시되어 있지 않다. 그러나

Eurocode는 최소 철근량을 제한하고 또한 직접균열계산을 실시하도록 하고 있다. 따라서 균열폭을 직접제어하는 Eurocode 4를 참고하여 균열폭을 고려한 지점부 철근배근이 필요하다. 아래는 바닥판 균열계산에 대한 설계기준을 비교한 결과이다.

표 2.2.2.7 바닥판 콘크리트의 균열 검토에 대한 설계기준 비교

| 구 분 | 내 용 |
|---|---|
| KDS 14 31 10<br>강구조 부재 설계기준 | 4.3.3.1.1.7 : 부모멘트 구간의 최소 바닥판철근<br>- 계수시공하중으로 판별<br>- $\sigma c > \varnothing fr$<br>- 바닥판단면적의 1.0% 이상배근<br>- 균열폭 계산 기준 없음 |
| 강구조설계기준해설 2017 | 4.3.3.1.1.7 : 부모멘트 구간의 최소 바닥판 철근<br>- DL+LL+SH로 균열폭 검토하고 장경간 1.5% 이상 배근<br>- 균열폭 계산 기준 없음 |
| AASHTO LRFD 2017 | 6.10.1.7 : Minimum Negative Flexure Concrete<br>- 계수시공하중, 사용한계상태 II로 판별<br>- $\sigma c > \varnothing fr$<br>- 바닥판 총단면적의 1.0% 이상 배근<br>- 균열폭 검토 기준 없음 |
| Eurocode 4 | 7.4.1(5) : 시공단계에만 열수축 고려<br>7.4.2 : 최소철근<br>- $A_s = k_s\ k_c\ k\ f_{ct,eff}\ A_{ct}\ /\ \sigma_s$ , 최소철근배근<br>7.4.3 : Control of cracking<br>- 직접균열계산, $\sigma_s = \sigma_{s,0} + f_{ctm}\ /\ (\alpha_s\ \rho_s)$<br>7.5.3 : Minimum reinforcement<br>- $A_{s,min} = 0.01\ A_{c,eff}$ , 1.0% 이상 배근 |

아래 단계는 Eurocode 4를 참고로 하여 강합성거더의 지점부 바닥판에 철근을 배치하고 배치된 철근으로 강합성거더에 발생하는 모멘트에 의해 바닥판에 발생하는 균열검토과정을 나타낸 것이다. 자세한 검토 방법은 부록의 가이드라인에서 설명하였다.

Step 1 : 강합성거더 모델링 및 하중

강거더와 바닥판을 각각 모델링하여 시공단계에서는 수화열을 고려하기 위해 바닥판에 20℃ 온도하중을 재하하고 공용단계에서는 사용한계상태 I 하중조합으로 재하한다.

Step 2 : 균열 구간 산정 및 강성치환

지점부의 인장을 받는 바닥판에 균열이 발생할 경우 모멘트 재분배가 발생하므로 균열이 발생하는 구간을 산정하고 이 구간에 대해 철근합성단면으로 강성치환을 수행한다.

Step 3 : 철근 응력 산정

균열단면으로 치환하여 구한 철근에 발생하는 응력은 인장강화효과가 고려되지 않아 계산시 균열을 과소평가하게 되므로 인장강화효과를 고려한 철근의 응력을 계산한다.

Step 4 : 한계 균열폭 산정

바닥판 종류에 따른 내구성 검토에 따라 한계균열폭을 결정한다.

Step 5 : 균열폭 검토

사용한계상태 I 하중조합을 이용하여 균열폭을 검토하고 한계균열폭 초과시 철근량을 다시 조정하여 재해석을 수행한다. 또는 간접균열 제어를 통해 철근량을 조절한다.

Step 6 : 최소철근 검토

공용중 하중을 고려한 최소철근을 검토한다.

### (2) 바닥판의 균열폭 검토

• 합성거더 바닥판의 균열구간 검토

강거더와 바닥판을 각각 모델링 하여 시공중의 경우 수화열을 고려하여 바닥판에 온도변화량 20℃를, 공용중의 경우 사용한계상태 I 하중조합을 재하했다. 균열폭 검토하기 앞서 시공중과 공용중일 때 바닥판이 유효한지를 바닥판 응력을 통해 판단해야 한다. 교량 전구간의 바닥판이 유효하다고 가정하고 산정한 응력이 $2f_{ctm}$ 초과하는 구간에 대해 철근치환을 수행하거나 경간장의 15%를 치환한다.

- 시공중 바닥판 균열구간 검토

시공중의 경우 교량 전구간의 바닥판이 유효하다고 가정하고 바닥판에 온도변화량 20℃를 재하한 결과 3일강도 기준 $2f_{ctm}$(4.47MPa)을 초과하지 않았다. 따라서 시공중의 경우 비균열 상태로 판정되므로 균열폭 검토 및 최소철근량 검토는 하지 않는다.

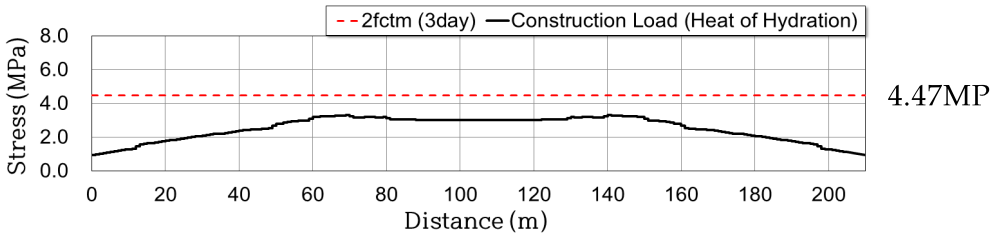



그림 2.2.2.14 시공중 바닥판 균열구간 검토

- 공용중 바닥판 균열구간 검토

공용중의 경우 사용한계상태 I 하중조합을 재하하여 교량 전구간의 바닥판이 유효하다고 가정하고 응력은 산정하였다. 이때 바닥판에 발생하는 응력이 시간이 증가함에 따라 바닥판의 장기거동인 건조수축에 의해 경간장의 바닥판 응력 및 지점부 바닥판의 응력이 점진적으로 증가하였다. 그에 따라 $2f_{ctm}$(6.297MPa)을 초과하는 구간이 늘어나는 만큼 철근치환구간이 증가하게 된다. 최종적으로 재령 10,000일에서 측경간 9m(13.8%), 중앙경간 8m(12.5%)로 Eurocode 4에서 제안하는 15% 이내로 치환되었다.

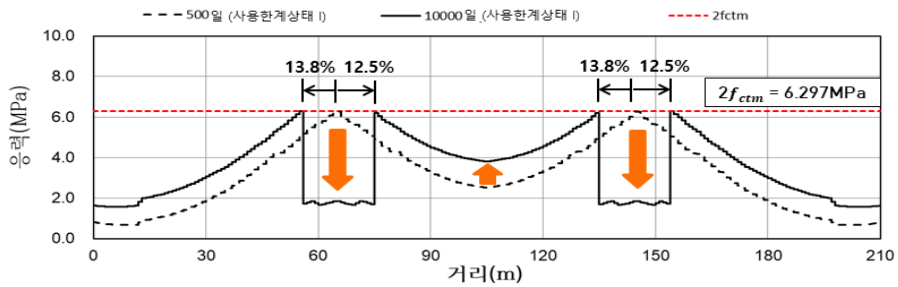



그림 2.2.2.15 시간경과에 따른 바닥판의 교축방향 인장응력도

2차 고정하중은 그림 2.2.2.16와 같이 변곡점이 발생하며 인장과 압축구간이 구분된다. 하지만 장기하중 및 활하중은 바닥판 전구간에 인장응력이 발생했다. 2차 고정하중의 인장구간은 철근치환구간보다 크며 이 구간내 비철근치환구간은 큰 인장력이 발생하나 설계기준에 의해 사용한계상태에서 유효하다고 가정한다.

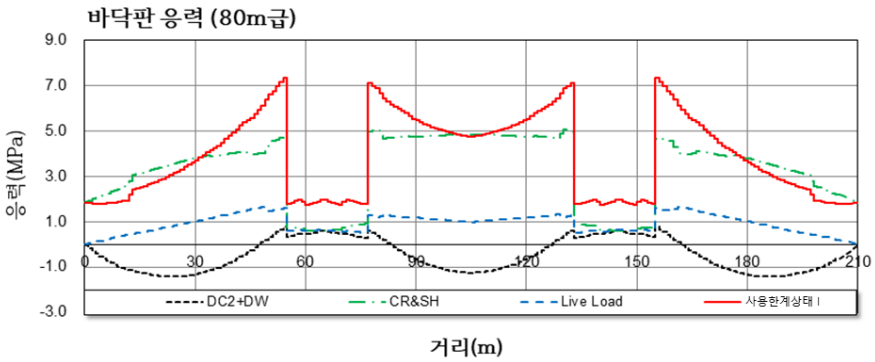



그림 2.2.2.16 각 하중별 바닥판 콘크리트의 축력도

• 균열계산결과

시공중의 경우 3일강도 기준 $2f_{ctm}$을 초과하지 않아 비균열 상태로 판정되므로 균열폭 검토 는 수행하지 않는다. 공용중의 경우 지간부 균열 검토시 철근치환구간 이외의 콘크리트 바닥판 구간에서 상당히 큰 균열폭이 계산된다. 이 균열폭은 설계기준에 의해 철근만 유효한 상태에서 산정한 균열폭이다. 하지만 실제로 이 구간 내 콘크리트는 $2f_{ctm}$의 응력을 초과하지 않았기 때문에 비균열 단면으로 판단되고 바닥판 축력에 대해 콘크리트가 인장강도로 저항하고 있을 것이다. 지간부에도 균열이 있을 수는 있으나 균열이 발생하여도 합성거더는 추가로 부모멘트를 받지 않고 정모멘트를 받게 되어 균열이 닫힐 것으로 판단되어 철근치환 구간을 제외한 부분의 균열 검토는 불필요한 것으로 판단된다. 지점부 철근은 2차 고정하중에 의한 인장구간의 변곡점 이상 배근하는 것으로 한다. 균열폭 검토시 철근의 응력과 인장강화효과를 고려해야 하며 산정한 균열폭이 한계균열폭을 초과하였을 경우 철근량을 다시 조절하여 재검토를 수행해야 한다.

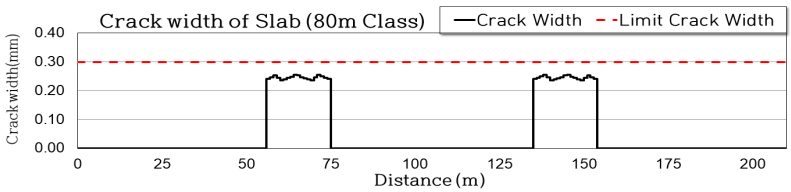



그림 2.2.2.17 지간부 균열을 무시한 바닥판 균열폭 분포도

• 균열폭 및 철근량 검토

균열폭 검토시 철근의 응력과 인장강화효과를 고려해야 하며 설계균열폭을 통해 철근콘크리트의 경우 0.3mm(E등급), 프리스트레스의 경우 0.2mm 초과시에 철근량을 조정하여 균열폭 검토를 다시 수행하여야 한다. 또한 철근량이 0.015Ac,eff 이상이 되도록 조정한다.

**(3) 검토 결론**

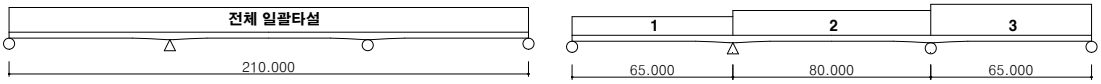
바닥판 균열폭 검토는 KDS 강구조 부재 설계기준과 AASHTO LFRD에서는 제시하고 있지 않다. 장경간 강합성거더의 사용이 증가하는 상황에서 바닥판의 균열 발생사례가 발생하고 있으므로 바닥판에 인장력이 증가하게 되는바 필요에 따른 철근 배치를 위한 균열폭의 검토가 필요한 것이 현실이다. 바닥판 콘크리트의 균열발생 이후 응력은 강거더에 전이되고 철근이 부분분담하게 되는데 여기서 합성거더 바닥판의 균열폭은 강재 거더에 의존적인 특징을 나타낸다. 따라서 균열 후 외력에 의한 추가 균열폭은 제한적일 것이라고 판단된다.

바닥판의 응력에 대해 $2f_{ctm}$을 기준으로 초과 구간을 철근으로 치환하여 철근대체 모델로 해석한다. 균열의 검토는 철근치환 구간에서 철근의 응력과 인장강화효과를 고려하여 Eurocode 4를 참고로 수행했다. 철근치환 구간이 아닌 부분의 균열 검토는 따로 수행하지 않는다.

### 2.2.2.3 바닥판 타설 방법에 따른 장기거동 영향 저감 방안 연구

**(1) 경간 중앙부 선 타설 구간의 크기와 바닥판 장기거동과의 상관관계 연구**

설계단계에서 바닥판의 해석은 시공단계를 반영하여 여러 가지 방법으로 해석할 수 있지만 국내의 경우 일반적으로 전체 일괄타설로 가정하여 해석하는 경우가 많고, 실제 시공 시에는 시공편의를 위해 일방향으로 순차타설하는 것이 현실이다. 하지만 이 두 경우의 슬래브 바닥판은 전혀 다른 힘이 작용하는 상태로 바닥판 응력에 큰 차이가 발생한다. 아래는 주경간 80m급 3경간 강합성거더의 전체 일괄타설과 일방향 순차타설에 따른 고정하중 재하 전 시점에서의 바닥판의 응력을 계산한 결과이다.




a) 전체 일괄타설 모델 b) 일방향 순차 타설 모델

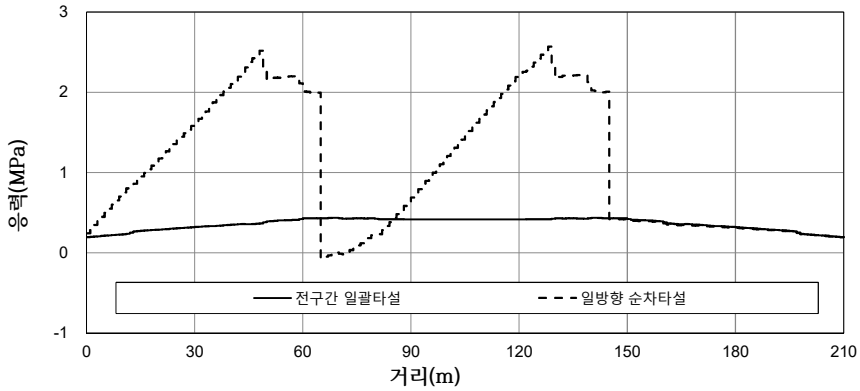



그림 2.2.2.18 전구간 일괄타설과 일방향 순차타설에 의한 바닥판 응력 분포도

바닥판은 타설 순서에 따라 선 타설되는 바닥판에 매우 불리한 응력이 발생할 수 있다. 전체 일괄타설로 해석할 경우 바닥판의 자중을 모두 강재거더가 지지하기 때문에 바닥판에는 건조수축을 제외한 하중이 발생하지 않는다. 하지만 순차타설의 경우 선타설된 바닥판의 강도가 발현된 이후에 타설을 진행하게 되면 합성거동에 의해 위의 결과와 같이 바닥판에 큰 응력이 작용할 수 있다. KDS 14 31 10 강구조 부재 설계기준에 따르면 $f_{ck}$의 75%(일반 콘크리트의 경우 약 1주일)에 도달하기 전에 작용하는 모든 시공하중은 강재단면 만에 의해 지지해야한다고 되어있다. 따라서 바닥판 슬래브의 타설 순서는 정확하게 고려하여 해석할 필요가 있고 시공시 반드시 시공순서를 준수하여야 한다.

본 검토에서는 상대적으로 작은 인장력이 발생하는 지간부 바닥판을 선 타설하고 지점부 바닥판을 후 타설하는 것을 바닥판 응력을 저감시킬 수 있는 방법으로 제시하며, 바닥판 장기거동에 의한 교축방향 응력을 감소시킬 수 있는 방법으로 지간부 선 타설구간에 대한 매개변수 연구(Parametric study)를 수행하여 바닥판 장기거동과의 상관관계 연구했다.

• 검토방법

장기거동에 의한 바닥판의 축력이 가장 크게 발생하는 주경간 80m급 3경간 강합성 교량을 대상으로 강합성거더의 바닥판이 한번에 일괄타설되지 않고 각 위치별 타설에 7일이 소요되는 것으로 가정하고 바닥판 타설 순서를 변경하여 바닥판 축력을 최소화하는 방안을 연구했다.

바닥판 슬래브의 축력에 영향을 주는 가장 큰 요인은 타설 순서에 따른 거더와 바닥판의 합성작용이며 다음은 건조수축과 2차 고정하중에 의한 크리프의 영향일 것으로 판단된다. 따라서 타설 순서를 달리하고 단기하중에 의한 효과를 제외한 바닥판의 자중과 2차 고정하중 그리고 10,000일의 건조수축 영향을 검토하여 타설 순서의 적절성을 검토했다.

일반적으로 부모멘트 구간인 지점부 바닥판에 인장력이 크게 작용하므로 타설순서에 따른 바닥판 응력 저감을 위해 정모멘트부를 선 타설하고 지점부를 후 타설하는 방법으로 바닥판의 응력 줄일 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 3경간 연속교의 2차 고정하중에 의한 모멘트도를 참고하여 정모멘트부와 부멘트부의 타설 구간을 결정하고 일방향 순차타설 모델과 결과를 비교했다.

아래는 일방향 순차타설과 바닥판 응력 저감을 위한 지점부 후타설 모델의 도시이다. 중앙경간 지간부를 선타설하는 경우와 측경간 지간부를 선타설 하는 차이를 두었고 지점부는 두 경우 모두 마지막에 타설하는 것으로 검토했다.

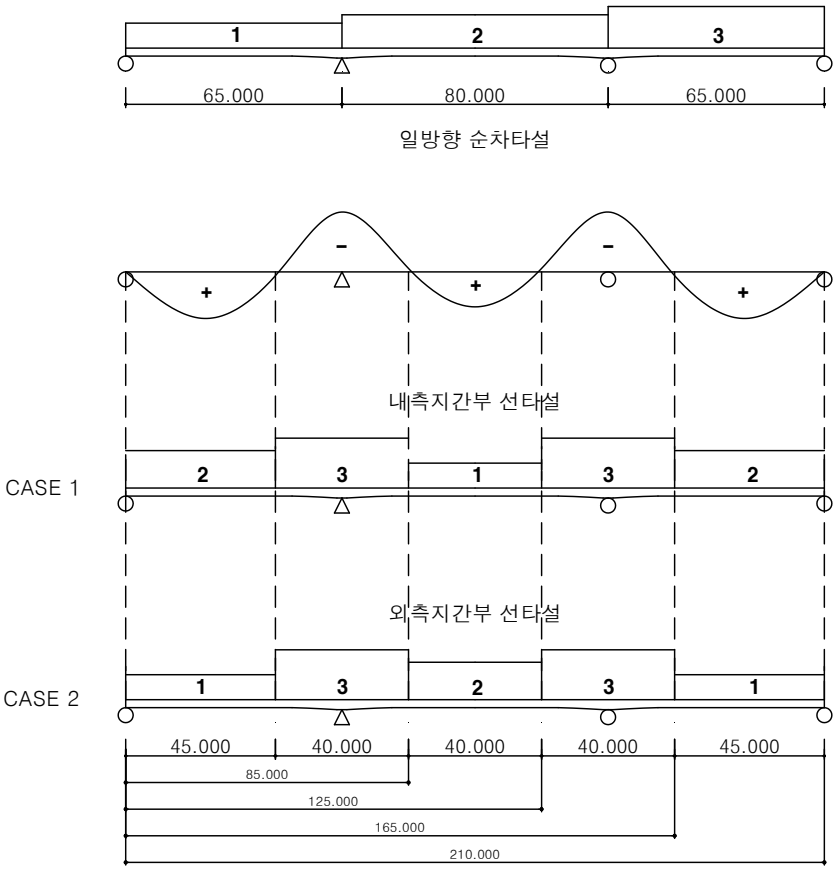



그림 2.2.2.19 각 CASE별 바닥판 콘크리트 타설 순서도

• 검토 결과

아래는 일방향 순차타설과 내외측 지간부를 선타설한 타설순서에 따른 바닥판 응력을 나타낸 그래프이다. 이 응력은 바닥판 자중과 2차 고정하중 그리고 10,000일의 건조수축을 포함한다.

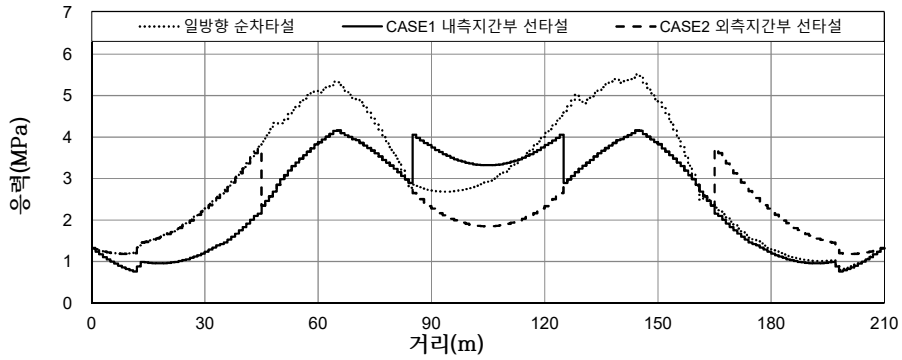



그림 2.2.2.20 각 CASE별 타설순서에 따른 바닥판 응력 분포도

지점부에서 교축방향응력은 일방향 순차타설 모델에서 5.51MPa 내·외측지간부 선타설 모델에서 모두 4.16MPa이다. 타설 순서 조정에 따라 지점부의 응력은 일방향 순차타설 모델 대비 약 1.35MPa(약 25%)의 응력 저감 효과가 있는 것으로 계산된다.

내측지간과 외측지간의 선타설 차이는 선타설 구간에 상당한 응력의 증가를 발생시키므로 외측지간을 선타설하는 CASE 2를 더 이상적인 결과로 선정하고 선타설구간의 응력을 줄일 수 있도록 지점부 구간을 미세 조정했다. 최종적으로 결정한 타설순서와 그에 따른 결과는 아래와 같다.

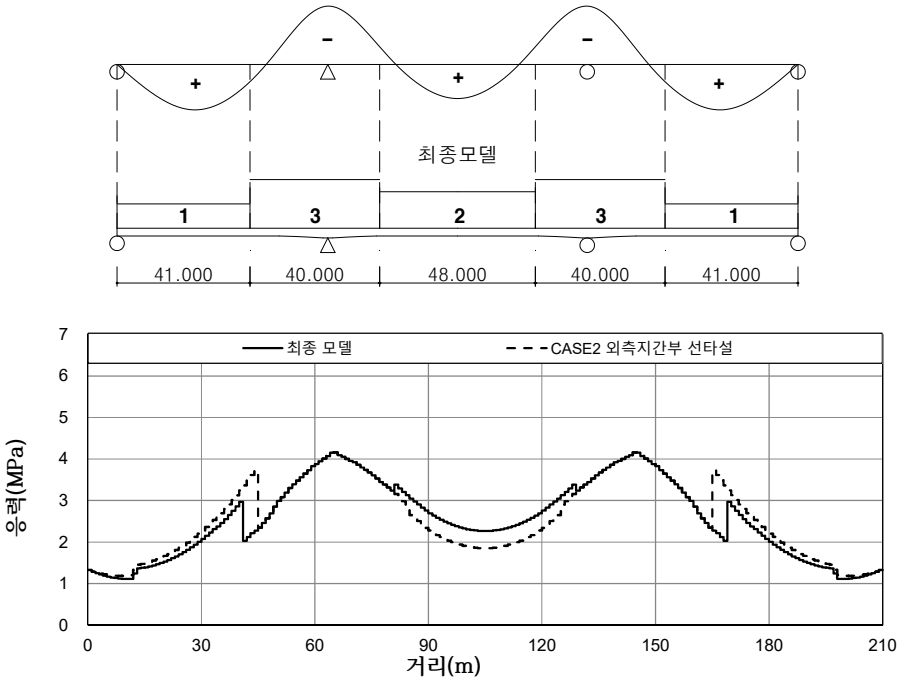



그림 2.2.2.21 최종 타설순서 조정 모델의 해석결과

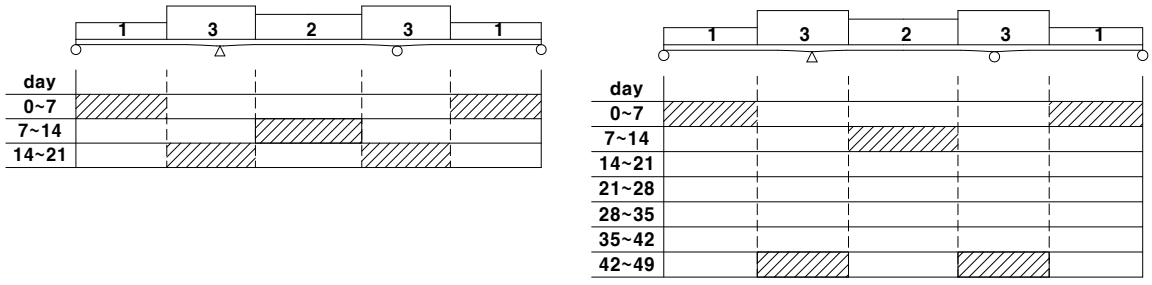
### (2) 경간 중앙부와 지점부 타설 시기 조절에 따른 바닥판 장기거동의 연구

바닥판 장기거동의 영향을 최소화할 수 있는 방안은 타설 순서뿐만 아니라 위치별 타설 시기의 조절도 바닥판의 장기거동 영향을 저감시킬 수 있는 요인으로 판단된다. 경간 중앙부와 지점부 타설 시기와 타설 간격에 대해 매개변수 연구(Parametric study)를 통해 바닥판 장기거동과의 상관관계 연구하고 효과적인 타설 방안을 찾고자 했다.

• 검토 방법

앞선 검토에서 결정된 타설 순서에 따라 선 타설 구간의 응력 저감을 위해 경간 중앙부와 지점부 타설 시기를 조정하여 모델링하고 결과를 비교 검토했다. 2차 고정하중은 첫 바닥판 시공 후 세달 뒤에 이루어지는 것으로 가정하고 그사이 지점부 바닥판 슬래브를 지연 타설하여 그 효과를 확인했다.

타설 시기는 아래와 같이 연속 타설과 지점부 35일 지연 타설에 대하여 각각 검토하고 슬래브 자중, 2차 고정하중과 크리프 및 건조수축만을 고려하여 바닥판 응력의 영향을 검토했다.




a) 연속타설 b) 지연타설

그림 2.2.2.22 바닥판 타설 Time schedule

• 검토 결과

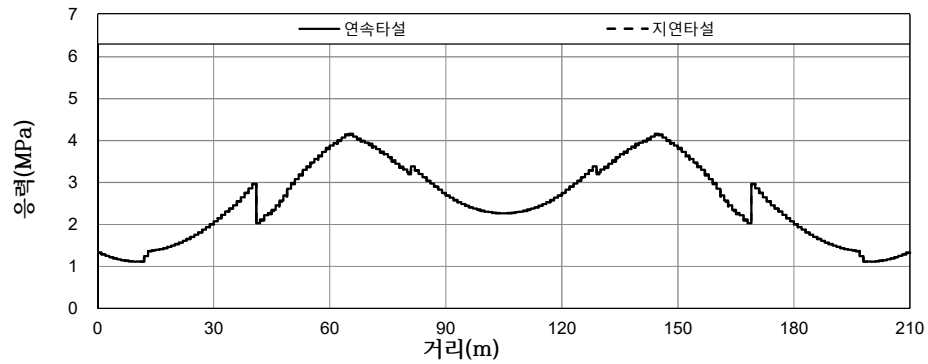



그림 2.2.2.23 바닥판 타설 시기에 따른 응력 분포

바닥판의 시공시 후타설되는 지점부 바닥판을 지연타설 함으로써 얻을 수 있는 효과는 약 0.02MPa로 효과가 매우 적은 것으로 나타난다.

(3) 검토 결론

순차타설의 경우 선타설된 바닥판의 강도가 발현된 이후에 타설되면 합성거동으로 인해 선타설 구간에 상당한 응력이 발생하여 이상적인 타설 순서는 외측지간, 내측지간, 지점부 순서로 타설하는 방법이 우수했다. 추가로 위치별 타설시기의 조절도 영향을 미칠거라 예상했으나 검토결과 타설시기 조절은 바닥판 응력에 미치는 영향이 미미한 것으로 검토되었다.

### 2.2.3 정밀구조해석 수행 대상 교량 조건 및 수행 방법에 대한 가이드라인 작성

#### 2.2.3.1 콘크리트 장기거동에 따른 바닥판 모델링 방법 연구

**(1) 연구 목적**

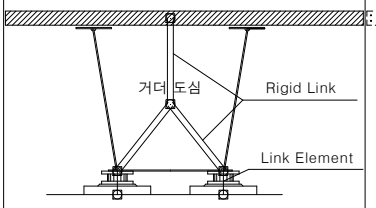
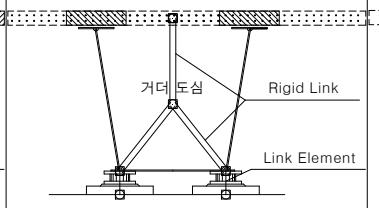
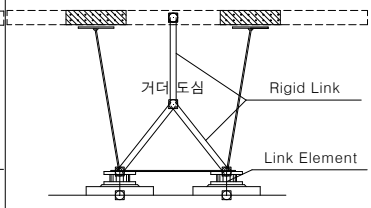
정밀구조해석 수행 방법에 대한 가이드라인 작성하기 앞서 콘크리트 장기거동에 따른 바닥판의 모델링 방법으로 장기합성 단면을 적용하는 방법과 건조수축 하중을 단순화 하는 방법을 검토 수행했다. AASHTO에 따르면 영구하중은 탄성계수비를 포함한 바닥판의 폭을 1/3n로 적용하게 되어있다. 따라서 바닥판 슬래브를 검토하기 위해 바닥판 콘크리트의 폭을 3으로 나누어 고려함으로써 장기합성 단면을 검토 수행했다. 이때 바닥판 콘크리트의 폭만 1/3n으로 한 경우와 콘크리트 폭을 1/3n로 하고 철근량 또한 1/3을 한 경우로 나누어 비교 검토했다. 또한 건조수축의 경우 콘크리트 전용 프로그램이 없으면 건조수축 하중을 고려하기 어렵다는 문제가 있어 건조수축률을 온도하중으로 치환하여 단순화 하는 방법에 대해 검토했다.

**(2) 장기합성 단면 선정 검토**

• 장기합성 단면 선정 및 검토 적용사항

영구하중은 AASHTO에 크리프 영향이 고려된 바닥판 1/3n 폭 단면을 적용하게 되어있는데 이 경우 바닥판에 작용하는 인장응력을 산출할 수 없다. 이에 2-Layer 모델을 이용하여 전폭 바닥판에 크리프와 건조수축을 직접 도입한 정밀해석 모델과 건조수축만 고려한 AASHTO 설계기준 모델 바닥판과 비교 검토했다. 설계기준 단면 적용시 건조수축만 적용하여 지간부 바닥판의 1/3n폭을 적용하고 균열구간에 철근 전폭을 적용한 모델을 검토모델 I, 지간부 바닥판의 1/3n폭을 적용하고 균열구간에 철근 1/3폭을 적용한 모델을 검토모델 II로 나누어 비교 연구하였다.

표 2.2.3.1 비교 검토 단면 및 적용사항

| 항목 | 정밀해석(연구적용) 모델 | 검토모델 I | 검토모델 II |
|---|---|---|---|
| 검토 단면 |  |  |  |
| 적용사항 | 바닥판 전폭 고려 | 바닥판 1/3n폭, 철근량 전폭 | 바닥판 1/3n폭, 철근량 1/3폭 |
| | 크리프, 건조수축 고려 | 크리프 제외, 건조수축만 고려 | |
| 하중조합 | 사용한계상태 I (1.0DC+1.0DW+1.0LL) | | |

• 바닥판 응력 검토 결과

바닥판 전폭단면을 적용하고 건조수축하중을 입력한 모델에 사용한계상태 I 하중조합을 사용하여 구한 바닥판의 철근치환구간은 반복치환 결과 측경간 9m, 중앙경간 8m로 발생하였다. 이 철근치환구간을 검토모델 I과 검토모델 II에 같게 적용하여 바닥판 전폭단면의 결과와 비교하였다. 지점부 65m에서의 바닥판 응력을 비교해본 결과 바닥판 전폭을 사용한 경우 1.86MPa 발생하였고 검토모델 I의 경우 1.77MPa, 검토모델 II의 경우 3.49MPa가 발생하였다. 바닥판 전폭을 적용한 경우보다 검토모델 II을 적용하였을 경우 철근응력이 약 2배 정도 크게 발생하였지만 검토모델 I를 사용한 경우는 철근응력이 유사하게 발생되었다. 따라서 가이드라인에서 모델링 방법은 바닥판 1/3n과 지점부 바닥판 전폭의 철근을 사용한 검토모델 I로 하는 것으로 한다.

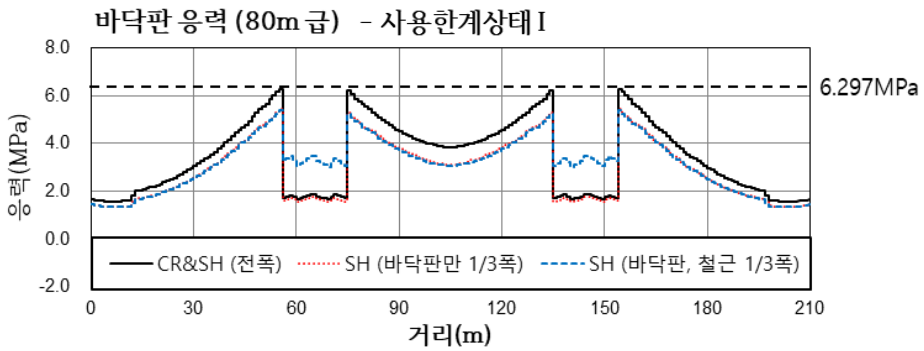



그림 2.2.3.1 바닥판 전폭, 1/3폭으로 고려하였을 때 응력 비교
(사용한계상태 I)

### (3) 건조수축 하중 단순화 방법 검토

건조수축으로 인한 바닥판 콘크리트의 거동은 전용 프로그램이 없으면 고려하기 어렵다. 따라서 일반 프로그램으로도 산정한 건조수축률을 온도하중으로 치환하여 바닥판 콘크리트에 쉽게 재하하는 방법을 검토했다. 검토교량은 장기합성단면을 적용한 65.0+80.0+65.0=210.0m 3경간 교량으로 단순화 방법으로 구한 건조수축률을 온도하중으로 치환하여 재하한 경우와 치환하기 전의 결과값을 비교 검토했다.

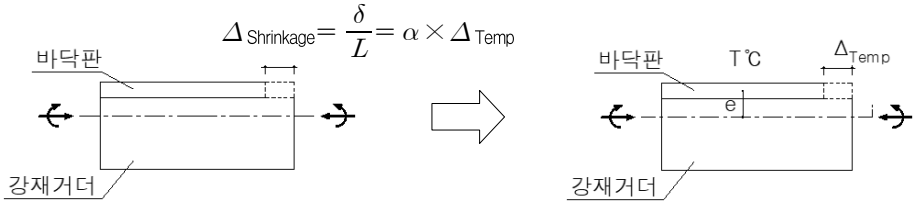



그림 2.2.3.2 건조수축 하중 단순화를 위한 온도하중 치환 과정

검토결과 콘크리트의 건조수축에 의한 영향을 건조수축률로 고려했을 경우와 온도하중으로 치환했을 경우의 오차는 최대 약 1.0%가 발생했다. 이는 콘크리트의 건조수축을 온도하중으로 치환함으로써 콘크리트 전용 프로그램 없이 건조수축 효과를 충분히 고려할 수 있다고 판단된다.

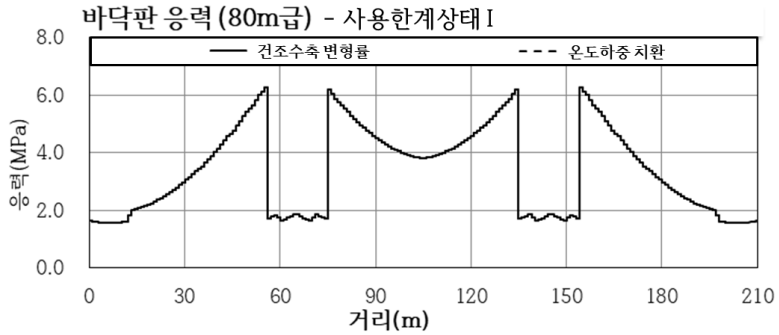



그림 2.2.3.3 건조수축 하중 재하 방법에 따른 바닥판 응력비교

## 2.2.3.2 대상 교량조건

바닥판의 교축방향 응력을 검토했을 때 거더부가 비거더부의 응력보다 크게 발생하는 전단지연의 영향이 있지만 거더간격에 의해 큰 영향을 받지 않는 것을 확인했다. 하지만 일반

적으로 사용되는 주경간 80m급 강합성거더에 장기거동에 의해 큰 인장응력이 발생하고 2$f_{ctm}$을 초과하여 균열 단면으로 계산해야 했다. Eurocode 4에 따르면 바닥판의 균열은 사용한계상태 조합에서 $2f_{ctm}$을 초과하면 철근으로 치환하여 모델링해야 하므로 장기거동인 크리프와 건조수축에 의해 큰 인장응력이 발생하는 강합성 교량 전체를 정밀구조해석 수행의 대상교량으로 선정했다.

### 2.2.3.3 정밀구조해석 수행 가이드라인

#### (1) 구조해석 모델링

바닥판과 거더의 합성상태와 적용 하중을 고려하여 각 단계별 구조해석 모델링을 제안한다.

• 시공중 설계 모델(합성 전 모델)

강거더를 설치하고 바닥판 콘크리트를 타설하는 단계로 다양한 시공중 하중이 재하된다. 이 단계는 시공중 거더의 한계상태를 검토하기 위한 설계단계로 공용중 설계와 별개로 모델링 하여 검토한다. 하중으로는 거더자중, 바닥판자중, 콘크리트 타설 작업하중, 시공중 활하중과 시공중 풍하중 등이 있다.

일반적으로 바닥판의 자중은 하중으로 고려하고 합성여부를 고려하지 않는 경우가 많은데 바닥판전체를 일괄타설하지 않는다면 실제와 다른 거동이 발생할 수 있다. 따라서 시공단계 해석시 바닥판 콘크리트의 타설 순서 및 강도발현 등을 반드시 고려하여 예상하지 못한 바닥판의 큰 응력발생을 피하고 거더의 캠버 값 등의 오차가 발생하지 않도록 주의해야 한다.

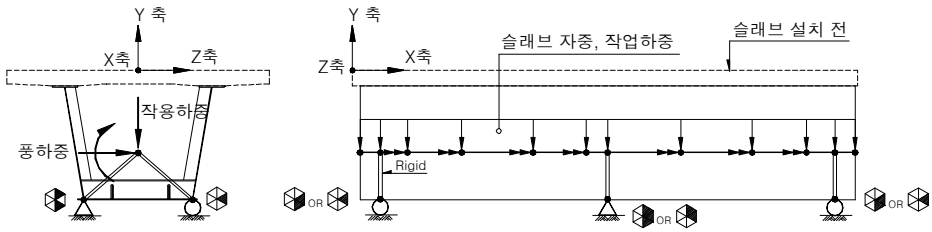



그림 2.2.3.4 시공 중 모델

• 공용중 설계 모델

합성 전 모델: 강거더를 설치하고 바닥판 콘크리트가 굳고 있는 상태로서 바닥판 강성이 발현되지 않은 단계이다. 시공중 설계 모델과 동일하나 강재거더와 바닥판의 자중 등과 같은 강재거더에 영구적으로 작용하는 하중만 재하되는 것이 차이점이다. 모델링의 도심위치는 바닥판 콘크리트가 강성을 발현하지 않았을 경우 강재의 도심위치에 위치해야 하며 강성

을 발현할 경우 합성거더의 도심위치로 해석하여야 한다.

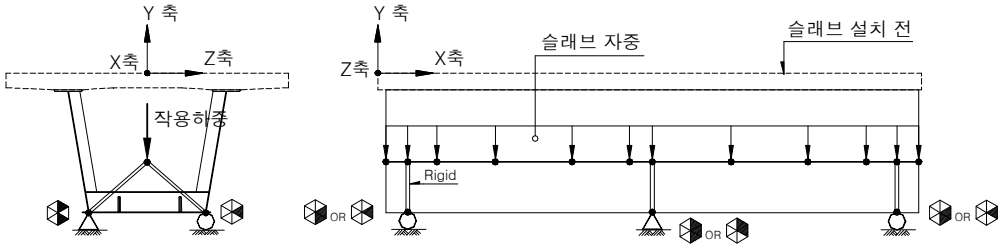



그림 2.2.3.5 합성 전 모델

합성 후 모델: 바닥판 강도가 발현되어 강거더와 바닥판이 합성된 상태로서 거더의 도심위치는 모두 합성단면의 도심위치로 상승한다. 합성 후 모델은 아래와 같이 구분할 수 있다.

표 2.2.3.2 강합성거더의 합성 후 모델링 구분

| 구분 | | 검토하중 | 검토단면 |
|---|---|---|---|
| 1-Layer | 장기합성단면 | 2차 고정하중, 포장, 크리프 및 건조수축 등의 영구하중 | 강재거더 |
| | 단기합성단면 | 활하중, 풍하중, 온도하중 등 단기하중 | |
| 2-Layer | 장기합성단면 | 2차 고정하중, 포장, 크리프 및 건조수축 등의 영구하중 | 바닥판 |
| | 단기합성단면 | 활하중 | |

1-Layer 모델은 합성 전 모델과 함께 강재거더를 설계 검토하는데 필요한 모델이다. 여기서 장기합성단면 모델은 바닥판 콘크리트를 3n으로 나누어 강재로 치환하여 모델링하는데 이는 크리프에 의한 효과를 반영하기 위함이다. 건조수축의 경우 바닥판 전폭을 3으로 나눈 단면에 대한 건조수축률을 온도경사하중으로 치환하여 반영하거나 건조수축이 고려되는 프로그램으로 수행한다. 단기합성모델은 활하중 및 풍하중 등이 작용하는 모델이다.

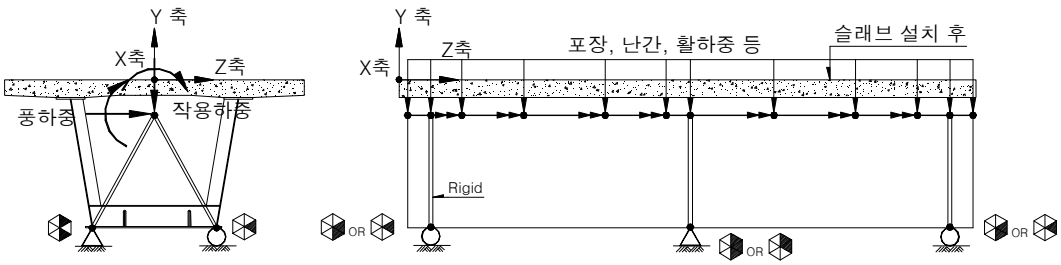



그림 2.2.3.6 1-Layer 모델(강재거더 설계검토모델)

2-Layer 모델은 바닥판 슬래브를 설계 검토하는데 필요한 모델이다. 강재와 바닥판 슬래

브를 각각 모델링하고 Rigid Link 요소를 사용하여 합성거더를 모사한다. 1-Layer 모델과 동일하게 크리프의 영향은 바닥판 콘크리트의 폭을 3으로 나누어 고려한다. 장기합성모델과 단기합성모델로 각각의 하중을 재하하고 사용한계상태 I 조합에서 철근대체구간을 선정하고 슬래브의 균열폭 및 교축방향 철근량을 결정할 수 있다.

철근대체구간의 결정은 사용한계상태 I 에서의 바닥판응력을 직접 계산하여 $2f_{ctm}$을 초과하는 구간을 철근대체구간으로 결정하는 방법과 간략식에 의해 경간장에 대한 비율로 결정하는 방법이 있다. Eurocode 1994에서는 프리스트레스를 받지 않은 연속교에서 연속된 경간의 짧은 경간과 긴 경간의 비가 최소 0.6인 강합성거더교의 경우 간략식을 사용할 수 있도록 제안하고 있다. 제안된 간략식에 의한 철근대체구간은 내부지점부에서 각 경간에 대해 경간의 15%이다.

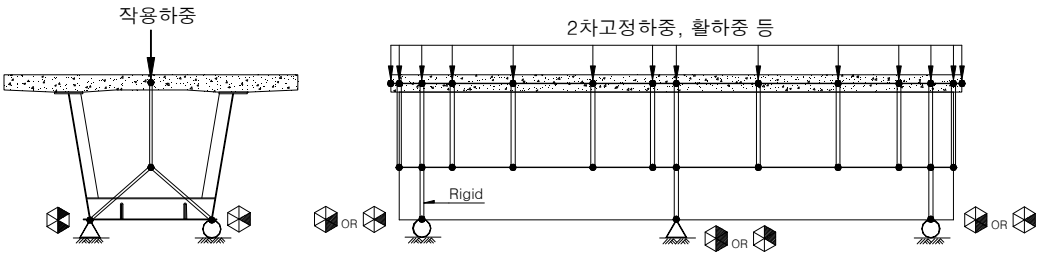



그림 2.2.3.7 2-Layer 모델(바닥판 슬래브 설계검토모델)

**(2) 단면 검토방법**

바닥판의 응력을 검토하거나 거더의 비율에 따른 간략식을 사용하여 철근치환구간을 결정하고 바닥판을 균열 단면으로 재해석한다. 바닥판의 교축방향 철근량을 산정하고 사용한계상태 I 의 단면력으로 철근치환부분의 바닥판에 대해 균열 검토를 실시한다. 바닥판 단면검토의 과정은 다음과 같다.

Step 1 : 시공단계는 바닥판 온도변화량 20℃, 공용단계는 사용한계상태 I 하중조합 하중

Step 2 : $\sigma_c > 2f_{ctm}$구간 비균열단면 휨강성 $E_aI_1$을 균열단면 휨강성 $E_aI_2$으로 반복치환

반복치환해석 대신 지점부에서 경간장의 15%를 치환구간으로 할 수 있다.

Step 3 : 철근에 발생하는 응력 계산, 해석응력+인장강화 응력

$f_{so} = f_{so}' + \Delta f_s$, $\Delta f_s = 0.4 f_{ctm} / \alpha_{st}\rho_s$, $\alpha_{st} = AI / A_a I_a$

Step 4 : 한계균열폭 산정

$w_{max}$ = 철근콘크리트 0.3mm(E등급), 프리스트레스 0.2mm

Step 5 : 철근응력에 의해 균열폭 검토 및 철근량 조정

균열폭 : $W_k = S_{r,\max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$,

최대균열간격 : $S_{r,\max} = 3.4c + 0.425k_1 k_2 \phi / \rho_{p,eff}$ (c 항목 삭제 연구중)

변형률차이 : $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}(1+\alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6\frac{\sigma_s}{E_s}$

Step 6 : 최소철근 배치 $A_{s,min} = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / f_{so}$, $A_{s,min} \geq 0.015 A_{c,eff}$

#### 2.2.3.4 검토 결론

검토단면은 1/3n폭 바닥판과 철근 전폭 단면인 장기합성단면을 적용한다. 사용한계상태 I에 따라 검토한 바닥판 응력이 $2f_{ctm}$을 초과한 구간은 철근대체 단면으로 치환한다. 단 치환구간은 지점부에서 경간장의 15%로 단순화할 수 있다. 철근치환모델로 검토한 사용한계상태 I의 철근응력에 인장강화효과가 고려된 철근응력으로 균열폭 검토 및 철근량을 산정한다.

이와 같은 과정으로 강합성거더교 바닥판의 균열검토를 수행하며 예제계산서는 부록으로 첨부한다.

## 2.3 교량 바닥판 단위폭 설계를 위한 모멘트 산정 간이식 재검토

### 2.3.1 모멘트 산정 간이식의 교량 바닥판 장지간화에 따른 영향 검토

#### 2.3.1.1 활하중에 대한 바닥판 휨모멘트 산정 간이식

바닥판의 단위폭(1m)에 대한 활하중 휨모멘트의 크기를 산정하기 위하여 국가 건설기준코드(KDS)에서는 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 아래와 같이 간략식을 제시하고 있다.

**(1) 단순판 및 연속판**

- 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우(지간 : 0.6 m ~ 6 m)
  - 활하중 휨모멘트 : Mt = (L + 0.6)P / 9.6
- 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우(지간 6 m 이하)
  - 윤하중 분포폭 : E = 1.2 + 0.06L ≤ 2.1m
  - 활하중 휨모멘트 : M l = 18L (kN·m/m)

**(2) 캔틸레버 바닥판**

- 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우(지간 : 0.6 m ~ 6 m)

- 윤하중 분포폭 : E = 0.8X + 1.14 : X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)
- 활하중 휨모멘트 : M = P·X / E (kN·m)

• 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우(지간 6 m 이하)

- 윤하중 분포폭 : E = 0.35X + 0.98 ≤ 2.1m
- 활하중 휨모멘트 : M = P·X / E (kN·m)

### 2.3.1.2 모멘트 산정 간이식과 KL-510 표준트럭하중 FEM해석에 의한 휨모멘트 산정

설계기준에 제시된 모멘트 산정 간이식에 의해 바닥판 지간별 휨모멘트를 산정하고 KL-510 표준트럭하중을 고려한 FEM해석 결과와 비교 검토하였다.

#### (1) 모멘트 산정 간이식에 의한 지간별 휨모멘트

단순판 및 연속판, 캔틸레버 바닥판에 대해 지간별 휨모멘트를 산정하였다.

표 2.3.1.1 모멘트 산정 간이식에 의한 중앙부 바닥판 휨모멘트

| 지간 (m) | 2.50 | 3.00 | 3.50 | 4.00 | 4.50 | 5.00 | 5.50 | 6.00 | 6.50 | 7.00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계 휨모멘트 (kNm) | 31.0 | 36.0 | 41.0 | 46.0 | 51.0 | 56.0 | 61.0 | 66.0 | 71.0 | 76.0 |

표 2.3.1.2 모멘트 산정 간이식에 의한 캔틸레버 바닥판 휨모멘트

| 지간 (m) | 0.50 | 1.00 | 1.50 | 2.00 | 2.50 | 3.00 | 3.50 | 4.00 | 4.50 | 5.00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계 휨모멘트 (kNm) | 14.8 | 39.5 | 54.9 | 65.3 | 72.8 | 78.5 | 83.0 | 86.6 | 89.6 | 92.1 |

#### (2) KL-510 표준트럭하중 FEM해석에 의한 지간별 휨모멘트 산정

• 중앙부 바닥판 모델링 개요

- 모델링 조건 : MIDAS CIVIL LSD-PLATE 요소 사용, 종방향 24m 모델링
- 하 중 조 건 : KL-510 표준트럭하중 (횡방향 3m 간격 재하, 0.25m씩 이동)
- 경 계 조 건 : 단순지지 조건(힌지-롤러)
- 지간장 조건 : 2.5m ~ 7.0m 까지 0.5m 간격으로 해석

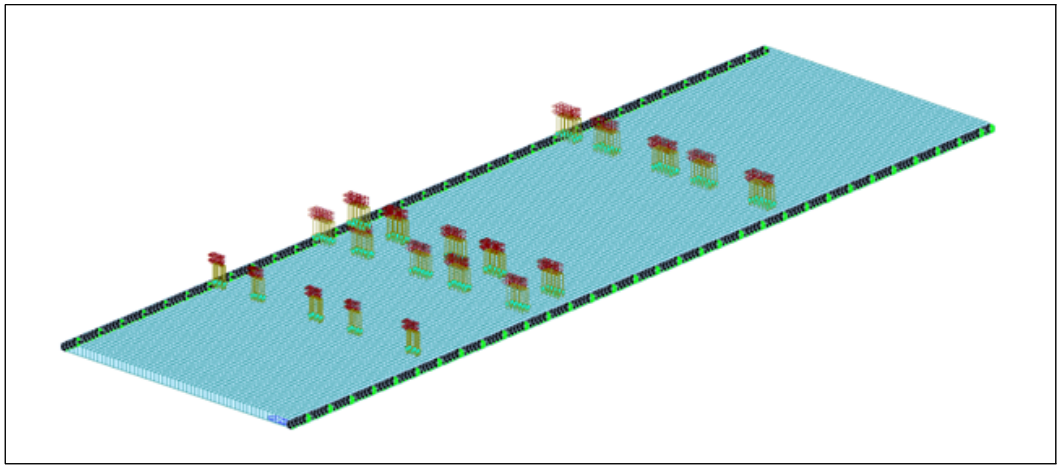
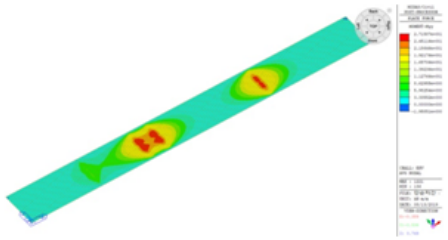
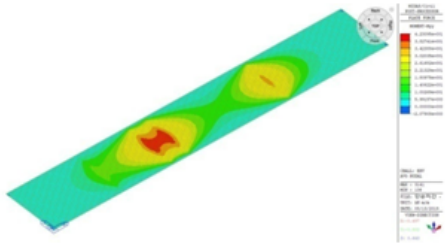
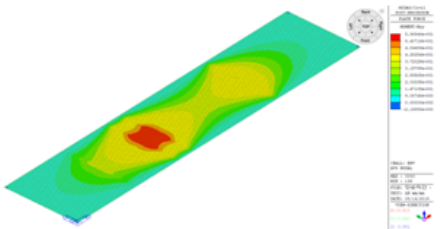
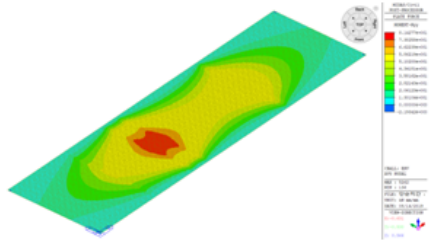


그림 2.3.1.1 중앙부 바닥판 KL-510 표준트럭하중 재하시 FEM 모델링

• 해석 결과

표 2.3.1.3 KL-510 표준트럭하중 FEM해석에 의한 중앙부 바닥판 휨모멘트

| L = 2.5m / Mmax = 27.16 kN · m | L = 4.0m / Mmax = 42.30 kN · m |
|---|---|
|  |  |

| L = 5.5m / Mmax = 59.69 kN · m | L = 7.0m / Mmax = 81.43 kN · m |
|---|---|
|  |  |

| 지간 (m) | 2.50 | 3.00 | 3.50 | 4.00 | 4.50 | 5.00 | 5.50 | 6.00 | 6.50 | 7.00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계 휨모멘트 (kNm) | 27.2 | 32.5 | 37.0 | 42.3 | 48.5 | 54.1 | 59.7 | 66.4 | 73.1 | 81.4 |

• 캔틸레버 바닥판 모델링 개요

- 모델링 조건 : MIDAS CIVIL LSD-PLATE 요소 사용, 종방향 24m 모델링
- 하 중 조 건 : KL-510 표준트럭하중 (횡방향 3m 간격 재하, 0.25m씩 이동)

- 경 계 조 건 : 일단고정(Fixed) 조건

- 지간장 조건 : 0.5m ~ 5.0m 까지 0.5m 간격으로 해석

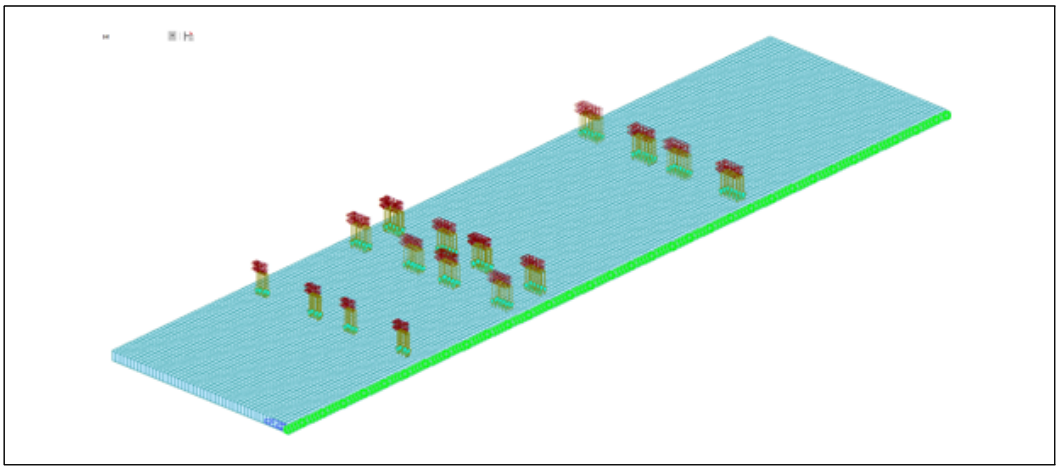
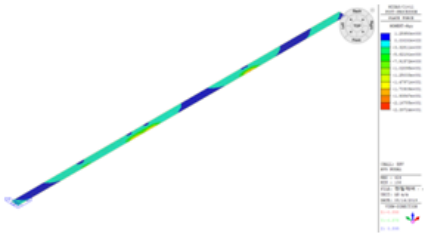
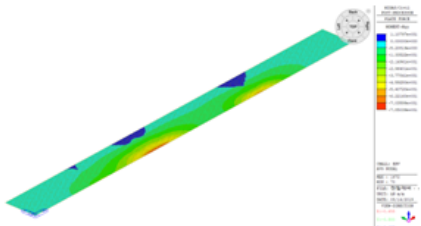
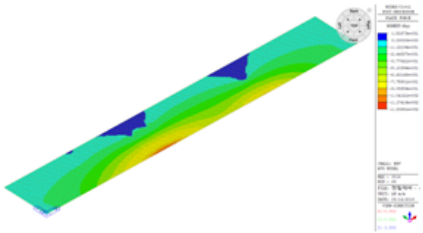
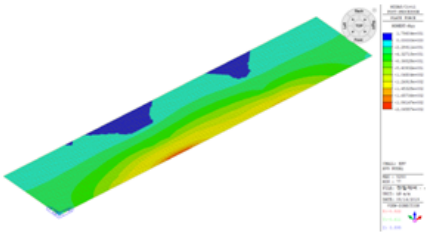


그림 2.3.1.2 캔틸레버 바닥판 KL-510 표준트럭하중 재하시 FEM 모델링

• 해석 결과

표 2.3.1.4 KL-510 표준트럭하중 FEM해석에 의한 캔틸레버 바닥판 휨모멘트

| L = 0.5m / Mmin = -23.97 kN · m | L = 2.0m / Mmin = -78.50 kN · m |
|---|---|
|  |  |
| L = 3.5m / Mmin = -130.69 kN · m | L = 5.0m / Mmin = -206.56 kN · m |
|  |  |

| 지간 (m) | 0.50 | 1.00 | 1.50 | 2.00 | 2.50 | 3.00 | 3.50 | 4.00 | 4.50 | 5.00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 설계 휨모멘트 (kNm) | 24.0 | 35.7 | 53.1 | 78.5 | 96.2 | 107.9 | 130.7 | 152.4 | 174.5 | 206.6 |

(3) 해석결과 비교

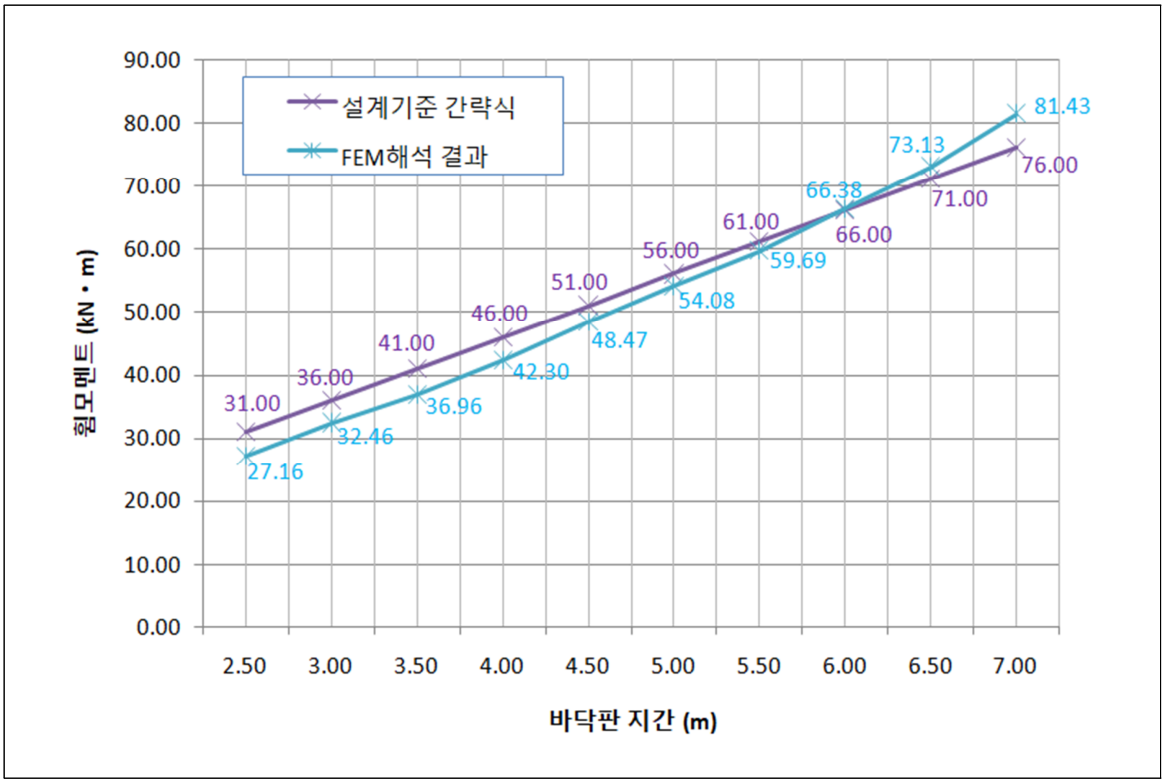



그림 2.3.1.3 KL-510 표준트럭하중 재하시 중앙부 바닥판 해석결과 비교

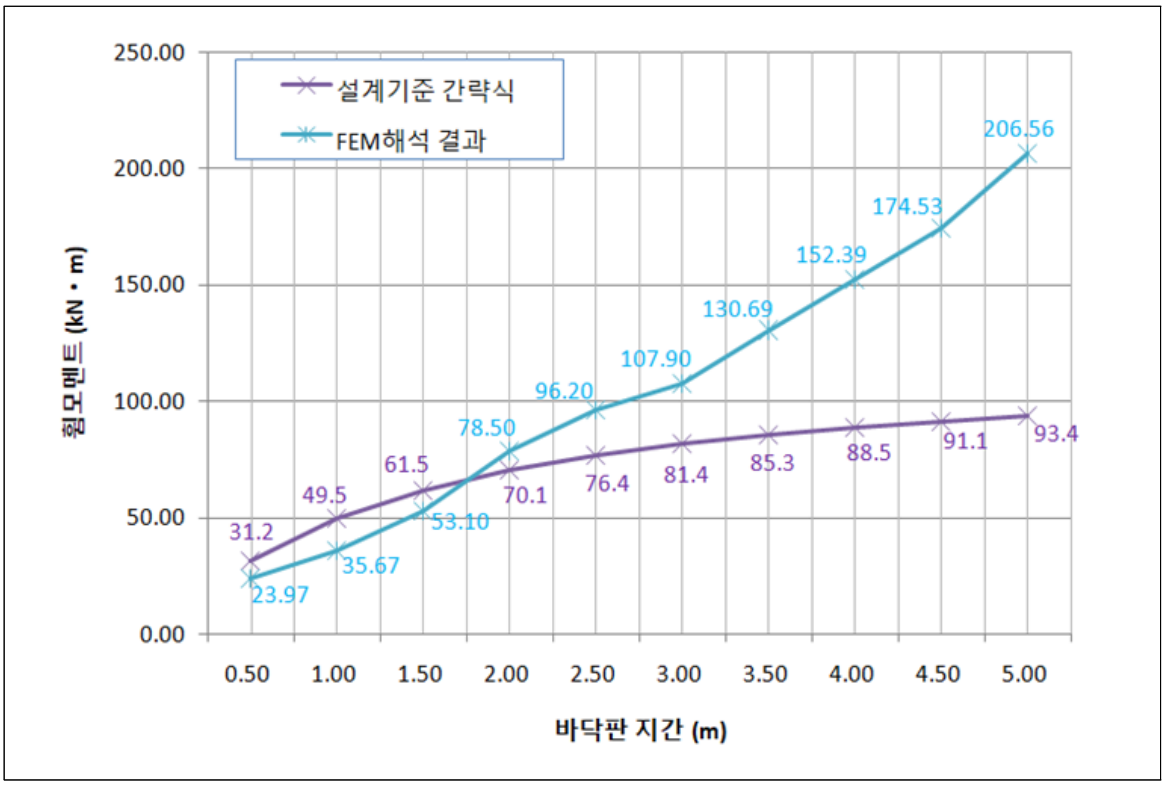



그림 2.3.1.4 KL-510 표준트럭하중 재하시 캔틸레버 바닥판 해석결과 비교

### 2.3.1.3 FEM 해석을 통한 국내 트럭 실축중 재하시 지간별 휨모멘트 산정

국내 트럭의 실축중을 고려해 총 6개의 Case로 FEM해석을 수행하였다. (Case 1~5는 평균축중이며, Case 6은 과적트럭 축중을 고려하였음)

#### (1) 국내 트럭의 차량 분류 및 차종별 축중 분포

표 2.3.1.5 국내 트럭의 차량 분류 및 차종별 축중 분포

| 트럭 종류 | 트럭 형상 | 차종 예 |
|---|---|---|
| T2<br>중형트럭 (2축) |  | 8톤카고트럭,8톤덤프트럭,<br>8톤냉동트럭등 |
| TT3<br>대형트럭 (3축) |  | 11톤카고트럭,탱크롤리,레미콘트럭,<br>10.5톤덤프트럭,15톤덤프트럭등 |
| ST4<br>세미-트레일러 (4축) |  | 동아39톤트랙터+동아10톤트레일러,<br>현대39톤트랙터+동아10톤트레일러 |
| ST5<br>세미-트레일러 (5축) |  | 동아39톤트랙터+40'컨테이너,<br>현대51톤트랙터+컨테이너트레일러 |
| ST6<br>세미-트레일러 (6축) |  | 트랙터+트레일러트랙터+<br>현대3축flat트레일러 |
| FT5<br>트럭-트레일러 (5축) |  | 현대풀카고트레일러트랙터+<br>현대TFFE101 |

표 2.3.1.6 국내 트럭의 차량 분류 및 차종별 재원

| 트럭종류 | 축번호 | 축중 (ton) | | 총중량 (ton) | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 평균 | 과적트럭 최대치 | 평균 | 과적트럭 최대치 | |
| TT3 대형트럭 (3축) | 1 | 5.84 | 12.12 | 22.65 | 60.36 | Case 1 Case 6 |
| | 2 | 8.41 | 24.12 | | | |
| | 3 | 8.4 | 24.12 | | | |
| ST4 세미-트레일러 (4축) | 1 | 5.09 | 9.52 | 25.92 | 68 | Case 2 |
| | 2 | 6.65 | 19.04 | | | |
| | 3 | 6.92 | 19.72 | | | |
| | 4 | 7.26 | 19.72 | | | |
| ST5 세미-트레일러 (5축) | 1 | 4.94 | 8.4 | 31.06 | 84 | Case 3 |
| | 2 | 6.52 | 18.48 | | | |
| | 3 | 6.57 | 18.48 | | | |
| | 4 | 6.22 | 19.32 | | | |
| | 5 | 6.81 | 19.32 | | | |
| ST6 세미-트레일러 (6축) | 1 | 4.78 | 8.15 | 29.39 | 90.58 | Case 4 |
| | 2 | 5.72 | 15.4 | | | |
| | 3 | 5.56 | 15.4 | | | |
| | 4 | 4.21 | 17.21 | | | |
| | 5 | 4.45 | 17.21 | | | |
| | 6 | 4.67 | 17.21 | | | |
| FT5 트럭-트레일러 (5축) | 1 | 5.68 | 8.18 | 34.09 | 68.2 | Case 5 |
| | 2 | 7.37 | 14.32 | | | |
| | 3 | 7.83 | 14.32 | | | |
| | 4 | 6.65 | 15.69 | | | |
| | 5 | 6.56 | 15.69 | | | |

### (2) 국내 트럭 실축중 재하시 바닥판 모델링 개요

- 모델링 조건 : MIDAS CIVIL LSD-PLATE 요소 사용, 종방향 24m 모델링
- 경 계 조 건 : 단순지지 조건(힌지-롤러)
- 지간장 조건 : 4.0m ~ 7.0m 까지 1.0m 간격으로 해석

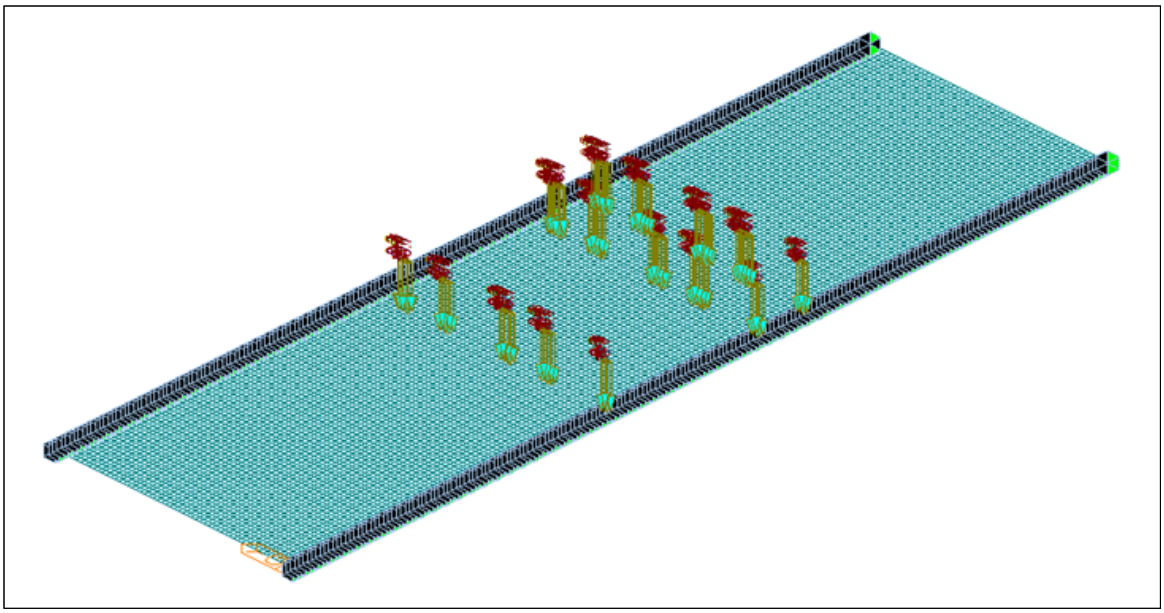


그림 2.3.1.5 국내 트럭 실축중 재하시 FEM 모델링

### (3) 해석 결과

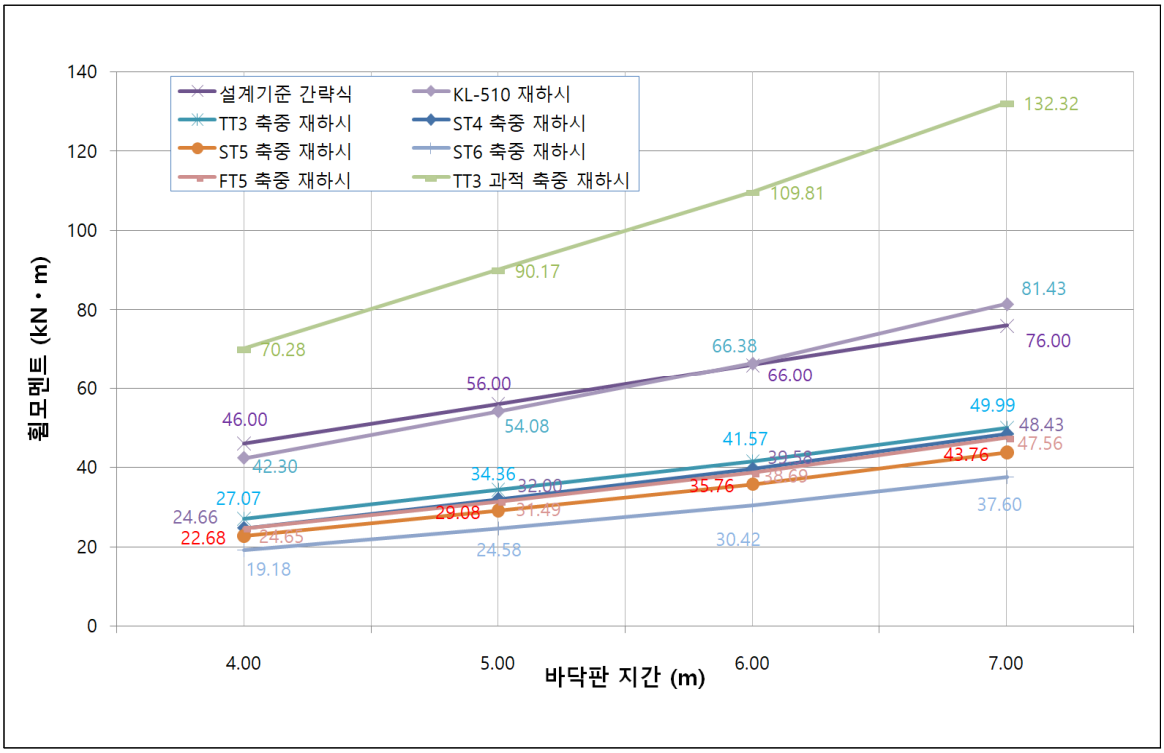



그림 2.3.1.6 국내 트럭 실축중 재하시 해석결과 비교

#### 2.3.1.4 소결

설계기준에 제시된 모멘트 산정 간이식에 의해 바닥판 지간별 휨모멘트를 산정하고 KL-510 표준트럭하중과 국내 트럭의 차종별 축중을 고려한 FEM해석과 비교 검토한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

(1) 중앙부 바닥판의 경우 설계기준에 제시된 모멘트 산정 간이식에 의한 휨모멘트는 바닥판 지간장 6.0m 이내에서는 FEM 해석결과에 비해 보수적인 결과를 보이는 것으로 나타났다.

(2) 캔틸레버 바닥판의 경우 설계기준에 제시된 모멘트 산정 간이식에 의한 휨모멘트는 바닥판 지간장 1.75m 이내에서는 FEM 해석결과에 비해 보수적인 결과를 보이는 것으로 나타났다.

(3) 국내 트럭의 차종별 평균 축중을 지간장 4m~7m 바닥판에 재하할 경우 발생되는 최대 휨모멘트는 3축 대형트럭(TT3)의 경우가 가장 크며, 이는 설계기준 간략식에 의해 산정된 휨모멘트의 최대 59%~66% 으로서 설계기준의 모멘트 산정 간이식이 보수적인 결과를 보이는 것으로 나타났다. 다만, 과적트럭 축중 재하시의 휨모멘트는 모멘트 산정 간이식에 의한 휨모멘트의 150% 이상이 발생되는 것으로 검토되었다.

(4) 이상의 결과를 토대로 볼 때, 중앙부 바닥판의 경우 설계기준에서 모멘트 산정 간이식의 적용 범위를 6.0m 이내로 제한한 것은 타당한 것으로 보이며, 캔틸레버 바닥판의 경우 RC 구조에서 지간장 1.75m를 초과하여 적용되는 경우는 실질적으로 없을 것으로 보이나 적용 지간장 범위의 제한을 두는 것이 타당할 것으로 판단된다.

## 2.3.2 거더간 부등처짐에 대한 추가 고려사항 검토

### 2.3.2.1 바닥판 설계모멘트 산정 시 기존 설계의 문제점

#### (1) 바닥판 설계모멘트 산정 현황

현행 바닥판 설계시 설계모멘트는 고정하중, 활하중, 풍하중 등 주요 하중을 고려하여 산정한다. 하지만 이외에도 바닥판의 지점역할을 하는 거더의 부등처짐으로 인하여 바닥판에 추가 모멘트가 발생한다. 거더간 부등처짐은 교량의 지점부에서는 발생하지 않지만 거더의 경간 중앙부로 갈수록 크게 발생한다. 따라서 바닥판에 발생하는 모멘트 또한 경간 중앙부로 갈수록 증가할 것이라 예상된다.

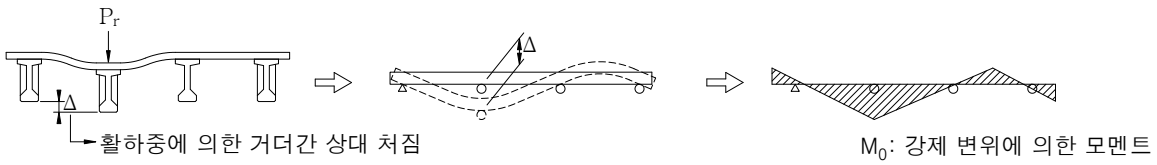


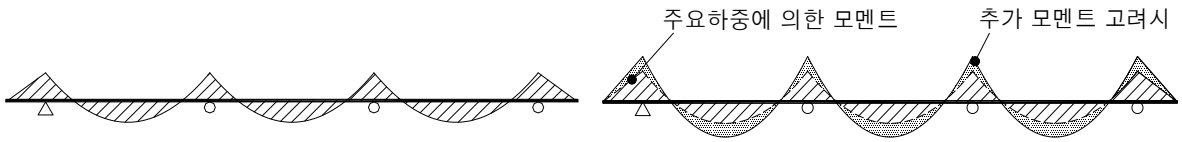

그림 2.3.2.1 거더간 부등처짐에 의한 바닥판 모멘트




a) 지점부 b) 경간 중앙부

그림 2.3.2.2 지점부 및 경간 중앙부에서의 부등처짐 양상

거더간 부등처짐으로 인해 바닥판에 발생하는 모멘트는 주요하중에 의한 모멘트에 비해 상대적으로 작다. 하지만 바닥판의 두께가 240.0mm 정도에 불과하여 휨과 균열에 대한 저항 성능이 작기 때문에 바닥판 최적설계를 수행했을 때 거더간 부등처짐으로 인한 추가 모멘트에 의해 바닥판의 저항강도 부족 또는 균열 발생의 가능성을 배제할 수 없다. 그러나 현 설계기준에는 거더간 부등처짐에 의해 발생하는 바닥판 모멘트에 대한 언급이 없어 설계시 고려되지 않고 있다.



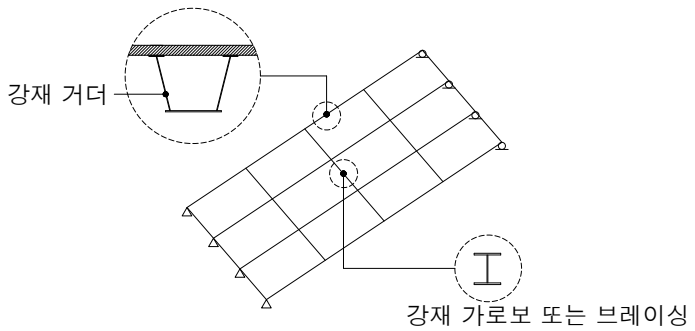

a) 주요 하중만 고려시　　b) 추가 모멘트 고려시

그림 2.3.2.3 거더간 부등처짐에 의한 추가 바닥판 모멘트

**(2) 부등처짐을 고려하기 위한 기존 설계 검토**

1) 합성거더 모델링시 기존 설계의 문제점

현행 설계는 설계시 강합성거더교 바닥판은 2차원 해석으로만 수행하고 자동화 프로그램을 사용하여 3차원 모델링시 교축 방향으로 바닥판과 거더의 합성단면을 적용하여 거더를 모델링 하지만 횡방향으로 바닥판 없이 오직 강재 가로보만을 모델링 한다. 따라서 하중 재하시 바닥판의 횡방향 강성이 고려되지 않기 때문에 활하중의 횡분배가 제대로 되었다고 하기는 어렵고 실제 교량에 비해 상대적으로 횡방향 강성이 작기 때문에 거더간 부등처짐이 과도하게 발생되어 거더의 입장에서는 보수적으로 설계될지는 몰라도 거더의 처짐에 의한 바닥판의 영향을 고려할 수 없는 설계가 이루어지고 있다.




바닥판의 횡방향 강성 무시 ⇒ 부등처짐 과대평가

그림 2.3.2.4 기존 모델링 기법(교축직각 방향 바닥판 미고려)

2) 문제점 해결 방법

기존 설계 방식의 가장 큰 문제점은 교량의 횡방향 거동을 강재 가로보만으로 평가하기 때문에 바닥판이 모델링에 고려되어있지 않아서 바닥판에 작용하는 활하중에 의해 발생하는 거더간 부등 처짐이 바닥판 부재력 산출에 고려되지 않고 있다는 것이다.

따라서, 실구조물과 유사한 횡방향 거동을 구현하려면 모델링 수행시 교축직각 방향으로

바닥판을 반영하여 바닥판의 횡방향 강성이 고려되도록 하는 것이 바람직하다. 이를 위해 기존 모델을 개선하여 교축직각 방향으로 바닥판을 모델링 하거나 가로보의 단면을 거더와 같이 바닥판을 합성한 단면으로 적용한 개선된 모델링 기법이 필요하다.

본 연구에서는 개선한 모델링 기법을 적용하여 바닥판에 발생하는 모멘트를 산정하고 기존 모델링 기법과 비교하여 개선된 모델링 기법이 교량의 횡방향 거동 평가에 어떠한 영향을 초래하는지 검토했다.

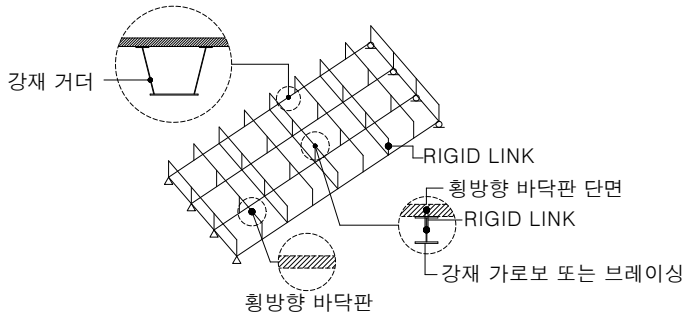
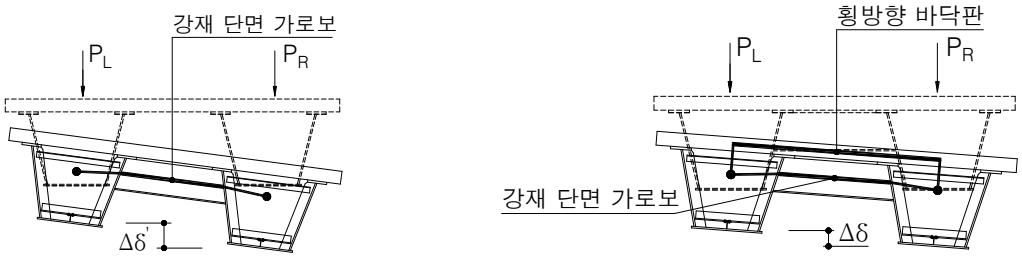



그림 2.3.2.5 개선한 모델링 기법(교축직각 방향 바닥판 고려)




a) 바닥판의 횡방향 강성을 미고려한 경우 b) 바닥판의 횡방향 강성을 고려한 경우

그림 2.3.2.6 강재 단면과 합성 단면의 거더간 부등처짐

### (3) 검토 결론

현재 수행되고 있는 모델링 기법은 바닥판의 횡방향 강성을 고려하지 않는 모델링 기법이다. 이로 인해 제대로된 활하중 횡분배가 수행되지 않고 거더간 부등처짐으로 인한 바닥판의 거동을 확인할 수 없다. 따라서 본 연구에서는 바닥판의 3차원 거동으로 인한 영향을 확인하기 위하여 횡방향 바닥판을 모델링한 2-Layer 모델링 기법을 도입하고 도입한 모델링 기법이 교량의 횡방향 거동 평가에 미치는 영향을 검토했다.

### 2.3.2.2 바닥판 모멘트 검토

본 연구에서 Frame 해석은 디엠엔지니어링이 개발하고 서해대교부터 사용된 PSC 및 사장교 전용 프로그램 3DS12를 사용하였다. 검토에 사용된 모델의 콘크리트 강도는 $f_{ck}$ =35MPa이고, 1종 시멘트를 적용하여 계산하였다.

#### (1) 거더간 부등처짐으로 인해 발생하는 바닥판 모멘트 매개변수

검토를 위해 3가지 케이스로 매개변수 연구를 수행한다. 첫 번째와 두 번째 케이스는 3경간 연속교인 I-형 거더교에 거더 간격과 교량의 경간장을 변수로 선정하여 바닥판 모멘트와 부등처짐량을 산정하였다. 기존 모델링 기법을 적용하여 산정한 부등처짐량과 개선한 모델링 기법을 적용하여 산정한 부등처짐량을 비교하여 개선 모델링 기법이 부등처짐량 발생에 어떠한 영향을 초래하는지 검토하고 바닥판에 발생한 모멘트와 도로교 설계기준 4.6.2.4에 따라 산정한 바닥판 모멘트를 비교하여 거더간 부등처짐으로 인한 발생한 바닥판 모멘트를 검토하였다. 세 번째 케이스는 3경간 연속교인 Box-형 거더교에 거더 간격을 변수로 선정하여 산정한 부등처짐량과 바닥판 모멘트를 I-형 거더교와 같은 방법으로 비교 및 검토하였다.

해석모델에 적용한 활하중 재하 방법은 그림 2.3.2.7과 같으며 표준트럭하중은 교축방향으로 절대최대 휨모멘트가 작용하는 위치에 재하하고 표준차로하중은 교량의 중앙경간에 재하하였다.

거더간 부등처짐량은 교량의 좌측에서 첫 번째와 두 번째 거더 사이의 상대처짐을 사용하였다. 바닥판 모멘트 중 정모멘트 값은 거더간 바닥판 중앙부에서의 최대값을 사용하였고 부모멘트 값은 각 지점부에서의 최대값을 사용하였다. 거더 개수가 2개인 경우 그림 2.3.2.7의 1, 4, 5번 하중 케이스에 대해서만 해석을 수행하였다.

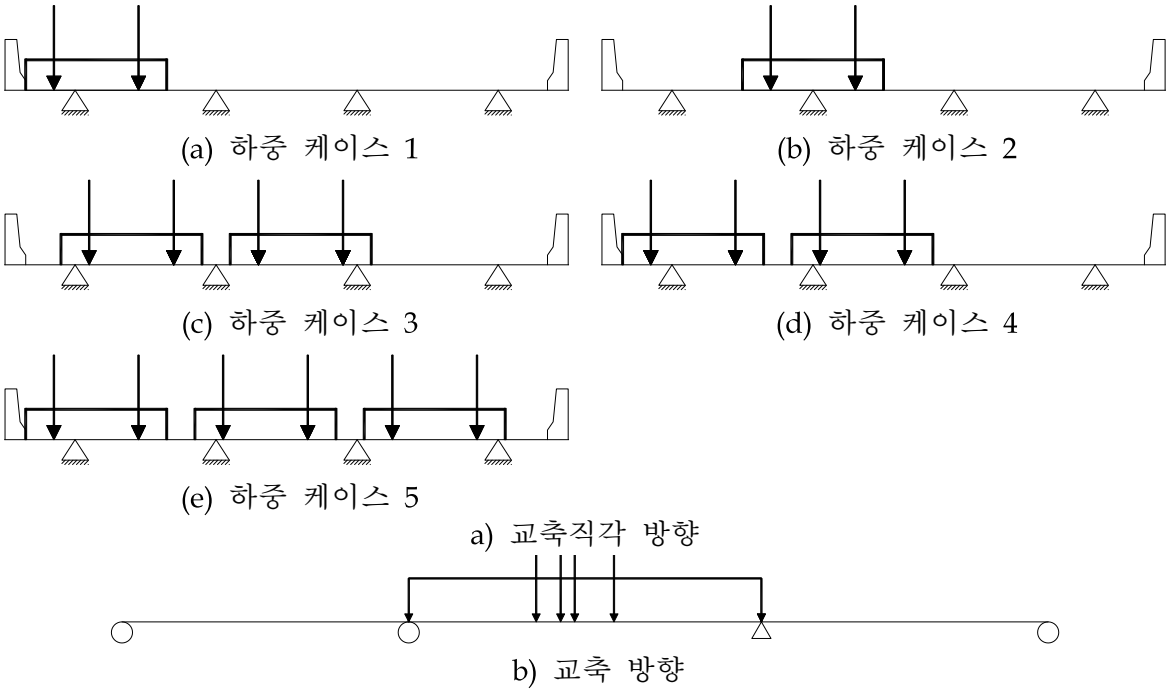


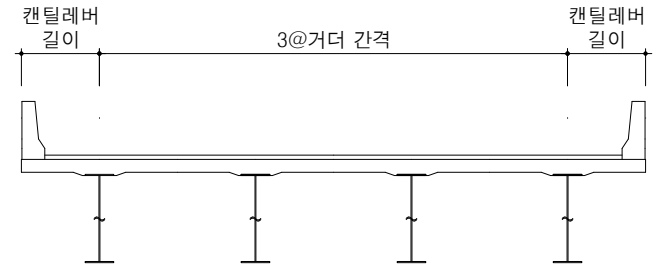

그림 2.3.2.7 활하중 재하 방법

**(2) 거더 간격 변화에 따른 I-형 거더교 부등처짐에 의한 바닥판 영향 검토**

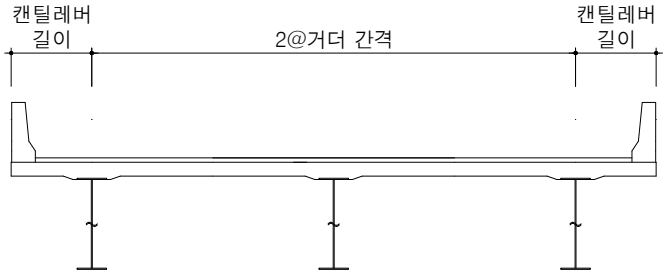
경간장의 변화가 바닥판 횡방향 모멘트에 영향을 미칠 수 있으므로 대경간 구성은 40.0m+50.0m+40.0m=130.0m로 고정하고 거더 간격, 거더 개수와 바닥판 두께를 이용하여 매개변수 연구를 수행했다. 각 케이스 별 대상 교량의 제원은 표 2.3.2.1과 같으며 횡단면도는 그림 2.3.2.8과 같다.

표 2.3.2.1 I-형 거더교(거더 간격 변화) 교량 제원

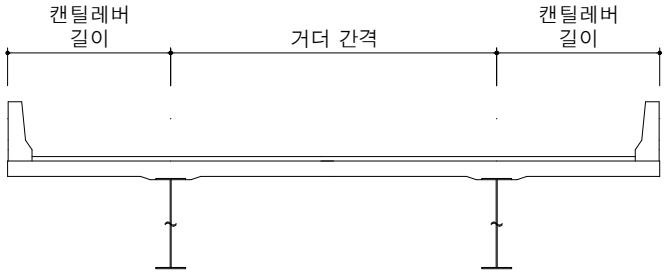
| 거더 간격(m) | | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 6.0 | 7.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 바닥판 두께(mm) | | 240.0 | 240.0 | 240.0 | 250.0 | 260.0 | 280.0 | 300.0 |
| 거더 높이 | 지간부(m) | 2.2 | 2.3 | 2.35 | 2.4 | 2.45 | 2.5 | 2.65 |
| | 지점부(m) | 2.6 | 2.7 | 2.75 | 2.8 | 2.85 | 2.9 | 3.05 |
| 거더 개수(EA) | | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 2 | 2 |
| 캔틸레버 길이(m) | | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.75 | 3.0 | 3.0 |




a) I-형 거더교의 횡단면도(거더 개수 4개)



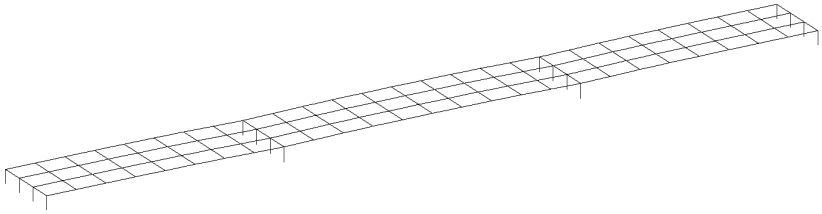

b) I-형 거더교의 횡단면도(거더 개수 3개)



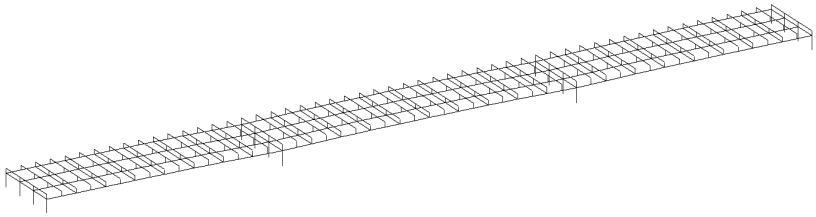

c) I-형 거더교의 횡단면도(거더 개수 2개)

그림 2.3.2.8 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 횡단면도

교축방향으로 5.0m 간격으로 강재 가로보를 배치했으며, 기존 모델링 기법은 거더간에 강재 가로보로 연결하는 1-Layer 모델링을 수행하였지만, 개선 모델링 기법은 추가로 교축직각방향 바닥판을 2.5m 간격으로 배치하고, 바닥판과 거더 사이는 Rigid Link로 체결하는 2-Layer 모델링을 수행했다. 모델링 구성은 그림 2.3.2.9와 같다.



a) 기존 모델링 기법 적용



b) 개선 모델 기법 적용

그림 2.3.2.9 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 모델링 구성

1) 거더별 작용하중 산정

각 거더에 활하중을 재하하기 위하여 거더별 재하하중 계수를 산정했다. 산정방법은 1대0 법을 사용했으며 그림 2.3.2.10과 같이 산정했다. 이에 따라 산정된 거더별 재하하중 계수는 표 2.3.2.2와 표 2.3.2.3과 같다.

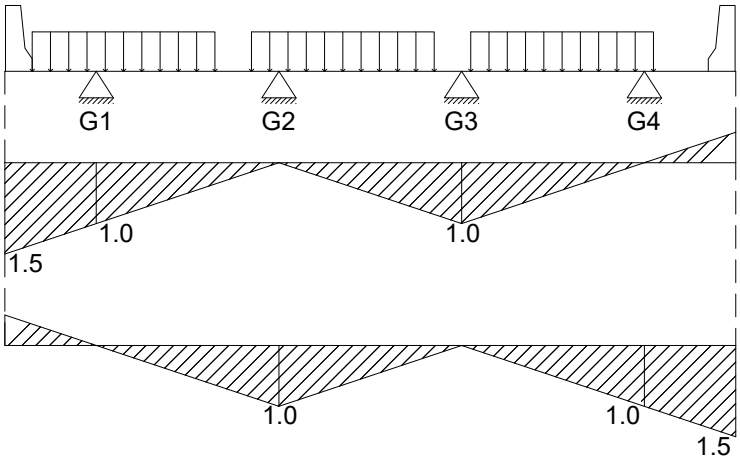



그림 2.3.2.10 I-형 거더교 거더별 작용하중 산정(거더 간격 3.0m)

표 2.3.2.2 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 횡분배 계수 (표준트럭하중)

| 거더 간격 (m) | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 6.0 | 7.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G1 | 0.850 | 0.872 | 0.888 | 0.900 | 0.960 | 1.750 | 1.150 |
| G2 | 0.150 | 0.128 | 0.112 | 0.100 | 0.040 | -0.175 | -0.150 |
| G3 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | - | - |
| G4 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | - | - | - | - |

주) 하중 케이스 1 적용

표 2.3.2.3 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 재하하중 계수 예시 (표준차로하중)

| 거더 간격 (m) | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 6.0 | 7.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G1 | 0.850 | 0.871 | 0.888 | 0.900 | 0.960 | 1.175 | 1.150 |
| G2 | 0.150 | 0.129 | 0.112 | 0.100 | 0.040 | -0.175 | -0.150 |
| G3 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | - | - |
| G4 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | - | - | - | - |

주) 하중 케이스 1 적용

2) 거더간 부등처짐량

산정한 재하하중 계수를 적용한 하중을 거더에 재하한 후 거더의 처짐값을 이용하여 거더간 부등처짐량을 산정하였다. 모든 하중 케이스에서 거더간 부등처짐은 교량의 중앙에서 가장 크게 발생하였으며, 각 하중 케이스별 부등처짐량을 비교하여 최대값을 사용해 교축직각방향 바닥판의 유무에 따른 결과를 검토하였다. 산정한 부등처짐량은 표 2.3.3.4와 그림 2.3.2.11과 같다.

표 2.3.2.4 I-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더간 부등처짐량

| 거더 간격(m) | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 6.0 | 7.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 바닥판 미고려 (mm) | 14.19 | 13.59 | 13.53 | 14.87 | 15.38 | 28.54 | 24.94 |
| 바닥판 고려 (mm) | 11.22 | 10.18 | 9.64 | 12.36 | 12.50 | 25.62 | 23.04 |
| 감소율(%) | 20.93 | 25.09 | 28.74 | 16.88 | 18.74 | 10.24 | 7.63 |

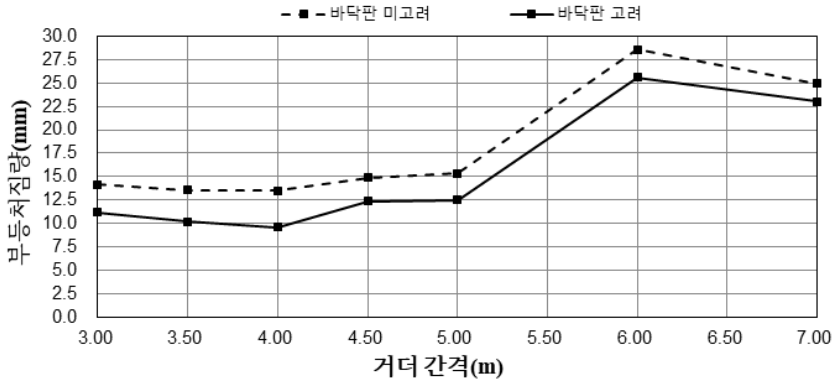
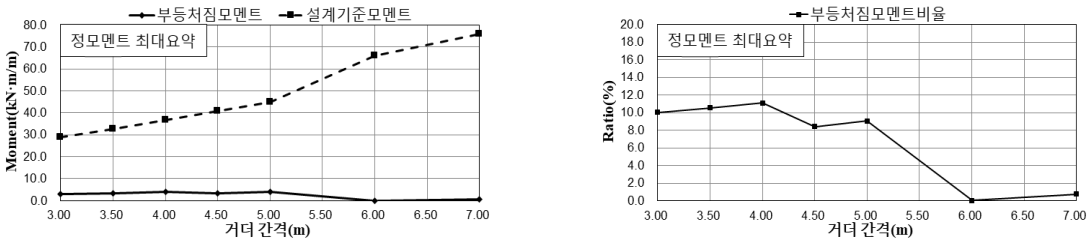


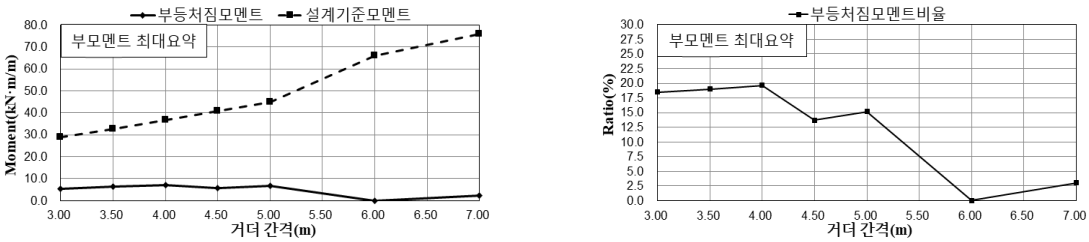

그림 2.3.2.11 I-형 거더교(거더 간격 변화) 부등처짐량

거더간 부등처짐량은 교축직각 방향으로 바닥판을 모델링에 반영하였을 경우 감소하는 것을 알 수 있다. 부등처짐량의 최대 감소는 13.53mm에서 9.64mm로 3.89mm가 감소했으며, 최소 감소는 24.94mm에서 23.04mm로 1.90mm가 감소했다.

3) 바닥판 부등처짐 모멘트




a) 정모멘트




b) 부모멘트

그림 2.3.2.12 I-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 모멘트 및 모멘트 발생 비율

교축직각 방향으로 모델링한 바닥판을 통하여 부등처짐으로 인해 바닥판에 발생하는 모멘트를 확인할 수 있다. 검토에 사용한 부등처짐 모멘트는 부등처짐이 가장 크게 발생한 교량 중앙에 위치한 바닥판의 모멘트이며 , 설계기준 모멘트는 도로교 설계기준 4.6.2.4에 따라 산정 하였다. 모멘트 발생 비율은 설계기준 모멘트와 바닥판에 발생한 부등처짐 모멘트의 크기를 비율로 나타내었다. 비교 결과는 그림 2.3.2.12와 같으며, 각 하중 케이스별 정모멘트와 부모멘트를 비교하여 각각 최대값을 사용하여 검토했다.

바닥판 모멘트는 거더의 개수가 같을 경우 거더 간격이 길어질수록 크게 발생하는 것을 확인할 수 있다. 정모멘트와 부모멘트의 최대값은 거더 간격 4.0m 일때 각각 4.1kN-m/m, 7.2kN-m/m가 발생하며 설계기준 모멘트의 각각 11.1%, 19.6%이다. 하지만 거더의 개수가 감소하면 바닥판 모멘트 또한 감소하며, 거더 개수가 2개인 거더 간격 6.0m와 7.0m의 케이스에서는 바닥판 모멘트가 거의 발생하지 않는 것을 확인할 수 있다. 이는 거더가 2개인 경우 거더에 부등변위가 발생할 때 I-형 거더는 비틀림 강성이 작아서 바닥판 경사에 의한 처짐각 구속에 대한 부정정 효과가 작기 때문으로 판단된다.

4) 검토결과

I-형 거더교의 경우 거더의 개수가 같을 때, 거더 간격이 증가할수록 부등처짐량의 감소 또한 크게 나타나는 것을 확인할 수 있다. 부등처짐량의 최대 감소는 거더 개수가 4개이고 거더 간격 4.0m일 때 발생했으며, 모든 케이스에서 부등처짐량이 감소하였으므로 본 연구에서 제안한 개선된 모델링 기법이 교량의 횡방향 거동의 과대평가 방지로 거더의 보수적인 설계 방지에 기여할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 모델링에 적용된 바닥판에 발생하는 바닥판의 3차원 교량거동을 반영한 부재력을 설계에 적용하여 기존의 이상화한 2차원 설계보다 합리적인 설계를 할 수 있을 것으로 판단된다.

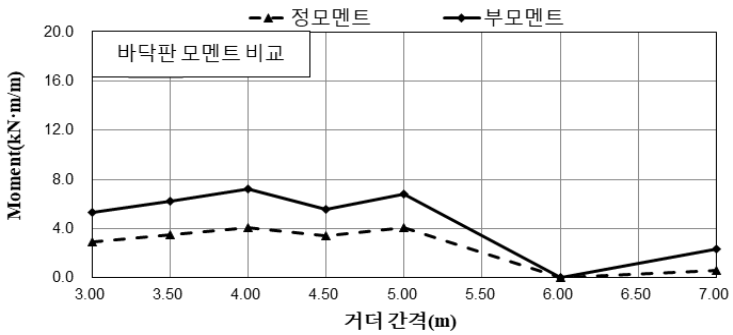



그림 2.3.2.13 I-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 정모멘트 및 부모멘트 비교

그림 2.3.2.13에서 바닥판의 교축직각방향 모멘트는 정모멘트에 비해 부모멘트가 크게 발생하는 것을 확인할 수 있다. 최대 모멘트가 발생한 거더간격 4.0m일 경우 부모멘트가 정모멘트에 비해 약 1.76배 크게 발생했다. 따라서, 부등처짐에 의하여 발생하는 부모멘트가 바닥판의 하부 인장을 야기하고, 휨과 균열에 대한 저항 성능이 작은 바닥판은 하부 인장에

의해 저항강도 부족 또는 균열 발생의 문제가 발생할 수 있다고 판단되므로 거더부근 바닥판 하부에 이를 고려한 철근배근이 필요하다고 판단된다.

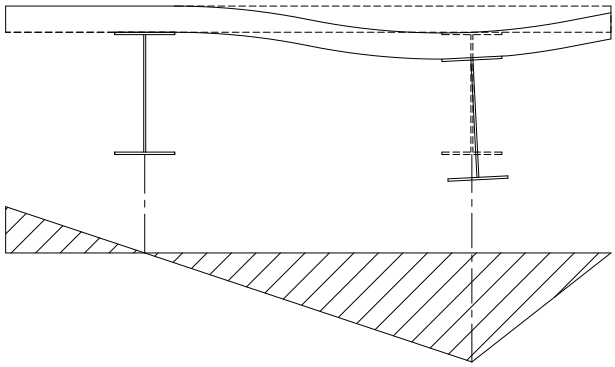


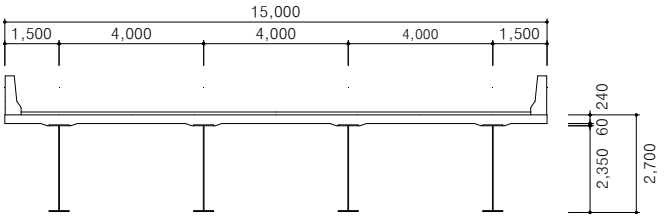
그림 2.3.2.14 I-형 거더교 거더간 부등처짐에 따른 바닥판 하부의 철근배근 필요성

**(3) 교축방향 경간장 변화에 따른 I-형 거더교 부등처짐에 의한 바닥판 영향 검토**

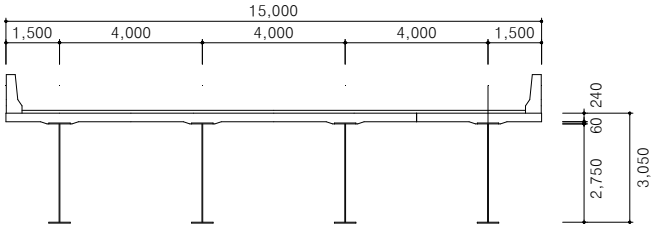
교축방향 경간장 변화에 따른 검토 모델은 가장 큰 바닥판 모멘트가 발생한 거더 간격 4.0m 케이스로 선정했으며 교축 방향 경간장을 변수로 선정하여 검토를 수행했다. 각 케이스별 대상 교량의 제원은 표 2.3.3-5와 같으며 횡단면도는 그림 2.3.2.15와 같다.

표 2.3.2.5 I-형 거더교(경간장 변화) 교량 제원

| 경간 구성(m) | 32.5-40-32.5 | 40-50-40 | 50-60-50 | 55-70-55 | 65-80-65 |
|---|---|---|---|---|---|
| 바닥판 두께(mm) | 240.0 | 240.0 | 240.0 | 240.0 | 240.0 |
| 거더의 개수(EA) | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |




a) 지간부




b) 지점부

그림 2.3.2.15 거더 간격 4.0m I-형 거더교의 횡단면도

가로보는 교축방향으로 5.0m 간격으로 강재 가로보를 배치했으며, 기존 모델링 기법은 거더간을 강재 가로보로 연결하는 1-Layer 모델링을 수행했다. 개선 모델링 기법은 추가로 바닥판을 2.5m 간격으로 배치하고, 바닥판과 거더 사이는 Rigid Link로 체결하는 2-Layer 모델링을 수행했다.

1) 거더별 작용하중 산정

활하중을 재하하기 위하여 거더별 재하하중 계수를 산정했다. 산정방법은 1대0법을 사용했다.

2) 거더간 부등처짐량

산정한 재하하중 계수를 적용한 하중을 거더에 재하한 후 거더의 처짐값을 이용하여 거더간 부등처짐량을 산정했다. 모든 하중 케이스에서 거더간 부등처짐은 교량의 중앙에서 가장 크게 발생했으며 각 하중 케이스별 부등처짐량을 비교하여 최대값을 사용해 교축직각 방향 바닥판의 유무에 따른 결과를 비교 및 검토했다. 산정한 부등처짐량은 표 2.3.2.6과 그림 2.3.2.16과 같다.

표 2.3.2.6 I-형 거더교(경간장 변화)의 거더간 부등처짐량

| 경간장(m) | 32.5-40-32.5 | 40-50-40 | 50-60-50 | 55-70-55 | 65-80-65 |
|---|---|---|---|---|---|
| 기존모델링(mm) | 13.26 | 13.53 | 22.54 | 30.45 | 36.53 |
| 개선모델링(mm) | 9.50 | 9.64 | 16.90 | 27.02 | 33.29 |
| 감소율(%) | 28.33 | 28.74 | 25.02 | 11.26 | 8.87 |

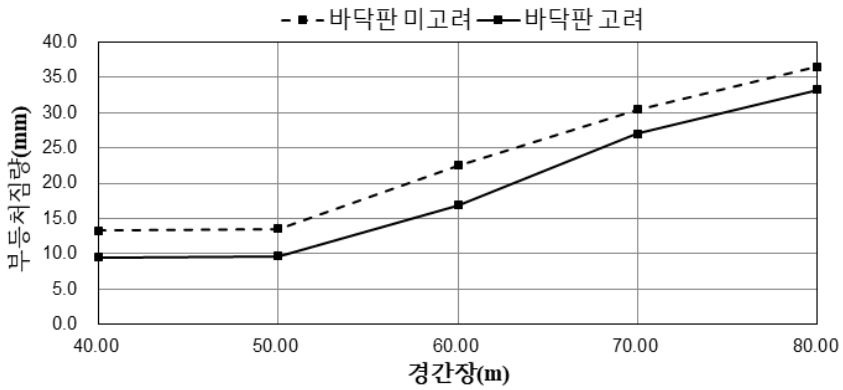
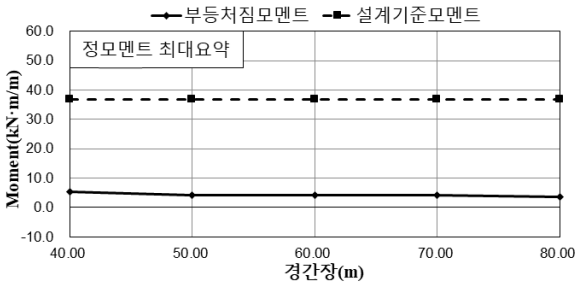


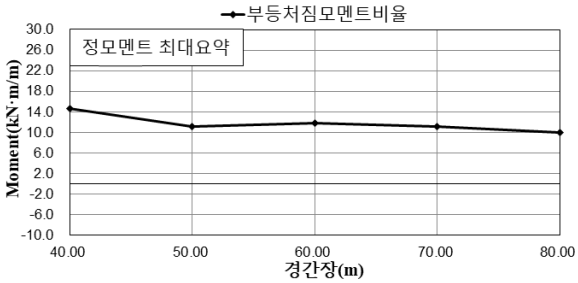

그림 2.3.2.16 I-형 거더교(경간장 변화) 부등처짐량

표 2.3.2.6과 그림 2.3.2.16에서 확인할 수 있듯이 교축직각 방향으로 바닥판을 모델링에 반영하였을 경우 거더간 부등처짐량이 감소하는 것을 알 수 있다. 부등처짐량의 최대 감소는 22.54mm에서 16.90mm로 5.64mm가 감소했으며, 최소 감소는 36.53mm에서 33.29mm로 3.24mm 감소했다. 또한, 경간장이 증가하면 부등처짐량 또한 증가하는 것을 알 수 있다.

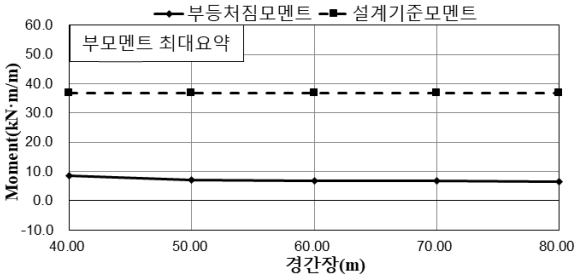
3) 바닥판 부등처짐 모멘트

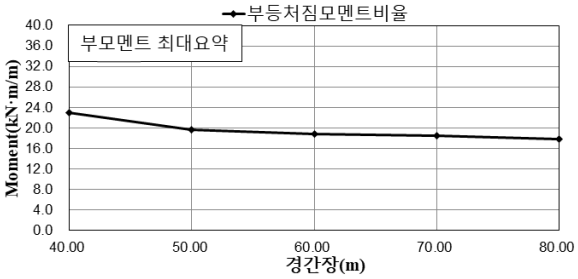
교축직각 방향으로 모델링한 바닥판을 통하여 부등처짐으로 인해 바닥판에 발생하는 모멘트를 확인할 수 있다. 검토에 사용한 부등처짐 모멘트는 부등처짐이 가장 크게 발생한 교량 중앙에 위치한 바닥판의 모멘트이며, 설계기준 모멘트는 도로교 설계기준 4.6.2.4에 따라 산정하였다. 모멘트 발생 비율은 설계기준 모멘트와 바닥판에 발생한 부등처짐 모멘트의 크기를 비율로 나타내었다. 비교 결과는 그림 2.3.2.17과 같으며, 각 하중 케이스별 정모멘트와 부모멘트를 비교하여 각각 최대값을 사용하여 검토했다.




a) 정모멘트




b) 부모멘트

그림 2.3.2.17 I-형 거더교(경간장 변화) 바닥판 모멘트 및 모멘트 발생 비율

바닥판 모멘트는 교량의 경간장이 증가하여도 변화가 크지 않다는 것을 확인할 수 있다. 따라서 경간장의 변화는 바닥판 모멘트 변화에 영향을 미치지 않는다고 판단하여 Box-형 거더교 검토시 경간장 변화에 대해서는 검토를 생략했다.

**(4) 거더 간격 변화에 따른 Box-형 거더교 부등처짐에 의한 바닥판 영향 검토**

대상 교량의 경간 구성은 첫 번째 케이스와 마찬가지로 40.0m+50.0m+40.0m=130.0m로 구

성되어 있으며 거더 간격을 변수로 사용하여 검토를 수행했다. 각 케이스별 대상 교량의 제원은 표 2.3.2.7와 같으며 횡단면도는 그림 2.3.2.18과 같다.

표 2.3.2.7 Box-형 거더교(거더 간격 변화) 교량 제원

| 바닥판 지간장(m) | | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 바닥판 두께(mm) | | 240.0 | 240.0 | 240.0 | 240.0 | 240.0 |
| 거더 높이 | 지간부(m) | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 |
| | 지점부 | 2.4 | 2.4 | 2.4 | 2.4 | 2.4 |
| 거더의 개수(EA) | | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 캔틸레버 길이(m) | | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 |

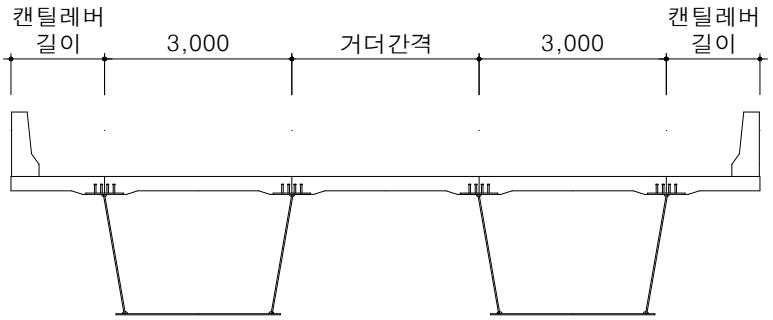
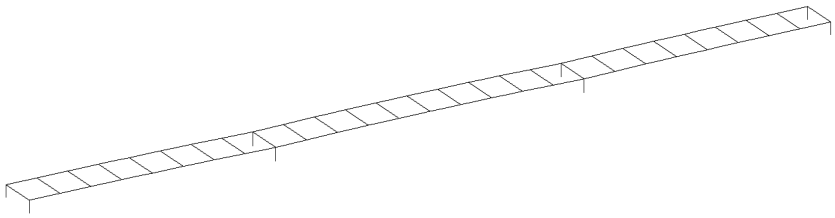
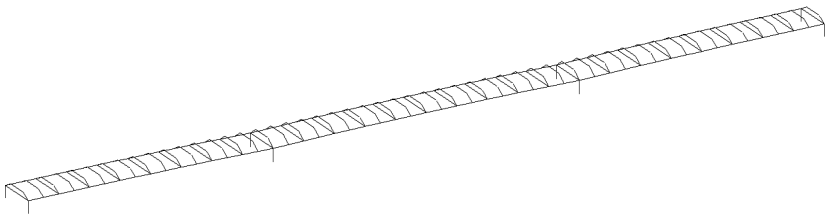



그림 2.3.2.18 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 횡단면도

가로보는 교축방향으로 5.0m 간격으로 강재 가로보를 배치했으며, 기존 모델링 기법은 거더 사이를 강재 가로보로 연결하는 1-Layer 모델링을 수행했다. 개선 모델링 기법은 추가로 바닥판을 2.5m 간격으로 배치하고, 바닥판과 거더 사이는 Rigid Link로 체결하는 2-Layer 모델링을 수행했다. 이때 횡방향 강성은 바닥판이 포함된 강성으로 검토했다. 모델링 구성은 그림 2.3.2.19와 같다.



a) 기존 모델링 기법 적용



b) 개선 모델링 기법 적용

그림 2.3.2.19 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 모델링 구성(2거더)

1) 거더별 작용하중 산정

각 거더에 활하중을 재하하기 위하여 거더별 재하하중 계수를 산정했다. 산정방법은 1대0 법을 사용했다. 이에 따라 산정된 거더별 재하하중 계수는 표 2.3.2.8과 표 2.3.2.9와 같다.

표 2.3.2.8 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 재하하중 계수 예시(표준트럭하중)

| 거더 간격(m) | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 |
|---|---|---|---|---|---|
| G1 | 1.175 | 1.612 | 1.150 | 1.140 | 1.132 |
| G2 | -0.175 | -0.162 | -0.150 | -0.140 | -0.132 |

주) 하중 케이스 1 사용

표 2.3.2.9 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더별 재하하중 계수 예시(표준차로하중)

| 거더 간격(m) | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 |
|---|---|---|---|---|---|
| G1 | 1.175 | 1.162 | 1.150 | 1.140 | 1.131 |
| G2 | -0.175 | -0.162 | -0.150 | -0.140 | -0.131 |

주) 하중 케이스 1 사용

2) 거더간 부등처짐량

산정한 재하하중 계수를 적용한 하중을 거더에 재하한 후 거더의 처짐값을 이용하여 거더간 부등처짐량을 산정했다. 모든 하중 케이스에서 거더간 부등처짐은 교량의 중앙에서 가장 크게 발생했으며 각 하중 케이스별 부등처짐량을 비교하여 최대값을 사용해 교축직각 방향 바닥판의 유무에 따른 결과를 비교 및 검토했다. 산정한 부등처짐량은 표 2.3.2.10과 그림 2.3.2.20과 같다.

표 2.3.2.10 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 거더간 부등처짐량

| 거더 간격(m) | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 | 5.0 |
|---|---|---|---|---|---|
| 기존모델링(mm) | 5.82 | 7.02 | 8.32 | 9.68 | 11.10 |
| 개선모델링(mm) | 5.13 | 6.10 | 7.16 | 8.26 | 9.42 |
| 감소율(%) | 11.86 | 13.11 | 13.94 | 14.67 | 15.14 |

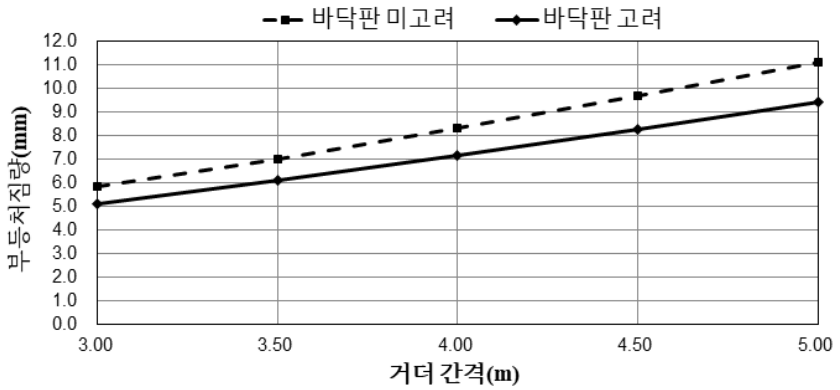


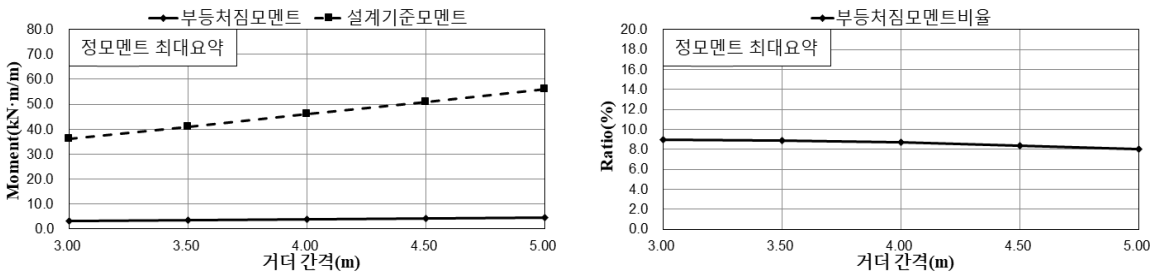

그림 2.3.2.20 Box-형 거더교(거더 간격 변화)의 부등처짐량

거더간 부등처짐량은 거더 간격이 증가할수록 증가하는 것을 알 수 있다. 또한 교축직각 방향으로 바닥판을 모델링에 반영하여 거더간 부등처짐량이 감소하는 것을 알 수 있다. 부등처짐량의 최대 감소는 11.10mm에서 9.42mm로 1.68mm 감소하였으며, 최소 감소는 5.82mm에서 5.13mm로 0.69mm 감소했다.

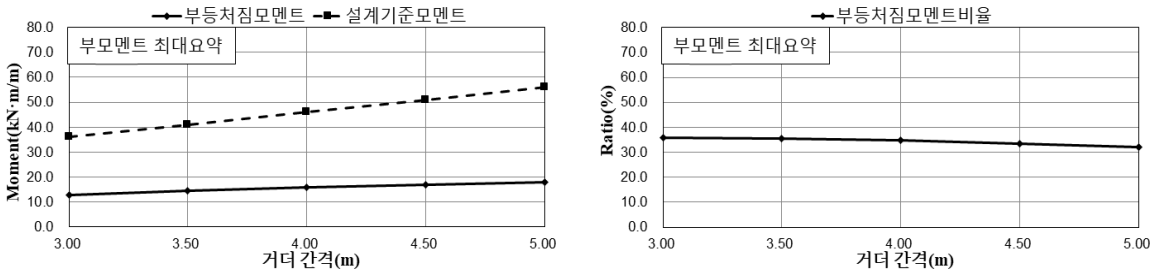
3) 바닥판 부등처짐 모멘트

교축직각 방향으로 모델링한 바닥판을 통하여 부등처짐으로 인해 바닥판에 발생하는 모멘트를 파악할 수 있다. 검토에 사용한 부등처짐 모멘트는 부등처짐이 가장 크게 발생한 교량 중앙에 위치한 바닥판의 모멘트이며, 설계기준 모멘트는 도로교 설계기준 4.6.2.4에 따라 산

정했다. 모멘트 발생 비율은 설계기준 모멘트와 바닥판에 발생한 부등처짐 모멘트의 크기를 비율로 나타내었다. 비교결과는 그림 2.3.2.21과 같으며, 각 하중 케이스별 정모멘트와 부모멘트를 비교하여 각각 최대값을 사용하여 검토했다.




a) 정모멘트




b) 부모멘트

그림 2.3.2.21 Box-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 모멘트 및 모멘트 발생 비율

그림 2.3.2.21에서 확인할 수 있듯이 거더 간격이 증가할수록 바닥판 모멘트 또한 증가하는 것을 확인할 수 있다. 최대 요약에서 정모멘트와 부모멘트의 최대값은 거더 간격 5.0m일 때 각각 4.48kN-m/m, 17.94kN-m/m가 발생하며 설계기준 모멘트의 각각 8.01%, 32.03%의 크기를 가진다.

4) 검토 결과

Box-형 거더교의 경우 거더 간격이 증가할수록 부등처짐량의 감소 또한 크게 나타나는 것을 확인할 수 있다. Box-형 거더교는 모든 케이스에서 거더가 2개이므로 I-형 거더교와 마찬가지로 거더의 개수가 같을 경우 거더 간격 증가에 따라 부등처짐량의 감소가 증가하는 경향을 보인다. 또한, 모든 케이스에서 부등처짐량이 감소하였으므로 본 연구에서 제안한 개선된 모델링 기법이 교량의 횡방향 거동의 과대평가 방지에 기여할 수 있다고 판단된다.

바닥판 모멘트는 I-형 거더교에서와 마찬가지로 거더의 개수가 같을 경우 거더 간격이 증가하면 교축직각방향 바닥판 모멘트가 증가하는 경향을 보인다. 다만 I-형 거더교의 경우 거더가 2개일 때 바닥판 모멘트가 거의 발생하지 않았지만 Box-형 거더교의 경우 상대적으로

큰 모멘트가 발생하는 것을 확인할 수 있다. 이와 같은 결과는 Box-형 단면이 I-형 단면에 비해 비틀림 강성이 큰 것이 원인으로 판단된다.

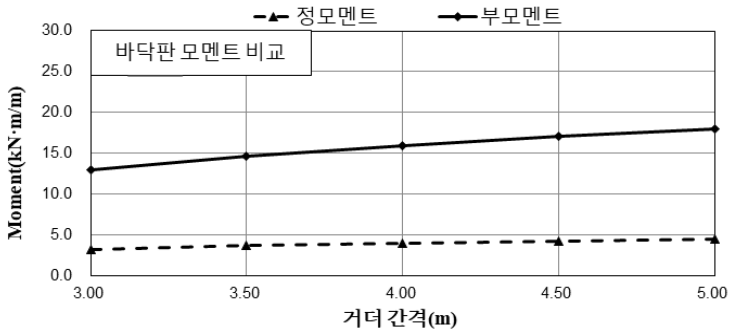



그림 2.3.2.22 Box-형 거더교(거더 간격 변화) 바닥판 정모멘트 및 부모멘트 비교

그림 2.3.2.22에서 바닥판의 교축직각방향 모멘트는 정모멘트에 비해 부모멘트가 크게 발생하는 것을 확인할 수 있다. 최대 모멘트가 발생한 거더간격 5.0m일 경우 부모멘트가 정모멘트에 비해 약 4.0배 크게 발생했다. 따라서, 부등처짐에 의하여 발생하는 부모멘트가 바닥판의 하부 인장을 야기하고, 휨과 균열에 대한 저항 성능이 작은 바닥판은 하부 인장에 의해 저항강도 부족 또는 균열 발생의 문제가 발생할 수 있다고 판단되므로 거더부근 바닥판 하부에 이를 고려한 철근배근이 필요하다고 판단된다.

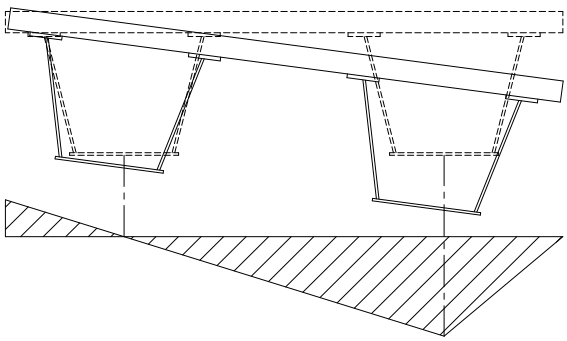


그림 2.3.2.23 Box-형 거더교 거더간 부등처짐에 따른 바닥판 하부의 철근배근 필요성

### (5) 검토 결론

매개변수 연구를 수행한 결과 교축직각방향 바닥판을 반영하는 개선 모델링 기법은 기존 모델링 기법에 비해 과대평가된 교량의 횡방향 거동을 보완하여 거더 설계시 경제성을 개선할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 기존 바닥판 설계시에 2차원해석을 하여 교량의 3차원 거동이 고려되지 않았던 점을 개선하여 합리적인 설계을 할 수 있을 것이다. 예를 들면 거더 위치의 바닥판 하부를 2차원 해석시에는 압축부로 계산이 되어 철근이 필요 없는 것으로 판정하여 설계하였으나 매개변수 연구에서 바닥판의 지점부에서 부모멘트가 상대적으로 크게 발생하는 것이 확인되었으므로 교축직각 방향으로 바닥판을 모델링하여 바닥판의 모든부위를 교량의 3차원거동의 영향을 반영하여 구조계산해야 한다고 판단된다.

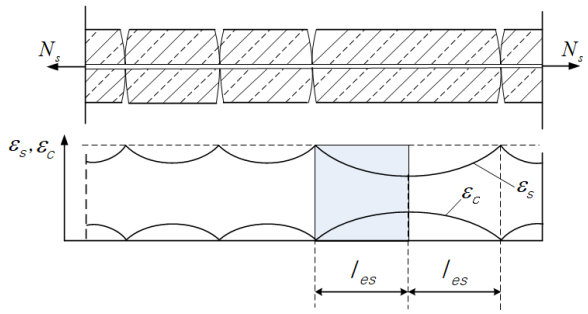
만약, 기본설계시와 같이 정밀성이 요구되지 않는 설계에서 교축직각방향 바닥판을 모델링에 반영하지 않는다면 매개변수 연구의 부재력 결과를 참고하여 바닥판에 철근을 배근하는 것을 권장한다. 경간장의 변화는 바닥판 모멘트에 영향이 거의 없으므로 거더간 간격과 거더의 개수에 따라 발생하는 바닥판 모멘트를 반영하여 추가 철근량을 산정한다.

## 2.4 콘크리트 바닥판의 간접균열제어와 직접균열제어 설계 비교 검토

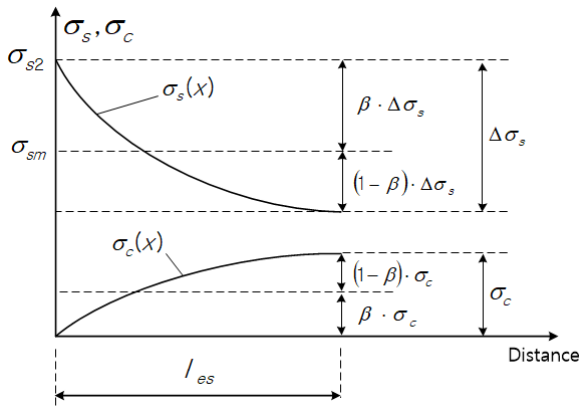
### 2.4.1 Eurocode 2, 4 및 도로교설계기준(한계상태설계법)의 직접균열제어 방법의 이론적 고찰

Eurocode 2에서는 인장력이 작용하는 철근콘크리트 구조물에 대하여 균열폭을 제어하기 위한 균열폭 직접계산식을 규정하고 있으며, 국내의 도로교설계기준(한계상태설계법)에서도 이 식을 그대로 규정하고 있다. 이 절에서는 Eurocode 2의 균열폭 직접계산식의 이론적 유도과정을 고찰하였으며, 또한 도로교설계기준(한계상태설계법)에는 포함되어 있지 않지만, Eurocode 4에서는 추가로 규정하고 있는 부모멘트가 작용하는 강합성거더 바닥판의 종방향 철근의 응력 평가식을 고찰하였다. 부모멘트가 작용하는 강합성교량 바닥판에 대한 균열폭을 평가할 때, Eurocode 4에서 규정된 식을 적용할 때와 적용하지 않을 때의 차이를 고찰하였다.

#### 2.4.1.1 축인장력이 작용하는 철근콘크리트 부재의 균열폭




a) 축인장력이 작용하는 RC부재의 균열안정화단계 변형률 분포




b) 인접한 두 개의 균열사이에서 철근과 콘크리트의 평균응력

그림 2.4.1.1 균열안정화단계의 인접한 균열사이에서 철근과 콘크리트 변형률 분포

könig(1992)는 그림 2.4.1.1과 같이 균열안정화단계에서 철근과 콘크리트의 변형률분포를 나타냈다. 철근의 평균변형률과 콘크리트의 평균변형률차는 식(2.4.1)으로 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\ \varepsilon_{sR} - \beta \Delta\varepsilon_s\ ] - \beta\varepsilon_b \qquad (2.4.1.1)$$

균열폭 $w$는 콘크리트와 철근의 평균변형률차 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$에 부착전달길이의 두 배 거리 $2l_{es}$를 곱한 크기로 식(2.4.1.2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$w = 2\, l_{es} \left[ \frac{\sigma_{sR}}{E_s} - \beta \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} - \beta \frac{\sigma_b}{E_c} \right] \qquad (2.4.1.2)$$

여기서, $\beta = \dfrac{1 + b_s n_s}{2 + b_s n_s}$ , $(1-\beta) = \dfrac{1}{2 + b_s n_s}$

$b_s$ : 균열하중과 작용하중의 비에 따라 결정되는 상수

$n_s$ : 철근과 콘크리트의 부착에 관련된 상수

Eurocode 2에서는 식(2.4.1.2)를 정리하여 식(2.4.1.3)~(2.4.1.5)의 형태로 제시하고 있다.

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (2.4.1.3)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t\,(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}})(1 + \alpha_e\,\rho_{p,eff})}{E_s} \qquad (2.4.1.4)$$

단, $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \geq 0.6\dfrac{\sigma_s}{E_s}$

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1\, k_2\, k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \qquad (2.4.1.5)$$

여기서, $w_k$ : 설계균열폭

$\varepsilon_{sm}$ : 철근평균변형률

$\varepsilon_{cm}$ : 콘크리트평균변형률

$S_{r,max}$ : 최대 균열간격

$f_{ct,eff}$ : 콘크리트의 인장강도

$\rho_{p,eff}$ : 철근비

$\alpha_e$ : 철근과 콘크리트의 탄성계수비

$k_t$ : 하중특성에 따른 상수값

단기하중에 대하여 0.6

장기하중에 대하여 0.4

### 2.4.1.2 부모멘트가 작용하는 강합성거더 슬래브의 균열폭

그림 2.4.1.2에는 부모멘트 $M$이 작용하는 강합성 거더에 대하여 슬래브단면의 도심에 축인장력 $N_s$가 작용하는 것으로 가정한 후 힘의 평형조건과 변형률적합조건을 고려하여 슬래브와 강거더 단면에 각각 작용하는 등가의 힘의 관계와 변형률 선도를 나타낸 것이다.

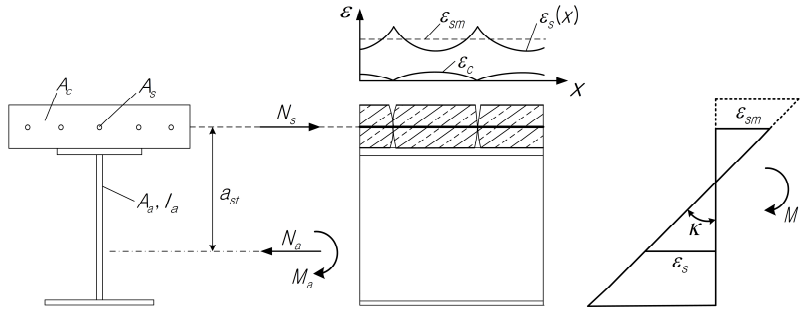



그림 2.4.1.2 부모멘트가 작용하는 강합성거더에서 강거더와 슬래브 단면 도심에 각각 작용하는 분력 및 변형률 - Hanswille(1997)

식(2.4.1.6)에서 $\Delta\sigma$는 철근과 콘크리트 사이의 부착응력에 따른 인장강성효과에 의한 철근응력 변화량의 최대치이며, $(f_{ct}\,A_c)/A_s$는 균열직전 콘크리트에 작용하는 인장응력을 균열직후 철근이 부담하게 될 때의 응력의 크기로 볼 수 있다. 이 것은 인접한 두 개의 균열 사이에서 철근과 콘크리트 사이의 부착효과에 의해 콘크리트에 도입될 수 있는 최대치의 인장응력을 나타낸다. 따라서, $\Delta\sigma$와 $(f_{ct}\,A_c)/A_s$는 같은 크기의 값으로 가정할 수 있다.

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta\frac{\Delta\sigma}{E_s} \approx \frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \beta\frac{f_{ct}}{E_s\,\rho_s} \qquad (2.4.1.6)$$

Hanswille(1997)는 부모멘트가 작용하는 강합성거더 단면에서 균열안정화단계 이후 슬래브 도심에 작용하는 축력을 구하기 위해 다음과 같이 식을 유도하였다.

그림 2.4.1.2 (a)에서 $N_s = -N_a$ 이고, $M = M_a + N_s\,a_{st}$ 임을, 그림 2.4.1.2 (C)로부터 $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_a + \kappa\,a_{st}$임을 알 수 있다. 이 두 개의 관계식으로부터 식 (2.4.1.7)이 성립한다.

$$\varepsilon_{sm} = -\frac{N_s}{E_a\,A_a} + \frac{M_a}{E_a\,I_a} = -\frac{N_s}{E_a\,A_a} + \frac{M - N_s\,a_{st}}{E_a\,I_a}\times a_{st} \qquad (2.4.1.7)$$

식(2,4.1.6)과 식(2.4.1.7)은 동일하게 철근의 평균변형률을 나타낸 식이므로 두 식에서 각각의 우측항을 같다고 두고 균열단면에 대한 단면2차모멘트 및 단면1차모멘트 등의 단면특

성값을 적용하여 정리하면 식(2.4.1.8)을 유도할 수 있다.

$$N_s = M\frac{A_s\, z_2}{I_2} + \beta\frac{f_{ctm}}{\rho_s\, \alpha_{st}}\, A_s \;\;,\;\; \alpha_{st} = \frac{A_2\, I_2}{A_a I_a} \qquad (2.4.1.8)$$

여기서, $I_2$ , $A_2$ : 각각 강합성거더 균열단면에 대한 단면2차모멘트와 단면적

$I_a$ , $A_a$ : 각각 강거더 단면에 대한 단면2차모멘트와 단면적

$z_2$ : 균열단면의 중립축으로부터 슬래브 단면 도심까지 거리

식(2.4.1.8)은 균열안정화모멘트 $M_{cr,E}$보다 큰 부모멘트가 작용할 때 슬래브 도심에 작용하는 축인장력 $N_s$ 의 크기를 결정하는 식으로 합성거더 슬래브의 균열폭을 계산한 때, 식(2.4.1.4)의 $\sigma_s$를 결정하기 위해 사용될 수 있다.

식(2.4.1.8)을 살펴보면 식의 우측항은 $M\frac{A_s\, z_2}{I_2}$ 과 $\beta\frac{f_{ctm}}{\rho_s\, \alpha_{st}}\, A_s$ 에 대한 합으로 표현되어 있다. 휨모멘트 $M$이 작용할 때 균열단면을 고려하여 계산한 철근의 응력 크기라 할 수 있는 $M\frac{A_s\, z_2}{I_2}$ 의 값에 $\beta\frac{f_{ctm}}{\rho_s\, \alpha_{st}}\, A_s$의 값이 더해지는 형태이다. Hanswille(1997)은 식(2.4.1.8)으로부터 작용모멘트에 대한 슬래브도심에 작용하는 축인장력을 그림 2.4.1.3의 그래프로 나타냈다.

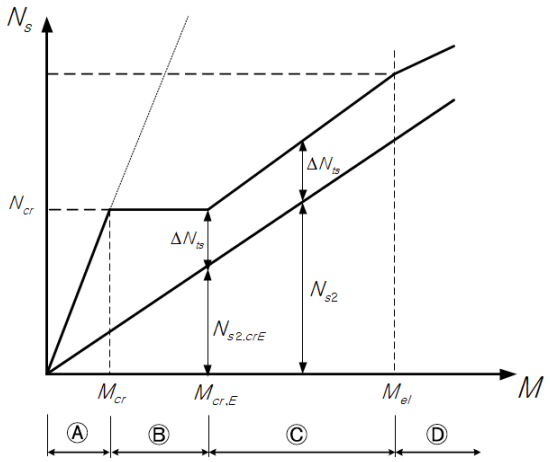



그림 2.4.1.3 부모멘트가 작용하는 강합성거더 슬래브의 종방향 철근 인장력 - Hanswille(1997)

식(2.4.1.8)과 그림 2.4.1.3에서 아래 두 가지 사항을 가정하면 균열안정화모멘트 $M_{cr,E}$는 식(2.4.1.9)으로 쓸 수 있다.

1. 그림 2.4.1.3 그래프의 Ⓑ구간에서 축력 $N_{s,cr}$ 은 일정하다. 즉 작용모멘트 $M$이

$M_{cr} \le M \le M_{cr,E}$ 일 때 $N_{s,cr}$ 은 일정하다.

2. 그림 2.4.1.3 그래프의 ©구간에서 $\Delta N_{ts}$는 일정하다.

위의 두 개의 가정을 이용하면 그림 2.4.1.3의 $M_{cr,E}$ 위치에서 $N_{s,cr} = N_{s2,crE} + \Delta N_{ts}$ 의 관계식이 성립한다. 그러므로 식(2.4.1.8)에서 $N_s$와 $M$에 각각 $N_{s,cr}$과 $M_{cr,E}$를 대입한 뒤 $M_{cr,E}$에 대하여 정리하면 식(2.4.1.9)와 같다.

$$M_{cr,E} = \left[ N_{s,cr} - \beta \frac{f_{ctm}}{\rho_s \alpha_{st}} A_s \right] \frac{I_2}{A_s z_2} \quad , \quad \alpha_{st} = \frac{A_2 I_2}{A_a I_a} \qquad (2.4.1.9)$$

Eurocode 4에서는 인장력이 작용하는 강합성거더 슬래브의 균열폭에 대한 직접계산방법으로 Eurocode 2에 규정된 식들을 따르도록 명시하고 있다. 단, 균열합성단면에서의 철근응력은 철근의 인장강성효과를 고려한 응력을 구하는 방법으로 식(2.4.1.10)를 규정하고 있다. 식(2.4.1.10)은 Hnswille(1997)가 제시한 식(2.4.1.8)과 같음을 알 수 있다.

$$\sigma_s = \sigma_{se} + \frac{0.4 f_{ctm} A_{ct}}{\alpha A_s} \ , \ \alpha = \frac{AI}{(A_a I_a)} \qquad (2.4.1.10)$$

여기서, $\sigma_s$ : 축방향 내력을 고려하고 인장응력이 작용하는 콘크리트를 무시하여 계산된 인장철근의 응력

$\sigma_{se}$ : 균열합성단면에 대하여 계산한 콘크리트 표면에 가장 가까운 철근의 응력

$f_{ctm}$ : 콘크리트 평균인장강도

$A$ , $I$ : 총강재의 단면적과 단면2차모멘트

$A_a$ , $I_a$ : 강거더의 단면적과 단면2차모멘트

### 2.4.1.3 Eurocode 2, 4 및 도로교설계기준(한계상태설계법) 균열폭 직접계산 방법 비교

Eurocode 2, 4 및 도로교설계기준(한계상태설계법)-콘크리트교편의 각 기준에서 사용된 균열폭 직접계산식을 표 2.4.1.1에 정리하였다.

표 2.4.1.1 균열폭 직접계산식 비교

| 구 분 | Eurocod 2<br>(철근콘크리트 바닥판) | Eurocod 4<br>(합성거더 바닥판) | 도로교설계기준<br>(한계상태설계법) -<br>콘크리트교 |
|---|---|---|---|
| 균열폭<br>($w_k$) | $S_{r,max}(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ | $S_{r,max}(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ | $l_{r,\max}(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ |
| 균열간격<br>($S_{r,max}$, $l_{r,\max}$) | $k_3 c + k_1\ k_2\ k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$ | $k_3 c + k_1\ k_2\ k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$ | $3.4 c_c + \frac{0.425 k_1 k_2 d_b}{\rho_e}$ |
| $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ | $\frac{\sigma_s - k_t (\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}})(1+\alpha_e \rho_{p,e}}{E_s}$ | $\frac{\sigma_s - k_t (\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}})(1+\alpha_e \rho_{p,e}}{E_s}$ | $\frac{f_{so}}{E_s} - 0.4\frac{f_{cte}}{E_s \rho_e}(1+n\rho_e)$ |
| 강합성거더<br>슬래브 종방향<br>철근 인장응력<br>($\sigma_s$) | - | $\sigma_{se} + \frac{0.4 f_{ctm} A_{ct}}{\alpha A_s}$ | - |

또는 축인장력이 작용하는 RC구조물에 대하여 적용할 수 있는 Eurocode 2와 도로교설계기준(한계상태설계법)-콘크리트교편에서 규정된 균열폭 계산식은 완전히 동일하며 Eurocode와 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정하는 콘크리트 인장강도를 결정하는 방법에서만 차이가 있다. 실제 두 규정에서 콘크리트 압축강도로 추정하는 인장강도의 차이는 미소하다. 따라서 교량바닥판 지간방향으로 발생하는 사용하중 휨모멘트에 대하여 Eurocode 2 또는 도로교설계기준(한계상태설계법)-콘크리트교편에 따라 계산된 균열폭의 차이는 크지 않을 것으로 판단된다.

단, 연속 강합성거더교의 중간교각부 바닥판에 대하여 횡방향 균열폭을 평가하기 위해서는 반드시 Eurocode 4의 식(2.4.1.10)을 적용하여 종방향 철근 인장응력을 계산해야 한다. 도로교설계기준(한계상태설계법)-콘크리트교편에서 규정된 방법에는 식(2.4.1.10)을 포함하고 있지 않으므로 단순히 균열단면을 이용하여 철근응력을 적용하여 균열폭을 평가할 경우 균열폭이 상당히 과소평가될 수 있다. 식(2.4.1.10)에서 $\frac{0.4 f_{ctm} A_{ct}}{\alpha A_s}$ 으로 계산되는 응력의 크기만큼 철근의 응력이 작을 것이므로 그 결과를 쉽게 예측할 수 있다.

### 2.4.2 Eurocode 2, 4 간접균열제어 방법 기준 분석

#### 2.4.2.1 Eurocode 2

Eurocode 2에서는 균열폭을 직접 계산하지 않는 경우 간접적인 균열제어방법으로 표 2.4.2.1과 표 2.4.2.2를 제시하고 있다. 인장철근에 작용하는 인장응력과 설계균열폭 $w_k$에 따라 철근 직경 또는 철근 간격을 결정함으로써 균열폭을 제어할 수 있도록 하고 있다.

표 2.4.2.1 균열제어를 위한 최대철근직경 $\phi_s^{*}$ [1]

| Steel stress [2] [MPa] | Maximum bar size [mm] | | |
|---|---|---|---|
| | $w_k = 0.4mm$ | $w_k = 0.3mm$ | $w_k = 0.2mm$ |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 12 |
| 280 | 16 | 12 | 8 |
| 320 | 12 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | 5 |
| 400 | 8 | 6 | 4 |
| 450 | 6 | 5 | - |

Notes: 1. The values in the 표 are based on the following assumptions:
c = 25mm; $f_{ct,eff}$ = 2,9MPa; $h_{cr}$ = 0,5; (h-d) = 0,1h; $k_1$ = 0,8;
$k_2$ = 0,5; $k_c$ = 0,4; k = 1,0; $k_t$ = 0,4 and k′ = 1,0
2. Under the relevant combinations of actions

표 2.4.2.2 균열제어를 위한 최대철근간격 [1]

| Steel stress [2] [MPa] | Maximum bar spacing [mm] | | |
|---|---|---|---|
| | $w_k = 0.4mm$ | $w_k = 0.3mm$ | $w_k = 0.2mm$ |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | - |
| 360 | 100 | 50 | - |

표 2.4.2.1에 따라 최대 철근을 결정할 때는 식(2.4.2.1) 또는 식(2.4.2.2)에 의해 최대철근직경을 수정하여야 한다.

Bending : $$\phi_s = \phi_s^*(f_{ct,eff}/2.9)\frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (2.4.2.1)$$

Tension : $$\phi_s = \phi_s^*(f_{ct,eff}/2.9)\frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad (2.4.2.2)$$

균열폭제어를 위한 철근량을 결정할 때는 식(2.4.2.3)에 따라 최소철근량을 계산한다. 최소철근량을 계산할 때는 균열발생 직전 콘크리트가 부담하는 인장력을 고려하여 필요한 균열폭 한계에서의 응력보다 낮게 설정하여 계산한다.

$$A_{s,\min}\sigma_s = k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} \quad (2.4.2.3)$$

여기서, $A_{s,\min}$ : 최소인장철근단면적

$A_{ct}$ : 인장영역의 콘크리트 단면적 (균열발생 직전 인장영역)

$\sigma_s$ : 균열발생 직후 허용되는 철근응력의 절대값

$f_{ct,eff}$ : 평균인장강도

$k$ : 불균등한 응력효과를 허용하여 구속력을 감소시키기 위한 계수

(= 1.0 : 복부 두께가 300mm이하 또는 플랜지 폭 300mm이하,

= 0.6 : 복부 두께 800mm이상 또는 플랜지폭 800mm 이상)

$k_c$ : 균열직전 응력분포와 팔거리 변화를 고려하기 위한 계수

### 2.4.2.2 Eurocode 4

Eurocode 4에서도 Eurocode 2에서와 마찬가지로 균열폭을 직접 계산하지 않고 균열폭을 제어하기 위한 간접적인 균열제어방법으로 표 2.4.2.3과 표 2.4.2.4를 규정하고 있다. 인장철근에 작용하는 인장응력과 설계균열폭 $w_k$에 따라 철근 직경 또는 철근 간격을 결정함으로써 균열폭을 제어할 수 있도록 하고 있다.

표 2.4.2.3 최대철근직경

| Steel stress $\sigma_s$ [MPa] | Maximum bar diameter $\phi^*$(mm) for design crack width $w_k$ | | |
|---|---|---|---|
| | $w_k = 0.4mm$ | $w_k = 0.3mm$ | $w_k = 0.2mm$ |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 12 |
| 280 | 16 | 12 | 8 |
| 320 | 12 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | 5 |
| 400 | 8 | 6 | 4 |
| 450 | 6 | 5 | - |

표 2.4.2.4 최대철근간격

| Steel stress $\sigma_s$ [MPa] | Maximum bar spacing(mm) for design crack width $w_k$ | | |
|---|---|---|---|
| | $w_k = 0.4mm$ | $w_k = 0.3mm$ | $w_k = 0.2mm$ |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | - |
| 360 | 100 | 50 | - |

표 2.4.2.3에 따라 최대 철근을 결정할 때는 식(2.4.2.4)에 의해 최대철근직경을 수정하여야 한다.

$$\phi = \phi^{*}\left(f_{ct,0}/2.9\right) \qquad (2.4.2.4)$$

여기서, $\phi^{*}$ : 최대철근직경 (표 2.4.2.3)

$f_{ct,0}$ : 기준인장강도 (MPa)

균열폭제어를 위해 합성거더 슬래브의 철근량을 정할 때는 식(2.4.2.5)에 따라 최소철근량을 계산한다.

$$A_s = k_s\, k_c\, k\, f_{ct,eff}\, A_{ct} \,/\, \sigma_s \qquad (2.4.2.5)$$

여기서, $A_{s,\min}$ : 최소인장철근단면적

$A_{ct}$ : 인장영역의 콘크리트 단면적 (균열발생 직전 인장영역)

$\sigma_s$ : 균열발생 직후 허용되는 철근응력의 절대값

$f_{ct,eff}$ : 평균인장강도

$k$ : 불균등한 자기평형응력효과를 허용하여 구속력을 감소시키기 위한 계수(0.8 적용)

$k_s$ : 초기 균열로 발생하는 축력의 감소와 전단연결재의 국부적인 미끌림(slip)에 의한 축력의 감소효과를 고려하기 위한 계수로 0.9 적용

$k_c$ : 균열발생직전 응력의 분포를 고려하기 위한 계수

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_o)} + 0.3 \;\le\; 1.0$$

$h_c$ : 슬래브 두께

$z_o$ : 슬래브 도심에서 비균열합성단면의 도심까지 거리

$\sigma_s$ : 균열발생 직후 허용되는 최대철근응력의 절대값

### 2.4.2.3 도로교설계기준(한계상태설계법)

최소 철근량 $A_{s,\min}$은 식(2.4.2.6)로 산정하여야 한다.

$$A_{s,\min} = k_c k A_{ct} \frac{f_{ct}}{f_s} \qquad (2.4.2.6)$$

여기서, $A_{ct}$ : 첫 균열 발생 직전 상태에서 계산된 콘크리트의 인장 영역 단면적

$f_s$ : 첫 균열 발생 직후에 허용하는 철근의 인장응력

$f_{ct}$ : 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도

$k_c$ : 균열 발생 직전의 단면 내 응력 분포 상태를 반영하는 계수

1.0 : 순수인장을 받는 경우

$$0.4\left[1-\frac{f_n}{k_1(h/h^*)f_{ct}}\right] \le 1$$ : 휨과 축력을 받는 부재 복부

$$0.9\frac{N_{cr}}{A_{ct}f_{ct}} \ge 0.5$$ : 박스형이나 T형 단면 부재 플랜지

$f_n$ : 단면에 작용하는 평균 법선응력(=$N_u/bh$)

$N_u$ : 단면에 작용하는 축력(압축이 +)

$h^*$ : 단면 기준 깊이

$= h$: $h < 1.0\text{m}$ 일 때

$= 1.0\text{m}$ : $h \ge 1.0\text{m}$ 일 때

$k_1$ : 축력이 응력 분포에 미치는 영향을 반영하는 계수

= 1.5 :축력 $N_u$가 압축력일 때

=$2h^*/3h$ :축력 $N_u$가 인장력일 때

$N_{cr}$= 플랜지에 균열이 처음 발생하기 직전에 부재 전 단면에 작용하는 휨모멘트와 축력으로 계산한 플랜지의 인장력

$k$ : 간접하중영향에 의해 부등 분포하는 응력의 영향을 반영하는 계수

= 1.0 : 단면 깊이 또는 복부 폭을 포함한 플랜지 너비가 300 mm 이하일 경우

= 0.65 : 단편 깊이 또는 복부 폭을 포함한 플랜지 너비가 800 mm 이상일 경우

중간값은 위 두 값 사이를 보간하여 사용할 수 있다.

최소 철근량 조건을 만족하고, 적합한 하중 조합과 균열 단면을 기준으로 계산한 철근 응력에서 표 2.4.2.5, 표 2.4.2.6의 철근직경과 배근간격 두 조건중 하나를 만족하면 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다.

표 2.4.2.5 균열 제어를 위한 최대 철근 지름

| 철근 응력* (MPa) | 최대 철근 지름 (mm) | |
|---|---|---|
| | 철근콘크리트 | 프리스트레스트 |
| 160 | 32 | 25 |
| 200 | 25 | 16 |
| 240 | 16 | 13 |
| 280 | 14 | 8 |
| 320 | 10 | 6 |
| 360 | 8 | 5 |

표 2.4.2.6 균열 제어를 위한 최대 철근 간격

| 철근 응력* (MPa) | 최대 철근 간격 (mm) | | |
|---|---|---|---|
| | 철근콘크리트 순수휨 단면 | 철근콘크리트 순수인장 단면 | 프리스트레스 콘크리트 단면 |
| 160 | 300 | 200 | 200 |
| 200 | 250 | 150 | 150 |
| 240 | 200 | 125 | 100 |
| 280 | 150 | 75 | 50 |
| 320 | 100 | - | - |
| 360 | 50 | - | - |

### 2.4.2.4 Eurocode 2, 4 및 도로교설계기준(한계상태설계법) 간접균열제어 방법 비교

Eurocode 2와 Eurocode 4에서 간접균열제어를 위해 제시된 철근응력에 따른 최대철근지름과 철근응력에 따른 최대철근간격을 규정한 표를 제시하고 있다. 우선 간접균열제어방법을 적용하기 위해서는 사용하중에 의한 철근응력이 결정되어야 한다. Eurocode 2에서는 균열단면에서의 철근응력을 구하여 적용하도록 하고 있고, Eurocode 4에서는 철근응력을 계산

하기 위해 식(2.4.1.10)을 적용하여 균열단면에서 철근응력을 계산하도록 하고 있다. 균열단면에서의 철근응력이 구해지면 Eurocode 2의 표 2.4.2.1과 Eurocode 4의 표 2.4.2.3에 따라서 설계균열폭에 해당하는 최대철근직경을 결정할 수 있다. 이 때 구조물의 피복두께, 콘크리트 인장강도, 부재의 두께 등이 기준에 명시된 조건과 다른 경우에 대해 최대철근직경을 수정하여야 한다. Eurocode 2와 Eurocode 4는 이 최대철근직경 수정방법에서도 차이를 보이고 있음을 알 수 있다.

도로교설계기준(한계상태설계법)-콘크리트교편의 간접균열제어규정을 살펴보면 Eurocode2, 4의 간접균열제어 규정 중 국내실정을 고려하여 일부 규정은 제외하고, 또 일부규정은 조정하여 도입했음을 알 수 있다. 도로교설계기준(한계상태설계법)의 표 2.4.2.5를 Eurocode 2의 표 2.4.2.1과 비교하면 280MPa일 때 최대철근직경이 각각 14mm, 12mm로 다르다. 이러한 차이는 국내에서 사용되는 철근 규격이 10mm와 16mm 사이에 13mm 하나뿐이고 Eurocode와 동일하게 280MPa일 때 최대철근직경을 12mm로 규정할 경우 철근응력이 240MPa 초과 320MPa 이하인 응력구간에 적용이 가능한 실질적인 최대철근직경이 10mm뿐이기 때문에 그 조건을 완화하여 규정한 것으로 판단할 수 있다. 또한 도로교설계기준(한계상태설계법)-콘크리트교편의 간접균열제어 규정은 Eurocode 2와 달리 간접균열제어 방법을 제시한 조건을 명시하지 않았으며, 그에 따른 철근직경 수정 방법도 제시하지 않았다.

Eurocode 2, 4와 도로교설계기준(한계상태설계법)의 간접균열제어 규정을 표 2.4.2.7에 정리하였다.

표 2.4.2.7 간접균열폭제어 방법 비교

| 구 분 | Eurocod 2<br>(철근콘크리트 바닥판) | Eurocod 4<br>(합성거더 바닥판) | 도로교설계기준<br>(한계상태설계법)<br>- 콘크리트교편 |
|---|---|---|---|
| 최소철근량<br>($A_{s,\min}$) | $k_c\,k\,f_{ct,eff}\,A_{ct}/\sigma_s$ | $k_s\,k_c\,k\,f_{ct,eff}\,A_{ct}\,/\sigma_s$ | $k_c\,k\,A_{ct}\dfrac{f_{ct}}{f_s}$ |
| 간접균열제어<br>최대철근직경<br>수정식 | $\phi_s^*(f_{ct,eff}/2.9)\dfrac{k_c h_{cr}}{2(h-d)}$ | $\phi^*(f_{ct,0}/2.9)$ | - |

### 2.4.3 직접균열제어 방법과 간접균열제어 방법의 비교

#### 2.4.3.1 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 직접균열제어방법 및 간접균열제어방법 검토

철근콘크리트 바닥판 지간방향으로 발생하는 휨모멘트의 영향으로 바닥판 하면에 발생하는 균열폭을 허용균열폭 이하로 제어하기 위해 직접균열제어방법 또는 간접균열제어방법을 사용하는 경우 설계결과에 어떠한 차이가 있는지 조사하였다. 임의의 도로교 바닥판 단면을 선정하여 직접균열제어방법에 따라 철근 직경별로 균열폭을 평가하고 동일한 조건의 단면에 대하여 간접제어방법을 적용했을 때 최대철근직경 및 철근 간격과 비교하였다. 도로교 바닥판에 적용되는 주철근 직경은 일반적으로 13mm ~ 19mm 이므로 D13, D16, D19의 직경을 갖는 철근이 주철근인 경우에 대해 검토하였다.

**(1) 직접균열제어방법 (바닥판 지간방향 휨거동에 대한 균열폭 검토시)**

휨모멘트가 작용하는 철근콘크리트 부재단면에 대해 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 균열폭 계산 방법을 정리하였다.

1) 철근과 콘크리트의 평균변형률 차($\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$) 계산

균열 발생 후의 모든 하중 단계에서 설계 균열폭은 식(2.4.3.1)에 의해 산정한다.

$$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=\frac{f_{so}}{E_s}-0.4\frac{f_{cte}}{E_s\rho_e}(1+n\rho_e)\geq 0.6\frac{f_{so}}{E_s} \qquad (2.4.3.1)$$

여기서, $f_{so}$ : 균열면에서 계산한 철근 인장응력

$f_{cte}$ : 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도, $t\geq 28$일에서의 $f_{ctm}$

$k_t$ : 단기하중일 경우 0.6, 장기하중일 경우 0.4

$n$ : 탄성계수비 $E_s/E_c$

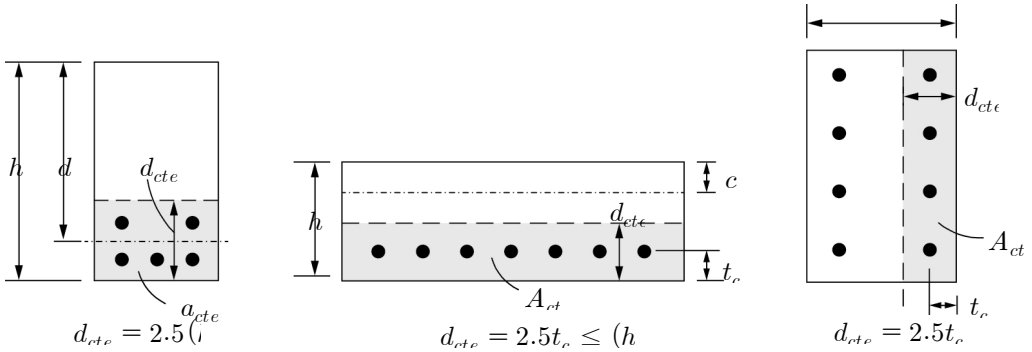
$\rho_e$ : 식(2.4.3.2)으로 계산한 유효 철근비

$$\rho_e=\frac{A_s+\xi_1^2A_p}{A_{cte}} \qquad (2.4.3.2)$$

여기서, $A_{cte}$ : 그림 2.4.3.1에 나타낸 콘크리트의 유효 인장면적으로 $d_{cte}$의 크기로 결정

$A_s$ 및 $A_p$ : 콘크리트 유효 인장면적 내에 있는 철근 및 프리스트레싱 강재의 단면적

$d_{cte}$ : 콘크리트 유효 인장깊이로 $2.5(h-d)$, $(h-c)/3$, $h/2$ 중 가장 작은 값




a) 보 b) 슬래브 c) 벽체

그림 2.4.3.1 콘크리트 유효인장깊이 결정 방법 - 도로교설계기준(한계상태설계법)

2) 최대균열간격 $l_{r,\max}$ 계산

최종 균열의 최대 간격은, 부착된 강재의 중심간격이 $5(c_c + d_b/2)$ 이하인 경우에는 식 (2.4.3.3)로, 부착된 강재의 중심간격이 $5(c_c + d_b/2)$를 초과하는 경우나 부착된 강재가 배치되지 않은 경우는 식 (2.4.3.4)로 산정할 수 있다.

$$l_{r,\max} = 3.4\,c_c + \frac{0.425\,k_1\,k_2\,d_b}{\rho_e} \qquad (2.4.3.3)$$

$$l_{r,\max} = 1.3(h - c) \qquad (2.4.3.4)$$

여기서, $c_c$ : 최외단 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 피복두께

$k_1$ : 부착강도에 따른 계수로, 이형철근은 0.8, 원형철근과 긴장재는 1.6

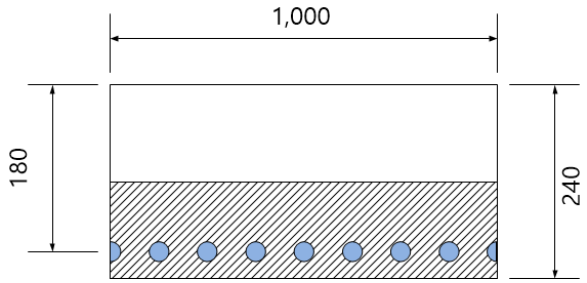
$k_2$ : 부재의 하중작용에 따른 계수로, 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장력을 받는 부재는 1.0

$\rho_e$ : 콘크리트의 유효인장면적을 기준으로 한 강재비

$d_b$ : 철근콘크리트나 긴장재와 철근이 같이 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 가장 큰 인장철근의 지름을, 긴장재만 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 도로교설계기준(한계상태 설계법) 4.2.3.2(3)에서 규정한 프리스트레싱 강재의 등가지름$d_{p,eq}$를 적용

### (2) 직접균열제어방법 설계 (바닥판 지간방향 휨거동에 대한 균열폭 검토)

일반적인 철근콘크리트 바닥판 단면을 고려하여 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 균열폭 계산을 수행하였다.




| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ck}$ | : | 35 MPa | $A_s$ | : | 1061.9 | $mm^2$ |
| $f_{cte}$ | : | 3.45 MPa | $d_b$ | : | 13 | mm |
| $E_c$ | : | 31484 $N/mm^2$ | M | : | 42.2 | kN-m |
| $E_s$ | : | 200000 $N/mm^2$ | n | : | 6.35 | |

그림 2.4.3.2 균열폭 직접계산 수행을 위한 바닥판 단면 및 검토조건

1) 철근과 콘크리트의 평균변형률 차($\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$) 계산

- 콘크리트 유효 인장깊이 $d_{cte}$를 결정하기 위해 그림 2.4.3.3에 나타낸 균열단면의 비균열 깊이 c 를 구한다.

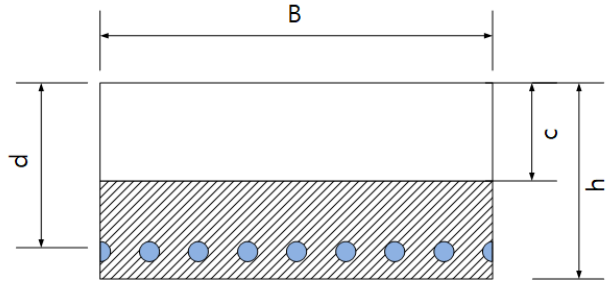



그림 2.4.3.3 철근과 콘크리트가 모두 탄성상태인 균열단면

그림 2.4.3.3으로부터 식(2.4.3.4)과 같이 c에 대한 2차방정식을 세우고 c를 계산한다.

$$\frac{B}{2}c^2 + nA_s c - nA_s d = 0 \qquad (2.4.3.4)$$

여기서, $c = \dfrac{-nA_s + \sqrt{(nA_s)^2 + 4(B/2)nA_s d}}{2B/2}$

$= \dfrac{-6.35\times1061.9 + \sqrt{(6.35\times1061.9)^2 + 2\times1000\times6.35\times1061.9\times180}}{1000}$

$= 42.99\,mm$

$$d_{cte} = Min\begin{pmatrix} 2.5(h-d) = 2.5(240-180) = 150 \\ (h-c)/3 = (240-42.99)/3 = 65.7 \\ h/2 = 240/2 = 120 \end{pmatrix}$$

$\therefore \quad d_{cte} = 65.7\,mm$

- 균열단면에서 철근응력 $f_{so}$를 계산한다.

$I_{cr} = 153{,}106{,}386\,mm^4$

$y_s = 180 - 42.99 = 137.01\,mm$

$f_{so} = 6.35\times 42{,}200{,}000 \times 137.01 \;/\; 153{,}106{,}386 = 239.8\,MPa$

- 식(2.4.3.2)에 따라 유효철근비 $\rho_e$를 계산한다.

$A_{cte} = d_{cte}\times B = 65.7\times1000 = 65700\,mm^2$

$\rho_e = A_s / A_{cte} = 1061.9 / 65700 = 0.016163$

- 식(2.4.3.1)에 따라 변형률 차이$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ 계산

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \dfrac{f_{so}}{E_s} - 0.4\dfrac{f_{cte}}{E_s\rho_e}(1+n\rho_e)$

$= \dfrac{239.8}{200{,}000} - 0.4\times\dfrac{3.45}{200{,}000\times0.016163}(1+6.35\times0.016163)$

$= 0.0007283$

2) 최대균열간격 $l_{r,\max}$ 계산

$c_c = 240-180-13/2 = 53.5\,mm$

$k_1 = 0.8$ ; 이형철근

$k_2 = 0.5$ ; 휨부재

$l_{r,\max} = 3.4\,c_c + \dfrac{0.425\,k_1\,k_2\,d_b}{\rho_e}$

$$= 3.4 \times 53.5 + \frac{0.425 \times 0.8 \times 0.5 \times 13}{0.016163} = 318.57\,mm$$

3) 설계균열폭 $w_k$ 계산

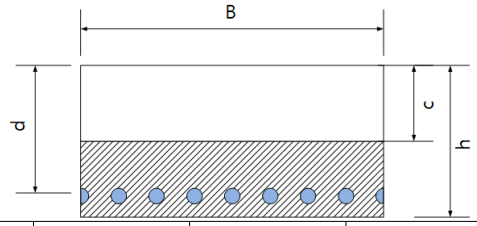
$$w_k = l_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$
$$= 318.56 \times 0.0007283 = 0.232\,mm$$

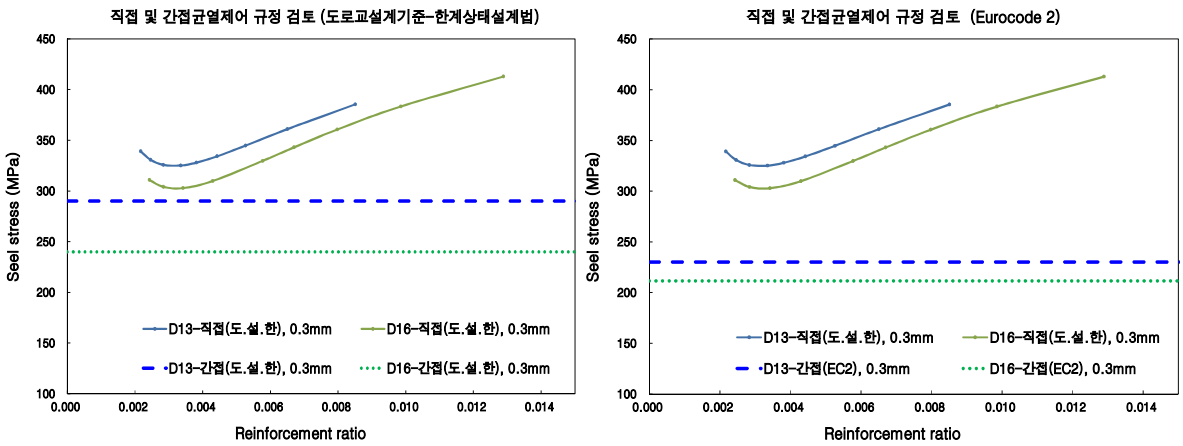
### (3) 직접균열제어방법과 간접균열제어방법 비교 (바닥판 지간방향 휨거동에 대한 균열폭 검토)

Eurocode와 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 간접균열제어방법은 직접균열제어방법에 기초하여 제시된 방법이므로 간접균열제어방법은 직접균열제어방법보다 항상 보수적인 결과를 나타내야 한다. 이 절에서는 도로교 철근콘크리트 바닥판 단면을 가정하여 직접균열제어설계와 간접균열제어설계를 수행하고 그 결과를 비교하였다.

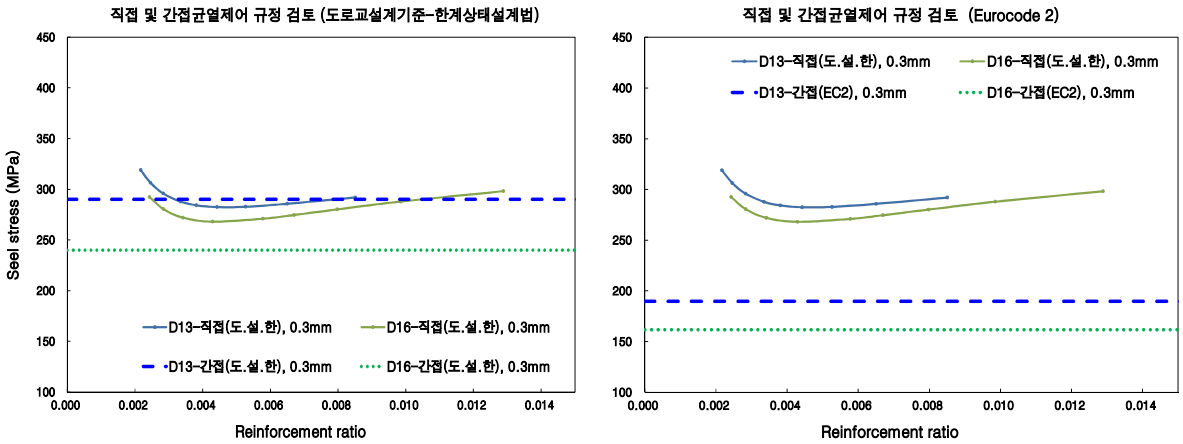
검토단면조건은 표 2.4.3.1에 정리하였다. 표에 나타낸 조건을 제외한 콘크리트 압축강도, 인장강도, 탄성계수 등의 재료특성값은 그림 2.4.3.2에 나타낸 값을 적용하였다.

표 2.4.3.1 균열폭제어 설계 비교를 위한 검토 변수조건

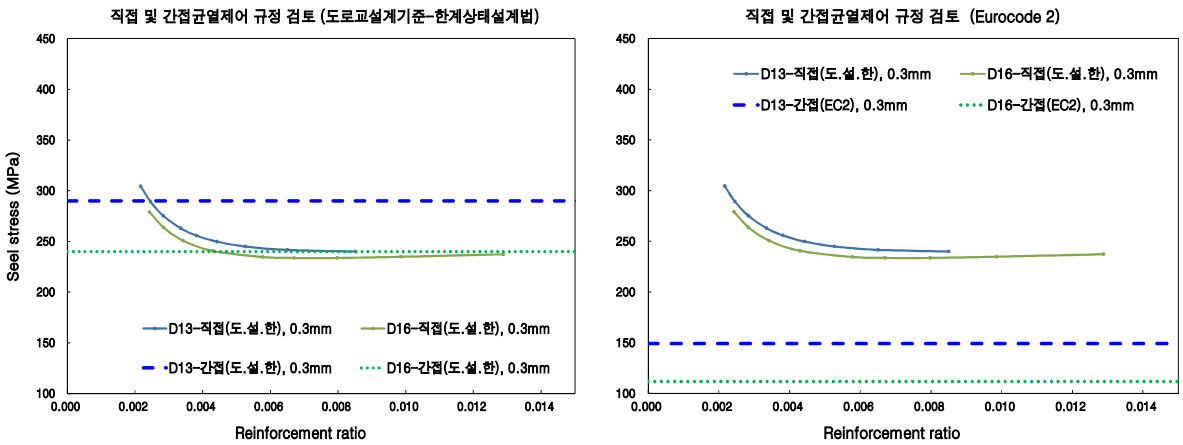
| 단 면 |  | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 구 분 | 단면 폭 ($B$) | 철근직경 ( $d_b$ ) | 바닥판 두께 ( $h$ ) | 인장철근 도심거리 ($d$) | 인장철근 순피복 ($c_c = h - d - d_b$) | 철근비 ($A_s / A_c$) |
| 검토 A-1 | 1,000 mm | 13 mm<br>16 mm | 240 mm | 200 mm | 33.5 mm<br>32.0 mm | 약 0.2 %<br>~ 약 1.4 % |
| 검토 A-2 | | | | 180 mm | 53.5 mm<br>52.0 mm | 약 0.2 %<br>~ 약 1.4 % |
| 검토 A-2 | | | | 160 mm | 73.5 mm<br>72.0 mm | 약 0.2 %<br>~ 약 1.4 % |
| 검토 B-1 | | | 260 mm | 200 mm | 33.5 mm<br>32.0 mm | 약 0.2 %<br>~ 약 1.4 % |
| 검토 B-2 | | | | 180 mm | 53.5 mm<br>52.0 mm | 약 0.2 %<br>~ 약 1.4 % |
| 검토 B-3 | | | | 160 mm | 73.5 mm<br>72.0 mm | 약 0.2 %<br>~ 약 1.4 % |




a) 검토 A-1

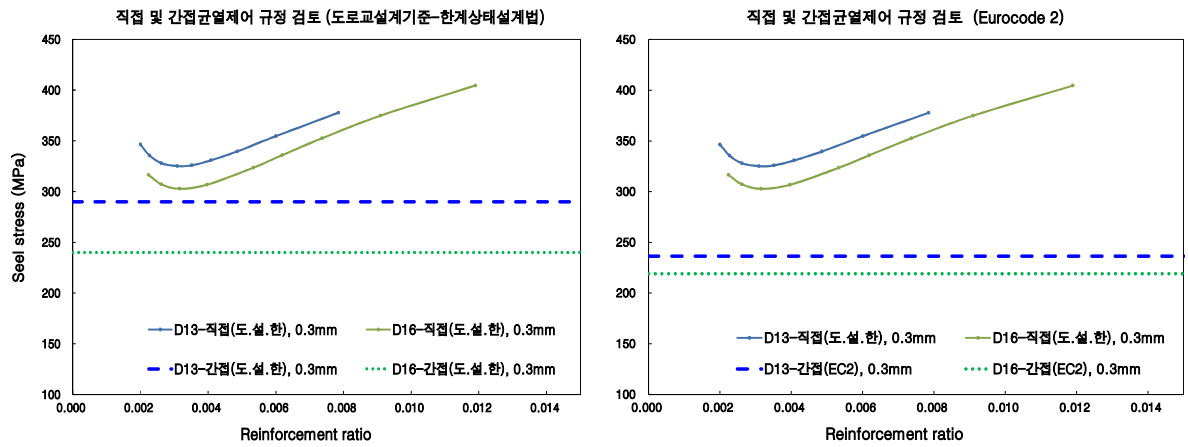



b) 검토 A-2

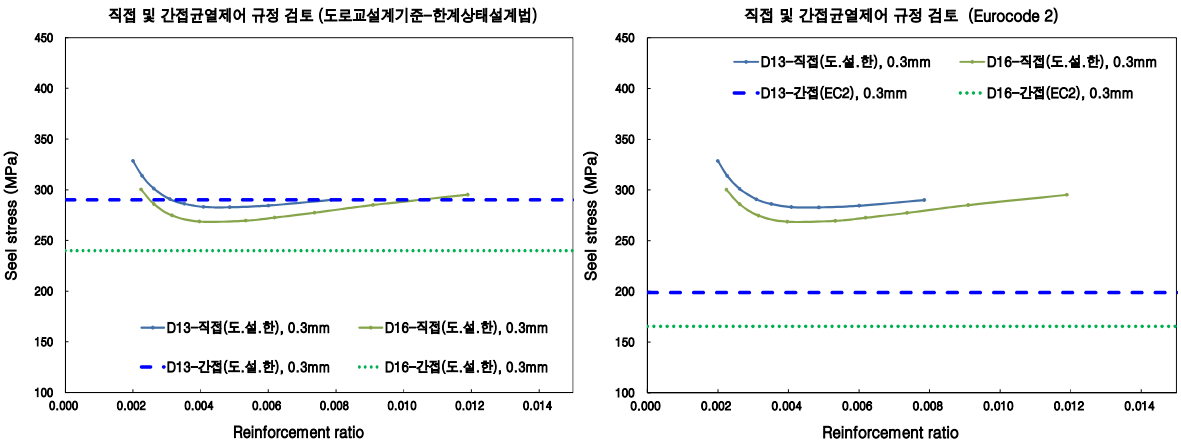



c) 검토 A-3

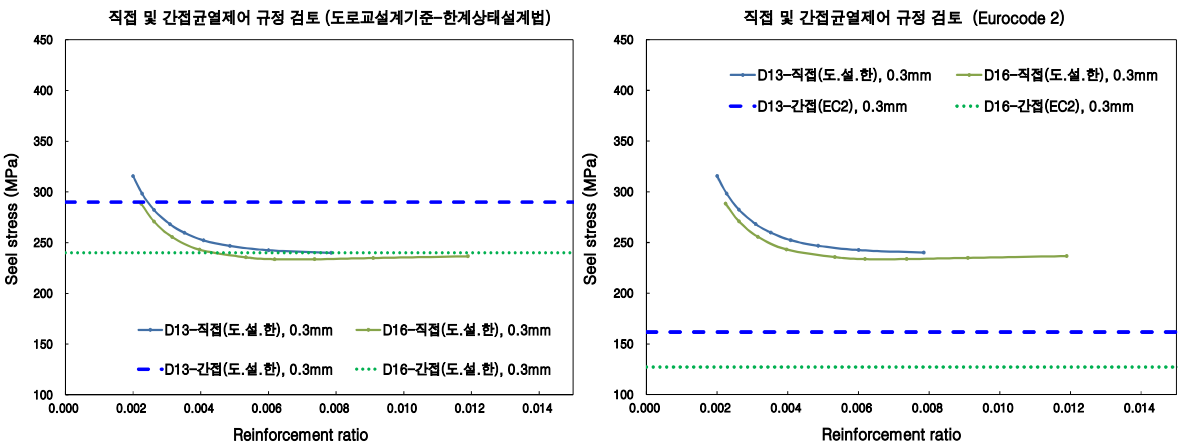
그림 2.4.3.4 검토 A 결과




a) 검토 B-1




b) 검토 B-2




c) 검토 B-3

그림 2.4.3.5 검토 B 결과

Eurocode와 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 직, 간접균열제어방법의 비교검토결과를 그림 2.4.3.4와 그림 2.4.3.5에 나타냈다. 그림 2.4.3.4는 슬래브 두께가 240mm이고 주철근 직경이 13mm 또는 16mm를 적용한 A그룹 단면에 대해 균열폭을 0.3mm로 고정하고 철근비에 따른 철근응력을 계산하여 그래프로 나타냈다. 각 그래프에서 균열폭 직접계산방법으로 나타낸 데이터는 균열폭 0.3mm에 대한 계산결과이다. 그림 2.4.3.4 (a) (b) (c)에 각각 나타낸 두 개의 그래프 중 좌측의 그래프는 도로교설계기준의 균열폭 직접계산방법에 의한 분석결과와 표 2.4.2.5의 간접균열제어방법에 의한 철근응력을 함께 나타낸 것이고, 우측의 그래프는 도로교설계기준의 균열폭 직접계산방법에 의한 분석결과와 Eurocode 2의 간접균열제어방법을 나타낸 표 2.4.2.1의 철근응력을 함께 나타낸 것이다. 또한 각 그래프에서 곡선의 형태로 그려지는 실선이 균열폭 직접계산 방법에 따른 것이고 점선으로 나타낸 직선이 간접균열제어방법에서 제시한 철근 직경을 제한하는 철근응력을 표현한 것이다.

도로교설계기준(한계상태설계법)에서 간접균열제어 규정은 단면검토 조건과 관계없이 표 2.4.2.5의 철근직경을 일률적으로 사용하도록 하고 있으나, Eurocode 2에서는 표 2.4.2.1에서 규정된 철근응력에 따른 철근직경을 단면조건과 콘크리트 인장강도에 따라 식(2.4.2.1)을 적용하여 수정하도록 하고 있다. 이러한 규정의 차이는 그림 2.4.3.4 (a) (b) (c)에서 좌, 우측에 나타낸 그래프의 점선으로 표현된 철근응력 크기가 다르게 나타나는 결과로 나타나고 있다.

그림 2.4.3.4 (a)의 그래프에서 직접균열제어방법을 나타낸 곡선은 철근직경이 13mm인 경우와 16mm인 경우 모두 점선으로 나타낸 간접균열제어방법의 한계응력보다 위쪽에 위치하고 있다. 그래프에서 곡선은 균열폭이 0.3mm일 때 직접균열제어방법에 의해 결정된 철근응력을 연결한 것이므로 이론상 곡선보다 아래쪽 영역의 철근응력인 경우 균열폭이 0.3mm보다 작게 나타날 것으로 판단할 수 있다. 따라서 간접균열제어방법으로 결정한 최대응력이 직접균열제어방법으로 나타낸 곡선보다 아래 위치한다는 것은 간접균열제어 방법이 항상 보수적인 결과를 나타낸다는 것을 의미한다.

그림 2.4.3.4 (b)에서 우측의 그래프는 곡선이 직선형태의 점선보다 위쪽에 위치하고 있으므로 간접균열제어방법이 보수적인 설계가 되고 있음을 확인할 수 있다. 반면 좌측의 그래프는 철근직경이 13mm인 경우 일부 철근비 구간에서 곡선이 점선보다 약간 아래 위치하는 것으로 나타났다. 이것은 일부 철근비 구간에서 간접균열제어방법이 보수적인 설계결과를 나타내지 않는 다는 것을 의미한다.  단, 이 그래프에서 직선이 초과한 응력의 크기가 상당히 작으므로 설계목적에서 크게 벗어난 것으로 판단하기 어렵다.

그림 2.4.3.4 (c)의 좌측 그래프는 철근직경 13mm인 경우 직접균열제어방법에 따른 곡선이 간접균열제어방법으로 나타낸 점선보다 광범위하게 큰 폭으로 아래쪽에 위치하고 있는

것으로 나타났다. 이러한 결과는 간접균열제어방법에 의해 보수적 설계가 전혀 보장되지 않고 있다는 것을 보여준다.

슬래브 두께를  260mm를 적용한 그림 2.4.3.5 (a) (b) (c)에서도 그림 2.4.3.4 (a) (b) (c)의 결과와 동일한 결과를 확인할 수 있다.

이상의 결과로부터 이론에 따른 균열폭은 인장철근의 순피복두께에 크게 영향을 받는다는 것을 확인하였으며, 간접균열제어방법을 적용할 때 Eurocode와 같이 철근직경을 설계조건에 따라 수정하도록 하는 규정을 포함하는 것이 보수적인 설계 결과를 유도하는 것으로 확인되었다.

현행 도로교설계기준(한계상태설계법)의 간접균열제어방법에 따른 바닥판 균열폭 검토시 인장철근의 순피복이 60mm이하인 경우에는 철근직경 수정을 하지 않더라도 직접균열제어방법에 의한 설계균열폭에서 크게 벗어나지 않을 것을 판단된다.

### 2.4.3.2 도로교설계기준(한계상태설계법)에 따른 연속강합성교 부모멘트부 바닥판 균열폭 제어 설계

#### (1) 직접균열제어방법 (바닥판 지간방향 휨거동에 대한 균열폭 검토시)

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 인장력이 작용하는 강합성형교 바닥판에 대한 균열제어 방법이 별도로 규정되어 있지 않다. 따라서 강합성형교 바닥판 균열제어 설계를 위해서는 콘크리트교편의 규정을 동일하게 적용할 수밖에 없다. Eurocode 4에서는 강합성형교 바닥판에 대해 철근응력 산정을 위한 별도의 추가 식을 규정하고 있으며, 식(2.4.1.10)과 같이 제시되어있는 점에서 도로교설계기준(한계상태설계법)과 차이가 있다.

$$\sigma_s = \sigma_{se} + \frac{0.4 f_{ctm} A_{ct}}{\alpha A_s} \ , \ \alpha = \frac{AI}{(A_a I_a)} \qquad (2.4.1.10)$$

도로교설계기준(한계상태설계법)를 따라 부모멘트가 작용하는 강합성형교 바닥판의 종방향 철근응력을 결정하는 경우, 단순히 균열단면에서 철근응력을 구하게 되므로 Eurocode 4의 식(2.4.1.10)에서 $\sigma_{se}$ 만을 구하게 되는 것과 같다. 따라서, 식(2.4.1.10)에 의해 결정되는 이론상의 철근응력보다 $\frac{0.4 f_{ctm} A_{ct}}{\alpha A_s}$ 의 크기만큼 철근응력을 과소평가하게 된다. 이러한 문제점은 균열폭에 대한 과소평가로 이어지게 된다.

### (2) 균열폭 제어를 위한 철근응력 산정방법 비교

도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정한 직접균열제어방법을 따르면 균열폭은 식(2.4.3.5)에 의해 결정할 수 있으며, 변형률차 $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$과 최대균열간격 $l_{r,\max}$는 각각 식(2.4.3.1)과 식(2.4.3.2)에 의해 구할 수 있다. 식(2.4.3.1)의 $f_{so}$는 철근응력의 크기로 균열면에서 계산한 철근응력으로 정의하고 있다. 따라서 부모멘트가 작용하는 강합성거더 단면에서 단순히 균열단면을 고려한 철근응력을 계산하는 경우 Eurocode 4에서 규정하고 있는 식(2.4.4.10)을 적용하는 경우와 비교하여 차이가 생기게 된다.

$$w_k = l_{r,\max}(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}) \tag{2.4.3.5}$$

$$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s} - 0.4\frac{f_{cte}}{E_s\rho_e}(1+n\rho_e) \geq 0.6\frac{f_{so}}{E_s} \tag{2.4.3.1}$$

$$\rho_e = \frac{A_s+\xi_1^2 A_p}{A_{cte}} \tag{2.4.3.2}$$

철근응력을 산정하는 두 가지 방법에 따른 철근응력 계산결과를 비교하기 위하여 그림 2.4.3.6과 같은 임의의 강합성거더 단면을 가정하여 작용모멘트(부모멘트)에 따른 철근응력을 계산하였다.

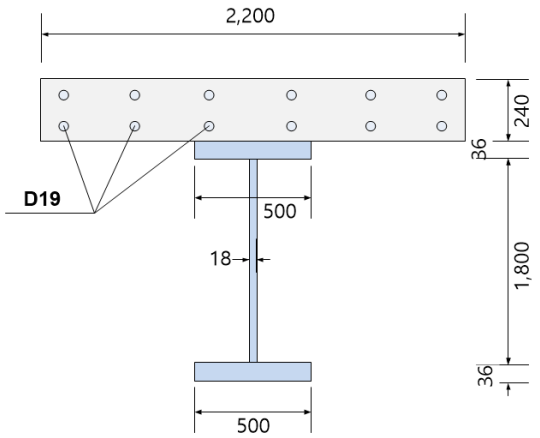



그림 2.4.3.6 철근응력 산정방법비교를 위한 임의의 강합성거더 단면

두 개의 방법으로 계산한 철근응력의 차를 그림 2.4.3.7에 나타냈다. Eurocode 4에서 규

정한 식(2.4.1.10)에 따라 인장강성효과를 고려하여 구한 철근응력과 단순히 균열단면을 고려하여 구한 철근응력 $f_{so}$의 차이가 상당히 큼을 알 수 있다.

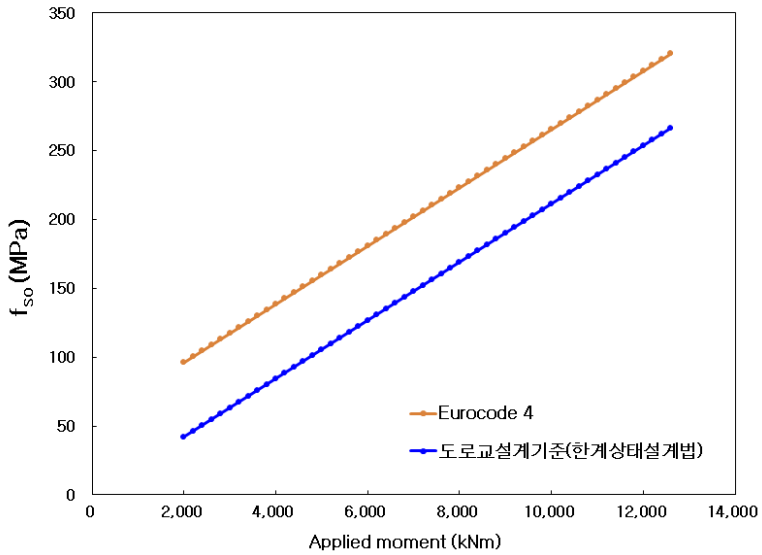



그림 2.4.3.7 철근응력 계산결과 비교

그림 2.4.3.7에서 나타낸 철근응력의 차이는 식(2.4.3.5)에 따라 계산한 균열폭에서도 차이가 나타나게 된다. 철근응력 계산방법의 차이에 따른 균열폭 계산결과의 차이를 확인하기 위하여 그림 2.4.3.8에 균열폭 계산결과를 나타냈다.

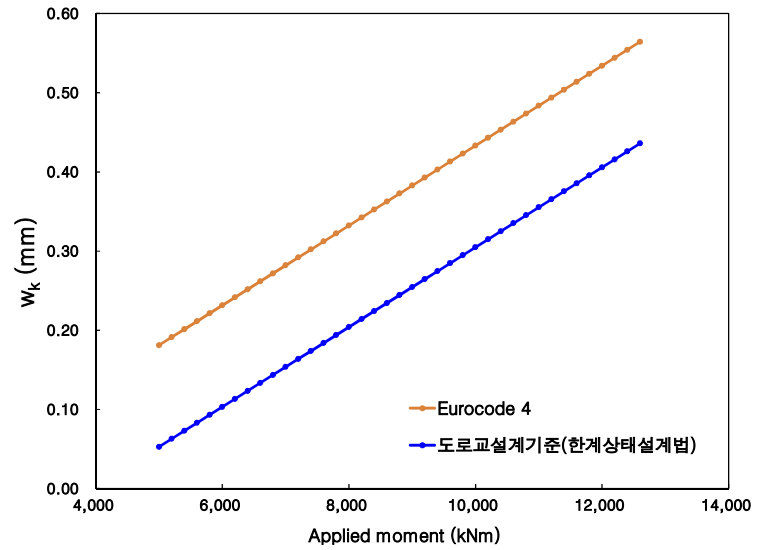



그림 2.4.3.8 균열폭 계산결과 비교

그림 2.4.3.8에 나타낸 것과 같이 철근응력계산결과에서 나타난 차이가 균열폭 계산결과에 그대로 반영되고 있음을 알 수 있다. 부모멘트가 8000 kNm일 때, Eurocode 4에 따른 철근응력을 적용한 경우 균열폭은 0.332mm, 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용한 경우 0.204mm로 나타났다. Eurocde 4를 적용한 경우가 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용한 경우보다 62.7% 더 크게 균열폭을 평가하고 있다.

이상의 검토결과로부터 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 제시한 직접균열제어방법으로 부모멘트가 작용하는 강합성형교 바닥판 균열폭을 평가할 경우 균열폭을 상당히 과소평가할 수 있으며, 강합성형교 바닥판의 균열폭을 평가하고자 할 때는 반드시 Eurocode 4에서 규정한 식(2.4.4.10)을 적용해야 한다.

### (3) 인장력이 작용하는 강합성거더교 바닥판의 최대균열간격 평가식에 대한 고찰

도로교설계기준(한계상태설계법) 콘크리트교편에 따르면 균열폭은 식(2.4.3.5)에 의해 결정할 수 있으며, 변형률차 $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$과 최대균열간격 $l_{r,\max}$는 각각 식(2.4.3.1)과 식(2.4.3.3)에 의해 구하도록 하고 있다. 이 식들은 철근콘크리트 구조의 연구결과에 기초한 균열폭 평가방법으로 강합성거더교의 부모멘트부 바닥판 균열폭에 대해서도 동일하게 적용하는 것이 합리적인지 판단해볼 필요가 있다. 균열폭 평가식 중 변형률차 $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$에 대한 평가식은 철근과 콘크리트의 부착응력과 미끌림(Bond-Slip) 관계로부터 유도된 식으로 이론의 여지가 없지만, 최대균열간격 $l_{r,\max}$의 경우에는 피복두께의 영향 $3.4c_c$를 고려하는 것이 강합성거더 바닥판에서도 유효한지에 대해 그 타당성을 검토할 필요가 있다.

부모멘트를 받는 강합성거더 바닥판의 단면두께는 전체 단면 높이에 비해 상대적으로 얇고 인장측 연단에 가깝게 위치하여 균열폭에 대한 곡률의 영향이 적을 것으로 쉽게 예상할 수 있다. 따라서 강합성거더의 바닥판은 휨인장부재보다 직접인장부재로 보는 것이 타당하며, 이러한 추론에 근거하여 합성거더 바닥판의 표면균열폭은 곡률에 의해 표면균열폭이 증가하는 현상을 무시하는 것이 합리적이라 할 수 있다. 즉 식(2.4.3.3)에서 피복의 영향 $3.4c_c$를 배제하고 이론적 최대균열간격 $\frac{0.425k_1k_2d_b}{\rho_e}$만으로 최대균열간격을 평가함으로써 균열폭을 과대평가하는 것을 방지할 수 있다.

피복두께가 최대균열간격에 미치는 영향에 대해서는 유럽 각국의 연구자들에 따라 견해차가 존재하며, 실제로 독일에서는 DIN-EN EC2의 최대균열폭 평가식에서 $3.4c_c$를 배제하여 최대균열간격 평가식을 제시하고 있으며, 프랑스에서는 피복의 영향을 피복두께가 증가함에 따라 감소하도록 규정하고 있다.

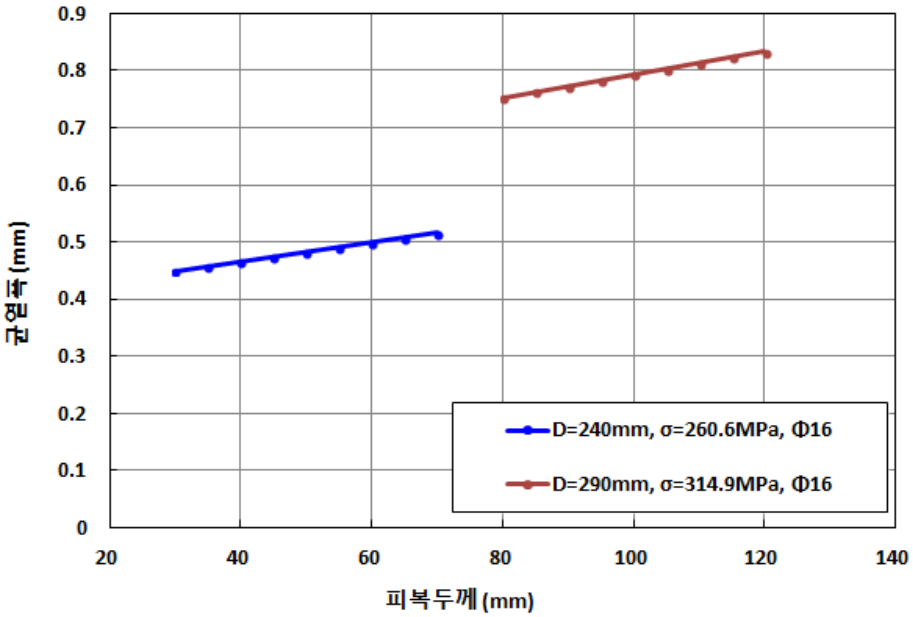



그림 2.4.3.9 BS-EN을 적용한 균열폭 평가 결과

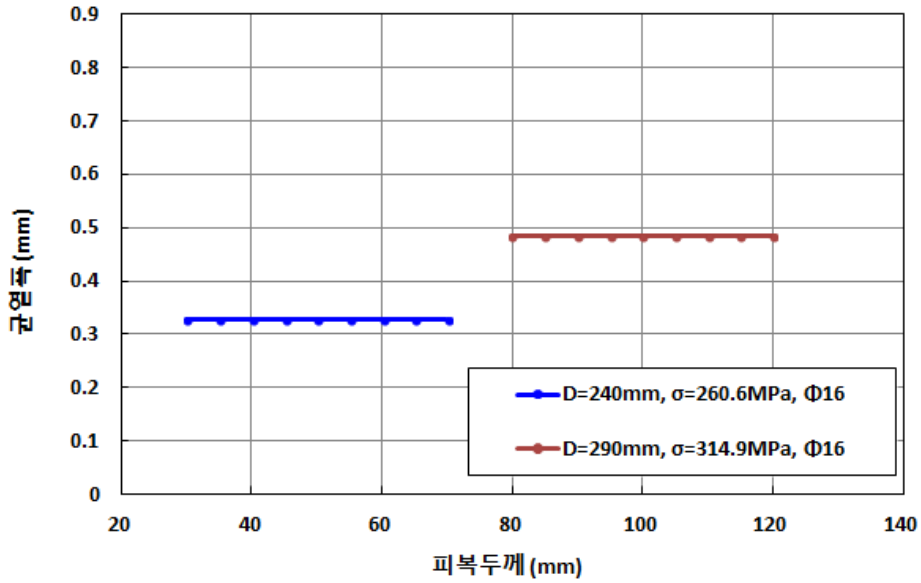



그림 2.4.3.10 DIN-EN을 적용한 균열폭 평가 결과

그림 2.4.3.9과 그림 2.4.3.10은 각각 BS-EN과 DIN-EN을 적용하여 균열폭을 평가하여 그 결과를 그래프로 나타낸 것이다. DIN-EN을 적용하는 경우 피복두께 영향이 없음을 확인할 수 있다.

### 2.4.4 소결

이 절에서는 철근콘크리트 바닥판을 대상으로 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정한 직접균열제어방법과 간접균열제어방법에 따라 균열폭제어설계를 각각 수행하고 그 결과를 비교 검토하였다. 간접균열제어방법에 따른 균열제어설계가 직접균열제어방법에 따른 균열제어설계결과보다 항상 보수적인 결과를 보장하여야 하나 예제단면에 대한 변수검토결과 철근 피복두께가 큰 경우에서 간접균열제어방법이 직접균열제어방법보다 항상 보수적인 결과를 보장할 수 없음을 확인하였다. 반면 Eurocode 2에 따른 간접균열제어방법은 검토를 수행한 조건의 단면들에 대해서는 항상 보수적인 결과를 보이고 있음을 확인하였다. 이러한 차이는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 간접균열제어방법에서 설계조건이 다름에도 철근직경을 보정하도록 하지 않는 규정의 차이에서 발생한다. 따라서 Eurocode 2 간접균열제어방법에서 규정한 철근직경 보정식을 도로교설계기준(한계상태설계법)의 간접균열제어방법에도 포함해야할 것으로 판단된다.

또한, 부모멘트가 작용하는 강합성형교 바닥판 균열폭을 도로교설계기준(한계상태설계법) 직접균열제어방법에 따라 계산할 경우 균열폭을 상당히 과소평가할 수 있음을 확인하였으며, 강합성형교 바닥판 균열폭 계산을 위해서는 Eurocode 4에서 규정한 방법으로 철근응력을 산정하여 균열폭을 평가하여야 한다.

도로교설계기준(한계상태설계법)의 최대균열간격 평가식에서 피복두께의 영향을 나타낸 $3.4c_c$는 연속강합성거더교 부모멘트부 바닥판에 대해서는 배제하는 것이 합리적일 것으로 판단된다. 이러한 조치가 강합성거더교 부모멘트부 바닥판의 균열폭에 대한 과대평가를 방지할 수 있을 것으로 기대된다.

# 제 3 장 경험적설계법 적용 지침 및 개선(안) 작성

## 3.1 경험적설계법 적용 지침 작성

### 3.1.1 경험적설계법 개요

경험적설계법은 별도의 구조계산에 의하여 철근을 배근하지 않고, 단면에 대하여 일정한 비율만큼 일률적으로 배근하는 바닥판 설계법이다. 이때 교량의 교축방향과 교축직각방향으로 동일한 양만큼 일률적으로 배근하므로 등방배근설계법이라고도 불리운다.

경험적설계법에서 등방배근을 선택하고 있는 이유는 공용중인 교량 바닥판에서 보고되고 있는 실제 파괴형태인 뚫림전단(punching shear)에 저항하기에 효과적인 배근형태이기 때문이다. 즉, 전통적설계법에서는 교량의 바닥판을 일방향 휨부재로 취급하기 때문에 주철근 단면(거더교의 경우 교축직각방향 단면)에 유발되는 휨모멘트에 저항할 수 있는 철근량을 계산하여 배치하고, 힘의 분배를 위해 주철근량의 일정 비율 이상의 배력철근을 주철근 단면의 직각방향 단면에 배치하는 반면, 경험적설계법에서는 교량 바닥판의 뚫림전단파괴를 유발하는 실질적 거동인 아치작용(arching action)에 근거하여 이를 방지 또는 지연시킬 수 있는 철근상세를 적용한 것이다.

정모멘트 구간의 교량바닥판 하면에 초기균열이 발생하면 중차량 윤하중의 반복작용에 의하여 점차 바닥판의 중립축의 상승과 함께 휨균열은 바닥판 상면 방향으로 진전될 것이다. 그러나, 실제 교량 구조계에서는 바닥판의 자유로운 처짐과 회전을 주변 콘크리트 바닥판, 바닥판을 지지하는 거더 등에 의한 횡방향 구속력(lateral restraining force)이 억제하면서 바닥판의 실제 휨강성이 증가된다. 이와 같은 아치 작용에 의하여 교량 바닥판은 휨파괴가 지연되고, 원추형으로 발달하는 펀칭콘(punching cone) 형상의 파괴면이 형성되며, 윤하중 접지면 경계 부근의 과다한 변형과 함께 뚫림전단 파괴가 발생된다.

경험적설계법은 휨거동이 아닌 아치 작용의 원리에 기반한 설계법이며, 아치 작용의 형성에 의한 뚫림전단 거동은 주로 실험 또는 경험적 사실에 의하여 규명되었으므로 반드시 검증된 범위 내에서 적용되어야 한다.

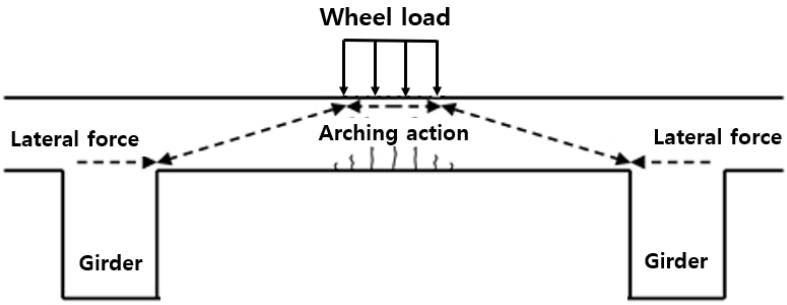
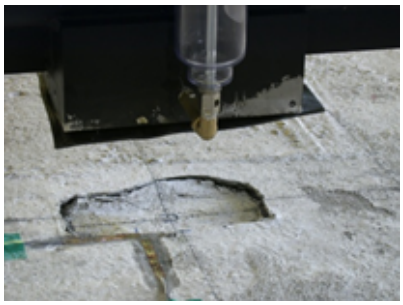



그림 3.1.1 교량 바닥판에서의 아치작용(arching action)

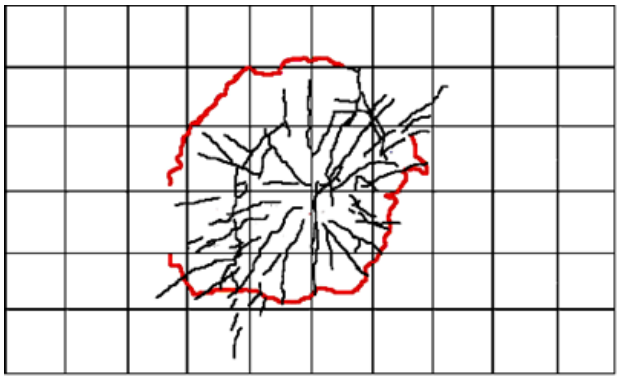


(a) 상면




(b) 측면-절단면





(c) 하면

그림 3.1.2 뚫림전단 파괴 형상(punching shear failure)

### 3.1.2 경험적설계법 적용 오류 사례조사 · 검토 및 원인

#### 3.1.2.1 적용범위 항목별 검토

최근 고속도로 교량 바닥판의 균열 원인에 대해 논란이 있으며, 이와 관련하여 경험적설계법의 적용 오류도 원인 제공의 가능성이 있는 것으로 지적되고 있다. 따라서, 적용범위 항목을 고찰하고 적용 오류 가능성이 비교적 높다고 평가되는 예시를 정리하였으며, 이를 바

탕으로 실제 사례를 검토하여 추후 적용 오류 가능성을 낮출 수 있는 개정방안을 마련하고자 한다.

(1) 균열 발생 위치 및 형태 등에 대한 면밀한 분석으로부터 설계기준코드에 정리된 경험적 설계법 적용 범위의 취지에 부합되지 않는 사례에 해당되는지 검토가 필요하다.

○ 적용범위 검토 항목 사례

- 콘크리트 재료 측면 : 현장타설 습윤양생, 압축강도 27 MPa 이상
- 철근의 재료 측면 : SD400 등급 이상
- 바닥판 위치 : 정모멘트 구간, 캔틸레버 제외
- 구속 조건 : 충분한 횡방향 구속력 제공 가능 조건, 3개 이상의 거더지지 등
- 기타 설계조건 충족 여부 등

○ 검토 의견

- 콘크리트 강도를 제한하는 것은 바닥판의 내구성을 증가시키는 것에 주된 목적이 있다. 압축강도가 증가되면 콘크리트의 투수계수가 감소하기 때문에 수분 및 염소이온의 침투 속도를 낮출 수 있다.
- 또한, 경험적 설계법을 적용하는 바닥판의 경우에는 철저한 방수층 시공 등 교면포장 손상이 바닥판의 열화에 영향을 미치지 않도록 유의하여야 한다.
- KDS 24 14 21 : 2019 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)까지는 콘크리트가 현장타설되어 습윤양생되어야 한다고 규정하였다. 이는 과거에 수행된 많은 연구결과가 현장타설되어 습윤양생된 실험체를 사용하여 검증된 것이며, 거더와의 합성거동 측면에서 프리캐스트 바닥판보다 상대적으로 유리할 것으로 판단되었기 때문이다. 그러나, 국내에서는 효과적인 합성거동이 검증된 전단연결구조를 갖는 전단면 및 부분단면 프리캐스트 바닥판 시스템이 실용화되었으며 이들 중 일부는 경험적 설계법이 적용되고 있다. 이러한 현황을 감안할 때 안전성과 사용성이 객관적으로 검증된 경우라면 프리캐스트 시스템을 채용한 바닥판의 경우에도 경험적 설계법이 적용될 수 있음을 분명히 하기 위해 해당 문구를 삭제할 필요가 있으며 설계기준의 개정에도 반영이 필요하다.

(2) 사교 및 곡선교에도 적용하되 사교 단부는 경험적 설계법 적용구간이 협소하므로 기존의 강도설계법 즉 전통적설계법이 적용되어야 하는 단부 쐐기구간에 적용 오류가 없는지 검토할 필요가 있다.

- 기존 설계 적용구간의 주철근 및 배력철근 배근간격은 시공성을 고려하여 경험적 설

계법에 의한 철근배치를 따르고 부족할시 간격조정이나 추가 배근

- 지간방향 및 지간직각방향 배근시 경험적 설계법 적용구간과 강도설계법 적용구간의 배근의 연속성을 확보하기 위하여 충분한 정착장 및 이음장을 둘 것.

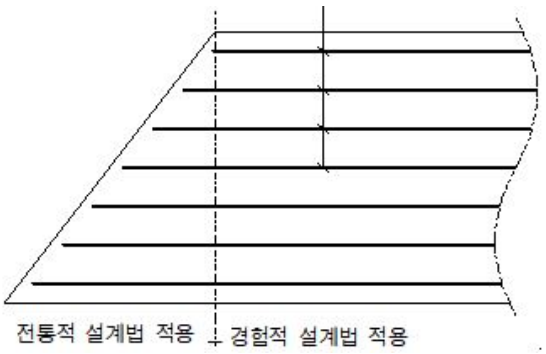



그림 3.1.3 사교 적용 유의구간

○ 검토 의견

- 위와 같은 적용 유의 구간은 실무자들에게 혼선을 유발할 가능성이 있음에도 현행 설계기준에서 언급하지 않고 있으므로 해설 또는 지침 등에 명기할 필요가 있을 것으로 판단된다.

(3) 기타 유의해야 할 적용 위치는 다음과 같다.

- St. Box Girder교는 2개 이상의 Box, St. Plate Girder교는 3개 이상의 강재 주거더와 합성으로 거동하는 경우에만 적용 가능
- 중분대를 포함하는 행선의 경우(캔틸레버 지간이 만족됨)

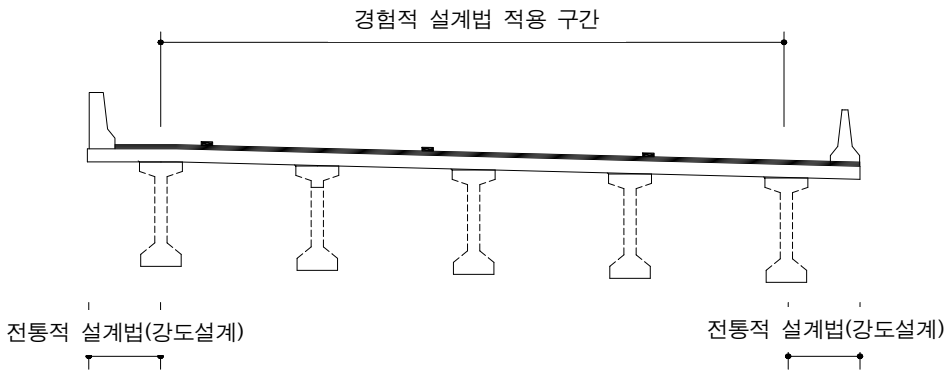



그림 3.1.4 기타 적용 유의 구간(중분대 포함 행선)

- 중분대를 포함하지 않는 행선의 경우(중분대측 캔틸레버 지간이 만족하지 못함)

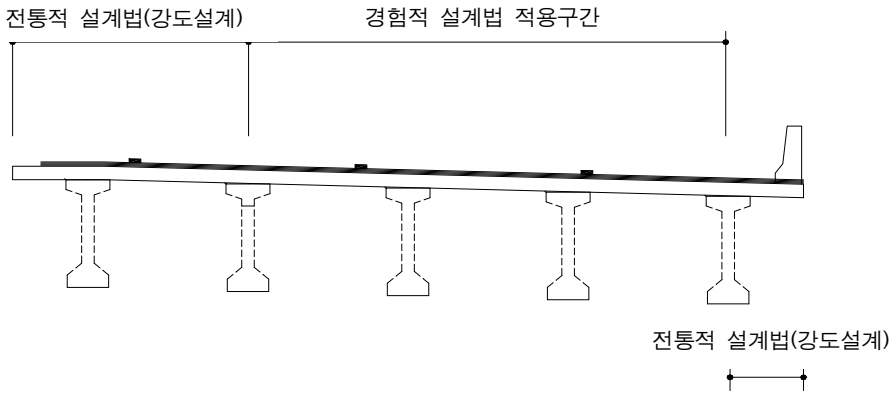



그림 3.1.5 기타 적용 유의 구간(중분대 불포함 행선)

○ 검토 의견

- 위와 같은 적용 유의 구간은 실무자들에게 혼선을 유발할 가능성이 있음에도 현행 설계기준에서 언급하지 않고 있으므로 해설 또는 지침 등에 명기할 필요가 있을 것으로 판단된다. 또한, 위의 예시에도 불구하고 캔틸레버부 바닥판은 방호벽과 합성되도록 시공하여 강성을 확보하도록 한다.

### 3.1.2.2 기타 사례 검토

기타 사례에 대한 예시로는 부분 프리캐스트바닥판 시스템에 대한 적용과 철근 배근 상세 개선 필요성 등을 제시하였다. 이러한 내용은 경험적설계법의 적용 오류라기보다는 기준 적용 시의 혼선을 방지하기 위하여 충분한 검토를 통해 명확히 결정되어야 할 사안으로 분류할 수 있다.

부분 프리캐스트바닥판 시스템은 프리캐스트 판넬의 주된 역할이 영구거푸집으로 한정되고 현장타설부 바닥판이 경험적설계법에서 요구하는 모든 조건을 충족하는 경우와 프리캐스트 판넬과 현장타설바닥판이 설계과정에서 모두 구조부재로서 일체화 거동을 전제로 하중에 저항하는 역할이 부여된 경우로 구분할 수 있다. 전자는 판넬과 현장타설바닥판 경계면의 분리가 발생되어도 바닥판의 구조적 성능은 유지될 것으로 예상할 수 있으나, 후자의 경우에는 경계면의 분리에 의하여 경험적설계법의 이론적 기반이 되는 아치작용의 형성과 그에 따른 뚫림전단 거동의 발현이 담보될 수 없으므로 경험적설계법의 적용을 위해서는 판넬과 현장타설부의 합성거동이 입증되지 않으면 그 적용을 제한할 필요성이 있다.

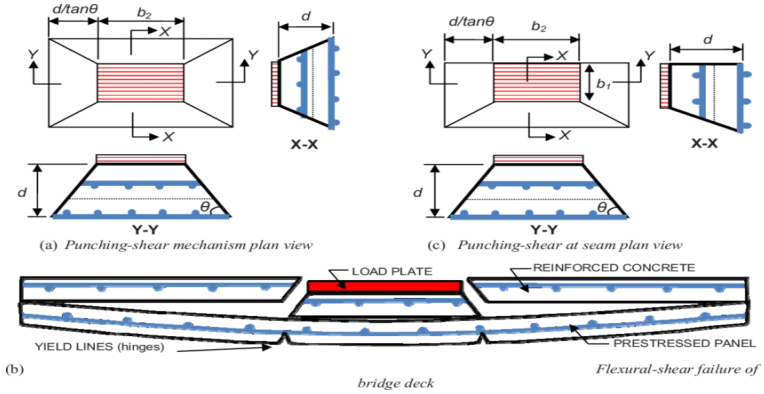



그림 3.1.6 부분 프리캐스트바닥판의 불완전합성 예시

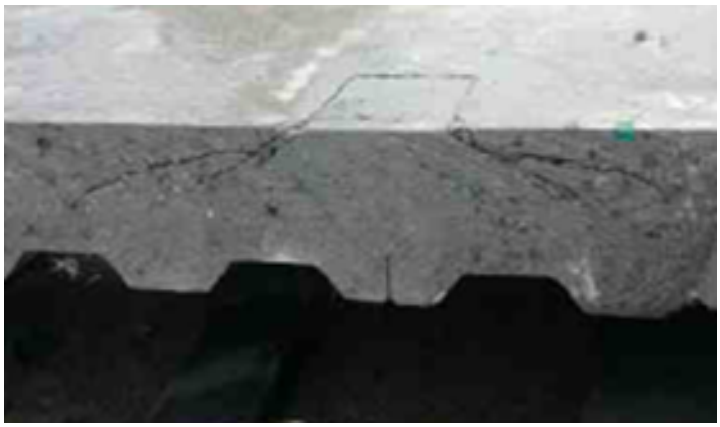


그림 3.1.7 부분 프리캐스트바닥판의 완전합성 사례

○ 검토 의견

- 국내의 경우 구조부재의 역할을 하지 않는 영구거푸집으로 콘크리트 패널을 적용하지 않으며, 금속 계열 재료를 이용한 굴곡 또는 파형 판넬을 이용하는 사례가 있는 것으로 파악되고 있다. 따라서, 영구거푸집을 제외한 철근콘크리트 바닥판은 경험적설계법에서 요구하는 모든 사항을 충족하여야 한다.
- 프리캐스트로 제작된 콘크리트 판넬이 구조부재의 역할을 수행하도록 고안된 부분 프리캐스트바닥판 시스템은 경험적설계법의 이론적 기반이 되는 아치작용의 형성과 그에 따른 뚫림전단 거동의 발현이 담보될 수 있도록 프리캐스트 부재와 현장치기 콘크리트와의 완전합성거동이 전제되어야 한다. 따라서, 부분 프리캐스트 바닥판 시스템은 이를 구현할 수 있는 전단연결구조를 반드시 갖추어야 하며, 실험적 방법에 의하여 객관적이고 실증적으로 검증되고 승인되어야 한다.
- 현재 국내 시장에서 경험적설계를 적용한 부분 프리캐스트바닥판이 이미 적용되고 있

는 현황을 감안할 때 위의 검토내용을 설계기준 또는 지침에 명시함으로써 객관적으로 검증된 제품에 한하여 활용될 수 있도록 하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

국내에서는 철근을 배근하는 순서에 있어 경험적설계법을 포함하여 일반적으로 바닥판 하면에서부터 교축직각방향 하부철근, 교축방향 하부철근, 교축방향 상부철근, 교축직각방향 상부철근 순으로 배근되고 있으나 교축직각방향 상부철근을 따라 균열이 발생되는 사례가 보고되고 있으며, 해외에서는 이러한 사례를 방지하고자 상부철근의 순서를 바꾸어 배근하는 사례도 있으므로 국내 경험적설계법 적용 바닥판의 균열 발생 사례를 분석하여 개선 여부에 대해 검토할 필요가 있다.

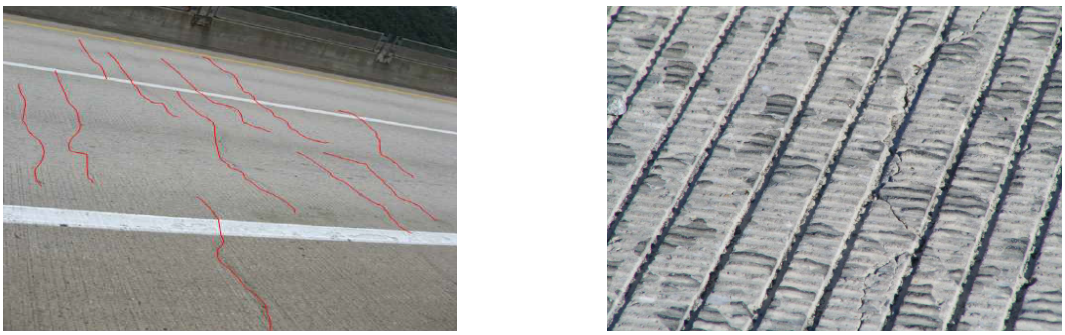


그림 3.1.8 바닥판 상면의 교축직각방향 균열 사례

○ 검토 의견

- 일부 해외 적용 사례가 보고되었으나 균열 감소 효과 및 구조적 안전성에 미치는 영향 등에 대해 검토한 보고자료 등이 확인되지 않으므로 이번 연구에서는 적용하지 않기로 한다.

### 3.1.3 국내 · 외 경험적설계법 적용 가능 범위 검토

#### 3.1.3.1 국내 설계기준 사례

현행 건설기준의 체계를 살펴볼 때 콘크리트 바닥판에 대한 기준은 'KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)'과 'KDS 24 14 31 강교 설계기준(한계상태설계법)'에 규정되어 있다. 그러나, 'KDS 24 14 31 : 2016 강교 설계기준(한계상태설계법) 4.10.6 콘크리트 바닥판'의 상세조항에서는 '콘크리트 바닥판의 설계는 KDS 24 14 21(4.6.5)의 해당규정을 따

른다'라고 인용하고 있으므로 콘크리트 바닥판 특히 경험적설계법에 대한 사항은 'KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법) 4.6.5.2 경험적 설계법'을 준용하는 것이 타당하다.

위 기준에서는 경험적설계법에 대해 3개 이상의 지지 거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 콘크리트 바닥판에만 적용이 가능하다고 명시하고 있으며, 특히 캔틸레버 바닥판에는 적용할 수 없으므로 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 일반 슬래브 설계 방법(전통적설계법)을 따르도록 규정하고 있다. 이 외에도 많은 적용범위를 제시하고 있는데 이 조건들은 여러 실험과 현장의 보고로부터 결정되었으므로 반드시 지켜져야할 사항이다.

**(1) 설계조건에 대한 적용범위**

- 바닥판이 콘크리트 거더 또는 강재 거더에 합성 지지된 경우
- 가로보 또는 격벽이 교각 선상에 설치되어 있는 경우
- 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 균일해야 함.
- 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하인 경우
- 바닥판의 상·하부 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm 이상인 경우
- 유효 지간이 3.6 m를 초과하지 않는 경우
- 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 mm 이상인 경우
- 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께에 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성이 된 경우
- 콘크리트는 현장 타설되어 습윤양생되어야 하며, 기준압축강도가 27 MPa 이상인 경우
- 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 하여야 함
- 콘크리트 또는 강 거더교인 경우, 위 조항을 만족시키기 위하여 바닥판과 콘크리트 주거더를 합성시키는 전단연결재가 충분히 배치되어야 함.

○ 검토 의견

- KDS 24 14 21 : 2019 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)에서는 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 균일해야 할 것을 제시하고 있다. 이는 실험적 검증이 수행된 연구에서 주로 두께가 일정

한 바닥판을 사용하였기 때문이다. 그러나, 도로교설계기준 해설(2008, 대한토목학회)에 따르면 교량의 횡구배가 크거나 바닥판의 지간이 일정하지 않은 경우에는 바닥판의 두께가 일정하지 않을 수 있으며 이 때에는 가장 얇은 부분을 기준으로 경험적 설계법을 보수적으로 적용할 수 있다고 명시하고 있다.

- 경험적 설계법은 아치작용에 의한 휨강성 증가로 인하여 바닥판의 파괴거동이 뚫림전단으로 발현된다는 사실에 근거하고 있다. 그러나, 유효지간이 길어지면 휨거동의 간섭으로 인해 복합파괴 또는 휨파괴로 변화될 가능성이 증가되므로 경험적 설계법의 적용을 위한 유효지간의 한계를 표준차로폭인 3.6 m로 제한하였다. 한편, Lovrovich 등(1990)에 따르면 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상에서는 이 비율이 뚫림전단강도에 미치는 영향이 작은 것으로 보고되었으므로, 바닥판 최소두께 240 mm를 고려할 때 경험적 설계법의 적용을 위하여 바닥판 두께에 대한 유효지간의 범위를 6 이상 15 이하로 제시한 것은 적절한 것으로 판단된다.
- 바닥판 두께에 대한 규정 중 보호피복두께층에 대하여 철근의 피복두께를 포함하는 것으로 오인될 수 있다는 지적에 따라 의미를 명확히 할 필요가 있다.
- 캔틸레버부 바닥판의 강성이 증가되면 내측부 바닥판에 대한 구속효과가 커지므로 아치작용에 의한 하중저항메커니즘에 긍정적인 요소로 작용된다. 따라서, 캔틸레버 단부는 방호벽과 합성하여 충분한 강성이 확보되도록 한다.
- 바닥판과 거더의 완전합성거동을 전제하는 것은 경험적 설계법의 근거인 아치작용의 활성을 위하여 거더의 구속효과가 중요하기 때문이다. 건설기준에 따라 적합하게 설계된 전단연결구조는 완전합성거동을 제공하는 것으로 간주한다. 또한, 새로운 형식으로 제안된 전단연결구조도 적용할 수 있도록 하여 기술발전을 유도하되, 반드시 안전성과 사용성에 대해 엄격한 사전검증과 승인을 거치도록 하는 것이 바람직하다.
- 현장타설 조건 및 콘크리트 강도 관련 규정은 5.1.2.1(1)의 검토의견과 같다.

**(2) 철근량에 대한 설계기준**

- 현장 타설 콘크리트 바닥판에는 4개 층의 철근을 배치
- 철근은 콘크리트 피복두께 요구 조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배치하며, 유효 경간 방향으로 배치되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배치
- 배치해야 되는 4개 층의 철근량은 아래에서 정한 최솟값 이상

교축직각 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

교축 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

○ 검토 의견

- AASHTO LRFD Bridge design specifications의 해설은 4개 층에 배근되는 철근에 대해 각 방향별로 단면적의 0.2% 수준의 철근을 배근하여도 바닥판의 강도가 요구조건을 총족시키지만 정모멘트 구간에서의 효과적인 균열제어를 위해 보수적인 값인 0.3%를 적용하는 것으로 설명하고 있다. 도로교설계기준은 이러한 균열제어 효과를 극대화하고자 한때 교축직각방향 하부철근에 대해 0.4%로 상향하여 적용하기도 하였다. 그러나, 직접하중에 의해 유발되는 정모멘트에 의한 하면의 교축 방향 균열이 아치작용의 초기 요소로 역할이 부여되고 구속력에 의해 억제되는 반면, 건조수축 등 간접하중에 의한 인장력에 기인하는 교축직각 방향 균열은 관통균열로서 상면의 균열틈을 통하여 수분과 제설염화물이 침투하여 내구성을 훼손할 우려가 제기되었다. 따라서, 모든 철근은 단면적의 0.3% 이상을 배근하되, 교축 방향 철근량은 별도로 적절성을 검토하도록 규정할 필요성이 제기되었다. 이와 같은 맥락에서 경험적 설계법을 적용하는 바닥판은 방수층 시공 등 보호를 위한 세심한 주의를 기울일 필요가 있다.
- 경험적설계법은 거더교에 한하여 적용되는 방법이므로 경간 방향, 경간방향에 직각방향이라는 표현을 교축직각방향, 교축방향으로 수정하는 것이 의미를 명확히 전달할 수 있을 것으로 보인다.

**(3) 철근의 종류 및 배치에 대한 설계기준**

- 배치되는 철근은 SD400 이상
- 모든 철근은 직선으로 배치하며 겹침이음만 사용
- 철근의 중심간격은 100 mm 이상 또한 300 mm 이하. 다만, 바닥판 지간방향의 하부인장 주철근의 중심 간격은 바닥판의 두께 이하
- 사교의 경사각이 20°를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효지간에 해당하는 위치까지 ⑤에서 규정한 철근량의 2배를 배치

○ 검토 의견

- 철근의 용접이음은 피로를 고려하여 적용하지 아니하고 겹침이음을 사용한다. 커플러 등 기계적 이음장치는 해외의 경우 부식방지를 위해 코팅 철근을 사용할 때 피복코팅

의 손상을 우려하여 사용을 제한하는 사례가 있으며, 국내에서는 일부 제품에서 미끄러짐(slip) 발생 우려가 제기되고 있는 현실을 감안하여 사용을 제한하였다.

- 균열에 대한 저항 성능을 강화하기 위하여 철근의 최대간격을 250 mm로 축소하는 것에 대한 검토가 필요하다.
- 사교에서 단부 바닥판의 경우에는 비틀림응력에 의해 균열이 발생될 우려가 있다. 이때 기준이 되는 사교의 경사각은 해외의 기준에서 일반적으로 20° 또는 25°를 적용하고 있는 점과 해석결과를 참고하여 보수적인 기준인 20°를 채택하였다. 따라서, 사교의 경사각이 20°를 넘는 단부 바닥판은 철근량을 두 배로 증가시켜 유해한 균열의 발생이 감소되도록 하였다.

한편, 위의 기준을 적용하기 위한 바닥판의 유효지간은 바닥판이 벽체 또는 보와 일체로 되어 있는 경우에는 받침부 내면 사이의 순거리로 하며, 강재 거더 또는 콘크리트 거더로 지지된 바닥판인 경우에는 플랜지 끝까지의 거리에다 복부 내면에서 플랜지 맨 끝단까지 거리를 합한 값으로 한다. 캔틸레버부의 길이는 거더 복부의 중심으로부터 측정하도록 한다.

### 3.1.3.2 국내 · 외 적용가능범위 비교

건설기준에서 교량 바닥판의 경험적설계법에 대한 규정을 제시하고 있는 대표적인 해외사례는 미국과 캐나다의 경우를 들 수 있다. 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비(지간비)는 국내는 6 ~ 15, 미국은 6 ~ 18로 제한하고 있는데, 이는 다른 조건이 일정할 때 지간비가 6 이상에서는 뚫림전단강도에 미치는 영향이 감소되어 거의 일정한 값이 유지된다는 실험적 결과 보고에 기반하는 것으로서 상한의 차이는 최소두께 및 상하철근 간격인 코어두께(core depth)에 대한 규정의 차이에 기인하는 것으로 추정된다. 기존 연구문헌에서 국내의 제한조건과 상대적인 비교를 실시한 내용들을 항목별로 정리한 표 3.1.1을 살펴보면, 바닥판 최소두께에 대한 조항은 국내에서 240 mm로 규정하고 있으나, 미국과 캐나다의 경우 175 mm로서 상대적으로 작은 값을 제시하고 있는 것으로 조사되었다. 또한, 코어두께에 대해서도 국내 기준이 150 mm인 반면 미국과 캐나다 기준에서는 각각 100 mm와 75 mm의 작은 값을 제시하고 있다.

표 3.1.1 국내 · 외 경험적설계법 적용 가능 조건 비교

| 구 분 | | 한국 | 미국 | 캐나다 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | OHBDC(1991) | CHBDC(2006) |
| 지간비 (유효지간/두께) | | 6~15 | 6~18 | 15 이하 | 18 이하 |
| 상하철근사이의 간격 | | 철근의 외측 사이 간격 150mm 이상 | 철근의 외측 사이 간격 100mm 이상 | - | 상하철근의 순간격 75mm 이상 |
| 유효지간 | | 3.6 m 이하 | 4.1 m 이하 | 3.7 m 이하 | 4.0 m 이하 |
| 최소두께 | | 240 mm | 175 mm | 225 mm | 175 mm |
| 캔틸레버부 조건 | | 주형의 중심선에서 바닥판두께의 5배 이상 또는 3배 이상이고 일체로 된 콘크리트 방호벽 | 주형의 중심선에서 바닥판두께의 5배 이상 또는 3배 이상이고 일체로 된 콘크리트 방호벽 | 주형의 중심선에서 1m이상 또는 일체로 된 연석 | 철근정착길이 이상 |
| 철근중심간격 | | 100~300 mm | 450 mm 이하 | 330 mm 이하 | 300 mm 이하 |
| 철근 배근 | 상부 | 양방향 = 0.3% | 양방향 = 0.2% | 양방향 = 0.3% | 양방향 = 0.3% (0.2%도 가능) |
| | 하부 | 양방향 = 0.3% | 양방향 = 0.3% | 양방향 = 0.3% | 양방향 = 0.3% (0.2%도 가능) |
| 단부 바닥판 철근배근 | | 사각이 20° 이상시 일반철근의 2배 보강 | 사각이 25° 이상시 일반철근의 2배 보강 | 사각이 20° 이상시 일반철근의 2배 보강 | 단부보의 길이가 5m를 넘는 경우에 일반철근의 2배 보강 |

## 3.2 경험적설계법 개선(안) 작성

### 3.2.1 교량 바닥판 설계 현황 조사 및 분석

교량 바닥판의 설계 현황과 관련해서는 경험적설계법과 강도설계법(전통적 설계법)에 따른 특징을 상호 비교하여 살펴보고, 2차년도에는 실제 교량에 적용된 현황자료에 대한 조사를 실시하고, 적용 오류 및 문제점과 연계한 분석을 통하여 개선(안) 및 경험적설계법 적용 지침(안)을 작성하였다.

교량 바닥판의 설계법은 구조요소로서 바닥판의 거동을 어떻게 정의하는가에 따라 크게

경험적설계법과 전통적설계법으로 구분할 수 있다.

경험적설계법은 위 3.1.1에 언급된 바와 같이 윤하중 작용시 바닥판의 처짐과 회전 등의 자유로운 변형이 억제되어 유발되는 면내압축력에 의해 휨강성이 증가되는 아치작용에 근거한다. 따라서, 원추형 파괴면이 발생되는 뚫림전단에 효과적으로 대응할 수 있도록 교축 및 교축직각방향 단면에 대해 일정 비율만큼의 철근을 일률적으로 배치하는 등방배근 철근상세를 적용한다. 등방배근 상세는 철근 배치가 단순하고 절곡이 불필요한 점 등 시공성이 양호하고, 전통적설계법과 비교할 때 일반적으로 철근량이 감소되어 경제적인 것으로 평가되고 있으나, 경험적설계법은 많은 실험과 현장에서 관찰된 경험적 사실에 기반하므로 교량의 경간, 두께, 강도, 구조형식 등 검증된 제반조건의 범위 내에서 적용되어야 한다.

전통적설계법에서 바닥판은 휨부재로 취급되므로 윤하중에 의해 발생되는 휨모멘트에 저항할 수 있도록 설계된다. 따라서, 하중조합 및 하중계수를 고려한 구조계산에 의하여 주철근 단면에 유발되는 최대휨모멘트를 구하고, 이에 저항할 수 있는 철근량을 배치한다. 이때 주철근 단면의 직각방향의 배력철근 단면에는 주철근량의 일정비율 만큼의 배력철근을 배치하여 힘의 분배가 될 수 있도록 고려한다. 전통적설계법에 의하여 결정되는 철근상세는 상대적으로 오랜 기간 동안 검증된 것으로서 안정성과 신뢰도가 높고 제약조건없이 적용될 수 있으나, 철근량이 많이 소요되고 절곡철근 등 시공성 측면에서 불편한 철근상세가 사용되고 있는 점은 상대적인 단점으로 평가되고 있다.

### 3.2.2 경험적설계법 개선(안) 작성

경험적설계법 적용 가능 조건과 적용 오류 개선사항 등을 고려하여 경험적설계법 적용 지침(안)을 작성하였다. 지침(안)은 보다 효과적인 균열 제어를 위해 배근 간격의 범위를 기존 100 mm ~ 300 mm에서 100 mm ~ 250 mm로 변경하여 적용하고, 현장치기 콘크리트에 한하던 것을 프리캐스트 부재를 적용하는 범위로 확대하였으며, 혼선이 발생되기 쉬운 적용범위의 예시를 제시하는 등 국내 건설시장의 현황과 기술수준을 고려한 개편 내용을 포함한다. 따라서, 현행 경험적설계법에 대한 건설기준인 'KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법) 4.6.5.2 경험적 설계법'에 대한 개선(안)을 함께 작성하였다.

## 3.3 소결

○ 경험적설계법의 원리 및 이론적 기반을 설명하고, 관련 국내 기준과 해외 기준을 비교하였으며, 적용 오류가 발생될 가능성이 있거나 적용 여부가 모호한 사례를 정리하였다.

○ 경험적설계법의 적용 가능 조건에 대한 고찰과 검토를 통하여 개선이 필요한 사항을 도출하고, 이에 대한 필요성, 배경, 개정사유 등을 해설 형태로 포함하여 경험적설계법 적용 지침(안)을 작성하였다.

○ 경험적설계법 적용 지침(안)에서는 보다 효과적인 균열 제어를 위해 배근 간격의 범위를 기존 100 mm ~ 300 mm에서 100 mm ~ 250 mm로 변경하여 적용하고, 현장치기 콘크리트에 한하던 것을 프리캐스트 부재를 적용하는 범위로 확대하였으며, 혼선이 발생되기 쉬운 적용범위의 예시를 제시하는 등 국내 건설시장의 현황과 기술수준을 고려한 개편 내용을 포함하도록 하였다.

○ 이와 함께 방수층의 철저한 시공, 캔틸레버부에서 방호벽과의 합성, 부분 프리캐스트 바닥판 시공 시 유의점 등 경험적설계법으로 설계 · 시공된 바닥판의 품질이 우수하게 유지되기 위해 필요한 세부적인 사항들도 기술하였다.

○ 이에 따라 이 지침(안)이 준용해야 하는 상위 건설기준인 ‘KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법) 4.6.5.2 경험적 설계법’에 대한 개정이 필요하며, 이를 위한 개정(안)도 함께 제출되었다.

# 제 4 장 교량 바닥판 관련 국가건설기준 개정(안)

## 4.1 개정 목적

선행 연구 결과 교량 바닥판에 고강도 콘크리트의 사용 증가로 교축직각방향 균열 발생이 증가하고 있다. 또한, 바닥판 장지간화에 따른 균열 허용폭 등에 대한 관련 기준이 미비하며 다양한 바닥판 형식 개발에 따른 경험적설계법 기준 정비가 필요하였다. 따라서 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법), KDS 24 14 31 강교 설계기준(한계상태설계법)에 바닥판과 관련된 부분에 대해 개정(안)을 제시하여 바닥판의 장수명화로 내구성과 공용성을 개선하고자 한다.

## 4.2 주요 개정 사항

### 4.2.1 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)

#### (1) 4.6.5 교량의 콘크리트 바닥슬래브

| 현 행 |
|---|
| 4.6.5 교량의 콘크리트 **바닥슬래브**<br>4.6.5.1 일반 사항<br>(1) **교량의 콘크리트 슬래브로 된** 바닥판은 지지하는 거더 또는 요소 부재와 합성되도록 하여야 한다. 완전 합성작용이 발휘되도록 바닥슬래브와 지지 요소 사이에는 충분한 전단연결재를 배치하여야 한다.<br>(2) 바닥판은 처짐을 포함한 과대한 변형이 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 활하중과 그 동적효과에 의해 유발되는 바닥판 처짐량은 다음의 한계값을 초과하지 않아야 한다.<br>여기서 L은 바닥판 받침부의 중심간 거리이다.<br>① 사람의 통행이 없는 바닥판; $L/800$<br>② 제한된 수의 사람이 통행하는 바닥판; $L/1000$<br>③ 많은 사람이 통행하는 바닥판; $L/1200$ |

| 현 행 |
| --- |
| (3) **콘크리트 슬래브** 바닥판의 피로한계상태에 대한 검증을 수행하지 않아도 된다. 또한, 극단상황하중조합에서 바닥판을 검토하지 않아도 된다.<br>(4) 지간과 폭의 비가 1:2를 넘는 콘크리트 바닥판에서 하중영향을 해석하기 위하여 KDS 24 10 11(4.6.2)에 규정된 근사해석법을 적용할 수 있다.<br>(5) 특별히 요구되지 않는 한, 콘크리트 바닥판은 홈 또는 마모 방지 층의 두께를 뺀 판 최소 두께는 220 mm 보다 작아서는 안 된다. 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 최소두께는 200 mm 이상이어야 한다. 바닥판의 최소 피복 두께는 4.4의 규정을 따라야 한다.<br>(6) 콘크리트 거더로 지지되는 콘크리트 바닥판의 전단연결재는 4.1.2.5의 규정에 따르고, 강재 거더에 지지되는 바닥판은 KDS 24 14 31의 해당 규정에 따라 전단연결재를 설계하여야 한다.<br>(7) 바닥판의 경사각이 25° 이하일 경우에는 주철근을 경사 방향으로 배치할 수 있다. 그러나 경사각이 이보다 클 경우에는 **주 교각에 직각 방향으로** 주철근을 배치하여야 한다.<br>(8) 트럭 윤하중의 접지에 의한 바닥판의 뚫림전단 영향을 4.1.4에 따라 검토하여야 한다.<br>(9) 교량의 진입부 또는 지간 내부의 바닥판의 연속성이 확보되어 있지 않는 바닥판 모서리 영역에는 격벽이나 다른 선부재로 보강하여 지지되도록 하여야 한다. 이 격벽은 트럭 윤하중에 의해 유발되는 휨모멘트와 전단력을 저항할 수 있도록 바닥판과 일체로 설계되어야 한다. |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
| --- | --- |
| 4.6.5 교량의 콘크리트 **바닥판** | **[수정]** 문구 수정 |
| 4.6.5.1 일반 사항<br>(1) **콘크리트** 바닥판은 지지하는 거더 또는 요소 부재와 합성되도록 하여야 한다. 완전 합성작용이 발휘되도록 바닥슬래브와 지지 요소 사이에는 충분한 전단연결재를 배치하여야 한다. | **[수정]** 문구를 단순하게 수정 |
| **(2) 합성거더교에서 교축직각방향으로 장지간 바닥판을 계획하는 경우에는 교축직각방향으로 전단면 완전 프리스트레스를 도입해야 한다.** | **[신설]** 장지간 바닥판의 내구성 향상을 위해 프리스트레스를 도입하도록 규정 신설 |
| (3) 바닥판은 처짐을 포함한 과대한 변형이 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 활하중과 그 동적효과에 의해 유발되는 바닥판 처짐량은 다음의 한계값을 초과하지 않아야 한다.<br>여기서 L은 바닥판 받침부의 중심간 거리이다.<br>① 사람의 통행이 없는 바닥판; $L/800$<br>② 제한된 수의 사람이 통행하는 바닥판; $L/1000$<br>③ 많은 사람이 통행하는 바닥판; $L/1200$ | **[수정]** 번호 수정 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| **(4) 이 기준에 따라 바닥판을 설계하는 경우에는 바닥판의 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.** | **[신설]** 바닥판에 미치는 전단력의 영향이 미미하므로 이에 관련된 내용을 추가 |
| (5) **콘크리트** 바닥판의 피로한계상태에 대한 검증을 수행하지 않아도 된다. 또한, 극단상황하중조합에서 바닥판을 검토하지 않아도 된다. | **[수정]** 문구 수정 |
| (6) 지간과 폭의 비가 1:2를 넘는 콘크리트 바닥판에서 하중영향을 해석하기 위하여 KDS 24 10 11(4.6.2)에 규정된 근사해석법을 적용할 수 있다. | **[수정]** 번호 수정 |
| (7) 특별히 요구되지 않는 한, 콘크리트 바닥판은 홈 또는 마모방지 층의 두께를 뺀 판 최소 두께는 220 mm 보다 작아서는 안 된다. 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 최소두께는 200 mm 이상이어야 한다. 바닥판의 최소 피복 두께는 4.4의 규정을 따라야 한다. | **[수정]** 번호 수정 |
| (8) 콘크리트 거더로 지지되는 콘크리트 바닥판의 전단연결재는 4.1.2.5의 규정에 따르고, 강재 거더에 지지되는 바닥판은 KDS 24 14 31의 해당 규정에 따라 전단연결재를 설계하여야 한다. | **[수정]** 번호 수정 |
| (9) 바닥판의 경사각이 25° 이하일 경우에는 주철근을 경사 방향으로 배치할 수 있다. 그러나 경사각이 이보다 클 경우에는 **교축직각방향으로** 주철근을 배치하여야 한다. | **[수정]** 의미 전달이 분명하도록 문구 수정 |
| (10) 트럭 윤하중의 접지에 의한 바닥판의 뚫림전단 영향을 4.1.4에 따라 검토하여야 한다. | **[수정]** 번호 수정 |
| (11) 교량의 진입부 또는 지간 내부의 바닥판의 연속성이 확보되어 있지 않는 바닥판 모서리 영역에는 격벽이나 다른 선부재로 보강하여 지지되도록 하여야 한다. 이 격벽은 트럭 윤하중에 의해 유발되는 휨모멘트와 전단력을 저항할 수 있도록 바닥판과 일체로 설계되어야 한다. | **[수정]** 번호 수정 |
| **(12) 계수시공하중 또는 KDS 24 12 11 (표 4.1-1)의 사용하중조합 I 에 의한 부모멘트부 외에 경간중앙 정모멘트부의 바닥판에 발생하는 교축방향 인장응력을 검토하여야 하며, 콘크리트의 수축과 온도 영향을 포함하여야 한다. 또한, 교축방향으로 인장응력이 작용하는 바닥판의 해석은 KDS 24 14 31 (4.10.4)를 따르고, 철근의 배근은 KDS 24 14 31 ( 4.10.3.4 (2))에 따른다.** | **[신설]** 바닥판의 횡방향 균열을 방지하기 위하여 관련규정 보완 |
| **(13) 바닥판의 일부분을 프리캐스트 부재로 제작하고, 현장치기 콘크리트와 합성하여 현장에서 구조부재를 완성하** | **[신설]** 부분프리캐스트 바닥판의 적용에 대한 일반 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 는 부분 프리캐스트 바닥판에 이 설계법을 적용하는 경우에는 반드시 실험적 검증을 통해 책임기술자의 승인을 얻어야 한다. | 사항을 추가함 |
| (14) 염화물로부터 교량 바닥판의 상면을 보호할 필요가 있는 경우에는 책임기술자가 승인한 방수공법을 적용한 아스팔트포장 또는 콘크리트계 포장을 적용하여야 한다. | [신설] 아스팔트포장의 경우에 방수처리를 인정하지 않아 ED3를 적용하는 경우가 있어서 책임기술자가 승인한 방수공법이 적용된 경우 염화물로부터 보호된 것으로 한다. |
| (15) 기준압축강도 30MPa 이상의 콘크리트를 사용하는 경우 교축방향 수축균열의 영향을 고려하여 가급적 수축저감 콘크리트 배합을 사용하는 것이 바람직하다. | [신설] 최근 양생중 수축균열이 빈번하게 나타나고 있어, 고강도콘크리트 적용에서 수축균열에 대한 설계자와 시공자의 주의를 환기시키기 위하여 해당 규정을 추가 |
| (16) 바닥판 상면에 마모층을 일체로 타설하는 포장일체식 콘크리트 바닥판은 다음 조건을 만족하여야 한다.<br>① 포장일체식 바닥판은 단순교에 적용한다. 연속교에 적용하는 경우에는 책임기술자의 승인을 얻어야 한다. 단 강합성 연속교에는 적용하지 않는다.<br>② 콘크리트 기준압축강도는 27MPa이하이어야 한다.<br>③ 평탄성과 시공성을 고려하여 종단경사 또는 편경사가 3% 이하인 교량에 적용한다.<br>④ 4.6.5.3의 전통적 설계법에 의하여 바닥판 설계에서 균열폭 산정시에 마모층을 고려하지 않는다. | [신설] 콘크리트 노출바닥판의 균열을 방지하기 위하여 관련 규정을 추가 |

(2) 4.6.5.2 경험적 설계법

| 현 행 |
|---|
| 4.6.5.2 경험적 설계법<br><br>(1) 적용 범위<br>① 교량 **바닥슬래브**에 대한 경험적 설계법은 윤하중을 지지하는 교량 바닥판의 주요한 구조적 거동이 휨이 아닌 아치 작용이라는 사실에 근거한 설계법이다. 이 설계법을 적용하여 바닥판을 설계하는 경우 별도의 구조 해석을 수행하지 않아도 된다. |

| 현 행 |
| --- |
| ② 경험적 설계법은 이 절 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.<br>③ 이 설계법은 3개 이상의 지지 거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 **콘크리트 바닥판에만** 적용할 수 있다.<br>④ 이 절의 규정들은 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없으며, 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 **일반 슬래브** 설계 방법을 따른다. |
| (3) 설계 조건<br>교량 바닥슬래브의 두께는 바닥판의 흠집, 마모, 철근 피복 두께를 제외한 수치로 하며, 다음의 조건을 만족시킬 경우에만 경험적 설계법을 적용할 수 있다.<br>① 바닥판이 콘크리트 거더 또는 강재 거더에 합성 지지된 경우<br>② 가로보 또는 격벽이 교각 선상에 **설치되어 있는 경우**<br>③ 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 균일해야 **함.**<br>④ 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하**인 경우**<br>⑤ 바닥판의 상·하부 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm 이상**인 경우**<br>⑥ 유효 지간이 3.6 m를 **초과하지 않는 경우**<br>⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 mm 이상**인 경우**<br>⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께에 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성이 **된 경우**<br>⑨ **콘크리트는 현장 타설되어 습윤양생되어야 하며,** 기준압축강도가 27 MPa 이상인 경우<br>**⑩ 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 하여야 함**<br>**⑪ 콘크리트 또는 강 거더교인 경우, 위 조항을 만족시키기 위하여 바닥판과 콘크리트 주거더를 합성시키는 전단연결재가 충분히 배치되어야 한다.** |
| (4) 보강 철근량<br>① **현장 타설 콘크리트** 바닥판에는 4개 층의 철근을 배치한다. 철근은 콘크리트 피복두께 요구 조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배치하며, **유효 경간** 방향으로 배치되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배치하여야 한다.<br>② 배치해야 되는 4개 층의 철근량은 아래에서 정한 최솟값 이상이어야 한다.<br>**경간** 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>**경간**방향에 직각방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>(5) 철근의 종류 및 배치<br>① 배치되는 철근은 SD400 이상이어야 한다.<br>② 모든 철근은 직선으로 배치하며 겹침이음만 사용할 수 있다.<br>③ 철근의 중심간격은 100 mm 이상 또한 **300 mm 이하**로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 하부 인장 주철근의 중심 간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다. |

| 현 행 |
|---|
| ④ 사교의 경사각이 20°를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효지간에 해당하는 위치까지 (4)에서 규정한 철근량의 2배를 배치한다. |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 4.6.5.2 경험적 설계법<br><br>(1) 적용 범위<br>① 교량 **바닥판**에 대한 경험적 설계법은 윤하중을 지지하는 교량 바닥판의 주요한 구조적 거동이 휨이 아닌 아치 작용이라는 사실에 근거한 설계법이다. 이 설계법을 적용하여 바닥판을 설계하는 경우 별도의 구조 해석을 수행하지 않아도 된다.<br>② 경험적 설계법은 이 절 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.<br>③ 이 설계법은 3개 이상의 지지 거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 **바닥판에만** 적용할 수 있다.<br>④ 이 절의 규정들은 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없으며, 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 **4.6.5.3의** 설계 방법을 따른다. | **[수정]** 문구 및 인용 수정 |
| (3) 설계 조건<br>다음의 조건을 만족시킬 경우에만 경험적 설계법을 적용할 수 있다.<br>① 바닥판은 콘크리트 거더 또는 강재 거더에 합성 지지**되어야 한다. 이 때 합성을 위해 배치되는 전단연결재는 완전합성거동을 가정할 수 있도록 KDS 24 14 21 (4.1.2.5) 또는 KDS 24 14 31 (4.3.3.1.10)에 따라야 하며, 이와 다른 형식의 전단연결구조를 적용할 때에는 반드시 실험적 검증을 통해 책임기술자의 승인을 얻어야 한다.**<br>② 가로보 또는 격벽이 교각 선상에 **설치되어야 한다.**<br>③ 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 균일해야 **한다.**<br>④ 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 **15 이하이어야 한다.**<br>⑤ 바닥판의 상·하부 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm **이상어어야 한다.**<br>⑥ 유효 지간은 3.6 m **이하이어야 한다.** | **[수정]** 경험적 설계법 적용 조건에 대한 보완 및 표현 방법 수정<br><br>**[수정]** 문구 수정 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
| --- | --- |
| ⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께는 240 mm 이상이어야 한다.<br>⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께에 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성이 **되어야 한다.**<br>⑨ 콘크리트의 기준압축강도는 27 MPa **이상이어야 한다.**<br>**삭제** | <br><br><br><br>**[수정]** 문구 수정<br>**[삭제]** 중복 규정으로 삭제 |
| (4) 보강 철근량<br>① 바닥판에는 4개 층의 철근을 배치한다. 철근은 콘크리트 피복두께 요구 조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배치하며, **교축직각** 방향으로 배치되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배치하여야 한다.<br>② 배치해야 되는 4개 층의 철근량은 아래에서 정한 최솟값 이상이어야 한다.<br>**교축직각** 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>**교축** 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상<br>**③ KDS 24 14 31 (4.10.4.1 (2))에 따라 교축방향의 인장응력을 검토하고 필요한 경우 KDS 24 14 31 (4.10.3.4 (2))에 따라 교축방향의 보강철근량을 배근하여야 한다.**<br><br>(5) 철근의 종류 및 배치<br>① 배치되는 철근은 SD400 이상이어야 한다.<br>② 모든 철근은 직선으로 배치하며 겹침이음만 사용할 수 있다.<br>③ 철근의 중심간격은 100 mm 이상 또한 **250 mm 이하**로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 하부 인장 주철근의 중심 간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.<br>④ 사교의 경사각이 20°를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효지간에 해당하는 위치까지 (4)에서 규정한 철근량의 2배를 배치한다. | **[수정]** 문구 수정<br><br><br><br><br><br><br><br><br>**[신설]** 바닥판의 교축방향 인장응력을 검토하고, 필요한 경우 보강철근을 배근하도로 보완<br><br><br><br><br>**[수정]** 균열의 간격과 폭을 축소하기 위하여 철근의 최대간격을 축소함. |

## 4.2.2 KDS 24 14 31 강교 설계기준(한계상태설계법)

### (1) 4.10.1 적용범위

| 현 행 |
|---|
| 4.10 바닥판과 바닥틀<br>4.10.1 적용범위<br>(1) 4.10은 연직하중을 받는 강재, 콘크리트 또는 그의 조합의 교량 바닥판과 바닥틀의 해석 및 설계의 조항을 포함한다.<br>(2) 규정된 조건을 만족하는 일체로 된 콘크리트 교량 바닥판은 어떤 해석도 요구하지 않는 경험적 설계를 허용한다.<br>(3) 바닥판과 지지구조물은 연속구조로 하는 것이 바람직하다.<br>(4) 기술적으로 가능한 경우에는 바닥판과 그 지지구조물을 합성시키는 것이 좋다. |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 4.10 바닥판과 바닥틀<br>4.10.1 적용범위<br>(1) 4.10은 연직하중을 받는 강재, 콘크리트 또는 그의 조합의 교량 바닥판과 바닥틀의 해석 및 설계의 조항을 포함한다.<br>**(2) 콘크리트 바닥판은 KDS 24 14 21 (4.6.5)을 따른다. 또한, KDS 24 14 21 (4.6.5.2)에서 규정된 조건을 만족하는 일체로 된 콘크리트 교량 바닥판은 어떤 해석도 요구하지 않는 경험적 설계를 허용한다.**<br>(3) 바닥판과 지지구조물은 연속구조로 하는 것이 바람직하다.<br>(4) 기술적으로 가능한 경우에는 바닥판과 그 지지구조물을 합성시키는 것이 좋다. | **[수정]** 경험적 설계법의 적용범위를 구체적으로 인용함 |

### (2) 4.10.2 일반적인 설계규정

| 현 행 |
|---|
| 4.10.2 일반적인 설계규정<br>4.10.2.1 상호작용<br>(1) 바닥판은 특별한 사유가 없는 한 바닥판을 지지하는 부재들과 합성시킨다. 합성되지 않은 바닥판이 지지부재와 수직으로 분리되는 것을 막기 위해 지지 부재와 연결시켜야한다. 바닥판 |

| |
|---|
| 과 지지 부재 사이의 전단연결재와 다른 연결재들은, 완전 합성작용을 가정하여 설계해야 한다. **전단연결부의 상세 설계는 KDS 14 31 10(4.3.3.1.10)의 적용조항을 만족해야 한다.**<br>(2) 바닥판과 부대시설 또는 바닥판과 다른 구조 요소 사이에 작용하는 힘의 영향도 설계 시 고려해야 한다. |
| 4.10.2.2 바닥판 배수<br>(1) 바닥판 상면의 **횡구배와 종구배**는 KDS 24 10 11(2.6.6)의 적용규정을 따른다.<br>(2) 바닥판 설계 시 배수 공간의 구조적 영향을 고려해야 한다. |
| 4.10.2.3 콘크리트 부대시설<br>발주자에 의해 다르게 명시되지 않았으면, 콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속이 되는 것이 좋다. 바닥판 설계 시 부대시설의 구조적 역할은 4.10.3.1에 따라 고려한다. |
| 4.10.2.4 단부 지지<br>(1) 단부의 끝부분이 윤하중을 지지하도록 설계되지 않은 경우에는 단부보를 두어 보강해야 한다.<br>(2) 특별한 제한사항이 명시되지 않는 한, 교량 바닥판의 단부는 보강되거나, 보로 지지되거나 또는, 다른 구조부재로 보강해야 한다. 단부보나 다른 구조부재는 바닥판과 합성구조 또는 일체구조여야 한다. 단부보는 KDS 24 10 11(4.6.2)에 나타난 조항과 같이 바닥판의 유효폭이 고려된 보로서 설계해야 한다. |
| 4.10.2.5 캔틸레버부를 위한 존치거푸집<br>현장치기 콘크리트와 합성으로 거동하지 못하는 존치거푸집은 캔틸레버부에는 사용하지 않는다. |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 4.10.2 일반적인 설계규정<br>4.10.2.1 상호작용<br>(1) 바닥판은 특별한 사유가 없는 한 바닥판을 지지하는 부재들과 합성시킨다. 합성되지 않은 바닥판이 지지부재와 수직으로 분리되는 것을 막기 위해 지지 부재와 연결시켜야한다. 바닥판과 지지 부재 사이의 전단연결재와 다른 연결재들은, 완전 합성작용을 가정하여 설계해야 한다.<br>(2) **강교량**의 전단연결부의 상세 설계는 KDS 14 31 10 (4.3.3.1.10)의 적용조항을 만족해야 한다.<br>(3) 바닥판과 부대시설 또는 바닥판과 다른 구조 요소 사이에 작용하는 힘의 영향도 설계 시 고려해야 한다. | **[수정]** 규정의 활용성을 높이기 위하여 세부규정을 분리 |
| 4.10.2.2 바닥판 배수<br>(1) 바닥판 상면의 **종단경사와 편경사**는 KDS 24 10 11(2.6.6)의 적용규정을 따른다. | **[수정]** 용어 통일<br><br>**[수정]** 통합 중앙분리대 설 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| (2) 바닥판 설계 시 배수 공간의 구조적 영향을 고려해야 한다. **캔틸레버 바닥판 단부는 중앙분리대 또는 방호벽을 설치하여 차수하여야 한다.**<br><br>**(3) 차량방호시설과 바닥판의 시공이음부의 누수를 방지하기 위하여 시공이음부가 포장면 상부에 위치할 수 있도록 차량방호시설 기초 중 일부를 바닥판 타설 중에 함께 시공하여야 한다.**<br><br>**(4) 차량방호시설의 측면으로부터 캔틸레버 바닥판 하면으로 유입되는 우수를 차단하기 위하여 물끊기 블록 또는 홈을 설치하여야 한다.** | 치 교량에서 중앙분리대가 설치되지 않는 차로측의 캔틸레버 하면이 누수에 의해 손상이 발생하여 해당내용을 추가함.<br><br>**[신설]** 바닥판의 내구성 증진을 위하여 배수상세를 보완하는 규정 신설 |
| 4.10.2.3 콘크리트 부대시설<br>발주자에 의해 다르게 명시되지 않았으면, 콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속이 되는 것이 좋다. 바닥판 설계 시 부대시설의 구조적 역할은 4.10.3.1에 따라 고려한다. | |
| 4.10.2.4 단부 지지<br>(1) 단부의 끝부분이 윤하중을 지지하도록 설계되지 않은 경우에는 단부보를 두어 보강해야 한다.<br><br>(2) 특별한 제한사항이 명시되지 않는 한, 교량 바닥판의 단부는 보강되거나, 보로 지지되거나 또는, 다른 구조부재로 보강해야 한다. 단부보나 다른 구조부재는 바닥판과 합성구조 또는 일체구조여야 한다. 단부보는 KDS 24 10 11(4.6.2)에 나타난 조항과 같이 바닥판의 유효폭이 고려된 보로서 설계해야 한다. | |
| 4.10.2.5 캔틸레버부를 위한 존치거푸집<br>현장치기 콘크리트와 합성으로 거동하지 못하는 존치거푸집은 캔틸레버부에는 사용하지 않는다. | |

**(3) 4.10.3 한계상태**

| 현 행 |
|---|
| 4.10.3 한계상태<br>4.10.3.1 일반사항<br>(1) 바닥판에 대한 콘크리트 부대시설의 구조적인 역할은 사용하중상태와 피로한계상태에 대한 설계 시 고려할 수 있으며, 저항강도나 **극한하중 한계상태**에 대해서는 고려하지 않는다. |

| 현 행 |
| --- |
| (2) KDS 24 14 21(4.6.5.2)의 경험적 설계규정을 만족시키는 바닥판은 **사용성,** 피로, 파괴와 극한한계상태의 요구를 모두 만족하는 것으로 가정할 수 있으며, 4.10.3의 다른 조항은 만족할 필요가 없다. |
| 4.10.3.2 사용한계상태<br>(1) 사용한계상태에서는 바닥구조와 바닥틀을 전체 탄성 구조로 해석하고 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.<br>(2) 바닥판의 과도한 변형과 처짐을 설계 시 고려해야 한다. 충격계수를 고려한 설계트럭하중 작용 시 바닥판의 허용처짐량은 다음과 같다.<br>① $L$/800 : 보도부가 없는 바닥판<br>② $L$/1000 : 보도부가 있는 바닥판<br>③ $L$/1200 : 보도부가 매우 중요한 바닥판<br>여기서, $L$ = 바닥판 지지부재의 중심간 거리 |
| 4.10.3.3 피로와 파괴한계상태<br>(1) 콘크리트 바닥판은 피로에 대한 검토가 필요 없다.<br>(2) 강재 격자와 강바닥판은 4.10.5에 따른다.<br>(3) 여러 개의 거더 위에 설치되지 않는 콘크리트 바닥판은 KDS24 14 21(4.3)에 기술된 피로한계상태에 대하여 검토해야 한다. |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
| --- | --- |
| 4.10.3 한계상태<br>4.10.3.1 일반사항<br>(1) 바닥판에 대한 콘크리트 부대시설의 구조적인 역할은 사용하중상태와 피로한계상태에 대한 설계 시 고려할 수 있으며, 저항강도나 **극한한계상태**에 대해서는 고려하지 않는다.<br>(2) KDS 24 14 21(4.6.5.2)의 경험적 설계규정을 만족시키는 바닥판은 **사용,** 피로, 파괴와 극한한계상태의 요구를 모두 만족하는 것으로 가정할 수 있으며, 4.10.3의 다른 조항은 만족할 필요가 없다. | **[수정]** KDS 24 10 11과 용어 통일<br><br>**[수정]** 한계상태의 정의 맞추어 용어 수정 |
| 4.10.3.2 사용한계상태<br>(1) 사용한계상태에서는 바닥구조와 바닥틀을 전체 탄성 구조로 해석하고 **KDS 24 14 21 (1.4.3.3)**의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.<br>(2) 바닥판의 과도한 변형과 처짐을 설계 시 고려해야 한다. 충격계수를 고려한 설계트럭하중 작용 시 바닥판의 허용처짐량은 다 | **[수정]** 인용 코드를 수정하고 인용위치를 구체화 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 음과 같다.<br>① $L$/800 : 보도부가 없는 바닥판<br>② $L$/1000 : 보도부가 있는 바닥판<br>③ $L$/1200 : 보도부가 매우 중요한 바닥판<br>여기서, $L$ = 바닥판 지지부재의 중심간 거리 | |
| 4.10.3.3 피로와 파괴한계상태<br>(1) 콘크리트 바닥판은 피로에 대한 검토가 필요 없다.<br>(2) 강재 격자와 강바닥판은 4.10.5에 따른다.<br>(3) 여러 개의 거더 위에 설치되지 않는 콘크리트 바닥판은 KDS24 14 21(4.3)에 기술된 피로한계상태에 대하여 검토해야 한다. | **[동일]** |

**(4) 4.10.4 해석**

| 현 행 |
|---|
| 4.10.4 해석<br>4.10.4.1 해석방법<br>KDS 24 10 11(4.6.2)에 기술된 해석의 근사적 탄성방법이나, , KDS 24 10 11(4.6.11.2)에 기술된 개선된 방법 또는 4.10.6에 기술된 콘크리트 슬래브의 경험적 설계는 4.10.3에 허용된 다양한 한계상태에 대하여 적용될 수 있다. |
| 4.10.4.2 하중<br>하중, 하중 위치, 타이어 접지 면적 그리고 하중 조합은 KDS 24 12 21, KDS 24 12 11의 조항에 따른다. |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 4.10.4 해석<br>4.10.4.1 해석방법<br>(1) KDS 24 10 11(4.6.2)에 기술된 해석의 근사적 탄성방법이나, , KDS 24 10 11(4.6.11.2)에 기술된 개선된 방법 또는 4.10.6에 기술된 콘크리트 슬래브의 경험적 설계는 4.10.3에 허용된 다양한 한계상태에 대하여 적용될 수 있다.<br>**(2) 계수시공하중 또는 KDS 24 12 11 (표 4.1-1)의 사용하중조합 I에 의한 부모멘부 외에 경간중앙 정모멘트부의 바닥판에 발생하는 교축방향 인장응력을 검토하여야 하며, 이 때 콘크리트의 수축과 온도 영향을 포함하여야 한다. 또한, 교축방향으로 인장응력이 작용하는 바닥판은 4.10.3.4 (2)에 따** | **[수정]** 바닥판의 횡방향 균열을 방지하기 위하여 관련규정 보완 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
| --- | --- |
| **라 교축방향 철근량을 배근하여야 한다.**<br><br>**(3) 콘크리트 바닥판을 갖는 합성보에서 균열의 영향은 다음의 방법을 사용하여 고려할 수 있다. 우선 비균열단면의 휨강성 (= $E_aI_1$)을 사용한 구조해석(또는 비균열해석)을 통하여 각 부재에 작용하는 최대, 최소 휨모멘트로 구한다. 다음으로 비균열해석에 의한 휨모멘트에 대하여 선형탄성이론으로 구한 콘크리트 인장연단의 응력이 콘크리트 평균인장강도 $f_{ctm}$의 2배를 초과하는 구간에 대하여 합성보 단면의 휨강성을 균열단면의 휨강성(= $E_aI_2$)으로 감소시킨다. 이와 같이 결정된 균열 및 비균열 단면 구간에 계산된 구간별 휨강성을 사용한 재해석(또는 균열해석)을 통하여, 극한한계상태 및 사용성한계상태의 검증을 위한 합성부재의 내력 및 변형을 구한다.**<br><br>**(4) 프리스트레싱 없이 강재단면 상부에 콘크리트 바닥판이 놓인 연속합성보의 경우, 합성보의 균열 및 비균열 휨강성의 분포를 다음과 같이 가정할 수 있다. 부모멘트가 작용하는 내부 지점으로부터 좌우 경간의 15% 이내 구간에서는 균열단면의 휨강성(= $E_aI_2$)을 가정하고, 그 외의 정모멘트 구간에 대해서는 비균열단면의 휨강성(= $E_aI_1$)을 사용한다. 교량의 경우 인접한 연속된 경간의 길이 비(짧은 경간/ 긴 경간)가 최소 0.6 이상인 경우에 적용할 수 있다.**<br><br>**(5) 콘크리트 바닥판의 균열폭 산정은 4.10.4.5를 따른다.** | |
| 4.10.4.2 하중<br>하중, 하중 위치, 타이어 접지 면적 그리고 하중 조합은KDS 24 12 21, KDS 24 12 11의 조항에 따른다. | **[동일]** |
| **4.10.4.3 콘크리트 바닥판 횡방향 균열 영향**<br>(1) 균열폭의 제한을 위해 KDS 24 14 21 (4.2.3.1)의 일반적 고려사항이 합성 구조물에 적용된다. 균열폭의 제한 규정은 KDS 24 14 21 (4.4.2)의 노출등급을 적용한다. 단 장지간 바닥판의 횡방향 균열은 0.2mm 이하이어야 한다.<br><br>(2) 균열폭 예측식은 KDS 24 14 21 (4.2.3.4)에 따르며, 인장철근의 응력 $f_{so}$는 콘크리트 인장 증강의 영향을 고려해서 계산해야 한다. 더 정밀한 방법이 사용되지 않을 경우 $f_{so}$는 4.10.4.5(3)에 의해 계산한다.<br><br>(3) 간편하고 보수적인 대안으로, 4.10.4.4에 정의된 최소 철근 및 | **[신설]** 바닥판의 횡방향 균열을 방지하기 위하여 관련규정 보완 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 4.10.4.5에 정의된 한계를 넘지 않는 철근 간격 및 직경을 확보함으로써 균열폭을 허용폭 이내로 제한할 수 있다. 필요시 철근 간격 및 직경은 선형보간법을 이용해 산정할 수 있다.<br><br>(4) 콘크리트 경화와 함께 합성거동 효과가 발휘되어 인장이 발생되는 곳은 시멘트의 수화열과 그로 인한 온도수축 영향을 시공중 사용성한계상태 평가시 고려해야 한다.<br><br>(5) 시멘트의 수화열에 의한 효과를 제한하기 위한 구체적인 방법을 고려하지 않는 경우, 단순화를 위해 콘크리트와 강재단면 사이 온도차를 20℃로 가정하여 균열이 발생하는 위치를 산정하고 4.10.4.4(5)에 따라 최소철근을 배근한다. 또한 4.10.4.4와 4.10.4.5에 따라 균열폭을 제한하는데 적용한다. | |
| **4.10.4.4 인장을 받는 바닥판의 교축방향 최소철근 배근**<br>(1) KDS 24 14 21 4.2.3.2(1)에 따른 더 정밀한 방법이 사용되지 않는다면, 긴장재에 의한 프리스트레싱이 없고 변위의 구속(예를 들어 건조수축에 의한 1차 및 2차 영향)에 의한 큰 인장을 받는 단면에서 추가적인 하중과 관계없이 합성보의 콘크리트 바닥판에 대한 최소 철근 단면적 $A_s$는 다음과 같다.<br><br>$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / f_{so}$ (4.3-10)<br><br>여기서,<br>$f_{ct,eff}$ : 균열이 최초로 발생할 것으로 예상되는 시점에서 유효한 콘크리트 단면의 인장강도의 평균값. $f_{ct,eff}$ 값은 균열이 발생할 것으로 예상되는 시점의 강도를 등급으로 고려하되 KDS 24 14 21 3.1.2.1(4)에 제시된 $f_{ctm}$으로 볼 수도 있다. 균열 발생 시점의 콘크리트 재령이 28일보다 작다고 보기 어려울 때 3MPa 의 최소 인장강도가 사용될 수 있다.<br>$k$ : 일정하지 않은 자기평형(self-equilibrating) 응력의 영향을 고려하는 계수로서 0.8을 사용할 수 있다.<br>$k_s$ : 초기 균열이나 전단 연결의 국부 슬립에 의한 콘크리트 바닥판 축력의 감소의 영향을 고려하는 계수로서 0.9를 사용할 수 있다.<br>$k_c$ : 균열 발생 직전 단면의 응력 분포를 고려하는 계수로서 다음과 같다.<br><br>$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_o)} + 0.3 \le 1.0$ (4.3-11) | **[신설]** 바닥판의 횡방향 균열을 방지하기 위하여 관련규정 보완 |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| $h_c$ : 헌치나 리브를 제외한 콘크리트 바닥판의 두께<br>$z_o$ : 균열이 발생하지 않는 콘크리트 바닥판 도심과 합성 단면 도심 사이의 수직 거리로서 단기 하중에 대한 탄성계수비 $n_0$를 사용하여 구한다.<br>$f_{so}$ : 균열 직후 철근에서 허용되는 최대 응력. 이는 기준 항복강도 $f_y$로 취할 수 있다. 그러나, 요구되는 균열 폭을 만족시키기 위해 철근 직경에 의존하는 더 낮은 값이 필요할 수도 있다. 이러한 값은 표 4.3-3에 제시되어 있다.<br>$A_{ct}$ : 하중이나 건조수축의 1차효과에 의해 인장을 받는 경우에 균열 직전의 콘크리트 인장을 받는 단면적으로 정의하고 간략하게 유효폭 내의 콘크리트 단면적을 사용할 수도 있다.<br>(2) 최소 철근에 대한 최대 철근 직경은 다음과 같은 $\phi$ 값에 따라 수정될 수 있다.<br>$\phi = \phi^* f_{ct,eff}/f_{ct,0}$ (4.3-12)<br>여기서, $\phi^*$ : 표 4.3-3에 주어진 최대 철근 직경<br>$f_{ct,0}$ : 기준 강도로 2.9MPa<br>**표 4.3-3 : 이형 철근에 대한 최대 철근 직경**<br>(3) 적어도 요구되는 최소 철근의 반은 바닥판의 중간 높이와 더 큰 인장 변형률이 발생하는 면 사이에 배근해야 한다.<br>(4) 보 길이 방향에 직각으로 변화하는 두께를 가진 콘크리트 바닥판의 최소 철근을 결정하기 위해서는 각 위치별 두께가 사용되어야 한다.<br>(5) 특성 하중조합에 대해 (1) 및 (2)에 의한 최소 철근은 응력이 인 | |

| 철근 응력 $f_{so}$ $(MPa)$ | 설계 균열폭 $w_k$에 대한 최대 철근 직경 $\phi^*$ (mm) | | |
|---|---|---|---|
| | $w_k = 0.4$mm | $w_k = 0.3$mm | $w_k = 0.2$mm |
| 160 | 40 | 32 | 25 |
| 200 | 32 | 25 | 16 |
| 240 | 20 | 16 | 13 |
| 280 | 16 | 14 | 8 |
| 320 | 14 | 10 | 6 |
| 360 | 10 | 8 | 5 |
| 400 | 8 | 6 | 4 |
| 450 | 6 | 5 | - |

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| 장인 곳에 배근되어야 한다.<br><br>(6) 부착된 긴장재의 사용되는 경우, 부착된 긴장재가 최소 철근량에 미치는 영향은 콘크리트구조기준에 따라 고려한다. | |
| **4.10.4.5 인장을 받는 바닥판의 직접 하중에 의한 균열의 제어**<br>(1) 적어도 4.10.4.4에 의한 최소 철근이 제공되었을 경우, 일반적으로 철근 간격과 직경을 제한함으로써 균열폭을 허용치로 제한할 수 있다. 최대 철근 직경과 최대 철근 간격은 철근 응력 $f_{so}$ 나 설계 균열폭에 의존한다. 최대 철근 직경은 표 4.3-3에, 최대 철근 간격은 표 4.3-4에 주어져 있다. | [신설] 바닥판의 횡방향 균열을 방지하기 위하여 관련규정 보완 |

**표 4.3-4 : 이형 철근에 대한 최대 철근 간격**

| 철근 응력 $f_{so}$ (MPa) | 설계 균열폭 $w_k$에 대한 최대 철근 간격 (mm) | | |
|---|---|---|---|
| | $w_k = 0.4\text{mm}$ | $w_k = 0.3\text{mm}$ | $w_k = 0.2\text{mm}$ |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | - |
| 360 | 100 | 50 | - |

(2) 단면력(내력)은 콘크리트 균열의 영향을 고려하여 4.3.9 및 KDS 24 10 11 (4)에 따라 탄성 해석에 의해 결정되어야 한다. 철근 응력은 균열 사이에서 콘크리트의 인장 증강의 영향을 고려하여 결정되어야 한다. 더 정밀한 방법이 사용되지 않을 경우 응력은 (3)에 따라 계산될 수 있다.

(3) 균열이 발생했으며 텐던에 의한 프리스트레싱이 없다고 가정된 콘크리트 바닥판이 있는 합성 보에서 철근 응력은 콘크리트를 무시한 합성 단면에 근거한 응력과 비교할 때 균열 사이의 콘크리트 인장 증강의 영향에 의해 증가한다. 하중에 의한 철근 인장응력 $f_{so}$는 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$f_{so} = f_{so}' + \Delta f_s \qquad (4.3\text{-}13)$$

$$\Delta f_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \qquad (4.3\text{-}14)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \qquad (4.3\text{-}15)$$

여기에서,

| 개 정 (안) | 근거 / 사유 |
|---|---|
| $f_{so}'$ 는 합성 단면에 작용하는 단면력(내력)에 의해 발생하는 철근 응력으로 인장측 콘크리트를 무시하고 계산한다.<br>$f_{ctm}$ 콘크리트의 평균 인장 강도로서, 일반 콘크리트의 경우 $f_{ctm}$으로 볼 수도 있고, 경량 콘크리트의 경우 $f_{lctm}$으로 볼 수도 있다.<br>$\rho_s$ 철근비. $\rho_s = A_s/A_{ct}$<br>$A_{ct}$ 인장 구역내의 콘크리트 바닥판의 유효 단면적. 간략하게 유효폭 내의 콘크리트 단면적을 사용할 수 있다.<br>$A_s$ 유효 단면적 $A_{ct}$내의 모든 종방향 철근 층의 총단면적<br>$A, I$ 인장측 콘크리트와 강재 박판(데크플래이트)을 무시한 유효 합성 단면의 단면적 및 단면이차모멘트<br>$A_a, I_a$ 구조용 강재 단면에 대응되는 단면적 및 단면이차모멘트<br><br>(4) KDS 24 14 21 (4.2.3.4(2))의 (4.2-5)에 의해 변형률 차이를 계산할 때 0.4는 kt로 적용한다. 이때, kt는 단기하중일 경우 0.6, 장기하중일 경우 0.4로 한다.<br><br>(5) KDS 24 14 21 (4.2.3.4(3))에 의해 최종균열의 최대 간격을 계산할 때 부재의 하중작용에 따른 계수, k2는 휨과 직접인장을 동시에 받는 경우 다음의 식으로 구할 수 있다.<br>$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1$ (4.3-16)<br>(6) KDS 24 14 21 (4.2.3.4(1))에 따라 균열폭을 직접 계산할 경우 최대균열 간격 $l_{r,\max}$는 다음의 식으로 구한다.<br>$l_{r,\max} = \dfrac{0.425 k_1 k_2 d_b}{\rho_e}$ (4.3-16)<br>(6) 텐던에 의한 프리스트레싱이 없는 구조물에서 $f_{so}$를 결정하기 위해 일반적으로 준영구적 하중 조합이 사용되어야 한다.<br><br>(7) 부착된 긴장재가 있는 경우, 인장 증강 효과를 고려한 $f_{so}$를 결정하기 위하여 KDS 24 14 21 (4.2.3)을 따라야 한다. | **[수정]** EC2의 최대균열간격 평가식에 독일의 국가부록(NA) 상수값을 적용하여 식 제시 : 강합성거더교의 부모멘트부 바닥판 균열폭을 평가하는데 있어서 EC2에 제시된 $k_3$의 기본 상수값 3.4를 적용할 경우 피복두께의 영향이 과도하게 포함되는 경향이 있으므로, EC2에 대해 독일국가부록에서 제시하고 있는 $k_1, k_2 = 1.0$, $k_3 = 0$, $k_4 = 1/3.6$ 값을 적용하는 것이 합리적일 것으로 판단됨. |

# 제 5 장 공용 중 교량 바닥판 손상현황 분석 및 개선안 도출

## 5.1 교량 바닥판 점검 결과에 기반한 손상 유형 조사

- 교량 바닥판은 교통하중 뿐 아니라 다양한 환경적 요인에 직접 노출되는 구조 부재로 광범위한 손상 기록이 존재하기 때문에 점검 및 안전진단 결과로부터 주요 손상 유형을 조사하여 개선점을 도출할 수 있다.
- 콘크리트 바닥판의 주요 점검 항목인 파손, 충격손상, 균열(과응력균열, 부식균열, 일반균열), 박리(완전박리, 부분박리)의 발생 시기 및 위치를 분석한다.
- 콘크리트 바닥판의 구성요소는 바닥판 자체 뿐 아니라 포장, 신축이음, 배수, 난간, 연석 및 보도를 포함하고 이들의 특성에 따라 노후화에 영향을 받는다.
  - 바닥판 시공 중 : 소성침하 균열, 소성수축 균열, 거푸집 조기탈형, 지지구조의 불안전에 의한 부등침하균열
  - 바닥판 시공 후 : 건조수축, 온도변화, 차륜하중이나 충격에 의한 균열
  - 동결융해, 화학작용, 염해, 알칼리 골재반응의 환경적 요인에 의한 균열

표 5.1.1 손상의 구분

| 구 분 | 정 의 |
|---|---|
| 결 함 | 계획, 설계 및 시공단계에서 목표와는 다르게 비정상적으로 건설되어 부정적으로 작용하는 불완전한 초기하자상태 |
| 손 상 | 구조물에 외적 또는 내적으로 작용하는 물리적인 힘에 의해 불완전하게 된 상태 |
| 열 화 | 자연력 및 인위적 작용을 받는 구조물이 시간이 경과됨에 따라 물리적, 화학적으로 변질, 변형되어가는 현상 |

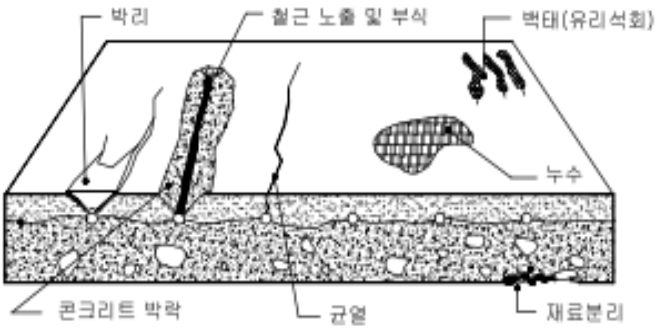



그림 5.1.1 바닥판의 손상유형

- 교량 바닥판의 설계 수명을 좌우하는 대표적인 손상 요인 포장손상으로 인해 수분이 체류하는 기간 증가로 내부 철근 부식 및 재료 열화, 초기 발생 균열의 관통 혹은 하부 염분 노출로 인한 바닥판 하면 박리, 배구수 근처 혹은 포장 면 관리 부실로 인한 부분 체수에 따른 손상, 신축이음부 불량이나 단차로 인한 부분 손상이 있다.
- 교량 바닥판의 관리를 위해서는 내하력 평가에 의한 의사결정보다는 사용수명설계(Service Life Design) 차원에서 관리 요소를 도출하고 보수 방법과 우선순위를 결정하는 것이 바람직하다.
- 교량 바닥판의 설계 수명을 증가시키고 보수 비용을 절감하기 위해서는 초기 균열 보수, 포장 평탄성 및 배수 관리, 부분적 충격 유발하는 단차 관리가 구조적인 철근 배근에 따른 균열 발생 관리보다 더 중요하게 고려될 필요가 있다.



바닥판 상면 손상 유발 포장손상



바닥판 하면 박리(상면관통균열 혹은 하면 염분노출)



배수구 근처 체수현상



신축이음 손상연계

그림 5.1.2 바닥판의 손상유발 대표요인

• 콘크리트 바닥판의 손상 기록을 정기점검 및 안전진단 보고서와 외관조사망도를 통해서 조사하고 구조적, 환경적 요인들이 손상의 형태와 정도에 미치는 영향을 분석하였다.

• 콘크리트 바닥판의 손상은 시공 후 초기 발생 손상이 가장 중요한 영향을 미치는 것으로 파악되는데 대부분 이를 비구조적 수축 균열로 평가하여 한시적인 균열보수로 대응하여 이후 관통 균열 및 망상균열로 진전되는 양상을 보였다.

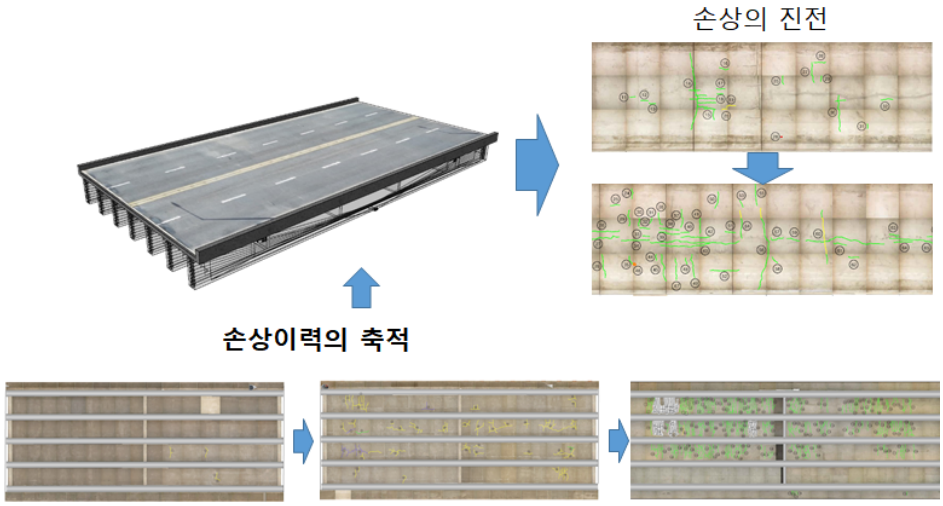



그림 5.1.3 바닥판의 손상진전

• 바닥판 손상의 유형과 진전을 파악하기 위해 DB-18 하중으로 설계된 노후화된 교량 바닥판과 상대적으로 최근에 시공된 바닥판에 대한 손상을 아래와 같이 조사하였다.

• 바닥판 두께가 180 mm 인 경우에는 차량 하중의 증가로 인해 망상균열 형태가 광범위하게 발생하였고 섬유보강 혹은 강판 보강을 한 경우에도 손상은 지속적으로 증가하여 교체에 이르게 된다. 유럽의 사례처럼 상부철근을 노출시키는 수준까지 기존 콘크리트를 제거하고 단면을 증설하거나 교체하는 것이 대책으로 판단된다.

표 5.1.2 바닥판 두께 180mm인 경우의 손상

| | | | |
|---|---|---|---|
| 준공년도 | 1977 | 바닥판<br>규모 | 11경간, 최대 24.2m,<br>폭 22.5m, 두께 180mm, 27MPa |
| 상부구조 | PSC-I (2.3m 간격) | 설계 하중 | DB 18 |
| 포 장 | 아스콘 | 배 근 | 주철근 150, 배력철근 200 간격,<br>덮개 50 mm |
| 환경조건 | 온도 -18° ~ 37°, 상대습도 : 63%<br>적설량 285mm, 동경융해 : 15일<br>연간 강수량 2044mm, 도심지 위치 | **주요 관점** | 바닥판 두께 영향<br>보수 후 거동 |

표 5.1.2 바닥판 두께 180mm인 경우의 손상 - 계속

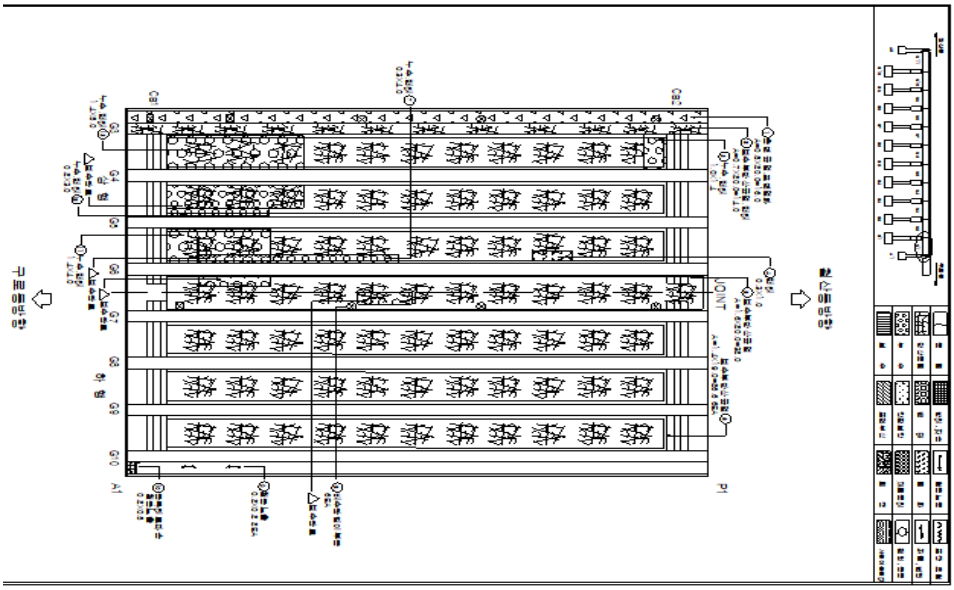
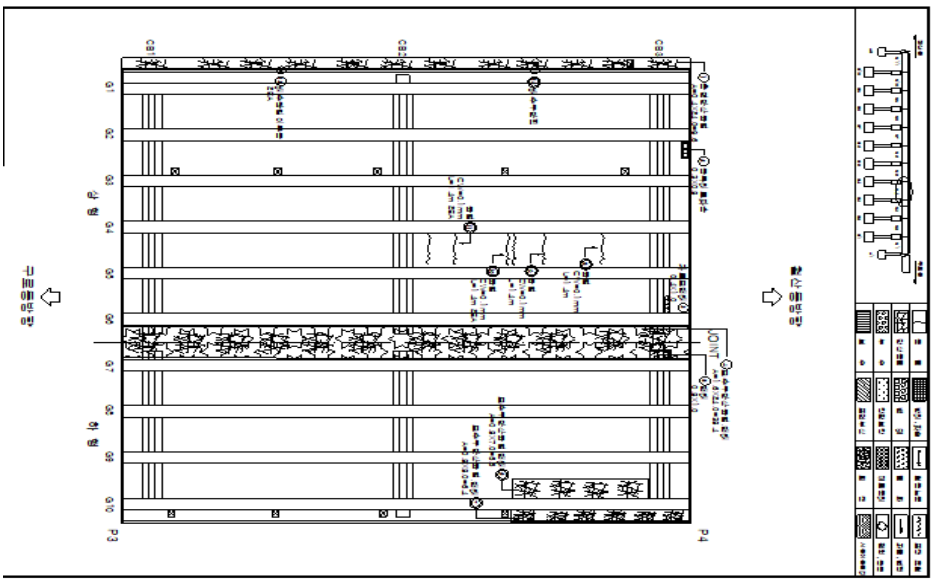
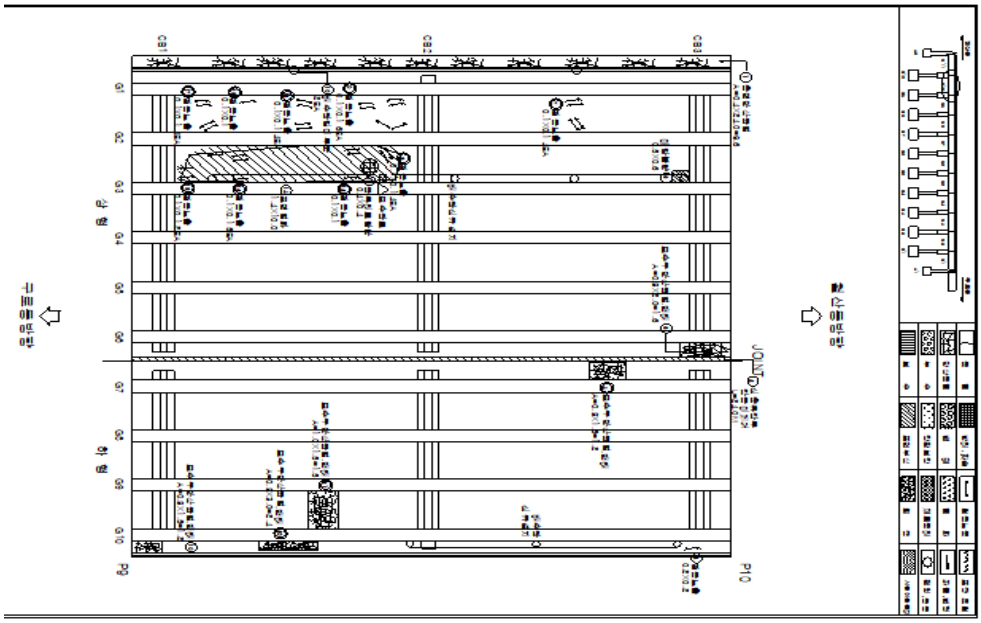
| | |
|---|---|
| 2010년<br>손상<br>(1경간) | <br> |
| 2010년<br>손상<br>(4경간) | <br> |

표 5.1.2 바닥판 두께 180mm인 경우의 손상 - 계속

| | |
|---|---|
| 2010년 손상<br>(10경간) |  |

- 바닥판 균열은 타설 후 초기에 발생하는 횡방향 균열의 영향이 매우 중요한데 동일 교량에서 강재거더와 콘크리트 거더가 있는 교량을 대상으로 조사한 결과 그 영향이 뚜렷하게 나타난다.
- 거더의 수를 축소하거나 강재 거더를 사용하는 경우에는 횡방향 균열 발생을 최소화하기 위해 종방향 철근 배근시 작은 직경의 철근 사용이나 균열폭 제어를 위한 설계 검토 항목을 추가하여 대응할 필요가 있다.
- 콘크리트 품질관리에서 과도한 건조수축이 발생하지 않도록 배합설계와 초기 양생 관리에 주의를 기울여야 함. 초기에 횡방향 균열이 과도하게 발생한 경우에는 균열 보수와 더불어 방수층과 포장에 대한 보완 대책을 동시에 강구하도록 해서 장기적인 내구성 증진 대책이 요구될 필요가 있다. 표면 보수 등의 조치는 한계가 있는 대책으로 상태 평가시에 이전 손상 기록을 고려할 필요가 있다.

표 5.1.3 바닥판 두께 200mm 바닥판의 균열 양상

| | | | |
|---|---|---|---|
| 준공년도 | 1985 | 바닥판<br>규모 | 13경간, 최대 30.0m<br>폭 13.2m(왕복2차로), 두께 200mm |
| 상부구조 | PSC-I | 설계 하중 | DB 24 |
| 포 장 | 아스콘 | 배 근 | |
| 환경조건 | 온도 -13° ~ 38.4°, 상대습도 64%<br>적설량 125 mm, 동결융해 9일<br>연간강수량 1430.4mm | 주요 관점 | 콘크리트 거더 종류 영향<br>기존바닥판 및 확장 후<br>신축이음장치 미설치 영향(우수 유입) |

표 5.1.3 두께 200mm 바닥판의 균열 양상 - 계속

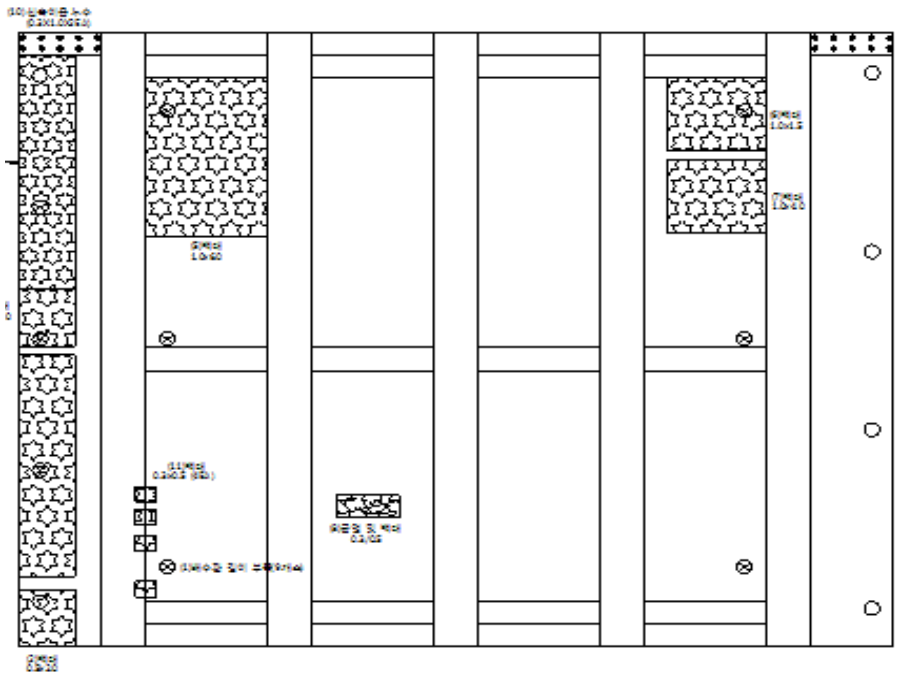
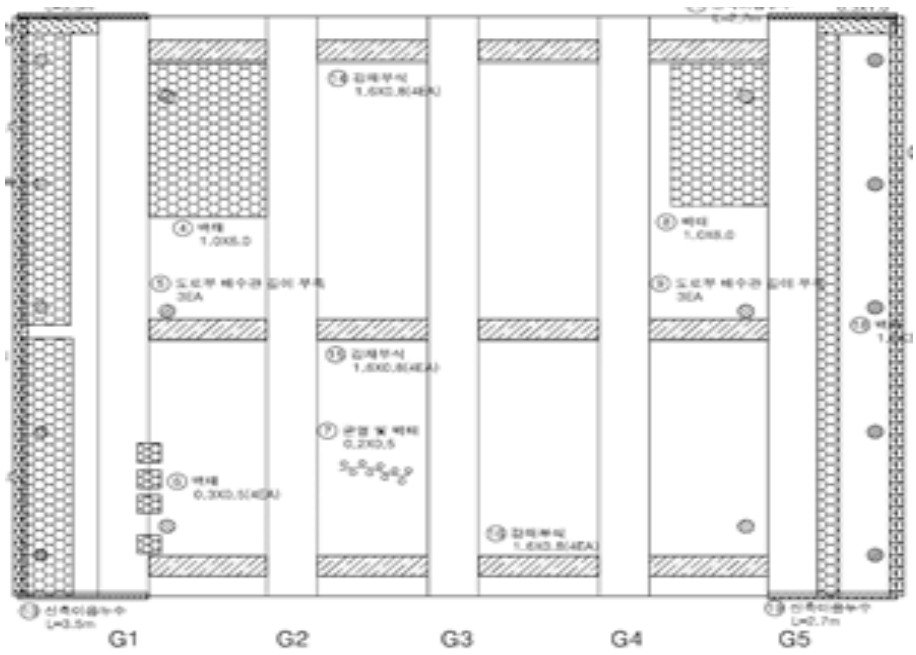
| | |
|---|---|
| 2012~2018년<br>손상<br>(1경간) | <br>2012<br><br>2018 |

표 5.1.3 두께 200mm 바닥판의 균열 양상 - 계속

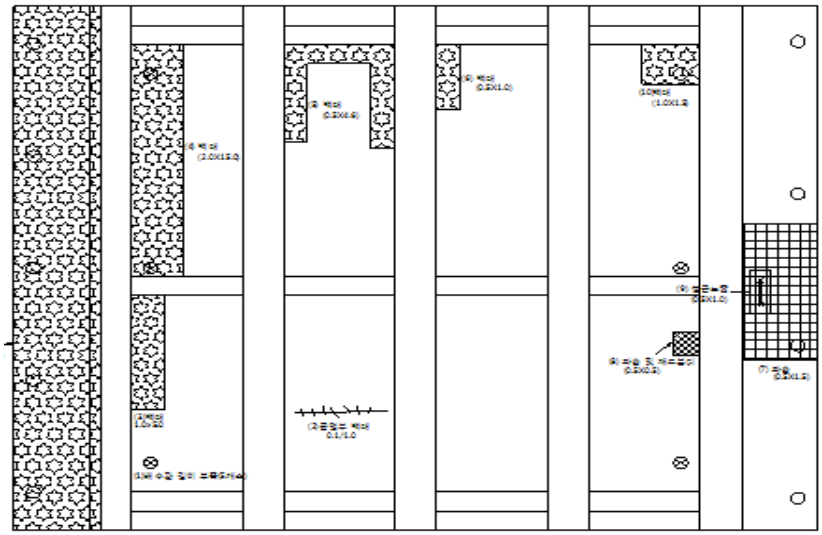
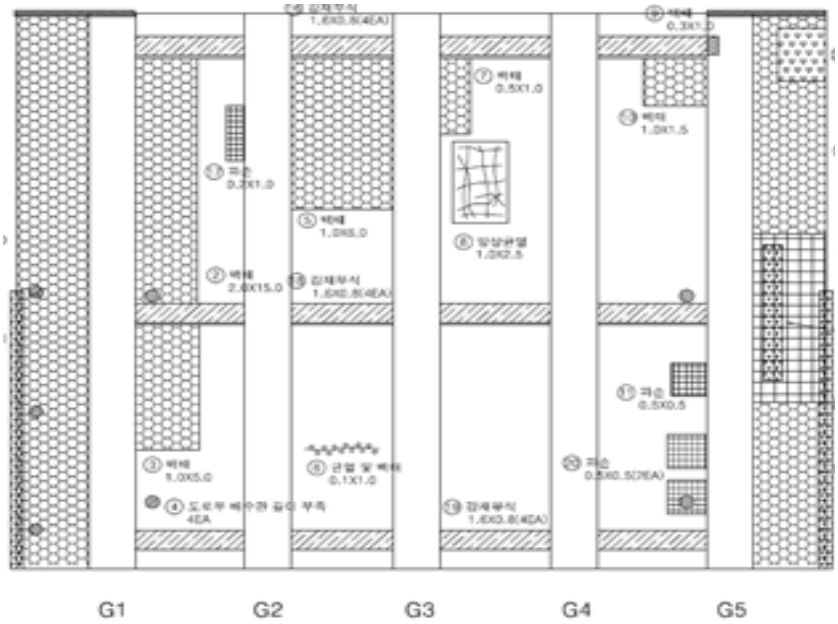
| | |
|---|---|
| 2012~2018년<br>손상<br>(13경간) | <br>2012<br><br><br>2018 |
| 기존 바닥판과<br>확장바닥판의<br>백태 |   |

표 5.1.4 거더의 종류에 따른 균열 양상

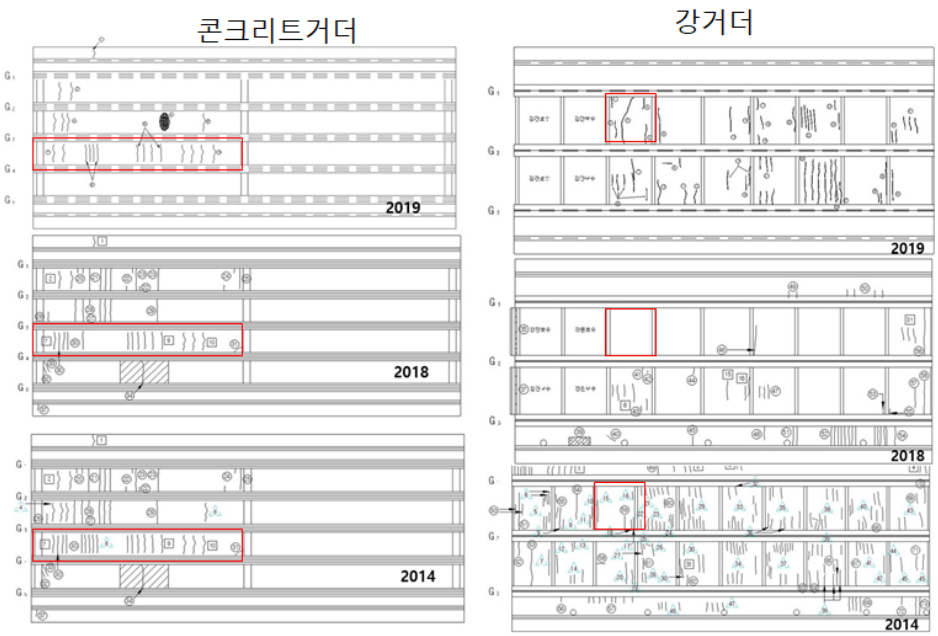
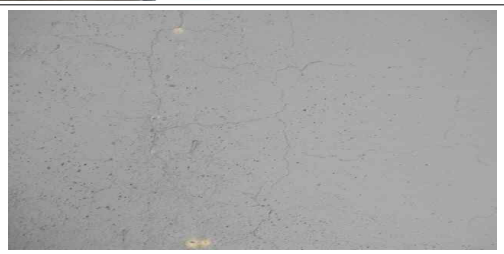
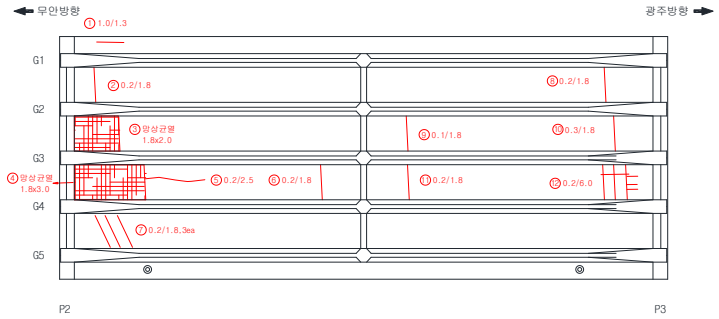
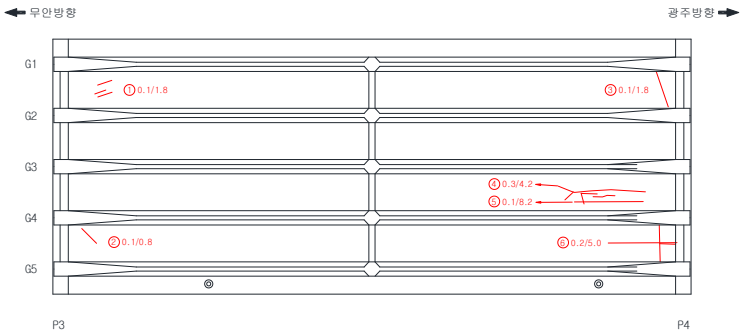
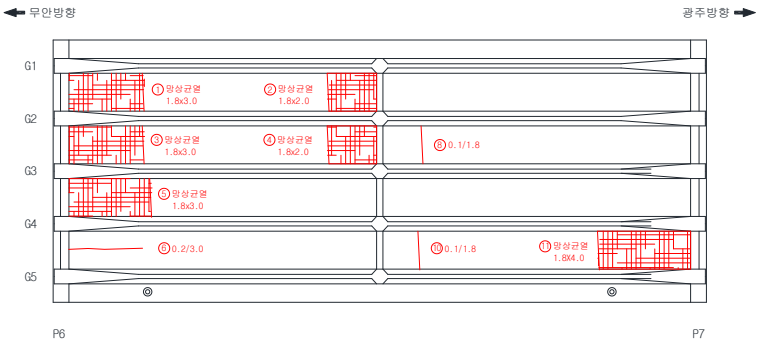
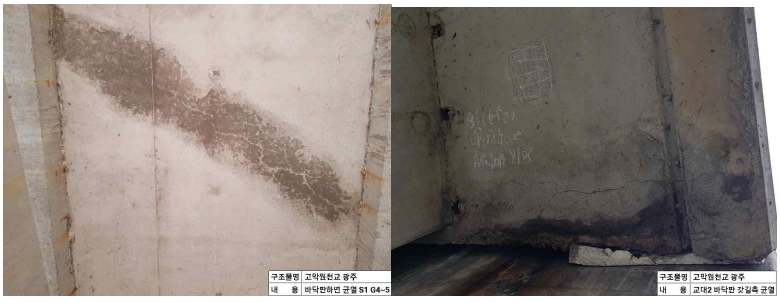
<table>
<tr><td>준공년도</td><td>1984</td><td>바닥판<br>규모</td><td>22경간, 최대 30.6/60.5m<br>폭 11.7m, 두께 /320mm, 27MPa</td></tr>
<tr><td>상부구조</td><td>PSC-I / SPG, 2.3m / 4m 간격</td><td>설계<br>하중</td><td>DB 24</td></tr>
<tr><td>포장</td><td>아스콘</td><td>배근</td><td>100-200 간격 / 100-125간격<br>(As=2865mm$^2$, Md=219.2kN<br>m>Mu=161.8)<br>피복 32/30</td></tr>
<tr><td>환경조건</td><td>온도 -13 ~ 38 상대습도 64%<br>동경융해 9일 적설량 125 mm<br>연간강수량 1430mm 낙동강 위치</td><td>주요<br>관점</td><td>거더 종류 영향<br>(동일교량에 콘크리트 및 강거더)</td></tr>
<tr><td>거더형식에 따른 균열 발생 형태의 차이</td><td colspan="3">
</td></tr>
<tr><td>철근노출 손상</td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td>보수 후 손상 재발견</td><td colspan="3">
2005년 망상균열

2010년 (표면보수 이후 균열 재관찰)</td></tr>
</table>

표 5.1.5 종방향 균열 발생 사례

| | | | |
|---|---|---|---|
| 준공년도 | 2007 | 바닥판 규모 | 8경간, 35m, 폭 11.99m<br>두께 240mm, 27 MPa |
| 상부구조 | PSC-I (2.5m 거더 간격) | 설계 하중 | DB 24 |
| 포장 | | 배근 | |
| 환경조건 | 온도 / 연간 강수량<br>상대습도 / 적설량 , 동경융해 | **주요 관점** | 종방향 균열 발생 사례 |
| 2019년 손상 (3경간) |  | | |
| 2019년 손상 (4경간) |  | | |
| 2019년 손상 (7경간) |  | | |
| 2013년 손상 |  | | |

- 콘크리트 바닥판의 손상은 포장과 방수층, 신축이음, 배수홀의 위치, 평탄성과 관련성이 높은 것으로 판단된다. 교량 바닥판의 보수 비용을 절감하고 전체적인 설계 수명을 연장하기 위해서는 그림 5.1.4에서 보는 바와 같이 손상이 집중되는 구간 (2경간과 3경간 사이)의 문제점을 파악하고 이를 개선해야 한다. 포장 손상 부위와 바닥판 하면 손상 부위가 유사하고 캔틸레버 끝단과 단부 근처의 손상이 많은 것은 평탄성과 배수 처리가 주된 원인으로 판단된다.
- 콘크리트 바닥판의 손상이 집중적으로 발생하는 부위는 준공시 포장이후에 평탄성에 대한 품질검사를 면밀하게 수행하고 배수홀 주변과 신축이음부, 캔틸레버 끝단에 대한 마감 품질을 높여야 할 것으로 판단된다.

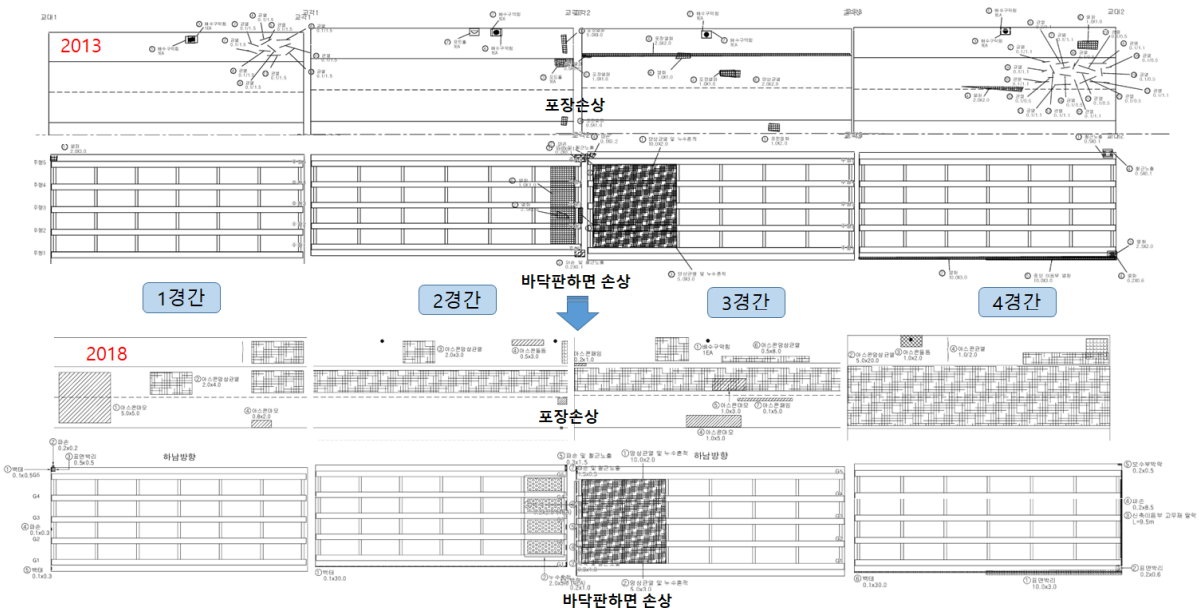



그림 5.1.4 바닥판 손상 진행 현황(PSC거더교 사례)

- 콘크리트 바닥판의 손상을 평가하기 위해 외관조사망도와 GPR 데이터를 함께 분석하면 바닥판 상면과 하면의 손상이 상호 일치함을 알 수 있고 방수층의 손상으로 인해 관통균열을 통한 누수가 발생하고 바닥판 하면 누수와 부식, 콘크리트 탈락의 손상 진전을 유발하게 된다.
- 콘크리트 바닥판의 손상을 사전에 방지하거나 지연시키기 위해서는 포장에 대한 관리와 함께 방수층 품질 및 교체 주기를 관리해야 한다. 현재는 손상이 많은 바닥판에 대해서 GPR을 통한 진단을 실시하지만 하자보수기간 만료 전에 실시하여 사전에 예방할 수 있는 안을 수립하는 것이 바람직하다.

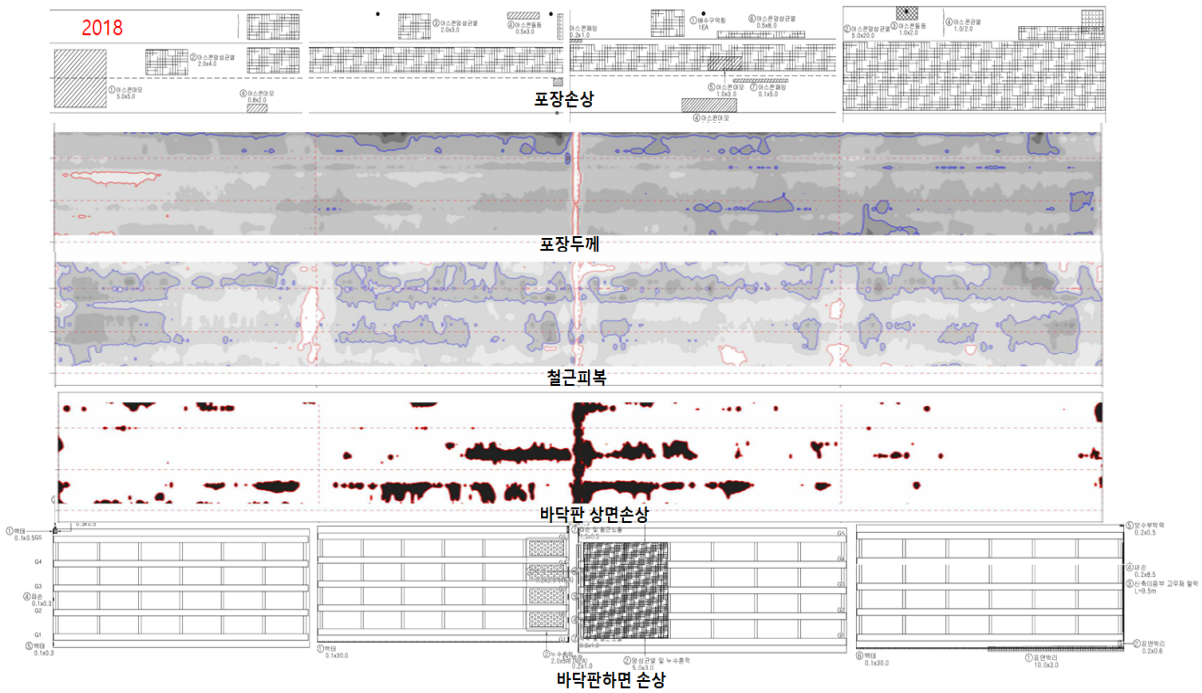



그림 5.1.5 바닥판 손상과 연관성 분석 예시

- 콘크리트 바닥판 손상 기록에서 취약부위에 대한 판단이 가능한데 특히 신축 이음부와 횡구배와 배수구 위치 근처에 있는 바닥판은 수분에 노출되는 시간이 길어져서 재료 손상이 집중되는 현상을 보였다. 또한, 외측 차선은 중차량 통행이 많아 손상 진전도 빠른 것으로 판단된다.

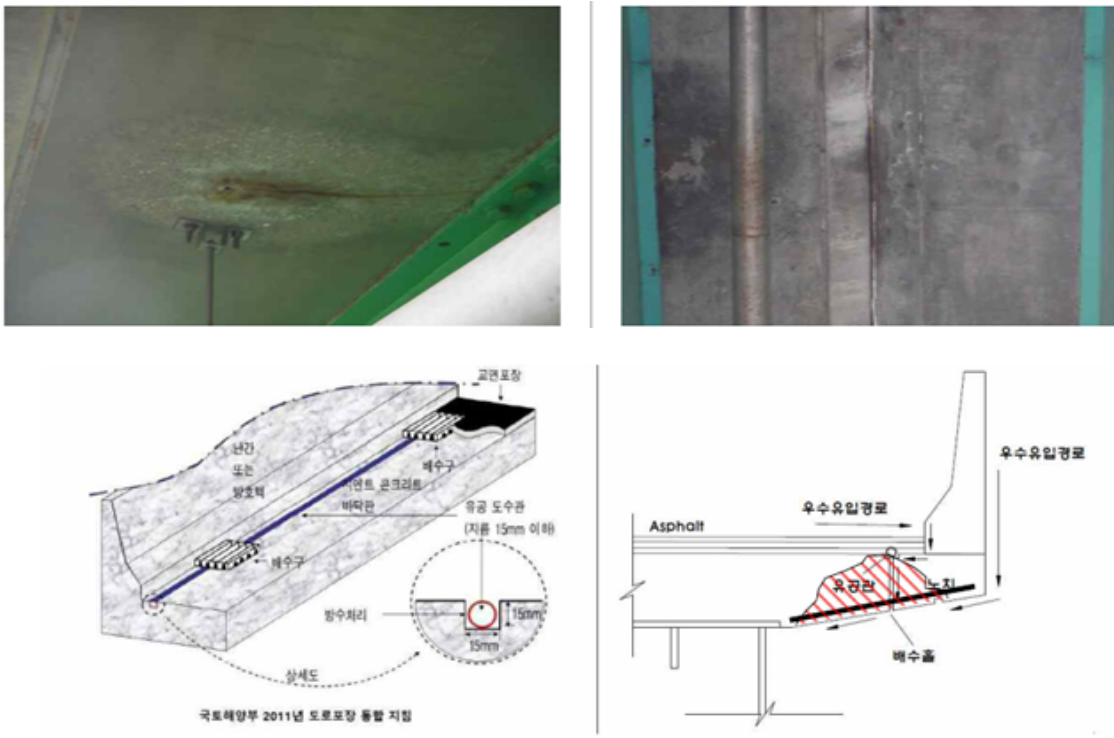



그림 5.1.6 바닥판 하면 손상 유발 배수홀 주변

- 콘크리트 바닥판 손상에서 가장 빈번하게 나타나는 것이 캔틸레버 끝단에서의 재료 열화에 이은 철근 부식이다. 이로 인해 콘크리트 단면이 탈락되는 현상이 나타나고 거더 등의 하부구조의 내구성에도 좋지 않은 영향을 미친다.




그림 5.1.7 캔틸레버 바닥판 손상 유발

## 5.2 교량 바닥판 균열 손상과 설계변수의 상관관계 분석

- 교량 바닥판의 균열은 발생방향에 따라 횡균열, 종균열, 사균열로 구분할 수 있고 발생 형태에 따라 일방향 균열, 양방향 균열, 망상 균열로 구분되며 발생 깊이에 따라 표면균열 및 관통 균열로 나눌 수 있다.
- 최근의 실무사례에서 거더의 수를 줄이고 경간을 늘리고 콘크리트 강도를 증진시키는 것은 교량 바닥판 균열 발생 가능성을 모두 높이게 되어 이에 대한 대책이 반드시 필요하다. 특히, 배력철근 설계시에 균열폭 제어 항목을 포함하도록 할 필요가 있다.

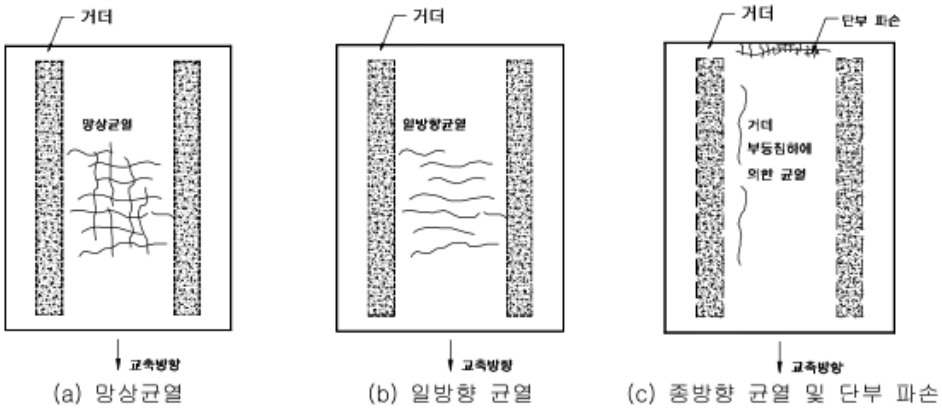



그림 5.2.1 거더교 바닥판 균열 (도로공사, 2016)

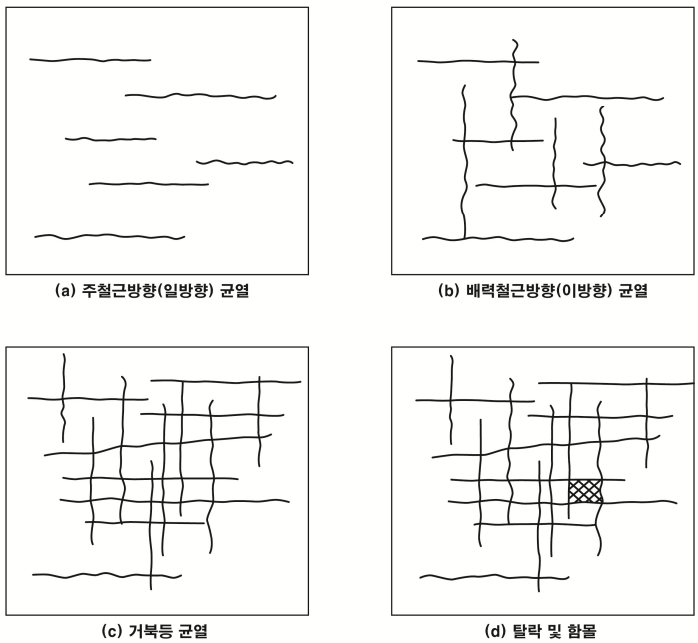



그림 5.2.2 콘크리트 바닥판에 발생하는 균열의 진행 (도로공사, 2016)

- 교량 바닥판의 손상 유형 및 원인 분류는 2013년에 조사한 사례가 있음. 이러한 손상의 발생 시기와 원인을 구체적으로 연계하고 이를 개선하기 위한 준공시의 하자에 대한 보수와 공용 초기에 원인제거를 통한 예방적 유지관리가 반드시 필요하다.
- 교량 바닥판의 손상의 최소화를 위해서는 설계적인 측면에서 개선사항과 손상 진전 및 심화를 방지하기 위한 원인제거 중심의 조치 사항이 이루어지도록 제시해야 함. 특히, 내구성에 영향을 미치는 상세와 배수홀, 신축이음, 물끊기, 포장보수시 구배 및 평탄성 확인 등에 대한 대응이 필수적으로 이루어지도록 해야 한다.

표 5.2.1 바닥판의 손상유형 및 원인분류 (도로공사, 2013)

| 유 형(%) | 세부유형(%) | 원 인(%) | |
|---|---|---|---|
| 균 열 (70.7) | 휨 (3.6) | 결함 | · 시공불량(1.2) · 설계강도부족(2.4) |
| | 건조수축 (67.5) | 결함 | · 시공불량(67.5) |
| | 철근부식 (3.8) | 열화 | · 피복부족, 우수유입(3.8) |
| | 기 타 (1.0) | 결함 | · 시공불량(0.8) · 보수불량(0.2) |
| 박리, 박락 (49.4) | 박 리 (8.3) | 결함 | · 시공불량(7.6) · 보수불량(0.2) |
| | | 손상 | · 외부충격(0.6) |
| | 박 락 (층분리, 철근노출) (47.0) | 결함 | · 시공불량(8.7) · 보수불량(1.5)<br>· 신축이음 교체시(0.2) |
| | | 손상 | · 차량충돌(0.4) · 외부충격(3.5) |
| | | 열화 | · 피복부족, 철근부식(32.7) |
| 백태, 누수 (65.6) | 백 태 (57.5) | 결함 | · 물끊기홈 불량(2.3) · 배수관 누수(2.9)<br>· 중분대측 누수(5.4) · 보수·보강부 누수(0.3)<br>· 미세균열,우수유입(40.0) |
| | | 열화 | · 신축이음부누수(6.7) |
| | 누 수 (31.9) | 결함 | · 물끊기홈 불량(4.5) · 배수관 누수(1.5)<br>· 중분대측 누수(5.4) · 보수·보강부 누수(0.1)<br>· 미세균열,우수유입(16.2) |
| | | 열화 | · 신축이음부누수(4.2) |
| 재료분리 (22.4) | 재료분리(골재노출) (20.5) | 결함 | · 시공불량(20.5) |
| | 기 타 (3.1) (표면불량) | 결함 | · 시공불량(3.1) |
| 기타손상 (20.7) | 변색(오염) (4.8) | 결함 | · 시공불량(0.2) |
| | | 손상 | · 매연(0.1) |
| | | 열화 | · 우수유입(4.5) |
| | 마감불량 (3.8) | 결함 | · 시공불량(3.8) |
| | 데크 플레이트 손상 (13.5) | 결함 | · 도장불량(0.8) |
| | | 열화 | · 중분대측 누수(1.0) · 신축이음부누수(1.3)<br>· 우수유입(9.1) · 바닥판상면 누수(1.3) |

- 교량의 설계에서 변화된 환경여건에 맞추어 배수설계에 대한 재검토가 필요하고 품질 불량이 나타나는 물끊기, 상하행선 분리구간의 방호벽, 교량-토공 접속부 슬래브 평탄성이 개선 대상이 될 수 있다.
- 교량 바닥판의 방수층에 대한 설계에서 환경적인 요인에 바닥판 상면이 노출되지 않도록 하는 공법을 선택하도록 하고 고강도 콘크리트를 갖는 바닥판 설계를 완화할 필요가 있다.
- 교량 바닥판의 초기 균열 발생을 억제할 수 있는 철근 상세에 대한 고려가 필요하고 균열 발생시 주로 수행하는 에폭시 보수가 추가적인 균열을 유발할 수 있기 때문에 관통균열을 방지할 수 있는 방안이 강구되어야 한다.
- 교량 바닥판의 내하력 부족에 따른 보강 방안으로 강판 보강과 FRP 보강이 주로 활용되어 왔고 최근에 이에 대한 해체 후 내하력 시험을 통해 얻은 결과로부터 강판 보강은 연성과 강도 증가의 유효성이 높은 반면에 FRP 보강은 취성적인 거동을 유발하게 되어 주의가 요구됨을 알 수 있다.

## 5.3 개선(안)

- 바닥판의 손상이력으로부터 손상의 주요한 유형을 분석하고 이로부터 바닥판 성능을 개선하고 설계수명을 연장할 수 있는 방안을 제시하고자 하였다. 그림 5.3.1에서의 예시와 같이 주요한 보수 전략이 바닥판 상면에 대한 청소, 씰링, 균열씰링, 폴리머 도포나 폴리머 아스팔트 도포와 같이 정기적인 대처가 바람직하다.

| NBI Item 58 | Preservation Activity | Interval Years |
|---|---|---|
| ≥ 7 | Deck Sweeping/Washing | 1 to 2 |
| | Crack Sealing | 3 to 5 |
| | Deck Sealing | 3 to 5 |
| | Polymer Overlay | 8 to 12 |
| | Polymer-Modified Asphalt Overlay | 12 to 15 |

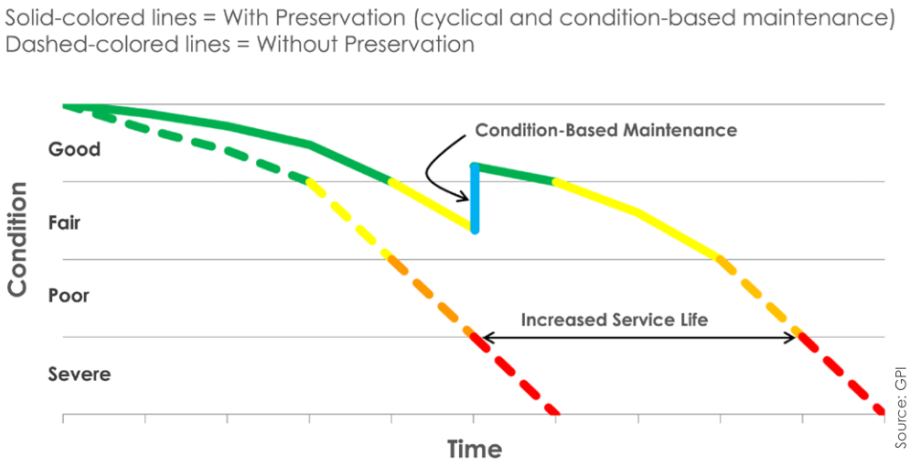



그림 5.3.1 교량수명연장의 효과 (FHWA, 2018)

- 바닥판의 초기 손상을 최소화하기 위해서는 콘크리트의 초기 거동에 따른 균열 발생 가능성을 설계시 검토하여 적절한 철근 배근이 이루어지도록 해야 한다. 시멘트량이 과다한 고강도 콘크리트 사용에 주의해야 하고 양생 및 균열 제어 측면에서의 설계가 이루어져야 한다.
- 바닥판의 손상과 이에 연관된 교량 손상의 사례로부터 교량 상면의 평탄성, 배수설계 및 배수 관련 장치의 유지관리의 중요성이 매우 높다는 것을 알 수 있다.
- 초기 손상 발견시 보수 방법을 바닥판의 손상이력으로부터 평가하여 추가적인 균열을 유발하는 에폭시 보수에 대한 대안 검토가 필요하고 안정화된 미세 균열은 수분과 환경적 요인 침투를 방지하는 공법 활용이 요구된다.
- 교량 바닥판의 손상 발견시 보수를 실시할 때 “Halo effect”에 대한 주의가 요구된다고 보고되고 있다. 부분 보수를 하는 재료에는 염화물이 없고 이 주변의 기존 바닥판 콘크리트에는 염화물 잔류가 많다면 부식 포텐셜이 매우 높아져서 급속한 철근 부식을 유발할 수 있다. 이에 대한 대책이 강구될 필요가 있다.
- 교량의 구조 형식상의 개선점으로 캔틸레버 바닥판의 끝단의 손상을 최소화할 수 있는 대책이 필요하다. 현장타설 방호벽 타설시 기 타설된 바닥판 상면의 레이턴스 제거가 불완전해서 경계면으로 누수와 염화물 침투가 이루어지고 철근 부식이나 하부 구조 내구성에 좋지 않은 영향을 미치게 되는 것을 차단해야 한다. 상하행선 분리되는 경계면에서의 내구성 문제를 해결할 수 있는 상세가 강구되어야 한다.

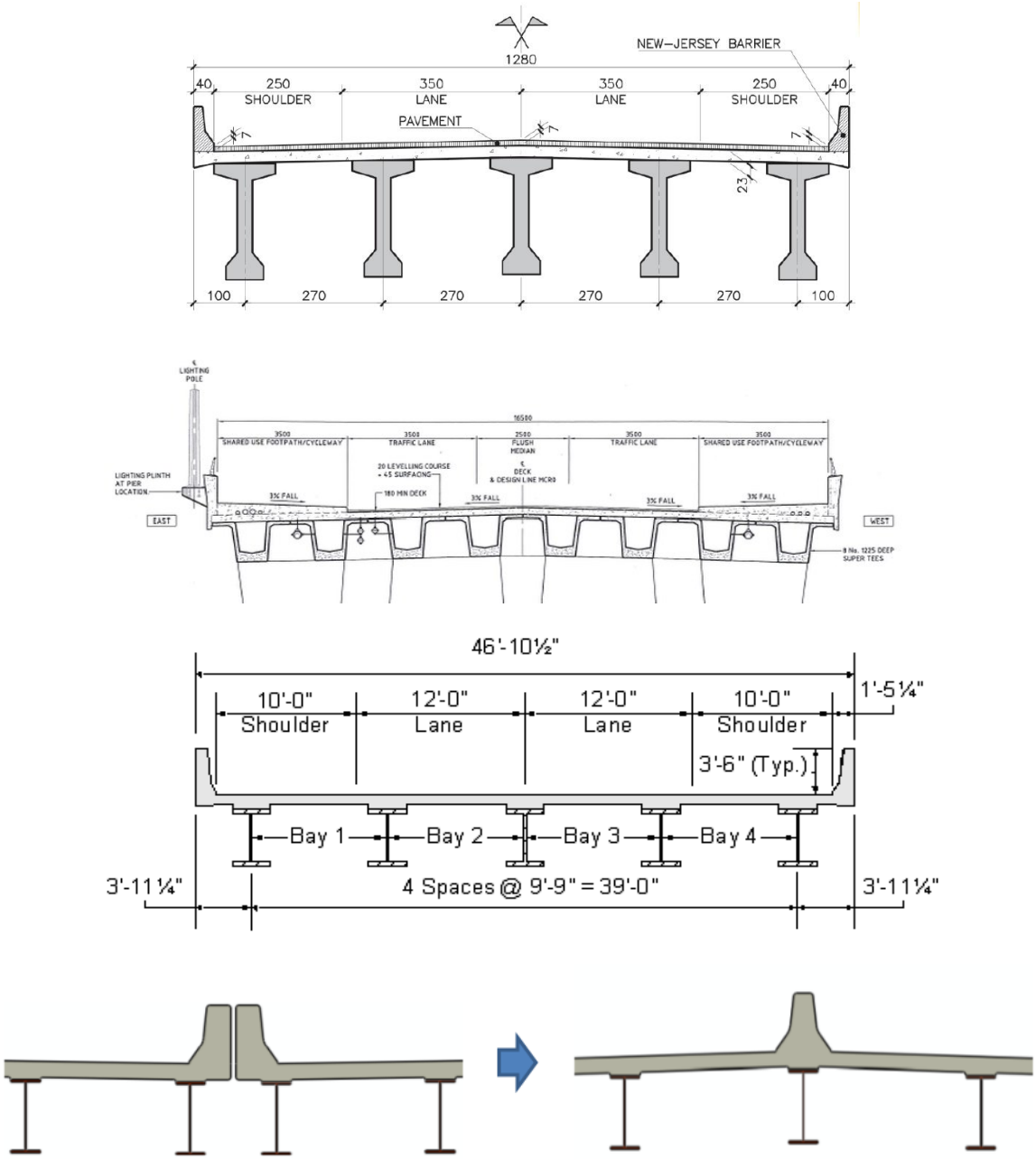



그림 5.3.2 캔틸레버 바닥판 형상 개선 사례

표 5.3.1 바닥판의 손상유형 및 개선(안)

| 구분 | 손상 유형 | 개선안 |
|---|---|---|
| 초기 | 초기 횡방향 균열 | • 콘크리트의 배합설계를 고려하여 초기 거동에 따른 인장응력 발생에 대비한 균열제어 검토가 수행되고 적절한 배근 및 양생 대책이 강구되어야 함<br>• 초기 균열에 대한 보수 방안을 결정할 때 균열의 안정화 여부를 판단하여 공법을 선정해야 하고 내구성 대책 위주로 결정되어야 함 |
| 재료적 손상 | 바닥판 상부 콘크리트 열화 | • 콘크리트 배합설계 및 양생 품질관리<br>• 배수 설계 및 평탄성 관리 (포장 보수시에도 고려)<br>• 교면 방수 및 부분적 고내구성 프리캐스트 바닥판 사용 고려 |
| 초기 균열의 진전 및 관통 | 관통 균열 및 망상 균열 (백화 및 부식 포함) | • 하부 균열 관찰시 관통균열인 경우가 많아 단순 표면보수로 대응하기 힘들기 때문에 방수층 교체시에 상부보수 필요<br>• 수분 노출을 최소화할 수 있는 표면 보수재 필요 |
| 보수 이후 손상 | 보수 이후 재발견 손상 | • 표면 보수와 에폭시 주입 보수는 일시적인 조치로 횡균열 발생 이후의 망상균열, 관통균열시에는 구조적으로 추가 손상 진전이 방지될 수 있는 보수 방안 고려 필요<br>• 콘크리트 부분 보수로 인한 Halo effect를 고려하여 기존 바닥판에 잔류하는 염화물에 대한 평가가 이루어져야 함 |

• 교량의 구조적 형식, 환경적 요인별로 손상의 경향을 정량화하기 위해서 고속도로 교량의 진단시에 GRP 등의 비파괴시험과 외관조사 결과가 함께 관리되어야 하고 바닥판이 상대적으로 양호한 상태에서 향후 손상 예측 영역과 원인제거 대책이 강구되어야 한다.

## 5.4 소결

- 바닥판의 손상을 결함, 손상, 열화로 구분하여 공용중인 교량 바닥판의 외관조사망도로부터 형태와 진전 유형을 분석하였다. 바닥판 양생이 끝나는 시기에 발생하는 초기 결함이나 손상이 장기적인 거동에 미치는 영향이 매우 큰 것으로 판단되는데 이에 대한 기록관리가 미흡하다.
- 거더의 종류와 거더 간격이 균열 발생에 미치는 영향이 크고 강거더의 경우에 횡방향 균열을 제어하는 철근 배근이 반드시 필요하다. 이는 거더 수 축소, 장경간화의 최근 추세를 고려할 때 바닥판 교축방향 철근 배근을 결정할 때 균열 제어를 고려해야 함을 의미한다.
- 교량 바닥판 양생 이후 포장 이전에 관찰되는 균열에 대한 보수 대책이 장기적인 거동을 고려해서 수립되어야 한다.
- 바닥판의 재료 열화는 특히 물의 흐름에 관련된 배수 설계, 포장의 평탄성 관리가 중요하고 배구홀 주변과 구배로 인해 체수 기간이 긴 국부적인 영역에서 콘크리트 재료 열화가 집중되어 전체 바닥판의 내구 수명을 단축시키는 경향을 관찰할 수 있다. 취약 부위에 대한 재료 변화나 방수 처리에 대한 고려가 필요하다.
- 캔틸레버 바닥판 끝단에서의 내구성 대책으로 현재의 물끊기 품질 문제를 개선할 수 있는 상세 개선이 필요하다.
- 바닥판 균열과 보수의 기록 관리시 신규 손상, 기존 손상, 보수 손상을 함께 기록하도록 하여 보수 방안의 효율성과 내구성에 미치는 영향을 평가할 수 있도록 해야 한다. 비파괴 시험 결과로부터 획득하는 포장과 바닥판 상면의 상태가 매우 유용한 유지관리 의사결정 데이터로 활용될 수 있다.
- 교량 바닥판 유지관리의 목표를 내하력이 아닌 “설계수명연장”으로 설정하고 이에 적합한 보수 및 관리 대책이 수립될 필요가 있다.

# 제 6 장 결 론

최근 들어 교량 장경간화 및 교량 바닥판 장지간화 그리고 그로 인한 고강도 콘크리트의 사용 증가에 따라 현장 타설되는 교량 바닥판에서 시공 초기 횡방향 균열이 많이 발생하고 있다. 교량 바닥판에 발생되는 횡방향 균열은 바닥판 내구성 저하요인으로 작용할 수 있기 때문에 시공 초기 이를 최소화할 필요성이 있다. 교량바닥판 횡방향 균열 발생에 영향을 미치는 요인들은 초기 양생방법, 콘크리트 타설방법, 철근 배근 방법, 콘크리트의 장기거동 그리고 활하중 등이 있다.

본 연구의 목적은 최근 자주 보고되고 있는 교량 바닥판의 횡방향(교축직각방향) 균열을 최소화하고 균열폭 제어를 위한 설계방법 개선(안)을 도출하는 것이다. 이를 위해 국내·외 교량 바닥판 설계기준을 비교 검토하여 실무자들의 교량 바닥판 균열폭 검토를 위한 정밀구조해석 수행 가이드라인을 작성하였으며, 간편한 균열폭 제어를 위해 도로교설계기준(한계상태설계법) (2015)에서 제시하고 있는 간접균열제어 설계규정의 보완을 제안하였다. 또한, 경험적 설계법의 적용 오류를 없애고 적용 가능 조건을 명확히 하기 위해 경험적 설계법 적용 지침(안)을 작성하였다. 최종적으로 본 연구에서 도출된 내용들을 토대로 현재 개정 작업이 진행 중인 국가건설기준(설계기준) (KDS)의 개정(안)을 제시하였다. 상세한 연구 내용은 음과 같다.

○ 교량 바닥판 철근 배근 기준 및 설계 사례 비교 연구
○ 교량 바닥판 정밀구조해석 시범 수행 및 정밀구조해석 수행 가이드라인 작성
○ 교량 바닥판 단위폭 설계를 위한 모멘트 산정 간이식 재검토
○ 콘크리트 바닥판의 간접균열제어와 직접균열제어 설계 비교 연구
○ 교량 바닥판 설계 시 경험적설계법 적용 오류 사례 조사 및 적용 가능 조건 연구
○ 경험적설계법 적용 지침(안) 및 경험적설계법 개선(안) 작성
○ 교량 바닥판 관련 국가건설기준 (KDS) 개정(안) 작성
○ 공용 중 교량 바닥판 손상현황 분석 및 개선안 도출 연구

이상과 같은 연구를 수행한 결과 아래와 같은 결과를 도출하였으며, 향후 교량바닥판 설

계와 시공 기술의 고도화로 바닥판의 안전성과 내구성 개선을 통해 건설기술 발전과 유지관리비용 절감에 도움이 되길 기대한다.

가. 교량 바닥판 철근 배근 기준 및 설계 사례 비교 연구

교량바닥판 철근 배근과 관련된 국내 기준은 국가 건설기준코드(KDS)의 교량 설계기준편, 국외 기준은 AASHTO LRFD(2017)과 Eurocode(2004)에 제시된 교량 바닥판 철근배근 규정들을 검토하였다. 또한 국내 바닥판 설계 사례와 해외 바닥판 설계 사례를 조사하였다.

나. 교량 바닥판 정밀구조해석 시범 수행 및 정밀구조해석 수행 가이드라인 작성

- 정밀구조해석 수행 대상 교량 선정

교량 바닥판의 균열 발생에 영향을 미치는 거더 형식, 거더 간격, 바닥판 콘크리트 강도, 그리고 횡방향 강연선의 덕트 등에 대한 연구 결과를 토대로 장기거동 영향이 큰 강합성거더교를 정밀구조해석 교량으로 선정하였다.

강합성거더교 바닥판에 발생하는 응력은 거더 간격과 콘크리트 강도 변화에 따른 응력 변동성이 작았다, 하지만 횡방향 덕트가 있어 콘크리트 단면적이 공제되는 부위에 응력집중 현상이 발생하여 PSC 바닥판 균열 발생의 주요 요인으로 분석되었다.

- 대상 교량에 대한 장기거동(온도, 크리프, 건조수축 등)을 고려한 교량 바닥판 정밀구조해석 수행

강합성거더교의 경간장 증가와 콘크리트의 시간의존적 특성을 고려한 연구 결과를 토대로 정밀구조해석을 위한 철근대체 모델링 방법을 제안하였다. 철근대체 모델링 방법은 전단면을 비균열 단면이라 가정하여 극한한계상태 I 에 따라 검토한 콘크리트 바닥판 응력이 $2f_{ctm}$ 을 초과한 구간은 철근대체 단면으로 치환하여 재해석을 수행한다. 단 치환구간은 지점부에서 경간장의 15% 이내이며 치환 후 재해석한 결과를 사용한계상태 I 에 따라 조합하여 균열폭 검토 및 철근량을 조절한다.

- 정밀구조해석 수행 대상 교량 조건 및 수행 방법에 대한 가이드라인 작성

연속 강합성거더교에 대한 콘크리트의 시간의존적 특성과 균열을 고려한 다양한 연구 결과 부모멘트부 콘크리트 인장응력이 대부분 $2f_{ctm}$ 을 초과하여 균열 단면으로 계산해야 되므로 정밀구조해석이 필요한 교량은 연속 강합성거더교 전체라 제안하였다. 또한 연구결과로 정밀구조해석 가이드라인을 작성하였다.

다. 교량 바닥판 단위폭 설계를 위한 모멘트 산정 간이식 재검토

- 휨모멘트 산정 간이식의 교량 바닥판 장지간화에 따른 영향 검토

  설계기준에 제시된 휨모멘트 산정 간략식과 KL-510 표준트럭하중을 고려한 FEM해석 결과를 지간별로 산정항 결과를 비교 분석하였다. 비교 분석 결과 설계기준에 제시된 휨모멘트 산정 간이식의 적용 범위는 중앙부 바닥판의 경우 지간장 6.0m 이내에서, 캔틸레버 바닥판의 경우 바닥판 지간장 1.75m 이내로 제한하는 것이 안전측이라 평가되었다.

- 거더간 부등처짐에 대한 추가 고려사항 검토

  I형 거더교와 박스거더교를 대상으로 거더 간격과 교량 경간장 변화를 고려한 변수해석을 수행하였다. 해석 결과 거더의 부등처짐에 의해 바닥판에 정모멘트와 부모멘트가 추가로 발생하였다. 교량 경간장 변화에 따른 바닥판의 휨모멘트 변화량을 무시할 수 있는 수준이었다. 하지만 설계기준에 제시된 휨모멘트 산정 간이식은 거더의 부등처짐의 영향을 고려하여도 보수적인 결과를 나타내었다.

라. 콘크리트 바닥판의 간접균열제어와 직접균열제어 설계 비교 연구

도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정한 균열폭 제어 설계에 대해 변수검토 결과 철근 피복두께가 큰 경우에서 간접균열제어방법이 직접균열제어방법보다 항상 보수적인 결과를 보장할 수 없음을 확인하였다. 반면 철근 직경을 보정하여 적용하는 Eurocode 2는 항상 보수적인 결과를 보임을 확인하였다. 따라서 Eurocode 2 간접균열제어방법에서 규정한 철근직경 수정식을 균열폭 검토시 고려해야 할 것으로 판단된다. 부모멘트가 작용하는 강합성 형교 바닥판 균열폭을 직접균열제어방법에 따라 계산할 경우 균열폭을 과소평가할 수 있으므로, 철근응력 산정시 인장강화효과를 고려한 Eurocode 4의 규정을 준용할 필요성이 있다고 판단된다. 또한 연속 강합성거더교 부모멘트부 바닥판은 휨인장이 아닌 직접인장에 가깝기 때문에 최대균열간격 평가시 피복두께 영향 $3.4c_c$를 고려하지 않는 것이 타당하다고 판단된다.

마. 교량 바닥판 설계 시 경험적설계법 적용 오류 사례 조사 및 적용 가능 조건 연구

경험적설계법의 원리 및 이론적 기반을 설명하고, 관련 국내 기준과 해외 기준을 비교하였으며, 적용 오류가 발생될 가능성이 있거나 적용 여부가 모호한 사례를 정리하였다.

바. 경험적설계법 적용 지침(안) 및 경험적설계법 개선(안) 작성

경험적설계법의 적용 가능 조건에 대한 고찰과 검토를 통하여 개선이 필요한 사항을 도출하고, 이에 대한 필요성, 배경, 개정사유 등을 해설 형태로 포함하여 경험적설계법 적용 지침(안)을 작성하였다. 경험적설계법 적용 지침(안)에서는 보다 효과적인 균열 제어를 위해 배근 간격의 범위를 기존 100 mm ~ 300 mm에서 100 mm ~ 250 mm로 변경하여 적용하고, 현장치기 콘크리트에 한하던 것을 프리캐스트 부재를 적용하는 범위로 확대하였으며, 혼선이 발생되기 쉬운 적용범위의 예시를 제시하는 등 국내 건설시장의 현황과 기술수준을 고려한 개편 내용을 포함하도록 하였다.

사. 교량 바닥판 관련 국가건설기준(설계기준) (KDS) 개정(안) 작성

선행된 연구결과를 토대로 교량 바닥판 관련 국가설계기준 중 KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준, KDS 24 14 31 강교 설계기준의 개정(안)을 제안하였다.

아. 공용 중 교량 바닥판 손상현황 분석 및 개선안 도출 연구

바닥판의 손상을 결함, 손상, 열화로 구분하여 공용중인 교량 바닥판의 외관조사망도로부터 형태와 진전 유형을 분석하였다. 바닥판 양생시 발생하는 초기 결함과 손상이 장기적인 내구성 손상에 미치는 영향이 크다고 판단된다. 강합성거더교의 경우 바닥판에 횡방향 균열을 허용균열폭 이내로 제어하는 종방향 철근 배근이 필요하며, 이는 거더 수 축소, 장견간화 추세를 고려할 때 더욱 중요성이 크다고 판단된다.

바닥판의 재료 열화는 특히 물의 흐름에 관련된 배수 설계, 포장의 평탄성 관리가 중요하고 배구홀 주변과 구배로 인해 체수 기간이 긴 국부적인 영역에서 콘크리트 재료 열화가 집중되어 전체 바닥판의 내구 수명을 단축시키는 경향을 관찰할 수 있다. 취약 부위에 대한 콘크리트 재료 변화나 방수 처리에 대한 고려가 반드시 필요하다.

캔틸레버 바닥판 끝단에서의 내구성 대책으로 현재의 물끊기 품질 문제를 개선할 수 있는 상세 개선이 필요하다.

교량 바닥판 유지관리의 목표를 내하력이 아닌 “설계수명연장”으로 설정하고 이에 적합한 보수 및 관리 대책이 수립될 필요가 있다는 것을 제안하였다.

# 참 고 문 헌


1. 한국교량및구조공학회, 도로교설계기준(한계상태설계법) 해설, 2015.
2. 국토교통부, KDS 24 10 11 교량 설계 일반사항(한계상태설계법), 2019.
3. 국토교통부, KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법), 2016.
4. 국토교통부, KDS 24 14 31 강교 설계기준(한계상태설계법), 2016.
5. 장승필, 심창수, 합성구조론, 구미서관, pp. 182～199, 2005.
6. 한국도로공사, 교량노후도 조사 및 품셈 작성 연구용역 종합보고서, 2016.
7. 한국도로공사, 교량손상 분석을 통한 점검 효율화 방안 연구, 2013.
8. 한국도로교통협회, 운행제한차량 단속기준의 문제점 및 개선방안, 2005.
9. 한국도로공사, 거더교 등방배근 바닥판 적용 실무지침서, 2002.
10. Eurocode 2, Design of concrete structures, ENV 1992-1-1, 2004.
11. Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, ENV 1994-1-1, 1992.
12. Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, ENV 1994-1-1, 2004.
13. AASHTO, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007.
14. AASHTO, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.
15. State of California Department of Transportation, Bridge Design Practice, 2015.
16. Colorado Department of Transportation, Bridge Design Manual, 2012.
17. Illinois Department of Transportation, Bridge Manual , 2012.
18. Indiana Department of Transportation, Bridge Project Sample Plan, 2015.
19. State of Maryland Department of Transportation, Bridge Standards, 1979.
20. Massachusetts Department of Transportation, Bridge Manual Part2, 2013.
21. Minnesota Department of Transportation, LRFD Bridge Design Manual, 2015.
22. Montana Department of Transportation, Structures Manual, 2004.
23. New Mexico Department of Transportation, Bridge Procedures and Design Guide, 2013.
24. New York State Department of Transportation, Bridge Manual, 2006.
25. Oregon Department of Transportation, Bridge Design & Drafting Manual, 2015.
26. Texas Department of Transportation, Slab Design Example, 2010.

27. Washington State Department of Transportation, Bridge Design Manual(LRFD), 2014.
28. Wisconsin Department of Transportation, Bridge Manual, 2014.
29. Wisconsin Department of Transportation, Standard Drawings, 2014.
30. European Commission Joint Research Centre, Bridge Design to Eurocodes Worked examples, 2010.

# 도 서 정 보

<table>
<tr><td colspan="2">1. 연구보고서 번호 :<br>연구원-2020-43-534.9607호</td><td>2. 도서목록번호</td><td>3. 수령번호</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">4. 제 목<br>한계상태설계법의 합리적 적용을 위한 교량 바닥판 철근 배근 개선 연구</td><td>5. 발간년월일 : 2020년 12월</td></tr>
<tr><td>6. 연구수행 기관명 코드</td></tr>
<tr><td colspan="3">7. 연구담당자와 소속연구실<br>구조물연구실 강상규, 최진웅, 강형택, 안상섭</td><td>8. 연구보고서 발간번호</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">9. 연구수행기관 또는 부서<br>한국도로공사 도로교통연구원</td><td>10. 사업분류코드</td></tr>
<tr><td>11. 계약 또는 인가번호</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">12. 연구제안 부서 또는 기관명<br>도로교통연구원</td><td>13. 연구기관과 보고형태</td></tr>
<tr><td>14. 연구의뢰 기관명코드</td></tr>
<tr><td colspan="4">15. 기타사항</td></tr>
<tr><td colspan="4">16. 요 약 :<br>최근 교량의 장지간, 장경간화와 고강도 콘크리트의 사용으로 교량 바닥판의 교축방향 인장응력의 수준이 증가하고 있으나, 교량 바닥판 설계 시 교축방향 철근은 교축직각방향 균열에 대한 별도의 검토를 수행하지 않고 배력철근 개념의 일정 비율 배근을 하고 있는 실정이며 이에 따라 시공 중 교량 바닥판에 교축직각방향 균열이 발생하는 사례가 종종 발생하고 있다. 따라서, 현재 적용되고 있는 도로교설계기준(한계상태설계법)(2015) 및 외국의 관련 설계기준들을 검토하여 철근 배근 지침 및 기준 개선(안)을 제시할 필요가 있으며, 설계 실무자들의 바닥판 균열폭 검토를 위해 교량 바닥판 정밀구조해석 수행 가이드라인의 제공이 필요하다.<br>이를 위해 본 연구에서는 강합성거더 교량을 대상으로 경간장 증가와 시간 의존적 특성을 고려한 구조검토를 통해 콘크리트 바닥판의 철근대체 모델링 기법을 제안하였다. 또한, 설계기준의 모멘트 산정 간이식을 실제 트럭의 축중을 고려한 FEM 해석과 비교 검토하여 모멘트 산정 간이식 적용에 대한 지간의 제한을 확인 및 제안하였으며, 다양한 조건(거더 간격, 콘크리트 강도, 텐던 홀)에 따른 바닥판의 응력 불균등 분포 검토, 바닥판 타설 순서에 따른 응력변화, 거더 간 부등처짐에 대한 검토를 수행하였다. 콘크리트 바닥판의 균열폭제어 설계에 대해서도 도로교설계기준과 Eurocode를 비교 검토하여 간접균열제어 설계의 보완을 제안하였다. 경험적 설계법에 대해서는 적용 오류가 발생할 가능성이 있거나 모호한 사례를 해외 기준과 비교 검토하였으며, 경험적 설계법 적용 지침(안)을 작성하였다. 또한 선행 연구된 내용을 토대로 국가건설기준(설계기준)(KDS) 개정(안)을 제시하였다.<br>추가적으로, 바닥판의 손상을 결함, 손상, 열화로 구분하고 공용 중인 교량 바닥판의 외관조사망도로부터 형태와 진전 유형을 분석하여 횡방향 균열제어 방법 및 취약부위에 대한 대책을 제안하였다.</td></tr>
<tr><td colspan="3">17. 키워드 : 한계상태설계법, 경험적설계법, 균열 검토, 철근 배근</td><td>18. 발행부서 및 배포구분</td></tr>
<tr><td>19. 비밀구분</td><td>20. 비밀페이지</td><td>21. 총페이지 193</td><td>22. 가격</td></tr>
</table>

# INFORMATION

<table>
<tr><td colspan="2">1. Report No.<br>KECRI-2020-43-534.9607</td><td>2. Accession No.</td><td>3. Receipt No.</td></tr>
<tr><td colspan="3">4. Title and Subtitle<br>Improvement of Bridge Deck Reinforcement for the Limit State Design</td><td>5. Report Date : 2020. 12.</td></tr>
<tr><td colspan="3"></td><td>6. Performing</td></tr>
<tr><td colspan="3">7. Researchers<br>Structure Research Division<br>Kang, Sang Gyu; Choi, Jinwoong; Kang, Hyeongtaek; Ahn, Sang-Sup</td><td>8. Performing Organization Report No.</td></tr>
<tr><td colspan="3">9. Performing Organization Name or Department<br>Expressway & Transportation Research Institute</td><td>10. Work Unit Code</td></tr>
<tr><td colspan="3"></td><td>11. Contract or Grant No.</td></tr>
<tr><td colspan="3">12. Sponsoring Agency Name and Address<br>Expressway & Transportation Research Institute</td><td>13. Type of Report and Period Covered</td></tr>
<tr><td colspan="3"></td><td>14. Sponsoring Agency</td></tr>
<tr><td colspan="4">15. Supplementary Note</td></tr>
<tr><td colspan="4">16. Abstract :<br>Recently, due to the elongation of bridge span and the use of high-strength concrete, the level of tensile stress in bridge decks is increasing. Therefore, it is necessary to review the design code of the current Korea Highway Bridge Design Code (Limit State Design) and to provide guidelines for sophisticated comprehensive FEM structural analysis and reinforcement design of bridge decks.<br>In this study, a alternative rebar modeling method for concrete decks of steel girder bridges is proposed. Also, the simplified calculation of the moment of the design code is compared with the FEM analysis considering the axial loads of the actual trucks.<br>The non-uniform distribution of stress, the change of stress according to the concrete placing sequence, and parameter analysis of differential deflection between the girders is examined. The crack width control design of the concrete deck is compared with the Korea Highway Bridge Design Code and Eurocodes and proposed to modify the indirect crack control design. Based on the results, the guidelines for precision structural analysis through design examples will be present.<br>For empirical design methods, application errors and ambiguous cases were examined and compared with overseas standards, and an improvement (draft) of the empirical design method was prepared. Also, based on the previously studied contents, a revision (draft) of the National Design Standard(KDS) was proposed. In addition, the damage of the deck was classified into defects, damage, and deterioration, and the shape and progression type were analyzed from the external survey network diagram of the bridge deck in use, and methods for controlling transverse cracks and countermeasures for vulnerable areas were proposed.</td></tr>
<tr><td colspan="3">17. Key Word : Limit State Design, Empirical Design, Crack Control, Reinforcement</td><td>18. Circulation and Distribution Statement</td></tr>
<tr><td>19. Security Classify</td><td>20. Security Page</td><td>21. No. of Page<br>193</td><td>22. Price</td></tr>
</table>

# 보고서 집필 내역

| 구분 | 소속 및 직책 | 성명 | 집필 부분 | 비고 |
|---|---|---|---|---|
| 연구책임자 | 구조물연구실<br>수석연구원 | 강상규 | 총괄,<br>제1장, 제2장, 제4장, 제6장 | |
| 참여연구자 | 구조물연구실<br>책임연구원 | 최진웅 | 제2장, 제3장 | |
| | 연구기획실<br>선임연구위원 | 강형택 | 제2장, 제3장 | |
| | 구조물연구실<br>연구위원 | 안상섭 | 제3장 | |
| | 서울과학기술대학교 | 윤석구 | 제2장, 제3장, 제4장 | 위탁<br>용역 |
| | 중앙대학교 | 심창수 | 제2장, 제4장, 제5장 | 위탁<br>용역 |
| | ㈜진화기술공사 | 이지훈 | 제3장, 제4장 | 위탁<br>용역 |
| | 컨텍이엔씨 | 김기현 | 제2장, 제3장, 제4장 | 위탁<br>용역 |
| | 효명이씨에스 | 안용수 | 제2장, 제4장 | 위탁<br>용역 |
| | 한국도로협회 | 황훈희 | 제3장, 제4장 | 위탁<br>용역 |
| | 서울과학기술대학교 | 최문성 | 제2장 | 위탁<br>용역 |
| | ㈜디엠엔지니어링<br>부사장 | 이치동 | 제2장, 제4장 | 위탁<br>용역 |
| | ㈜디엠엔지니어링<br>전무 | 김창수 | 제2장 | 위탁<br>용역 |
| | ㈜디엠엔지니어링<br>상무 | 안기업 | 제2장 | 위탁<br>용역 |
| | ㈜디엠엔지니어링<br>이사 | 이제형 | 제2장 | 위탁<br>용역 |
| | ㈜디엠엔지니어링<br>대리 | 배성재 | 제2장 | 위탁<br>용역 |
| | ㈜디엠엔지니어링<br>이사 | 장석준 | 제2장 | 위탁<br>용역 |

이 출판물은 한국도로공사 도로교통연구원에서 수행한 연구성과물로 정부와 공사의 정책이나 견해와는 관계가 없으며, 공사의 승인 없이 연구내용의 일부 또는 전부를 다른 목적으로 이용할 수 없습니다.

발 행 처 : 한국도로공사 도로교통연구원
우편번호 : 18489
주 소 : 경기도 화성시 동탄순환대로 17길 24
전 화 : 031-8098-6161
F A X : 031-8098-6149
홈페이지 : http://www.ex.co.kr
발 행 월 : 2020년 12월