건설교통기술촉진연구사업

R&D-11기술표준화06-1

도로교 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발
최종보고서

2014. 10.

Infrastructure
R&D Report

주관연구기관 / (사)한국도로교통협회
공동연구기관 / (주)서영엔지니어링
공동연구기관 / (주)디엠엔지니어링

국 토 교 통 부
국토교통과학기술진흥원

제 출 문

국토교통부 장관 귀하

이 보고서를 "도로교 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발"과제의 최종보고서로 제출합니다.

2014. 10. 08

주관연구기관명 : (사)한국도로교통협회
주관연구책임자 : 박광철 부회장(前 최동식)
연 구 원 : 최장원 연구위원
" : 황훈희 연구위원
" : 노성규 연구위원
" : 유동민 책임연구원
" : 여인수 책임연구원
" : 박진우 선임연구원

공동연구기관명 : (주)서영엔지니어링
공동연구책임자 : 이상희 전무
연 구 원 : 홍석주 차장
" : 박응우 차장
" : 고영대 과장
" : 이세화 과장

공동연구기관명 : (주)디엠엔지니어링
공동연구책임자 : 조경식 부사장
연 구 원 : 강신오 상무
" : 김창수 상무
" : 이제형 부장
" : 박헌성 차장
" : 이중재 과장
" : 이준혁 대리
" : 이지엽 대리
" : 정진호 사원

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>11기술표준화
06-1</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td colspan="2">2011. 11. 8
~ 2013. 9. 7</td><td>연구기간</td><td>22월</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="5">건설교통기술촉진연구사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="5"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="5">도로교 형식별 한계상태설계법
적용을 위한 기술개발</td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="5"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">박 광 철</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총 : 22명
내부 : 21명
외부 : 1명</td><td>해당단계
연 구 비</td><td colspan="2">정부: 600,000천원
기업: 0천원
계: 600,000천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 22명
내부 : 21명
외부 : 1명</td><td>총연구비</td><td colspan="2">정부: 600,000천원
기업: 0천원
계: 600,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">(사)한국도로교통협회</td><td>참여기업명</td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="6">상대국명 : 상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>공 동 연 구</td><td colspan="6">연구기관명 : (주)서영엔지니어링 연구책임자 : 이상희
연구기관명 : (주)디엠엔지니어링 연구책임자 : 조경식</td></tr>
<tr><td colspan="5">요약</td><td>보고서면수</td><td>306</td></tr>
</table>

(1) 한계상태설계 기술자료의 공인화

○ 도로교설계기준(한계상태설계법) 집필위원의 기술적 자문을 통해 예제집 및 Q&A의 전문성과 객관성 확보

○ 설계 개념, 절차 및 설계 예제에 대해 전문적이고 객관적인 검토를 거쳐 신뢰성 확보

(2) 도로교설계기준(한계상태설계법) 개선 방안 수립

○ 설계 예제 단계에서 발생되는 설계기준의 문제점 도출

○ 설계기준 오류 및 보완내용 도출 통한 부분개정(안) 개발

○ 설계단계에서 발생되는 예상 질문에 대한 Q&A 개발

○ 연계 과제 정책 제안

(3) 강교 형식별 예제집 개발

○ 한계상태설계법의 설계 절차, 세부 조항을 검토하여 대표 단면에 대한 설계 예제 제시

○ 강교 한계상태설계의 절차 제시 및 기존 설계와의 차이를 분석하고, 설계 예제를 제시하여 한계상태 설계에 대한 기술자의 이해력 향상 제고
○ 강합성박스거더교, 곡선 강합성박스거더교, 플레이트거더교 예제집 개발

(4) 강교 실교량 시험설계
○ 강교 실교량 시험설계 도면 작성
○ 물량 산정 및 기존 설계법과의 비교평가

(5) 콘크리트교 및 하부구조 형식별 예제집 개발
○ 한계상태설계법의 설계 절차, 세부 조항을 검토하여 대표 단면에 대한 설계 예제 제시
○ 콘크리트교와 하부구조 한계상태설계의 절차 제시 및 기존 설계와의 차이를 분석하고, 설계 예제를 제시하여 한계상태 설계에 대한 기술자의 이해력 향상 제고
○ 철근콘크리트교(RC라멘교, RC슬래브교)예제집 개발
○ 프리스트레스트 합성거더교 예제집 개발
○ 프리스트레스트 박스거더교(FSM, ILM, FCM)예제집 개발
○ 역T형 교대, 반중력식 교대 예제집 개발
○ T형 교각, π형 교각 예제집 개발

(6) 콘크리트교 및 하부구조 실교량 시험설계
○ 콘크리트교 및 하부구조 시험설계 도면 작성
○ 물량 산정 및 기존 설계법과의 비교평가

색 인 어 (각 5개 이상)	한 글	도로교설계기준, 한계상태설계법, 신뢰도, 설계 예제, Q&A
	영 어	Korean highway bridge design code, Limit state design, Reliability, Design examples, Q&A

요 약 문

Ⅰ. 제 목

도로교 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

1. 연구개발 필요성

○ 교량 설계법은 그동안 허용응력설계법과 강도설계법이 적용되었으나, 최근 교량설계 분야의 해외시장 진출이 활발히 추진됨에 따라 국제표준은 신뢰도에 기반한 교량 설계기준을 요구하고 있다. 각국은 이미 이러한 기술체계로 전환하고 있으며, 국토교통부는 2012년 1월 신뢰도에 기반한 도로교설계기준(한계상태설계법)을 개발하였고, 2015년 1월에 적용할 예정이다.

○ 현재 적용중인 설계기준은 해설서, 편람, 지침 그리고 공학서적 등 기준체계를 갖추고 있으나, 도로교설계기준(한계상태설계법)은 해설서나 편람 등이 아직 발간되지 않고 있어 설계자들이 한계상태설계법을 적용하여 교량을 설계할 경우 상당한 혼선이 발생할 것으로 판단된다. 이에 한계상태설계법에 대한 설계경험이 부족한 대다수의 국내 기술자들은 설계 예제집과 해설서의 개발을 시급히 필요로 하고 있다.

○ 한계상태설계법의 신속한 정착을 위해서는 강교, 콘크리트교 그리고 하부구조에 대한 상세한 예제집이 개발되어야 하며, 향후 민원이 예상되는 질의에 대하여 답변을 정리한 Q&A와 예제 설계 수행시 발행하는 기준의 문제점에 대한 피드백을 통하여 도로교설계기준(한계상태설계법)의 보완대책도 함께 개발되어야 한다.

○ 이러한 한계상태설계법에 대한 설계지원 노력, 철저한 실무적 분석 그리고 피드백을 통한 설계기준의 보완은 AASHTO LRFD, Eurocode와 같은 선진국의 설계기준에 대한 기술적 종속을 극복하고 이들이 선점하고 있는 해외 교량설계 시장에서의 경쟁력을 확보하는 데에도 기여할 것이다.

2. 연구개발 목표

이 연구개발과제는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착과 경쟁력을 제고하기 위하여 “실무설계자료 개발”, “설계기준 부분개정(안)”, “Q&A 사례 제시”라는 최종목표를 수립하였다.

○ 공인화 방안 수립

공인은 국가나 공공단체 또는 사회단체 등이 대상물에 대하여 인정하는 것이며, 공인화는 공인을 하기 위한 과정을 의미한다. 따라서 이 과제의 연구 성과가 공인을 받기 위해서는 어떤 결과물로 어떤 기관에 공인을 받을 것인지 검토되어야 한다. 연구 성과의 실용화를 위해 관련 기준, 사례, 절차 등을 검토하여, 합리적인 공인화 방안을 제시하고자 한다.

○ 실무설계자료 개발

강교 형식별 설계 예제집 작성에 포함되는 교량 형식은 일반적으로 많이 사용하는 교량형식을 대상으로 한다. 1차년도에는 개구제형 강합성 박스거더교에 대하여 작성하고 2차년도에는 플레이트거더교, 곡선형 개구제형 강합성 박스거더교에 대하여 작성한다. 또한, 설계를 수행하는 과정에서 설계기준의 보완사항을 도출하여 설계기준의 경쟁력을 향상시키고자 한다.

콘크리트교 및 하부구조 형식별 설계 예제집 작성에 포함되는 교량형식은 일반적으로 많이 사용하는 교량형식을 대상으로 한다. 1차년도에는 RC 슬래브교, RC 라멘교, 교각, 교대에 대하여 작성하고 2차년도에는 PSC합성거더교, PSC 박스거더에 대하여 가설공법에 따라 FSM, ILM, FCM 공법에 대하여 작성한다. 또한, 설계를 수행하는 과정에서 설계기준의 보완사항을 도출하여 설계기준의 경쟁력을 향상시키고자 한다.

○ Q&A 사례 작성

국가에서 제정하는 설계기준은 시설물의 안전, 성능, 강도 등을 유지하기 위한 최저한계만을 규정한 것으로 해설, 지침, 편람 등이 제공될 때까지는 설계 수행시 업무 혼선과 민원이 발생할 것으로 우려된다. 한국도로교통협회는 도로교설계기준의 관리주체로 그간 접수된 민원 및 자문 검토자료에 대한 업무 경험이 있기 때문에 본 연구과제 수행시 발생했던 문제점에 대해 자문 등을 통한 적극적 해결방안 모색하여 Q&A를 도출하고자 한다.

○ 설계기준 부분 개정(안)

한국도로교통협회는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 완성도 높은 기준으로 제공하기 위해 다년간의 연구, 집필위원 회의, 자문회의, 세미나, 공청회, 워크샵 등 다양한 연구활동을 수행하여 객관성 및 공감대를 형성하고자 노력하고 있다. 하지만 실제 설계에 적용할 경우 일부 문제점이 도출될 수 있으며, 이는 시급히 보완하여야 할 것으로 판단된다. 따라서 설계기준 상세 분석과 설계 예제집 작성과정의 피드백을 통해 설계기준 부분 개정 항목을 도출하고 개정 방안을 수립하고자 한다.

III. 연구개발의 내용 및 범위

1. 도로교설계기준(한계상태설계법) 분석

가. 기존 설계기준 대비 설계개념 비교

나. 실무분석과 피드백을 통한 설계기준 분석

다. 누락 조항 파악을 통한 보완 항목 도출

라. 한계상태설계법에 의한 이론적 설계 절차 제시

2. 실무설계 예제집 공인화 방안 수립

가. 관련 문헌 및 사례조사

나. 예제집 구성 및 작성 방안 검토

다. 공인기관 검토 및 공인화 방안 수립(기술료 설정 검토)

3. 교량 형식별 실무설계 예제집 개발

가. 대상 교량 형식 선정

○ 자료조사를 통한 대상 교량 형식 선정

○ 설문조사를 통한 대상 교량 형식 요구사항 조사

○ 대상 교량 형식별 설계 조건 선정

나. 실무설계 예제집 작성

○ 강교(박스거더교) 실무설계 예제집 작성

○ 철근콘크리트교(RC슬래브교, RC라멘교) 실무설계 예제집 작성

○ 프리스트레스트 콘크리트교(FSM, ILM, FCM에 의한 박스거더교) 실무설계 예제집 작성

○ 프리스트레스트 합성거더교 예제집 개발

○ 역T형 교대, 반중력식 교대 실무설계 예제집 작성

○ π형 교각, T형 교각 실무설계 예제집 작성

○ 철근콘크리트교(RC슬래브교, RC라멘교) 실무설계 예제집 작성

○ 형식별 설계기준 적용 후 피드백

○ 자문회의 및 피드백을 통한 실무설계 예제집 수정

○ 교량 형식별 Q&A 항목 도출

○ 피드백 자료를 정리한 실무설계 Q&A 작성

○ 설계기준 개정항목 도출

4. 실교량 비교설계 수행

가. 대상 실교량의 설계 조건 선정

나. 대상 실교량 시험설계(도면 작성)

다. 물량 산정 및 기존 결과와의 비교평가

5. 설계 예제집 공인화 및 설계기준 개선 방안 제시

가. 예제집 구성 및 작성 방안 보완(형식별 예제집 구성 내용 통일)

나. 하중산정, 단면력 산정, 한계상태별 검토 등 설계단계에 따른 체계적 작성

다. 설계실무자 자문을 통한 의견수렴

라. 각종 오류 및 보완사항 분석을 통한 설계기준 부분개정(안) 작성

마. 도로교설계기준 관리주체 주관 자문회의 수행

바. 관련기관 및 정비협의회 의견수렴 수행

Ⅳ. 연구개발 결과

1. 한계상태설계 기술자료의 공인화

가. 도로교설계기준(한계상태설계법) 집필위원의 기술적 자문을 통한 예제집 및 Q&A의 전문성과 객관성 확보

○ 전문가 의견반영 : 설문조사 및 자문 활용

나. 설계 개념, 절차 및 세부내용에 대한 신뢰성 확보

○ 공인화 방안 분석 보고서

○ 구성방안 검토 보고서

○ 설계 예제집, Q&A, 설계기준 개정(안) 보급

2. 도로교설계기준(한계상태설계법) 개선 방안 수립

가. 설계 예제 단계에서 발생되는 설계기준의 문제점 도출

나. 설계기준 오류 및 보완내용 도출 통한 부분개정(안) 도출

○ 도로교설계기준(한계상태설계법) 부분개정(안) 대비표 개발

○ 부분개정(안) 관련기관 의견조회

다. 설계단계에서 발생되는 예상 질문에 대한 Q&A 개발

3. 강교 형식별 예제집 개발

가. 한계상태설계법의 설계 절차, 세부 조항을 검토하여 대표 단면에 대한 설계 예제 제시

나. 강교 한계상태설계의 절차 제시 및 기존 설계와의 차이를 분석하고, 설계 예제를 제시하여 기술자의 한계상태 설계에 대한 이해력 향상 제고

다. 강합성박스거더교, 곡선 강합성박스거더교, 플레이트거더교 예제집 개발

4. 강교 실교량 시험설계

가. 플레이트 거더교의 설계 도면 작성

나. 물량 산정 및 기존 설계법과의 비교평가

5. 콘크리트교 및 하부구조 형식별 예제집 개발

가. 한계상태설계법의 설계 절차, 세부 조항을 검토하여 대표 단면에 대한 설계 예제 제시

나. 콘크리트교 및 하부구조 한계상태설계의 절차 제시 및 기존 설계와의 차이를 분석하고, 설계 예제를 제시하여 기술자의 한계상태 설계에 대한 이해력 향상 제고

다. 철근콘크리트교(RC라멘교, RC슬래브교)예제집 개발

라. 프리스트레스트 콘크리트교(FSM, ILM, FCM에 의한 박스거더교)예제집 개발

마. 프리스트레스트 합성거더교 예제집 개발

바. 역T형 교대, 반중력식 교대 예제집 개발

사. π형 교각, T형 교각 예제집 개발

6. 콘크리트교 및 하부구조 형식별 예제집 개발

가. PSC박스거더교(FSM) 설계 도면 작성

나. 물량 산정 및 기존 설계법과의 비교평가

Ⅴ. 연구개발결과의 활용 계획

○ 교량 형식별 ‘설계 예제집’은 교량설계 기술자들의 한계상태설계 입문 도서 및 실무 설계에 활용

○ ‘설계 예제집’과 ‘시험설계 성과품’ 작성 시 피드백을 통해 ‘도로교설계기준(한계상태설계법)’의 보완 사항을 도출하고, 향후 관련기준 개정 시 활용

○ 교량 형식별 ‘설계 예제집’은 도로설계편람 제5편 교량 개정 시에 활용

○ ‘Q&A 사례집’은 한계상태설계법 도입에 따른 인식전환을 위한 홍보자료 및 초급기술자에 대한 참고서로 활용가능하며, 또한 한계상태설계법 해설집 제정에도 활용

○ 설계 관련 예제집 등 성과자료는 교육 및 세미나 자료로 활용

S U M M A R Y

Ⅰ. Title

Technical Development of the Application of the Limit State Design Code on Highway Bridges

Ⅱ. Introduction

1. Research Needs

○ The allowable stress design(ASD) method and the ultimate strength method(USD) have been used as bridge design methods for a long time. However, with the recent vibrant attempts to open the overseas markets for bridge design, bridge design standards, based on reliability, with respect to the international standards are being sought. Other countries have already changed their technology systems. The Ministry of Land and Transport developed the Korean highway bridges design code(limit state design)(called KHBDC(LSD)) in January 2012, based on reliability, which will come into effect in January 2015.

○ Though the present design standards have standard systems such as manuals, handbooks, guidelines, and engineering books, the manuals and handbooks related to KHBDC(LSD) are yet to be published. Thus, considerable confusion may arise as designers design bridges using the limit state design code. Hence, most domestic designers,

lacking limit state design experience, desperately need manuals and example handbooks.

○ For the limit state design code to become established, detailed example handbooks for steel bridges, concrete bridges, and substructures, need to be developed. In addition, a Q&A, with classified answers about civil complaints, related questions expected to be raised in the future, as well as the revised plan, reflecting feedback on the problems in the standards, which arose while evaluating the design examples, need to be developed.

○ Design support for the limit state design code, thorough operational analysis, and the supplementation of the design standards through feedback, will help overcome the technical subordination to the design standards of advanced countries, such as the AASHTO LRFD and the Eurocode, and secure competitiveness in overseas bridge design markets dominated by these countries.

2. Research Objective

○ This article intends to support the design work by enhancing the engineers'understanding of the KHBDC(LSD), and forming a consensus among the engineers to assist in the rapid settlement of practical design work. An attempt has been made to develop applicable technologies, by making design samples of frequently used bridge types, and to minimize the confusions and complaints that crop up during the early stage of introduction.

- Development of the example handbook
- Study of Q&A cases
- Partial revision(draft) of the KHBDC(LSD)

○ Development of the Design example handbook

The bridge types in "Design Examples of the concrete bridge and substructure" and "The Design Examples of the steel bridge" are selected as the frequently used types. In the first year, a composite box girder bridge, an RC slab bridge, an RC rahmen bridge, a pier, and an abutment will be considered. In the second year, a plate girder bridge, a curved composite box girder bridge, and several PSC box girder types, which are constructed with FSM, ILM, and FCM, will be considered. Through the feedback process, the errors will be fixed, so that the specifications become immaculate.

○ Study of Q&A items

The design code that is to be implemented in the country provides the required standards for maintaining the safety of the facility, performance, strength, etc. Complaints and business disruptions in the initial stages of implementation of the design code will be expected until manuals, guidelines, and handbooks are provided to relevant technicians. Korea Road and Transportation Association is trying to derive Q&A items for the KHBDC(LSD), with the help of advice from the writing committee, regarding key issues in the design code that occurred during this study.

○ Partial revision(draft) of the KHBDC(LSD)

Korea Road and Transportation Association is striving to form

consensus and objectivity, to provide high standards of perfection for the KHBDC(LSD), through several years of research, writing committee meetings, advisory meetings, seminars, public hearings, workshops, etc. However, KHBDC(LSD) would need to be modified, as there is no track record that has been utilized in the design of the real bridge, and problems are derived in the initial stage of the implementation design. Thus, a partial revision of the design code can be implemented and a revised draft can be established, through detailed design code analysis and feedback of the process of creating the collection of design examples.

Ⅲ. Research contents and scope

1. Analysis of the KHBDC(LSD)

A. Comparison with existing design codes based on design concepts

B. Analysis of the KHBDC(LSD) through feedback from the working-level study

C. Research on complementary items after the errors and omissions are understood.

D. Suggestion of a theoretical design procedure using limit state design

2. Establishment of an official approval plan for design example handbooks

A. The study of references and relevant cases

B. The Study of the composition and the planning of example handbooks

C. The study of authorized agencies and the establishment of an official approval plan

3. Development of the design example handbook by bridge type

A. Type selection of the target bridge

○ Type selection of the target bridge through research

○ Type selection of the target bridge through survey

○ Selection of design conditions by the target bridge type

B. Study of the design example handbooks

○ Composite box girder bridge, Curved composite box girder bridge

○ Plate girder bridge

○ RC slab bridge, RC rahmen bridge

○ Prestressed concrete bridge(box girder bridge by FSM, ILM, FCM)

○ Prestressed composite girder bridge

○ Reversed T-shaped Abutment, semi-gravity type abutment

○ π-shaped pier, T-shaped pier

○ Feedback after applying limit state design to the bridge type

○ Revision of design example handbooks through advisory meetings and feedback

○ Study of the Q&A items associated with the bridge type

○ Study of practical design Q&A obtained from feedback data

○ Study of the revision items related to the design code(limit state design)

4. The study of specific designs of existing highway bridges

A. The selection of design conditions for the existing bridges under consideration

B. Detailed design of the existing bridges(drawings) under consideration

C. Comparative evaluation of the existing bridges after a survey of the quality and the construction cost

5. Approval plan for the design example handbooks and the evaluation of ideas for the improvement of the design code(limit state design)

.A. The revision of example handbooks(unity of composition)

B. Systematic description, in accordance with the design code, of calculations of loads and internal forces at a section, examination of the limit state design, etc.

C. Acceptance of the opinions of the hands-on workers.

D. Partial revision(draft) of the design code(LSD), through the analysis of errors and omissions.

E. Advisory meetings in the Korean Highway Bridge Design Code's capacity as the relevant body.

F. Acceptance of the opinions of the relative organizations and the development council.

IV. Research Development Result

1. Official approval of the technical data related to the limit state design

A. Expert and Objective verification of design example handbooks and the Q&A through a technical consultant of the Korean Highway Bridge Design Code(LSD) committee.

○ The reflection of expert opinion: Survey and Utilization of the expert's advice

B. Reliable securement about design concept, procedure, detailed contents

○ Analysis report of the official approval

○ Review report of the composition method

○ Propagation of design examples, Q&A and interim proposal of the design code

2. The study of ideas for the improvement of Korean Highway Bridge Design Code(LSD)

A. A study of the problems in the design standards, occurring in the design examples.

B. Study of the partially revised plans, by examining the errors of the design standards and the contents of the supplements

○ Development of the rating table for the partially revised plans of the highway bridge design standards(limit state design code)

○ Informing the related institutions about the partially revised plans.

C. Development of Q&A for the expected questions in the design phase.

3. Development of the example handbooks by the types of steel bridges

A. Suggestions of design examples for the representative section, after examining the design procedure and the detailed provisions of the limit state design code

B. Promote the improvement of the technicians' understanding of the limit state design, by suggesting the steel bridge limit state design procedures, analyzing its differences from the existing designs, and suggesting design examples.

C. Development of the example handbooks for steel composite box girder bridges, curved steel composite box girder bridges and plate girder bridges

4. Experimental design of a real steel bridge

A. Drawing up of the blueprint of the plate girder bridge

B. Quantification and comparative evaluation against the existing design methods

5. The development of the example handbooks according to the types of concrete bridges and substructures

A. Suggestion of the design example for the representative section by examining the design procedure and the detailed provisions of the limit state design code

B. Promote the improvement of the technicians' understanding of the limit

state design, by suggesting the concrete bridge and substructure limit state design procedure, analyzing its differences compared to the existing designs, and suggesting design examples.

C. Development of the example handbooks for ferroconcrete bridges (RC rahmen bridge and RC slab bridge)

D. Development of the example handbooks for pre-stress concrete bridges(Box girder bridge using FSM, ILM, FCM)

E. Development of the example handbooks for the pre-stress composite girder bridge

F. Development of the example handbooks for the inverted T type abutment and the semi-gravity abutment

G. Development of the example handbooks for the π-type bridge pier and the T-type bridge pier

6. The development of example handbooks according to the type of concrete bridge and substructure

A. Drawing up of the blueprint of the PSC box girder bridge(FSM)

B. Quantification and comparative evaluation with the existing design methods

Ⅴ. Application of Research Result

○ Application of introductory books and practical design which made by example handbook by Korea Bridge Design Code

○ Example handbook could minimize the initial confusion and mistakes through the design process of several types of bridge. Through the feedback process, we could fix the errors, so it makes the specification be immaculate

○ Application of revision about part 5. Road Design Manual

○ Application of promotional materials about Q&A Handbook and example handbook by Korea Bridge Design Code

○ Application of education and seminar about the design example handbook

Table of Content

Submit letter ····· i
Summary ····· v
Summary(English) ····· xiii
Table of Content(English) ····· xxiv
Table of Content ····· xxvii

Chap. 1 Introduction ····· 1

Sec. 1 Research outline ····· 1
1. Research Vision and Objective ····· 1
2. Key technology of research ····· 2
Sec. 2 Research Importance ····· 3
1. Technological importance ····· 3
2. Social and Economicalmportance ····· 4
Sec. 3 Research objective ····· 5
1. Research target objective ····· 5
2. Basis for setting and final goal ····· 5

Chap. 2 Present Korea · abroad technology ····· 9

Sec. 1 Korea technology trend ····· 9
1. Korea technology development status ····· 9
2. Korea market status ····· 12
Sec. 2 Overseas technology trend ····· 13
1. Overseas technology development status ····· 13
2. Overseas market status ····· 14
Sec. 3 Conclusion of trend analysis ····· 16
1. Government support policies ····· 16
2. General conclusions ····· 18

Chap. 3 Research Results ····· 19

Sec. 1 Technical Development of Applying Limit State Design Code on Highway Bridge ····· 19

1. Establishment of approval plan ····· 19
2. A Study on example handbook composition and plan ····· 22
3. survey results ····· 32
4. consultation meeting ····· 55

Sec. 2 Technical Development of Applying Limit State Design Code on Composite Bridge ····· 57

1. Analysis of Korea Highway Bridge Design Code(limit state design) ····· 57
2. Design Flow ····· 87
3. Design examples ····· 107
4. Test design of real bridge ····· 151
5. conclusion ····· 176

Sec. 3 Technical Development of Applying Limit State Design Code on Concrete Bridge ····· 177

1. Analysis of Korea Highway Bridge Design Code(limit state design) ····· 177
2. Design Flow ····· 220
3. Design examples ····· 223
4. Test design of real bridge ····· 247
5. conclusion ····· 258

Chap. 4 Research Objective achievements and contribution ····· 259

Sec. 1 Research objective achievements ····· 259

1. Research progress(1st year) ····· 259
2. Research progress(2nd year) ····· 260
3. Research objective achievements ····· 261

Sec. 2 Results and relative effects ····· 263

1. Expected results and ripple effects ····· 263
2. Other effects ····· 264

Chap. 5 Research results application plan ····· 265

Sec. 1 Detailed application plan ····· 265

1. General ····· 265

2. Application plan in accordance with outcome's characteristics ····· 265

Sec. 2 The necessity of additional research and development ····· 266

1. The necessity of additional research ····· 266

2. Additional research plan ····· 270

Chap. 6 Overseas advanced technology ····· 271

Chap.7 Reference ····· 272

목 차

제 출 문 ····· i
요 약 문 ····· v
영 문 요 약 문 ····· xiii
영 문 목 차 ····· xxiv
목 차 ····· xxvii

제 1 장 연구개발과제의 개요 ····· 1
제 1 절 연구개발의 개요 ····· 1
1. 연구개발의 비전 ····· 1
2. 연구개발의 핵심기술 ····· 2
제 2 절 연구개발의 중요성 ····· 3
1. 기술적 중요성 ····· 3
2. 사회-경제적 중요성 ····· 4
제 3 절 연구개발의 목표 ····· 5
1. 연구개발의 최종목표 ····· 5
2. 최종목표의 성격 및 설정근거 ····· 5

제 2 장 국내외 기술개발 현황 ····· 9
제 1 절 국내 기술 및 산업동향 ····· 9
1. 국내 기술개발 현황 ····· 9
2. 국내 시장 현황 ····· 12
제 2 절 국외 기술 및 산업동향 ····· 13
1. 국외 기술개발 현황 ····· 13
2. 국외 시장 현황 ····· 14
제 3 절 기술개발 현황 분석 결론 ····· 16
1. 정부지원정책 현황 ····· 16
2. 종합 결론 ····· 18

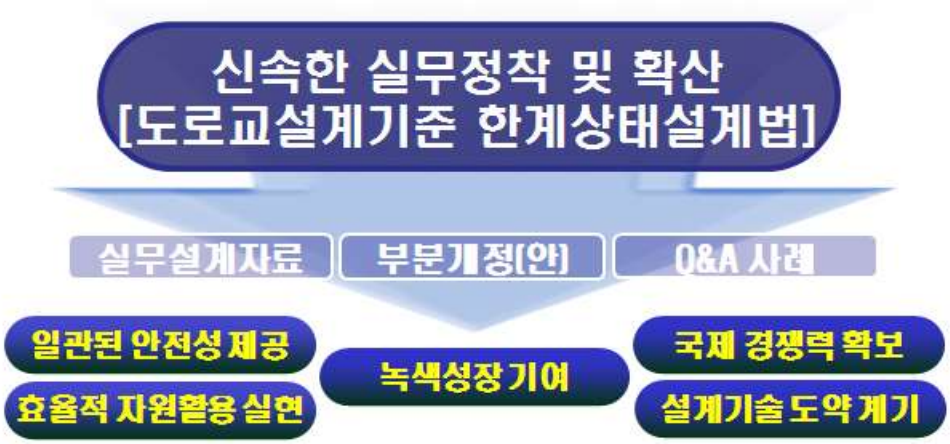
제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 19
제 1 절 도로교 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발 ····· 19
1. 공인화 방안 수립 ····· 19
2. 예제집 및 Q&A 구성 방안 ····· 22
3. 설문조사 결과 ····· 32
4. 전문가 자문 ····· 55
제 2 절 강교 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발 ····· 57
1. 도로교설계기준(한계상태설계법) 설계기준 분석 ····· 57
2. 설계 절차 ····· 87
3. 설계 예제 ····· 107
4. 실교량 시험설계 ····· 151
5. 결론 ····· 176
제 3 절 콘크리트교 및 하부구조 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발 ····· 177
1. 도로교설계기준(한계상태설계법) 설계기준 분석 ····· 177
2. 설계 절차 ····· 220
3. 설계 예제 ····· 223
4. 실교량 시험설계 ····· 247
5. 결론 ····· 258
제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 259
제 1 절 연구목표의 달성도 ····· 259
1. 연구개발 수행 진도율(1차년도) ····· 259
2. 연구개발 수행 진도율(2차년도) ····· 260
3. 연구개발 목표의 달성도 ····· 261
제 2 절 연구성과 및 관련분야 파급효과 ····· 263
1. 기대성과 및 파급효과 ····· 263
2. 기타 효과 ····· 264
제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 265
제 1 절 연구성과 활용방안 ····· 265
1. 활용방안 종합 ····· 265

2. 성과물 특성에 따른 활용방안 ····· 265
제 2 절 추가연구개발의 필요성 ····· 266
1. 추가 연구의 필요성 ····· 266
2. 추가 연구의 추진방안 ····· 270
제 6 장 연구개발과정에서 수집된 해외과학기술정보 ····· 271
제 7 장 참고문헌 ····· 272

제 1 장 연구개발과제의 개요

제 1 절 연구개발의 개요

1. 연구개발의 비전

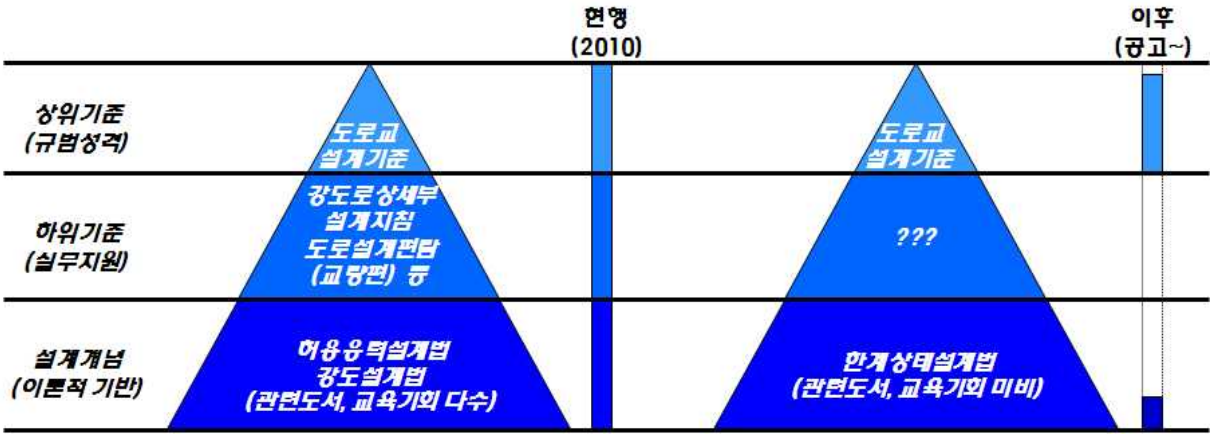


<그림 1.1.1> 과제 개요도

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착 지원
- 실무기술자들의 이해도 및 공감대 형성
- 교량형식별 실무설계 적용기술 개발
- 시행 초기 우려되는 업무혼선과 민원 최소화

○ 도로교설계기준(한계상태설계법) 경쟁력 제고
- 실무분석과 피드백에 의한 보완
- 부분 개정(안)

2. 연구개발의 핵심기술



<그림 1.1.2> 연구개발의 핵심기술

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 실무활용을 위해 하위기준 체계 분석을 통하여 가장 효율적으로 일반 기술자의 이해를 돕기 위한 성과물 도출

○ 설계 실무를 담당하는 연구팀의 철저한 분석과 설계기준 집필위원으로 구성된 자문위원회의 검토 등 상호 보완적 연계를 통해 성과물의 완성도 제고



<그림 1.1.3> 연구개발 상호 보완 연계성

○ 핵심기술의 개발범위와 목표성과물은 다음과 같음

<표 1.1.1> 핵심기술 개발범위 및 목표성과물

핵심기술	기술개발범위	목표성과물
설계기술 개발	강교 설계	강교 설계 예제집
	콘크리트교 설계	콘크리트교 설계 예제집
	하부구조 설계	하부구조 설계 예제집
	실교량 비교설계	시험설계 성과품(설계도면)
설계기준 개선	부분개정 항목 도출	부분 개정(안)
	보완연구 항목 검토	검토 보고서, Q&A사례집

제 2 절 연구개발의 중요성

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 제정은 허용응력법과 강도설계법에 머무르고 있는 국내 교량설계기술의 도약 계기로서 일관된 안전성을 제공하면서도 자원의 효율적 이용을 가능하게 하여 교량 건설 분야의 저탄소 녹색성장에 기여할 것으로 기대됨.

○ 또한 최근 교량설계분야의 해외시장 진출이 활발히 추진됨에 따라 국제표준에 부합되는 신뢰도 기반 설계기준의 기술체계로 전환이 요구되고 있어 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착이 요구됨.

○ 국내 대다수의 설계기술자들은 신뢰도 기반 설계기준을 적용한 설계 경험이 없어 새로운 설계기준에 대한 이해와 공감대 형성을 위한 노력 그리고 실무설계 지원을 위한 기술자료의 제공이 시급함.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 실무 설계 지원 노력과 동시에 철저한 실무적 분석과 피드백을 통한 보완은 AASHTO LRFD, Eurocode 등 선진국의 신뢰도 기반 설계기준에 대한 기술적 종속을 극복하고, 이들이 선점하고 있는 해외 교량설계 시장에서의 경쟁력을 확보하는 데에도 기여할 것임.



<그림 1.2.1> 연구개발의 중요성

1. 기술적 중요성

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 설계실무 정착 및 확산

○ 합리적이고 진보된 설계기술 적용을 실현하고, 자원의 효율적 이용을 가능하게 하는 교량설계 환경 조성

○ 국가 주도의 국토교통 관련분야 연구개발사업 성과의 확산 및 실용화 촉진

2. 사회-경제적 중요성

○ 기술경쟁력 확보를 통하여 고부가가치인 세계 교량 시장 진출을 위한 발판 마련

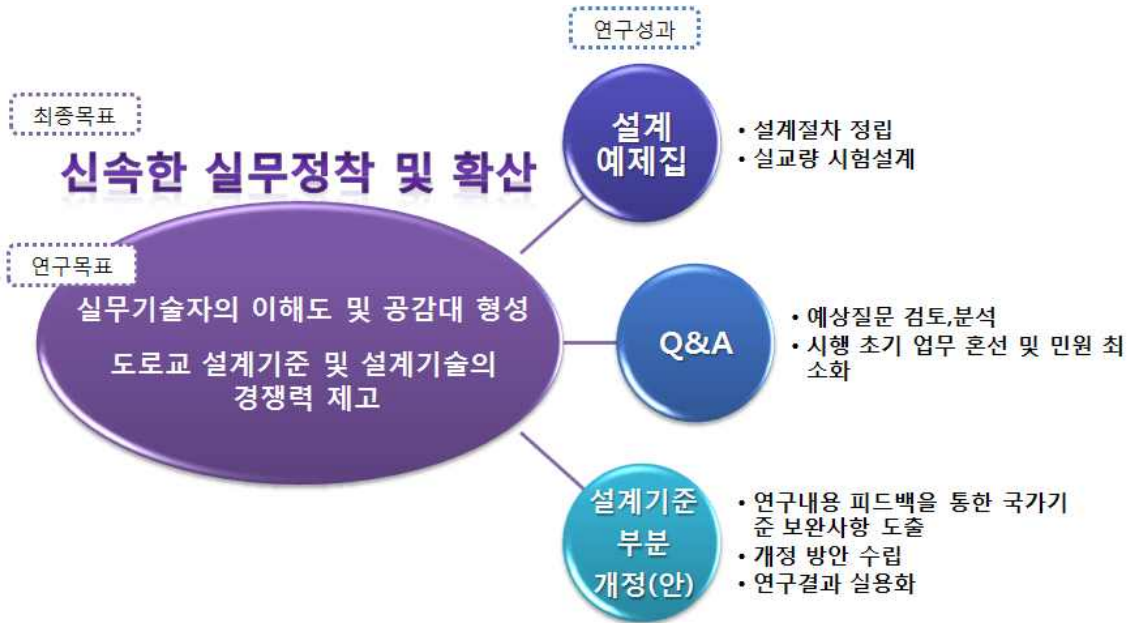
○ 국제표준에 부합하는 설계개념을 도입하여 컨설팅 비용 감소 및 해외 교량건설 시장 진출 활성화에 기여

○ 국내 교량설계기술의 국제 표준화를 선도하여 이후 초장대교량사업에서 예정된 케이블 교량 설계기준 개발의 견인차 역할을 수행함으로써 세계화에 대비한 경쟁력 있는 교량설계기술능력 확보

제 3 절 연구개발의 목표

1. 연구개발의 최종목표

○ 이 연구개발 과제는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착과 경쟁력을 제고하기 위하여 “1) 실무설계자료 개발 2) 설계기준 부분개정(안) 3) Q&A 사례 제시”라는 최종목표를 수립하였음.

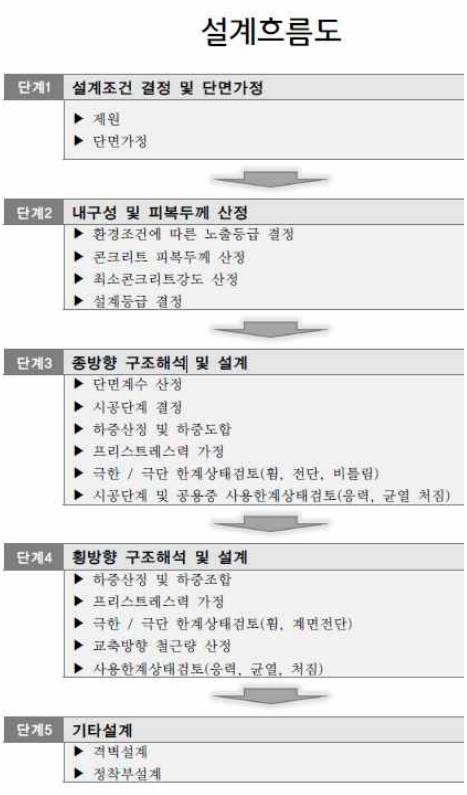


<그림 1.3.1> 연구개발의 최종목표

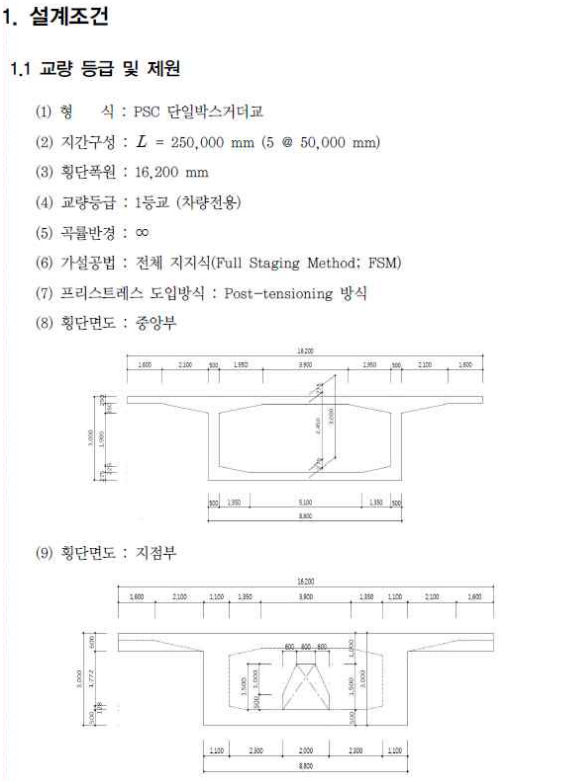
2. 최종목표의 성격 및 설정근거

○ 실무설계자료 개발

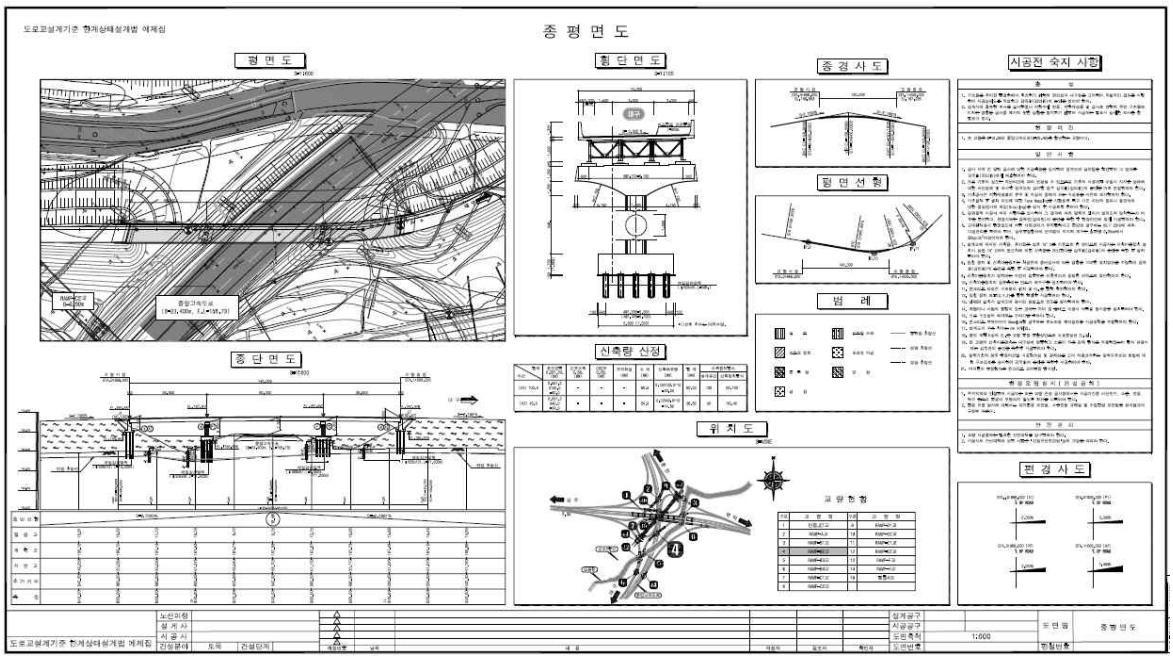
	- 한계상태설계법에 의한 이론적 설계 절차를 정립 - 시험설계 수행을 통해 교량 형식별 예제집과 실교량 시험설계 성과품 제공



< 설계 절차(예시) >



< 설계 예제(예시) >



< 실교량 시험 설계 도면(예시) >

<그림 1.3.2> 설계 예제 및 도면

- 최근 교량설계분야의 해외시장 진출이 활발히 추진됨에 따라 국제표준에 부합되는 신뢰도 기반 설계기준 기술체계로의 전환이 요구되고 있어 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착이 요구됨.
- 국내 설계자들은 허용응력설계법과 강도설계법에 익숙하여 새로운 설계법을 적용하는 데는 상당기간의 적응시기가 필요할 것으로 판단됨.
- 따라서, 교량 형식별 설계 예제집 개발을 통해 새로운 설계법의 조기 정착을 실현하고자 함.
- 설계 예제집 개발에 참여하는 공동연구기관(설계사)는 인천대교 설계, 거가대교 설계감리, 두바이 Palm Jebel Ali 등 국외 기준을 활용한 설계 경험 다수 보유

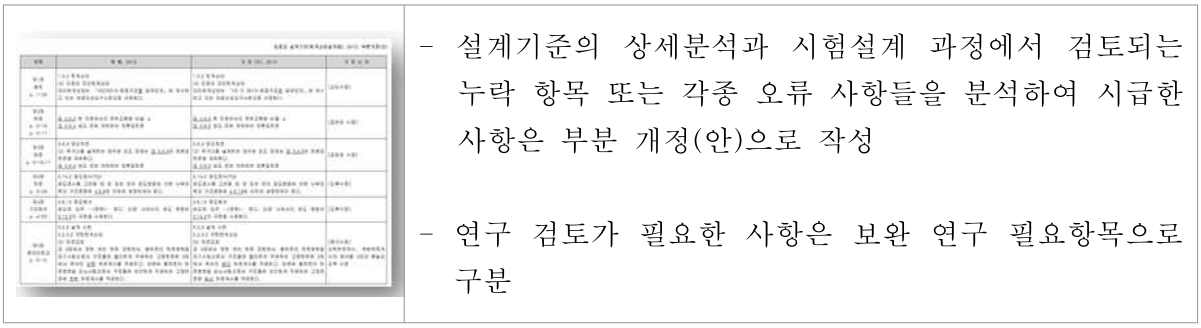
○ Q&A 사례 작성



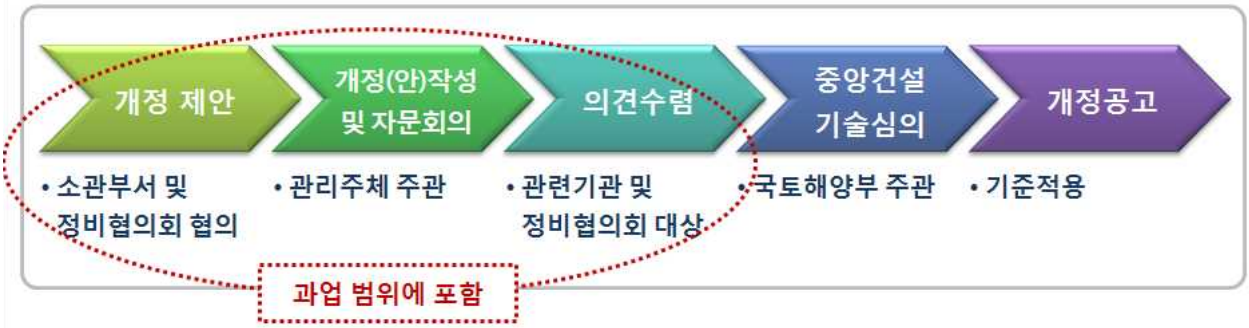
- 새로운 설계법을 적용함에 따라 발생할 수 있는 예상 질문을 분석하고, 그에 대한 대책을 검토, 정리
- 시행 초기 우려되는 업무 혼선과 민원 최소화

- 국가에서 제정하는 설계기준은 시설물의 안전, 성능, 강도 등을 유지하기 위한 최저 한계만을 규정한 것으로 해설, 지침, 편람 등이 제공될 때까지는 설계 수행 시 업무 혼선과 민원 발생이 우려됨.
- 따라서, 교량 실무설계 자료를 개발함으로서 새로운 기준의 신속한 실무정착을 적극 지원하고자 함.
- 한국도로교통협회는 도로교설계기준의 관리주체로 그간 접수된 민원 및 검토업무를 수행해 온 바, 본 연구과제 수행 시 발생되는 Q. 항목에 대해 자문 등을 통한 적극적 해결방안 모색 가능

○ 설계기준 부분 개정(안)



- 설계기준의 상세분석과 시험설계 과정에서 검토되는 누락 항목 또는 각종 오류 사항들을 분석하여 시급한 사항은 부분 개정(안)으로 작성
- 연구 검토가 필요한 사항은 보완 연구 필요항목으로 구분



<그림 1.3.3> 설계기준 부분 개정(안)

- 도로교설계기준(한계상태설계법)은 다년간의 연구, 집필위원 회의, 자문회의, 세미나, 공청회, 워크샵 등 다수의 자문과 세미나를 개최하여 객관성 및 공감대를 형성하기 위한 다양한 노력을 기울여왔음.
- 그러나, 새롭게 도입된 기준인 만큼 실물 교량 대상의 설계적용 초기에 보완이 필요한 항목이 일부 도출될 수 있음.
- 따라서, 설계기준 상세 분석과 설계 예제집 작성 과정의 피드백을 통하여 설계기준 부분 개정 사항을 도출하고 개정 방안을 수립하고자 함.
- 설계기준 개정은 자문 및 의견수렴이 시행되어야 국토교통부 중앙건설기술심의 요청이 가능함.

제 2 장 국내외 기술개발 현황

제 1 절 국내 기술 및 산업동향

1. 국내 기술개발 현황

○ 도로교설계기준은 국내 실정에 맞는 안전하고 경제적인 교량 설계를 위하여 1972년 제정되었으며, 당시에는 도로교표준시방서라는 명칭으로 설계와 시공내용이 통합 수록되어 있었음.

○ 이후 사회적 요구와 기술개발 주기 등을 고려하여 설계개념의 근간을 유지하되 지속적으로 수정 및 보완됨.

개정연혁	시방서	설계기준		비고
1972. 12	도로교표준시방서 제정			시공편, 설계편 통합 수록
1977. 12	1차 개정			
1983. 12	2차 개정			
1992. 11	3차 개정			내진설계개념 도입
1996. 4	4차 개정			
1999. 8	5차 개정	-		설계기준, 시방서 분리
2000. 7	-	5차 개정		
2005. 1	6차 개정	6차 개정		SI 단위변환, 수해방지대책 강화
2008. 9	-	부분 개정		HSB 고강도 강재 추가
2010. 9	-	7차 개정		연성도 내진설계 개념 도입
2012. 1	-	-	별권 제정	한계상태설계법 도입 (2015. 1. 1 적용)
2013. 2	7차 개정	-	-	고성능, 친환경 재료 추가

<그림 2.1.1> 도로교설계기준 및 시방서 제·개정 현황

<표 2.1.1> 도로교설계기준 및 시방서 개정 주요 내용

개정년도	개 정 내 용
1972.12 제정	“콘크리트 도로교 설계 표준시방서” 건설부 - 탄성이론에 근거한 허용응력설계법에 기준
1977.12 개정	“도로교표준시방서” 건설부 - 강교와 콘크리트교를 통합한 설계시방서 - 공통편 정리 - 1등급교량 하중크기 확대(DB18→DB24)
1983. 12 개정	“도로교표준시방서” 건설부 - 1982년 콘크리트 표준시방서에 맞게 보완 - 적용지간 확대(120 m → 200 m) - 특수강재에 대한 규정 추가 - 설계내용이후 시공편이 같은 목차에 수록
1992. 11 개정	“도로교표준시방서” 건설부 - 강도설계법 도입 - 내진설계편 추가 - 부록에 하중계수설계법 소개
1996. 4 개정	“도로교표준시방서” 건설교통부 - AASHTO 기준에 따라 보완 - 하중저항계수 설계법(LRFD) 부록으로 편찬 - 설계기준과 해설 통합본
2000. 7 개정	“도로교설계기준”, 한국도로교통협회, 건설교통부 - 도로교표준시방서에서 설계기준을 분리 제정 - 하부구조(2001), 상부구조(2003)해설 별책
2005. 2 개정	“도로교설계기준”, 한국도로교통협회, 건설교통부 - 하천설계기준과 통일 - 단위중량을 단위질량으로 표기(SI단위계 적용)
2008. 9 부분개정	“도로교설계기준”, 한국도로교통협회, 국토해양부 - HSB(교량구조용 압연강재) 추가 - 샤르피 흡수에너지 관련 규정 신설 - 대직경 고장력 볼트 추가
2010. 9 개정	“도로교설계기준”, 한국도로교통협회, 국토해양부 - 콘크리트교 내진설계기준 문제점 보완

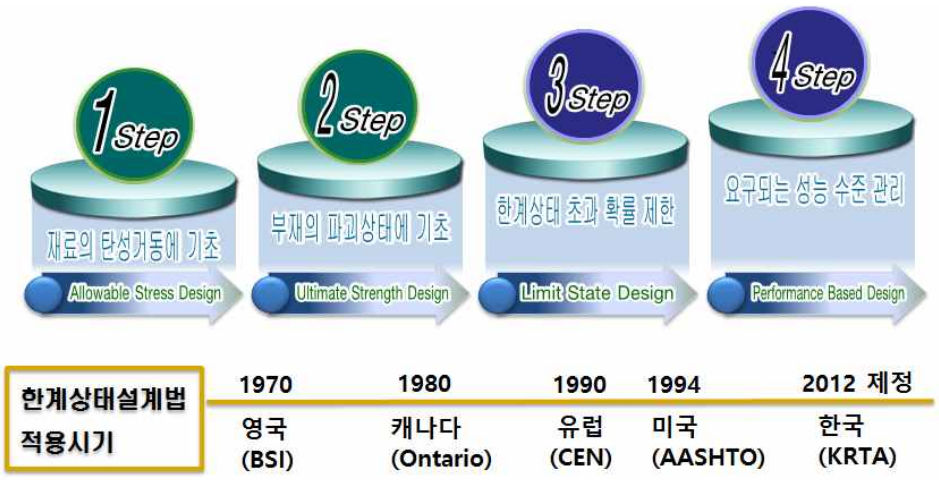
○ 도로교설계기준의 가장 큰 변화는 1977년 개정 시 차량의 대형화에 부합하기 위해 1등급 교량의 표준트럭하중을 DB-24로 상향 조정하였으며, 1992년 강도설계법의 적용과 교량의 내진설계를 의무화함으로써 “내진설계 지침”이 제작되어 실무기술자에게 교육용으로 제공되었음. 2005년 개정판에서는 SI단위계로 전환하였으며, 2010년에는 철근콘크리트 교각의 연성도 내진설계를 도입하였음. 한편 1996년에는 국내에서 처음으로 하중저항계수설계법을 부록에 수록하여 해외 설계기준의 추세에 맞춰 향후 국내 설계기준의 나아갈 방향을 제시함.

○ 도로교설계기준의 개정과 함께 도로설계편람 제5편 교량편(국토해양부), 도로설계요령 교량편(한국도로공사) 등 하위기술기준도 지속적으로 개정·보급되어 기술자들의 실무설계를 지원해 오고 있음.

○ 환경문제에 대한 국민적 요구에 부응하기 위하여 친환경적, 경제적 교량 건설을 유도하는 설계기준의 역할 강화 필요성 대두

○ 이와 함께 해외경쟁력 확보를 위하여 국제표준에 부합되는 설계기준의 도입 필요성이 부각됨에 따라 정부 R&D인 “교량 해석 및 설계 선진화”(교량설계핵심기술연구단, 2003.12 ~ 2008.12)를 통해 한계상태설계법을 이론적 근간으로 하는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 제정을 위한 기술적 기반이 마련되었음. 이후 국고보조사업으로 도로교설계기준(한계상태설계법) 제정 과업이 추진되어 2012. 1월 제정되었으며, 2015. 1월 적용 예정임.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 제정은 시기적으로 미국, 유럽과 같은 선진 도입국에 비해 약 20년 이상 늦은 것이나, 일부를 제외하고는 국내의 연구성과가 집대성된 것으로서 신속한 실무정착과 보완을 통하여 기술격차를 감소시키고 경쟁력 지속적으로 향상시켜야 함.



<그림 2.1.2> 도로교 설계법 변천 과정

2. 국내 시장 현황

○ 국내에서는 인천대교(2004년)와 거가대교(2003년) 등 민자사업을 통해서 AASHTO LRFD에 의한 설계가 진행된 사례가 있으며, 이후 일부 현장에서 한계상태설계법에 의한 설계변경을 추진하였으나 실무기술자의 경험, 제도적 기반 그리고 관련 기술 자료의 부족으로 적용되지 못하고 있는 실정임.

○ 해외사업의 경우에도 신뢰도 기반의 한계상태설계법을 근간으로 하는 설계기준의 적용 경험은 일부 설계사에 국한되어 있어 대부분의 국내 시공사는 해외 입찰시 외국 설계사에 입찰설계를 의뢰하고 있는 실정임.

○ 이와 같이 현재 실무기술자들은 한계상태설계법에 대한 이해가 부족한 상황이므로 도로교설계기준(한계상태설계법)의 제정과 함께 설계기법의 이해와 실무설계를 돕기 위한 기술자료의 제공 그리고 적극적이고 지속적인 교육이 실시되어야 함.

○ 이를 통하여 실무기술자들이 한계상태설계법에 대한 이해도를 높이고 신속하게 실무에 적용할 수 있도록 저변 확대와 경험 축적을 통해 해외 경쟁력을 갖출 수 있도록 시급히 지원 대책을 마련하여야 함.

제 2 절 국외 기술 및 산업동향

1. 국외 기술개발 현황

○ 미국은 1994년에 신뢰도 기반 한계상태설계법 기준인 LRFD편을 제정하여 ACI, PCI, ASCE 등에 근거한 AASHTO STANDARD의 설계기준과 병행 적용하며 지속적인 연구를 통해 개정해 오고 있음. 특히 2007년 이후부터 정부재원으로 건설되는 교량에는 LRFD의 의무적용을 추진함.

- 1979년 신뢰성에 근거한 한계상태규정들이 연구됨.
- 1984 교량 기술자그룹에서 AASHTO 설계기준은 최근 기술발전이 반영되지 못함을 건의
- 1986 NCHRP 20-07에서 AASHTO의 새로운 설계기준 정립 연구
- 1987 유럽-캐나다의 LSD를 기초로 하는 LRFD 설계기준 정립 연구
  - ■ 연구개발 5개년 계획(NCHRP 12-33 추진)
  - • Design Concept : Design philosophy, LSD-LRFD, Reliability
  - • Demand : Design Load, Load Combinations, Load Factors
  - • Capacity : Design Strength, Resistance Factors
- 1994 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 1st. edition 제정
  - ■ AASHTO LRFD의 특징
  - • 4가지의 한계상태로 정의
  - • 구조신뢰성 이론을 바탕으로 하중계수와 저항계수 결정
  - • 활하중 모델 및 피로하중 모델의 개선
  - • 분배계수 및 바닥판 설계의 개선
  - • 콘크리트 설계의 통합
  - • 강도한계상태에 대해서만 구조신뢰성이론에 근거한 보정
- 1998 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2nd 개정
- 2004 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 3rd 개정
- 2007 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 4th 개정
- 2010 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 5th 개정
- 2012 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th 개정

○ 유럽연합은 국제표준의 확립을 위하여 CEN(European Committee for Standardization)을 설치하고, 영국의 BS, 독일의 DIN 등 각국에서 사용하던 설계기준을 통합하여 Eurocode를 제정함.

- 1978 CEB-FIP code를 바탕으로 구조설계기준 착수
- 1984 기술보고서 형식으로 유로코드의 초판 출판
- 1989 건축과 토목구조물에 관해 9개로 분류된 설계기준 작성 결의
  - ENV 1991 - Eurocode 1: 설계원칙 및 하중(공통편)
  - ENV 1991 - Eurocode 2: 콘크리트 구조설계
  - ENV 1991 - Eurocode 3: 강구조설계
  - ENV 1991 - Eurocode 4: 강합성구조설계
  - ENV 1991 - Eurocode 5: 목구조설계
  - ENV 1991 - Eurocode 6: 조적구조설계
  - ENV 1991 - Eurocode 7: 지반설계
  - ENV 1991 - Eurocode 8: 내진구조설계
  - ENV 1991 - Eurocode 9: 알루미늄 구조설계

2. 국외 시장 현황

○ 현재 한계상태설계법에 기반한 교량설계 시장을 주도하고 있는 나라는 미국과 유럽연합이며, 지속적 투자를 통한 개정과 실무 지원을 통하여 세계 교량 설계 시장을 선점해 나가고 있음
- 인도, 말레이시아, 중동 등 과거 영국의 식민지였던 국가는 현재까지도 BS Code를 근간으로 하는 자국의 설계기준을 적용하고 있으며, 중동지역은 BS Code 위주에서 Eurocode와 AASHTO LRFD의 설계기준을 발주처의 요구사항에 따라 적용하고 있음.
- 아프리카의 북부는 과거 대부분 프랑스의 식민지인 연유로 Eurocode를 주로 사용하고 있으며, 중서부지역은 BS Code와 Eurocode를 주로 사용하고 있음.

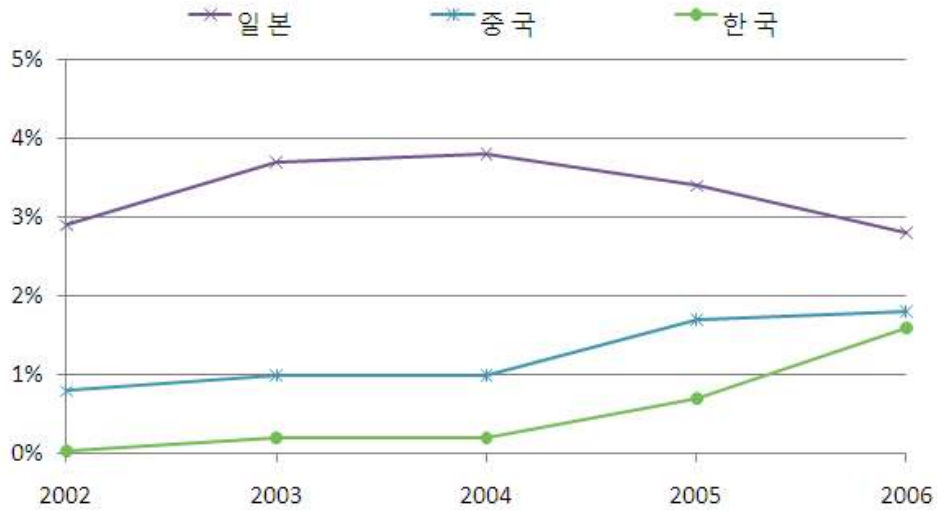
○ 세계 엔지니어링 시장에서 한국의 점유율은 매년 완만한 증가 추세에 있으나 일본, 중국 등 경쟁국에 비하여 아직 낮은 수준이며, 주로 플랜트 위주로 진출하고 있음을 감안할 때 교량분야의 비중은 매우 미미한 수준임.

○ 경쟁국들은 국제표준에 부합되는 교량설계기준을 개발하여 해외 시장 진출 확대를 적극 추진하고 있으며, 최근 각종 국제협약에서 ISO 등 국제표준에 부합하는 신뢰도 기반의 설계기준의 적용 의무를 강화하고 있어 이에 대한 대응이 시급함.

<표 2.2.1> 엔지니어링분야 세계시장 점유율(단위 : 백만달러)

구분	2002년		2003년		2004년		2005년		2006년	
	매출액	비중	매출액	비중	매출액	비중	매출액	비중	매출액	비중
미 국	8,500.0	45.1 %	9,578.0	45.6 %	10,106.7	41.8 %	10,819.3	41.1 %	13,916.1	42.1 %
캐나다	1,717.1	9.1 %	1,985.7	9.5 %	2,280.9	9.4 %	2,515.2	9.6 %	3,072.1	9.3 %
유 럽	7,349.2	39.0 %	7,672.3	36.6 %	9,094.4	37.7 %	9,501.6	36.1 %	11,351.3	34.3 %
영국	2,414.1	12.8 %	2,576.9	12.3 %	3,497.8	14.5 %	3,204.7	12.2 %	3,973.0	12.0 %
독일	378.4	2.0 %	390.8	1.9 %	298.4	1.2 %	364.4	1.4 %	428.7	1.3 %
프랑스	1,251.3	6.6 %	1,031.9	4.9 %	1,062.0	4.4 %	1,006.1	3.8 %	1,091.6	3.3 %
이탈리아	145.5	0.8 %	118.0	0.6 %	92.0	0.4 %	131.1	0.5 %	-	-
네덜란드	1,532.7	8.1 %	1,822.3	8.7 %	2,223.7	9.2 %	2,623.8	10.0 %	3,482.8	10.5 %
기타	1,627.1	8.6 %	1,732.3	8.3 %	1,920.6	8.0 %	2,171.5	8.3 %	2,375.3	7.2 %
일 본	542.3	2.9 %	779.9	3.7 %	922.0	3.8 %	891.3	3.4 %	938.0	2.8 %
중 국	150.3	0.8 %	207.9	1.0 %	249.8	1.0 %	456.3	1.7 %	584.0	1.8 %
한 국	**6.9**	**0.04 %**	**34.4**	**0.2 %**	**51.9**	**0.2 %**	**191.9**	**0.7 %**	**528.6**	**1.6 %**
기 타	597.9	3.2 %	731.8	3.5 %	1,449.0	6.0 %	1,939.4	7.4 %	2,663.8	8.1 %
계	18,863.7	100.0 %	20,990.0	100.0 %	24,154.7	100.0 %	26,315.0	100.0 %	33,054.0	100.0 %

* 출처 : 제4차 건설기술진흥기본계획(수정계획), 국토해양부, 2009.7



<그림 2.2.1> 인접 경쟁국 엔지니어링분야 세계시장 점유율

제 3 절 기술개발 현황 분석 결론

1. 정부지원정책 현황

가. 관련법령, 정부 정책 및 담당기관

○ 정부는 건설기술관리법 제3조 및 동법시행령 제5조에 근거하여 제4차 건설기술진흥기본계획(2008~2012)을 수립·추진하였음.

○ 건설기술진흥기본계획은 건설기술정책·제도의 선진화 및 연구개발의 촉진·활용 등을 통해 건설기술수준향상 및 경쟁력 제고를 위한 5개년 단위 국가종합계획임

○ 제4차 건설기술진흥기본계획의 비전과 목표는 다음과 같으며, 이 과업은 건설공사 기준 정비의 일환으로 제정중인 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착 및 확산을 지원하기 위한 과제로서 정부의 정책 목표 달성을 위한 전략에 부합됨.



<그림 2.3.1> 제4차 건설기술진흥기본계획의 비전 및 목표

나. 정부지원 정책사업 종류와 현황

○ 위에서 언급된 제4차 건설기술진흥기본계획의 목표 달성을 위한 전략사업으로서 기준 정비사업이 추진됨.

○ 건설기준 정비를 통하여 친환경 설계법 도입, 친환경 자재사용 확대, 자재생산·시공·유지관리 및 폐기까지 건설 전과정 공정혁신 유도와 다양한 기술의 융·복합에 대한 적극적 검토

○ 설계 및 시공 기준정비체계 개선 측면에서는 기준정비의 우선순위, 예산지원 규모 및 방법 등에 대해 연차별 기준정비종합계획을 수립·관리

○ 설계·시공기준은 국고보조금을 확충하여 정비지원, 하위기준 등은 부서별 연구용역 및 R&D에 반영하여 정비 방안 검토

<표 2.3.1> 정부지원 정책사업 현황

추진내용	추진일정					과제성격	담당기관 (주관/협조)
	'08	'09	'10	'11	'12		
▪ 저탄소·녹색성장 개념을 반영한 건설기준 정비						제도개선	국토부 기술기준과
▪ 설계 및 시공 기준 정비체계 개선						체계구축	국토부 기술기준과

2. 종합 결론

강점(S)	◦ 관련 분야의 고급 기술인력 다수 ◦ 국내 건설사 해외사업 진출 확대(플랜트, 교량) ◦ 발주처의 관심 증대 ◦ 국내 기술자의 높은 업무 효율 ◦ 새로운 기술에 대한 적응력 우수
약점(W)	◦ 한계상태설계법에 대한 기술자 경험 부족 ◦ 교육 커리큘럼 부족 ◦ 제도적 기반 부족 ◦ 기술적 판단력 부족 ◦ 설계 및 컨설팅 분야의 인지도 저하
기회(O)	◦ 향후 해외 교량 건설 시장 확대 전망 ◦ 정부의 국가기준 예산지원 확대 의지 ◦ 설계사의 해외진출 의지
위협(T)	◦ 선진국의 기술선점 ◦ 기술 종속 우려 ◦ 경쟁국의 기술도약 의지

○ 최근 각종 국제협약에서 ISO와 같은 국제표준에 부합하는 신뢰도 기반 설계기준의 적용 의무를 강화하는 등 신뢰도 기반 한계상태법에 의한 교량설계기술은 이미 세계 교량시장의 표준으로 인식되고 있음.

○ 반면 국내의 교량설계는 허용응력설계법과 강도설계법에 머무르고 있어 해외시장을 선점하고 있는 기술선진국과의 경쟁력이 부족한 실정임.

○ 특히 기술후진국들이 선진국의 기준을 수용함에 따른 기술격차 감소 우려와 일본, 중국 등의 신뢰도 기반 설계기준 개발 및 해외시장 진출 의지 등을 고려할 때 도로교설계기준(한계상태설계법)의 적용은 더 이상 늦출 수 없으며, 기술경쟁력 실현을 앞당기기 위하여 신속한 실무 정착이 요구됨.

○ 국내 대부분의 설계자들은 도로교의 한계상태설계를 위한 기초 교육의 기회가 많지 않았으며 이를 활용한 실무 설계 경험도 부족한 현실이나, 국내 실무 기술자들의 높은 기술 습득력 및 업무 열정을 고려할 때 실무설계 지원을 위한 기술 자료와 교육이 뒷받침된다면 신속한 실무 적용 및 확산이 가능할 것으로 판단됨.

○ 특히 도로교설계기준(한계상태설계법)은 최초 제정된 기준으로 실무 적용 사례가 없으므로 철저한 실무적 분석과 동시에 해당 집필위원회의 자문을 통하여 정확한 의도를 반영한 설계 예제 등을 마련하여야 할 것이며, 설계기준의 경쟁력 향상을 위한 보완도 동시에 추진되어야 함.

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

제 1 절 도로교 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발

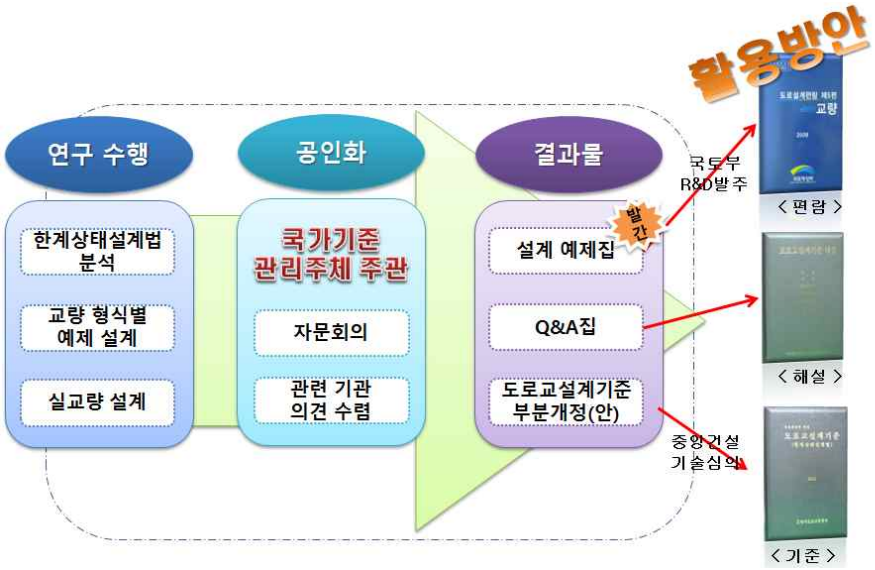
1. 공인화 방안 수립

가. 개요

○ 이 연구의 목적은 2012. 1월 제정(국토해양부 공고 제2012-61호)된 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무정착 및 확산을 위해 교량 형식별 예제집 등 설계 기술자료를 개발하기 위한 것이다.
연구성과물은 공인화 과정을 통해 객관적이고 전문적이며 신뢰성 있는 기술정보로 사용자에게 제공되어야 한다.

나. 공인화 방안

○ '공인'이란 국가나 공공단체 또는 사회단체 등이 대상물에 대하여 인정하는 것이며, '공인화'는 공인을 하기 위한 일련의 과정을 의미한다.
이 과제 성과물의 공인 대상 기관으로는 정부 기관과 관련단체인 학·협회 등이 될 수 있다. 국토교통부 등 발주처에서 발행되는 기준은 공고 또는 고시 등을 통해 강제성이 부여되나, 학·협회에서 발행되는 하위기술기준은 참고도서의 기능을 하게 된다.
도로교설계기준(한계상태설계법)은 제정 공고와 동시에 적용되는 것은 아니며, 새로 도입되는 설계법 임을 감안하여 3년 유예 후 2015. 1월부터 전면 적용하도록 공고되었다. 국가기준의 유예기간 중에 하위기준인 이 과제의 성과물이 국토교통부의 승인을 득하여 발행되는 것은 기준의 위계상 적용문제의 소지가 있다. 따라서 도로교설계기준의 관리주체인 한국도로교통협회의 자문심의를 거쳐 참고기준으로 우선 활용하도록 하는 것이 바람직하다.
도로설계편람 교량편의 개정은 향후 도로교설계기준(한계상태설계법)이 전면적으로 적용된 후 국토교통부 R&D를 통해 추진될 것으로 판단되며, 개정 시 이 과제의 성과물인 교량 형식별 설계 예제가 편람에 반영될 것이다. 또한 Q&A집은 도로교설계기준(한계상태설계법) 해설서 작성에 활용될 것으로 전망되며, 관리주체 자문회의와 관련기관 의견수렴을 마친 부분 개정(안)은 국토교통부 중앙건설기술 심의를 통과한 후 개정 공고 될 수 있을 것이다.



<그림 3.1.1> 공인화 방안

※ 본 보고서에서는 국가 건설공사기준의 관리 및 정비와 관련하여 정비협의회와 관리주체라는 기관명을 사용하고 있다. 그러나 건설기술진흥법[1] 및 관련 운영규정[2] 개정에 따라 건설기준의 관리체계 및 개정 절차가 재정립되었고, 현재는 국가건설기준센터와 관련단체라는 명칭이 사용되고 있다. 다만, 본 연구의 기간이 2011. 11. 8 ~ 2013. 9. 7로 건설기술진흥법의 개정 사항이 시행되기 이전의 과도기였으므로 우리 협회는 관리주체의 역할과 정비협의회의 의견수렴을 수행하였다. 이러한 사유로 본 보고서에서는 현재 사용되고 있는 명칭인 국가건설기준센터와 관련단체 대신에 정비협의회와 관리주체라는 명칭을 사용하였다.

주 1) 건설기술진흥법, [시행 2014.5.23.] [법률 제11794호, 2013.5.22., 전부개정]
주 2) 건설기술개발 및 관리 등에 관한 운영규정, [개정 2013. 7. 22] [국토교통부 훈령 제255호]

○ 도로교설계기준(한계상태설계법) 부분 개정안 추진

- 한계상태설계법 분석과 예제설계를 수행하면서 발생한 설계기준 오류사항과 개선항목에 대해 설계기준 집필위원회의 검토를 거쳐 '부분개정(안)-오류사항'을 개발하였다.
- 오류 사항에 대해서는 관련기관 의견수렴, 정비협의회 의견수렴을 진행한 후 협회 홈페이지에 공지하였다.
- 개선이 필요한 항목은 집필위원회에서 지속적으로 검토하여 '부분개정(안)'을 작성하였고, 연구기간 종료 후인 2014. 10. 28(화)에 중앙건설기술심의를 수행하였다.
- 이번 개정(안)에는 초장대교량사업단 연구성과인 케이블교량설계지침 내용을 별권으로 포함하고 있어, 이 과제가 종료된 후에도 관련 연구와 연계하여 개정 과정이 지속적으로 진행, 관리되고 있다.


건설기술심의요청서

의안번호	제 호
구분	건설기준심의

건 명	도로교설계기준(한계상태설계법) 부분개정(안)

소관부서	간선도로과
제출년월일	2014. 6.

도로교설계기준(한계상태설계법)
부분개정(안) 대비표

2014. 6.

한국도로교통협회
KRTA Korea Road & Transportation Association

<그림 3.1.2> 중앙건설기술심의 요청 자료

다. 관련 자료 및 사례 조사·분석

○ 공인화 및 한계상태설계법 분석 등을 위하여 국가기준인 건설공사기준, 하위기술기준, 관련 참고서적 및 논문을 조사하였다. 건설공사기준은 시공기준과 설계기준으로 구분되는데 시공기준 30종(표준시방서 19종, 전문시방서 11종), 설계기준 20종, 총 50종이 활용되고 있다. 이 중에서 이 과제와 직접적으로 관련된 도로교설계기준은 한국도로교통협회가 관리주체로 지정되어 있다. 하위기술기준은 국토교통부와 한국도로공사 등 발주처별로 관리되고 있다. 조사된 국토교통부의 하위기술기준은 30여종으로 규칙 1종, 지침 14종, 편람 4종, 표준도 3종, 요령 5종, 매뉴얼 5종이다.고속도로를 관리하고 있는 한국도공사의 기준 중 조사된 자료는 23종으로 설계기준 3종, 지침 6종, 요령 4종, 편람 5종, 표준도 3종, 기타 2종이다. 이외 참고서적 및 논문은 28건으로 교량핵심기술연구단의 성과보고서와 논문이다.

라. 기술실시계약

○ 설계 예제집은 '국토해양기술 연구개발사업 관리지침 2012. 4.'에 따라 한국도로교통협회와 출판사간 기술실시계약을 체결하여 일반 기술자에게 보급하였다.



<그림 3.1.3> 기술실시 결과물

2. 예제집 및 Q&A 구성 방안

가. 개요

○ 본 연구는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무정착 및 확산을 목적으로 교량 형식별 예제집 등 기술자료를 개발하기 위한 것이다. 도로교 설계를 담당하는 실무자들이 새롭게 시행되는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무정착과 경쟁력을 제고하기 위하여 설문조사를 실시하고, 교량 형식별로 예제 설계와 실교량에 대한 시험설계를 수행하였다.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착 지원
- 실무기술자들의 이해도 및 공감대 형성
- 교량형식별 실무설계 적용기술 개발
- 시행 초기 우려되는 업무혼선과 민원 최소화

○ 도로교설계기준(한계상태설계법) 경쟁력 제고
- 실무분석과 피드백에 의한 보완
- 부분개정(안)

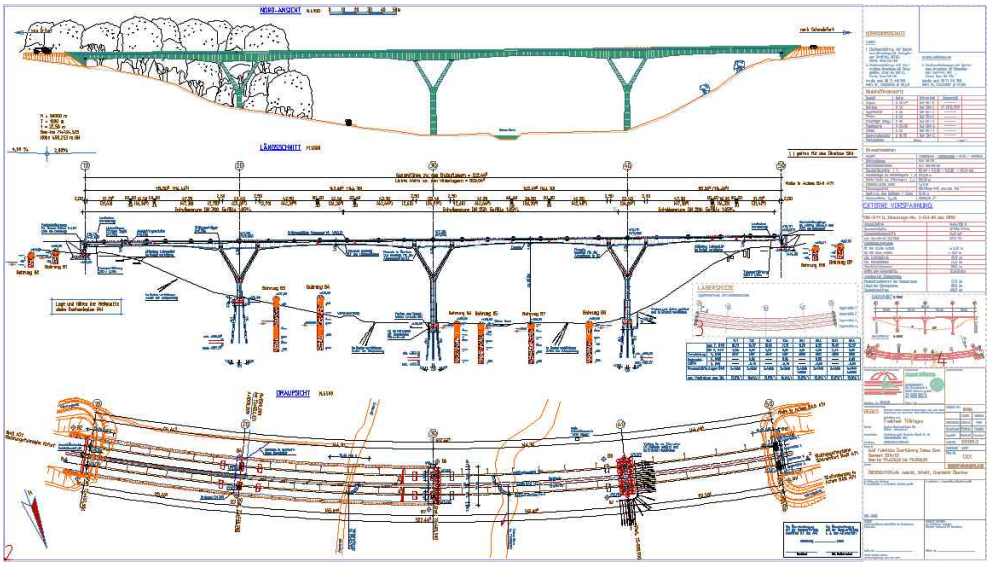
○ 기존 도로교설계기준의 실무활용을 위해 하위기준 체계를 분석하여 가장 효과적으로 일반 기술자의 이해를 도울 수 있는 성과물 도출

○ 철저한 실무적 관점의 분석과 설계를 수행하는 연구팀과 설계기준 집필위원으로 구성된 자문위원회의 상호 보완적 연계를 통해 성과물의 완성도 제고

나. 예제집 및 Q&A집 작성 배경

○ 예제집 등 기술자료의 개발이 반드시 필요한 것은 국가기준이 시설물의 안전, 성능 등을 유지하기 위한 최저 한계만을 규정하고 있어, 편람, 예제집 등이 없을 경우 설계 수행 초기에 발생 가능한 업무 혼선과 민원을 예방하기 위함이다. 이 연구에서는 교량 형식별 예제집과 Q&A집의 작성 방향, 구성 체계 및 양식을 정하여 각 기관별 성과물의 통일성과 사용자 편의를 향상시키고자 하였다.





<그림 3.1.4> 사례조사(예제집, Q&A집, 설계 성과품)

다. 연구수행 내용

(1) 설계 예제 작성 양식

(가) 사례조사

① 도로설계편람 교량편

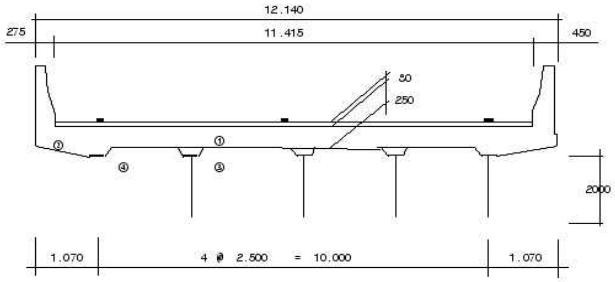
○ 도로설계편람은 다음과 같이 총 11개 장으로 구성되어 있으며, 총론에서는 편람의 위계, 적용범위, 구성 체계에 대하여 정리되어 있다. 506~511에는 도로교 설계에서 가장 일반적으로 적용되고 있는 교량 형식 및 부재의 설계와 관련된 세부사항에 대하여 단계별 설계 절차, 설계 예 등을 활용하여 상세하게 기술하고 있다.

○ 편람은 특수교, 장대교량을 제외한 일반교량의 설계에 있어서 경험이 부족한 설계자가 교량의 설계흐름을 쉽게 파악하게 하고 관련 기술적 내용을 일목요연하게 파악할 수 있도록 기술하고 있다.

<표 3.1.1> 도로설계편람의 설계 구성

501 총론	505 설계 기본사항	509 하부구조
502 교량 설계 절차	506 강교	510 내진설계
503 교량 기본계획	507 철근콘크리트교	511 부속장치
504 교량계획을 위한 조사	508 프리스트레스트 콘크리트교	

○ 설계 예의 구성은 교량형식 및 부재에 대한 공통사항, 설계흐름도, 설계 단계별 고려사항, 단면 가정 등에 대하여 설계 흐름에 맞추어 기술하였다. 다음은 도로설계편람 중 제5편 교량의 거더 단면 설계의 일부와 설계 절차도를 발췌한 것이다.



<예제그림 506.4-7> 거더 단면

하중 산정 [단계 3-1]

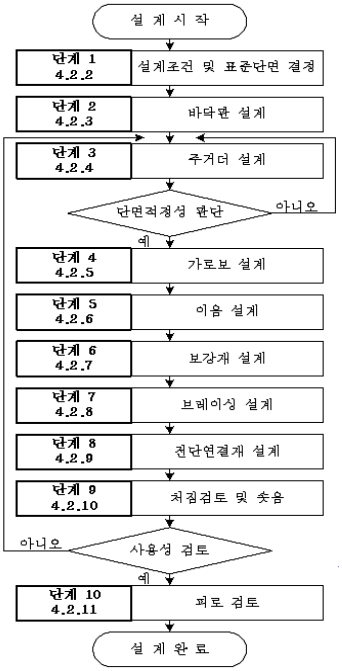
합성전 고정하중

▪ 강재 총중량을 145.680 tonf라 하면, 상판 단위 m^2당 작용하는 강재자중 W_s는 다음과 같다.

$$W_s = 145.680 / (40.000 \times 12.140) = 0.300 \text{ tonf/m}^2$$

▪ $0.25 \times 10.234 \times 2.5$	=	6.396	tonf/m
▪ $(0.47 + 0.13 + 0.04) \times 2$ ea (바닥완설계참고	=	1.293	tonf/m
▪ $((0.48 + 0.96) \times 0.5 \times 0.08) \times 2.5 \times 5$ ea	=	0.720	tonf/m
▪ 강재 (0.3×12.140)	=	3.642	tonf/m
합 계	=	12.051	tonf/m

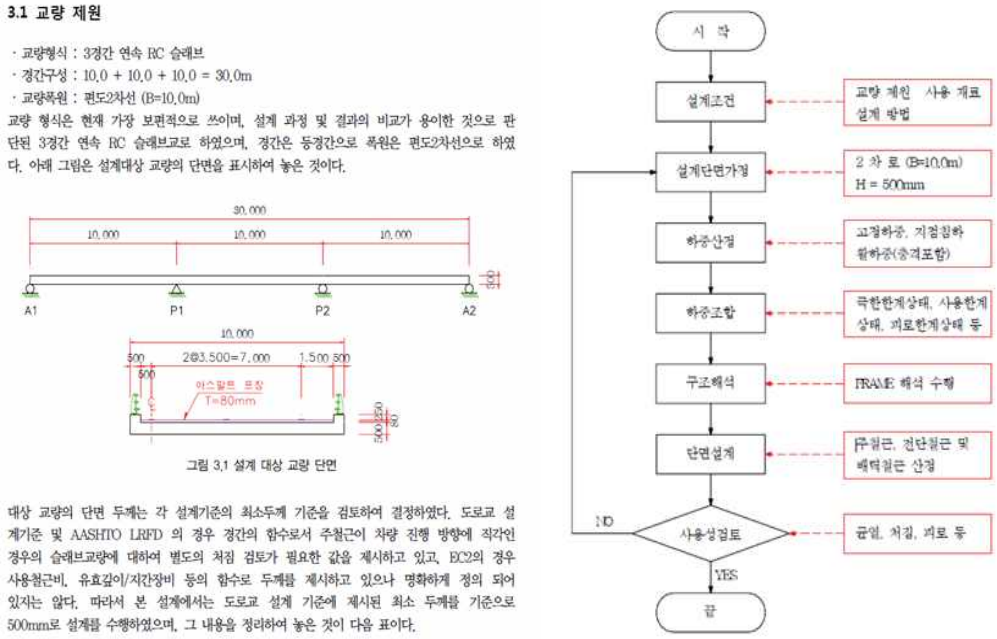
$$W_{sh} = \frac{12.051}{12.140} = 0.993 \text{ tonf/m}^2$$



<그림 3.1.5> 도로설계편람의 설계 예제 및 설계 절차도

② 가상목표교량에 대한 Proto-Design 1

○ 다음은 서울대학교 교량핵심기술연구단에서 발간한 기술자료 중 콘크리트 교량의 거더 단면 설계의 일부와 설계 절차도를 발췌한 것이다.



3.1 교량 제원

· 교량형식 : 3경간 연속 RC 슬래브
· 경간구성 : 10.0 + 10.0 + 10.0 = 30.0m
· 교량폭원 : 편도2차선 (B=10.0m)

교량 형식은 현재 가장 보편적으로 쓰이며, 설계 과정 및 결과의 비교가 용이한 것으로 판단된 3경간 연속 RC 슬래브교로 하였으며, 경간은 등경간으로 폭원은 편도2차선으로 하였다. 아래 그림은 설계대상 교량의 단면을 표시하여 놓은 것이다.

그림 3.1 설계 대상 교량 단면

대상 교량의 단면 두께는 각 설계기준의 최소두께 기준을 검토하여 결정하였다. 도로교 설계기준 및 AASHTO LRFD 의 경우 경간의 함수로서 주철근이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 슬래브교량에 대하여 별도의 처짐 검토가 필요한 값을 제시하고 있고, EC2의 경우 사용철근비, 유효깊이/지간장비 등의 함수로 두께를 제시하고 있으나 명확하게 정의 되어 있지는 않다. 따라서 본 설계에서는 도로교 설계 기준에 제시된 최소 두께를 기준으로 500mm로 설계를 수행하였으며, 그 내용을 정리하여 놓은 것이 다음 표이다.

<그림 3.1.6> 교량핵심기술연구단의 설계 예제 및 설계 절차도

(나) 설계 예제집 작성 방향

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 실무 정착과 경쟁력을 제고하기 위하여 본 장에서는 앞에서 파악한 설계 예제 현황을 토대로 도로교 한계상태설계 예제집의 구성 체계를 설정하고 이를 추진하기 위한 방안 및 운영체계를 제시하였다.

(다) 사용자(users)

○ 도로 설계 관련 기준의 주된 사용자는 교량과 관련된 구조 설계 용역 업무를 수행하는 설계자(engineers)이다. 최근 교량설계 분야의 해외시장 진출이 활발히 추진됨에 따라 국제표준에 부합되는 신뢰도 기반 설계기준 기술체계로의 전환이 요구되어 도로교설계기준(한계상태설계법)의 실무 정착이 시급한 시점이다. 교량 형식별 설계 예제집 개발은 새로운 설계법의 조기 정착을 실현하는데 큰 역할을 할 것으로 판단된다.

(라) 설계의 경제성(design economy)

○ 도로 시설물 설계와 관련한 기준들은 기본적으로 공공의 안전을 확보하는 기반하에 도로 건설사업의 경제성을 확보하기 위한 방안으로 설계가 이루어지도록 해야 한다. 새롭게 제시된 설계관련 기준이 공공의 안전과 신뢰할만한 경제성이 확보된 것으로 판단되지 못하면, 그 내용은 설계관련 기준에 수록될 수 없다.

(마) 사용자의 편리성(user friendliness)

○ 예제집은 사용자들이 기준을 사용하는 모든 경우에 있어서 쉽게 이해할 수 있고, 논리적으로 적용될 수 있도록 구성·작성되어야 한다. 기준의 구체적인 형식과 용어는 통일된 양식을 적용하여 사용자가 쉽게 이해할 수 있도록 하여야 한다. 추가적으로 이론적 설계 절차는 설계 기술자 및 프로그램 개발자들이 참고 및 활용할 수 있을 것이다.

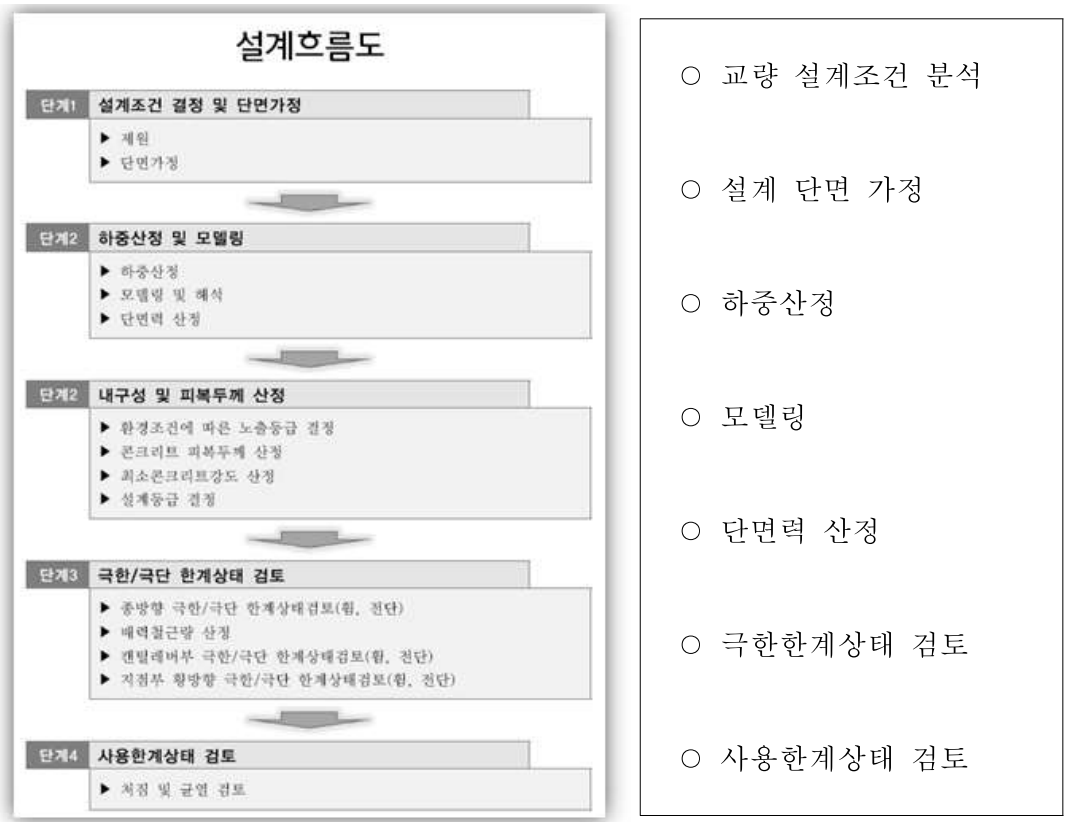
(바) 교량 형식별 설계 예제 작성 수준

○ 설계 예제에 기술될 기술수준은 설계기준과 국가의 각종 설계지침에 기술되어 있는 검증된 기술에 대해 보다 상세하게 기술되어야 한다. 또한 한계상태설계법의 특성과 현장의 특성을 반영할 수 있도록 하는 기술서로서 실무에 적용할 수 있는 기술을 중심으로 기술되어야 한다. 설계 예제집에 기술되는 내용은 기본적으로 절차와 구체적인 방법 및 예시를 포함하여 설계자의 이해도를 높일 수 있어야 한다.

라. 교량 형식별 설계 예제의 일반적 구성 체계

○ 설계 예제의 적용범위는 기본적인 적용, 예외적인 사항 및 한계 조건 등을 설계기준과 연계하여 보다 명확하고 상세하게 기술하였다. 설계 예제에 기술될 기술수준은 한계상태설계법의 특성과 현장의 특성을 반영할 수 있도록 하는 기술서로서 구체적인 절차와 방법 그리고 실무에 적용할 수 있는 기술을 중심으로 설계자의 이해를 돕도록 하였다. 또한 연구진이 과업을 수행하면서 습득한 노하우를 본문에 '참고' 항목으로 정리하고, 설계 단계별 해당되는 국내외 기준 조항을 기록하여 필요시 원문 조항을 쉽게 확인할 수 있도록 하였다.

예제집의 구성은 각 교량 형식별 설계 예제의 흐름에 따라 다음과 같이 구성하였다.



<그림 3.1.7> 설계 흐름도 및 구성 체계

<참고> ※ 한계상태설계법 5.8.4.2 표 5.8.7
- 피복등급 TC4, 사용수명 50년의 최소피복두께에서 사용수명을 100년으로 적용하여 2등급 상향 조정한 피복두께를 10 mm 증가시킨 값을 적용

※ 최소피복두께 적용값 (한계상태설계법 5.8.4.2 (2) 식 5.8.2)
- $t_{c,min} = max\{t_{c,min,b}; t_{c,min,dur} + \Delta t_{c,min,\gamma} - \Delta t_{c,min,st} - \Delta t_{c,min,add}; 10mm\}$

※ 슬래브의 피복두께는 최소피복두께에 설계편차허용량(10 mm)를 더하여 고려 (한계상태설계법 5.8.4.3)

1.2.3 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도

도설한(2012) 5.8 표 5.8.1

구분	최소 콘크리트강도		적용강도(N/mm^2)	판정
부재	노출등급	강도(N/mm^2)		
거더	EC3	30	40	O.K

1.3 설계등급 결정

도설한(2012) 5.6.1.2

<참고>
※ 교량과 그부대시설의 구성 요소는 한계상태설계법 표 5.6.1에 정해진 노출환경으로 구분하여 설계하여야 한다.
※ 환경조건에 따른 노출등급이 EC3이므로 부식성환경에 해당하며 포스트텐션인 경우 최소설계등급은 C이다.

1.4 설계등급에 따른 사용한계값 결정

표 5.6.2 설계 등급에 따른 사용 한계값

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

<참고> ※ 설계등급 "C" 에 따른 한계상태를 검증하기 위한 하중조합은 영응력 한계상태는 지속하중조합, 균열폭 한계상태는 사용하중조합 III과 IV에 따른다.

〈그림 3.1.8〉 예제집 양식

(1) 단면비의 제한

① 복부판 단면비

수평보강재가 없는 복부판 경우, Eq. 6.11.2.1.2-1의 조건일 경우 수직보강재 필요 없다.

$$\frac{D}{t_w} \le 150$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{2.040}{14} = 146 < 150 \quad \therefore \text{수직보강재 없는 복부판으로 설계}$$

AASHTO LRFD 4th(2007) 6.11.2.1 6.11.2.1.2

AASHTO LRFD 4th(2007) Eq.6.11.2.1.2-1

② 플랜지의 단면비

Tub Girder의 상부플랜지는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 12.0$$

AASHTO LRFD 4th(2007) 6.11.2.2

Eq.6.11.2.2-1

〈그림 3.1.8〉 예제집 양식(계속)

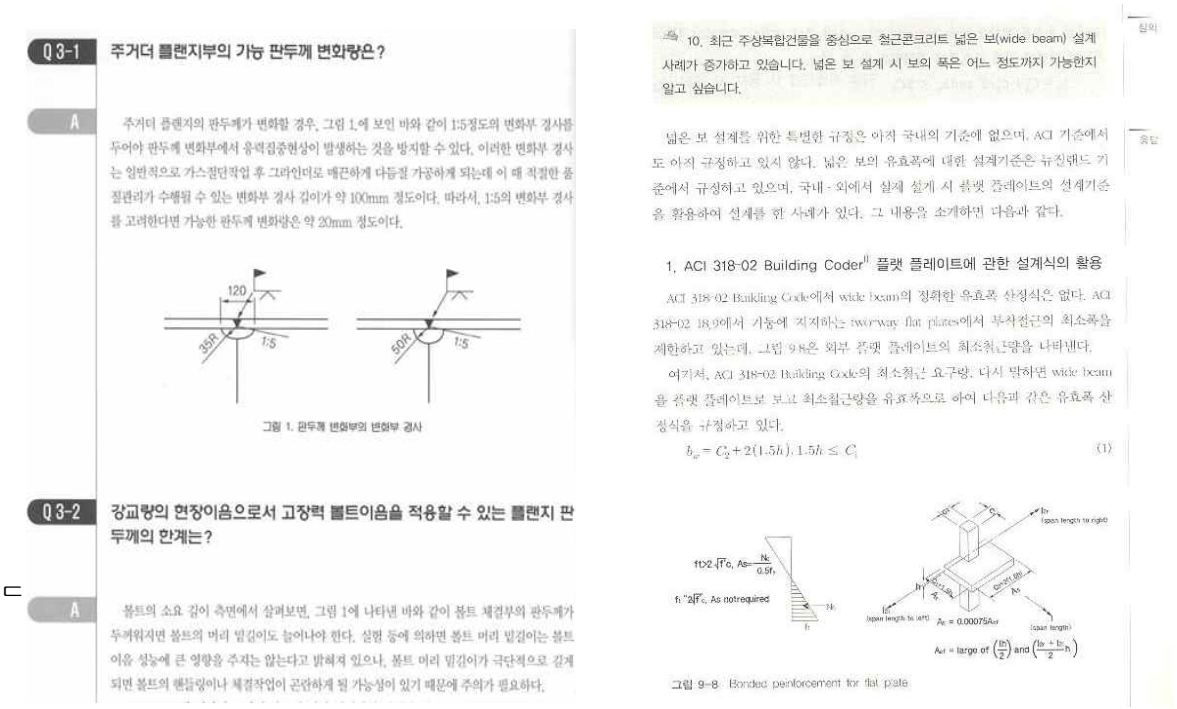
○ 설계흐름과 구성 체계는 도로설계편람(2008)을 참조하였으며, 부재별로 교량 형식이나 상·하부구조 형식의 설계 순서가 다르기 때문에 각 교량별 설계흐름도를 참고하여 설계를 수행하면 새로운 설계법에 대해 보다 쉽게 이해하고 접근할 수 있다.

마. Q&A 작성 방안

○ 도로교 분야의 새로운 설계법 및 기술 개발과 함께 관련 설계기준 및 시방서 개정이 끊임없이 요구되고 있고, 우리나라에서 처음 시행되는 한계상태설계법의 혼선을 사전에 방지하고 실무자들의 궁금증을 해소하는데 도움을 주기 위해 Q&A를 개발하였다. 우리 협회는 그동안 도로교설계기준과 관련한 기술민원 등에 대해 검토 및 답변을 해왔다. 이런 노하우를 바탕으로 한계상태설계법과 관련하여 중요한 사항, 이슈가 될 수 있는 사항에 대해 Q&A를 작성하여 새롭게 시행되는 설계법의 궁금증에 대한 해결책을 제시하였다. 이는 처음 접하는 실무자들에게 매우 유익한 도서가 될 것으로 판단된다.

(1) 사례조사

○ 다음은 고성능 강교량 및 알고 싶은 콘크리트 Q&A집을 발췌한 것으로서 질문 요지와 답변 내용을 구분하여 정리하였고 필요한 경우 그림을 삽입하여 사용자의 편의를 고려하였다.


Q 3-1 주거더 플랜지부의 가능 판두께 변화량은?

A 주거더 플랜지의 판두께가 변화할 경우, 그림 1.에 보인 바와 같이 1:5정도의 변화부 경사를 두어야 판두께 변화부에서 응력집중현상이 발생하는 것을 방지할 수 있다. 이러한 변화부 경사는 일반적으로 가스절단작업 후 그라인더로 매끈하게 다듬질 가공하게 되는데 이 때 적절한 품질관리가 수행될 수 있는 변화부 경사 길이가 약 100mm 정도이다. 따라서, 1:5의 변화부 경사를 고려한다면 가능한 판두께 변화량은 약 20mm 정도이다.

그림 1. 판두께 변화부의 변화부 경사

Q 3-2 강교량의 현장이음으로서 고장력 볼트이음을 적용할 수 있는 플랜지 판두께의 한계는?

A 볼트의 소요 길이 측면에서 살펴보면, 그림 1에 나타낸 바와 같이 볼트 체결부의 판두께가 두꺼워지면 볼트의 머리 밑길이도 늘어나야 한다. 실험 등에 의하면 볼트 머리 밑길이는 볼트 이음 성능에 큰 영향을 주지는 않는다고 밝혀져 있으나, 볼트 머리 밑길이가 극단적으로 길게 되면 볼트의 휨들림이나 체결작업이 곤란하게 될 가능성이 있기 때문에 주의가 필요하다.

10. 최근 주상복합건물을 중심으로 철근콘크리트 넓은 보(wide beam) 설계 사례가 증가하고 있습니다. 넓은 보 설계 시 보의 폭은 어느 정도까지 가능한지 알고 싶습니다.

넓은 보 설계를 위한 특별한 규정은 아직 국내의 기준에 없으며, ACI 기준에서도 아직 규정하고 있지 않다. 넓은 보의 유효폭에 대한 설계기준은 뉴질랜드 기준에서 규정하고 있으며, 국내·외에서 실제 설계 시 플랫 플레이트의 설계기준을 활용하여 설계를 한 사례가 있다. 그 내용을 소개하면 다음과 같다.

1. ACI 318-02 Building Code[1] 플랫 플레이트에 관한 설계식의 활용

ACI 318-02 Building Code에서 wide beam의 정확한 유효폭 산정식은 없다. ACI 318-02 18.9에서 가동에 직지하는 two-way flat plates에서 부착철근의 최소폭을 제한하고 있는데, 그림 9.8은 외부 플랫 플레이트의 최소철근량을 나타낸다.

여기서, ACI 318-02 Building Code의 최소철근 요구량, 다시 말하면 wide beam을 플랫 플레이트로 보고 최소철근량을 유효폭으로 하여 다음과 같은 유효폭 산정식을 규정하고 있다.

$$b_w = C_2 + 2(1.5h),\ 1.5h \le C_1 \quad (1)$$

그림 9-8. Bonded reinforcement for flat plate

<그림 3.1.9> 고성능 강교량 및 알고 싶은 콘크리트 Q&A집

(2) Q&A집 작성 양식

○ Q&A는 질문과 답변 항목으로 구분하였으며, 사용자의 편의를 고려하여 질문과 관련된 본문 내용을 기재하였다. 작성 양식은 아래 그림과 같다.

Q.	〈 제5장 콘크리트교 / p.5-49 〉 콘크리트 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각($\cot\theta$) 선택에 대한 기준이 있나요?
본문 내용	5.5.2.3 전단보강철근이 배치된 부재 (1) 축력이 작용하지 않는 경우, 수직 스터럽이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d는 식 (5.5.15)로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (5.5.16)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,\max}$ 보다 크지 않아야 한다. $$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s}\cot\theta \quad (5.5.15)$$ $$V_{d,\max} = \frac{\nu\phi_c f_{ck} b_w z}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (5.5.16)$$ 여기서, ϕ_s와 ϕ_c는 각각 철근과 콘크리트의 재료계수이며, f_{vy}는 전단철근의 항복강도이고, A_v는 전단 철근량, z는 단면 내부 팔길이로 근사적으로 $0.9d$ 값을 사용할 수 있다. s는 전단철근 간격이고, b_w는 복부 폭이며, ν는 식 (5.5.12)로 정의한 콘크리트 유효강도계수, θ는 콘크리트 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각으로 $1 \le \cot\theta \le 2.5$ 범위 내에서 선택하여야 한다.

A.	경사각은 주어진 범위 내에서 설계자가 임의로 선택합니다. 보에서 낮은 경사각을 선택하면 유효 스터럽 수가 증가하기 때문에 스터럽량이 적게 배치되는 장점이 있지만, 대신에 주철근의 추가 인장력이 더 크게 되어 주철근량이 더 소요됩니다. 각을 크게 하면, 반대 경향이 나타납니다. 비틀림 설계 시 주철근 뿐만아니라 종방향 철근이 표면 둘레를 따라 배치되는 경우에는 경사각을 45도로 할 때 횡방향 철근과 종방향 철근의 합이 가장 작게 됩니다. 이러한 이유로 비틀림 설계때에는 45도로 선택합니다. 토목구조물에서 경사각($\cot\theta$)은 통상적으로 1.75를 사용합니다.(National Annex)

<그림 3.1.10> Q&A집 작성 양식

3. 설문조사 결과

가. 개요

(1) 목적

○ 본 연구는 새롭게 시행되는 도로교설계기준(한계상태설계법)에 대하여 관련 분야 종사자에게 이해도 및 공감대를 형성하기 위해 설문조사를 실시하였다. 설문조사는 2012년 5월 14일~18일, 7월 4일~15일간 총 2회 진행하였으며, 건설 관련 종사자를 대상으로 실시하였다. 설문조사는 다음과 같이 활용하고자 하였다.

<표 3.1.2> 설문조사 활용 범위

활용 범위	한계상태설계 개념의 이해도 및 설계 적용을 위한 요구사항 조사
	실무기술자들의 이해도 및 공감대 형성
	인지도 및 교육 수준을 분석하여 맞춤형 교육 프로그램 개발
	교육 수요 예측에 활용
	향후 추가 예제작성이 필요한 교량의 형식 검토에 활용
	한계상태설계법 정착을 위한 요구사항 검토 및 해결방안 제시

(2) 계획

○ 설문은 2012. 1. 27 제정된 도로교설계기준(한계상태설계법)의 이해도 및 설계 적용을 위한 요구사항을 조사하여 새로운 설계법의 조기정착 지원사업의 기초자료로 활용하고자 하였다.

○ 1차 설문은 일반기술자를 대상으로 하였으며, 크게 네 가지 주제로 12문항의 객관식 및 주관식 답변으로 구성되었다. 2차 설문은 토목 구조분야의 최고 전문가인 토목구조기술사회 회원을 대상으로 하였으며, 크게 세 가지 주제로 14문항의 객관식 및 주관식 답변으로 구성되었다. 또한 설문 응답자의 기타 의견에 대해서도 적극 검토하여 이 과제에 반영하거나 정책제안에 활용하였다.

<표 3.1.3> 설문조사 시행 일정

구분	1차 설문	2차 설문
대상	관련분야 종사자	구조기술사
설문 프로그램 개발	2012. 4. 27 ~ 5. 4	2012. 6. 11 ~ 6. 15
프로그램 검증 및 보완	2012. 5. 7 ~ 8	2012. 6. 27 ~ 6. 29
설문조사 시행	2012. 5. 14 ~ 18	2012. 7. 4 ~ 7. 15

<표 3.1.4> 설문대상 인적 구성

인적사항 조사	전문분야, 경력기간
	근무처 분류(설계, 시공, 학계, 연구소 등)
	자격 및 학위 사항

<표 3.1.5> 설문 주제

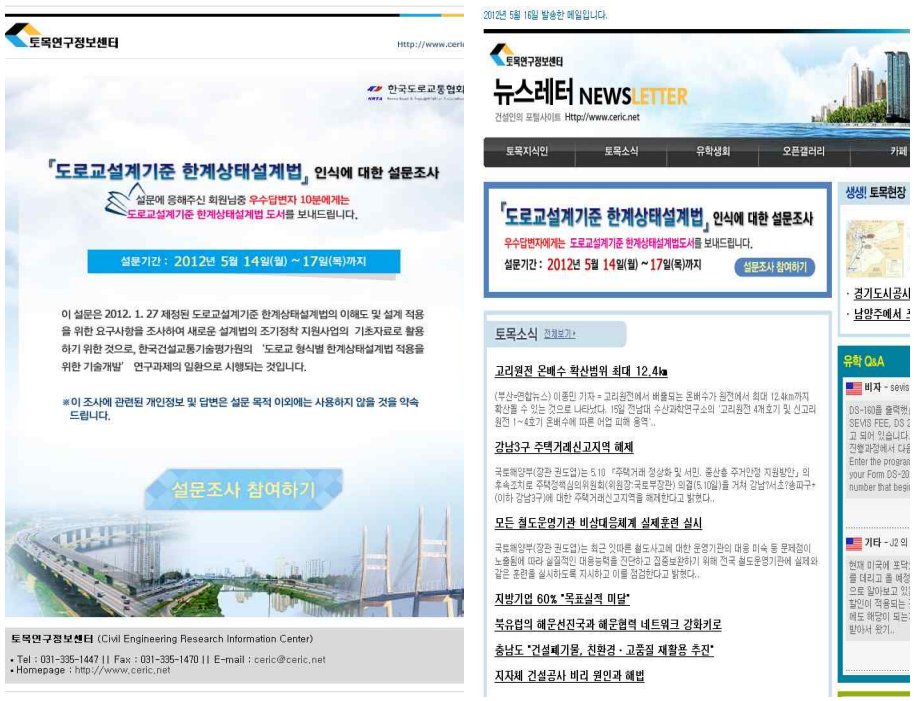
설문 주제	한계상태설계법 인지도 조사
	한계상태설계법 제정
	한계상태설계법 활용 경험 조사
	한계상태설계법 교육 경험 조사
	기타 요구사항 조사

나. 설문조사 추진

(1) 설문 수행방법

○ 설문조사는 토목연구정보센터(CERIC)에 의뢰하였고, 온라인을 통하여 시행하였다.

<표 3.1.6> 설문 수행방법

구 분	내 용		
조사대상	1차 : 관련분야 종사자 / 2차 : 구조기술사		
조사방법	구조화된 설문지를 이용한 온라인 조사		
조사기간 및 응답자 수	1차	2012년 5월 14일 ~ 2012년 5월 18일(5일간)	241명
	2차	2012년 7월 4일 ~ 2012년 7월 15일(12일간)	70명
1차 설문조사	 < 메인페이지 배너 및 메일링 서비스 >		
2차 설문조사	 < 메일링 서비스 >		

(2) 설문자 인적사항

<표 3.1.7> 설문자 인적사항

구분	1차 설문 일반사항
전공분야	토목, 건축, 기타
전문분야	토목구조, 건축구조, 지반, 도로, 철도, 기타
경력	5년 이하, 5~10년, 11~15년, 16~20년, 20년 이상
자격사항	기술사, 기사, 없음
학위사항	박사, 석사, 학사, 대학원 재학, 학부 재학, 고졸 이하
근무처	설계사, 시공사, 학계, 연구원, 공공기관, 기타
구분	2차 설문 일반사항
근무처	설계사, 시공사, 학계, 연구원, 공공기관

(3) 자문회의

○ 설문조사를 수행하기 전에 관련 전문가에게 설문 내용 및 방향에 대한 자문을 요청하였다.

<표 3.1.8> 설문조사 자문회의

구 분	내 용
일 시	2012년 3월 8일, 3월 14일, 6월 28일
내 용	설문조사 방향 및 설문 내용 검토
자문위원	고현무(서울대 교수), 백인열(가천대 교수), 서석구(서영엔지니어링 부사장), 한종욱(명지대 교수), 류형근(날리지웍스), 이종윤(금호산업 책임연구원)

○ 설문 주요 내용
- 한계상태설계법에 대한 인지도 조사
- 활용 및 교육 경험 조사
- 조기 정착을 위한 요구사항 조사

○ 설문조사 방향 관련
- 보급, 적용, 홍보 등 목적 및 방향성에 부합하는 문항 검토
- 예제집의 목차 또는 작성 양식에 대한 설문 문항 추가 검토
- 예제 작성이 필요한 교량 형식 조사는 과제에서 수행되는 형식 외에 추가적으로 예제가 필요한 교량 형식 수요조사
- 설계법의 정착을 위한 조치사항에 대해 우선순위를 고려할 수 있도록 문항수정
- 관련 종사자 및 전문가를 대상으로 주관식 형태의 설문조사를 수행하여 한계상태 설계법 조기정착 및 활용방안에 대한 의견 수렴 방안 검토

○ 향후 활용 전망 관련
- 한계상태설계법 제정에 대한 조사는 공고, 경과조치에 대한 홍보효과 기대
- 3년 유예기간의 적절성에 대한 설문 문항 검토
- 3년 후 설계법 적용을 위한 대응 전략 설문 문항 추가 검토(교육, 자체학습 등)

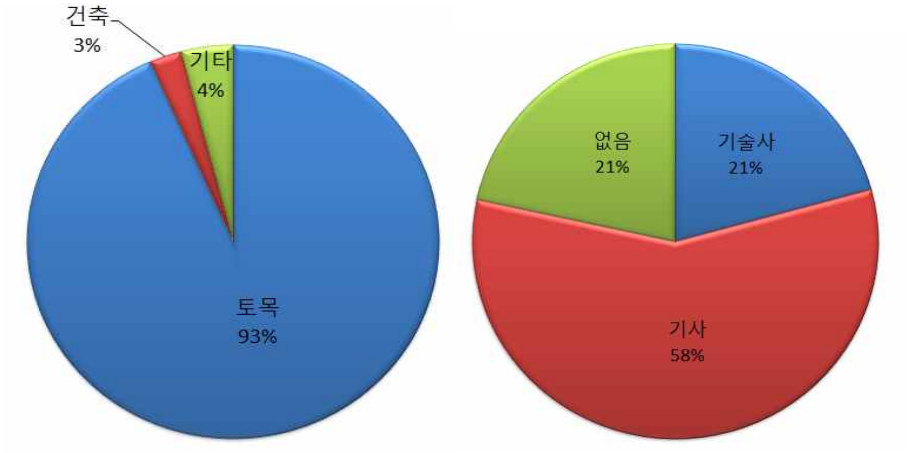
○ 활용 및 교육 경험 조사 문항 관련
- 교육의 필요성, 인터넷 강의 개설에 대한 수요 조사 문항 추가 검토
- 강의 분야(강구조, 콘크리트구조, 지반 등)를 답변 보기로 선정하는 것이 바람직함
- 대부분의 건설관련 종사자는 여러 지역에 분포하기 때문에, 인터넷 강의를 활성화 시키는 것이 바람직함.
- 향후 지방 교육 추진 시 관련 학회(지부)의 의견 수렴

○ 향후 한계상태설계법 관련 연구 활용 전망
- 도로교설계기준(한계상태설계법) 제정에 따른 도로교표준시방서 연구 개발 필요성

다. 설문조사 결과

(1) 1차 설문자 기본정보

(가) 전공분야 및 자격사항

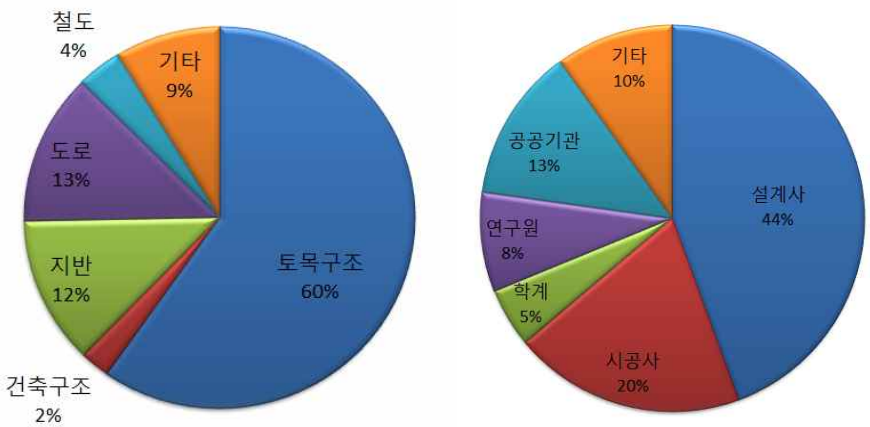


<그림 3.1.11> 전공분야 및 자격사항

○ 4일에 걸쳐 진행된 도로교설계기준(한계상태설계법)의 이해도 및 설계 적용을 위한 요구사항 설문조사의 총 조사 인원은 241명이며, 이 중 토목분야는 93.4 %(225명), 건축분야는 2.5 %(6명), 기타는 4.1 %(10명)로 나타났다.

○ 자격사항별로는 기사가 57.7 %(139명)로 가장 많은 비중을 차지하였고, 기술사가 20.7 %(225명), 자격증이 없는 자가 21.6 %(52명) 였다.

(나) 전문분야 및 근무처

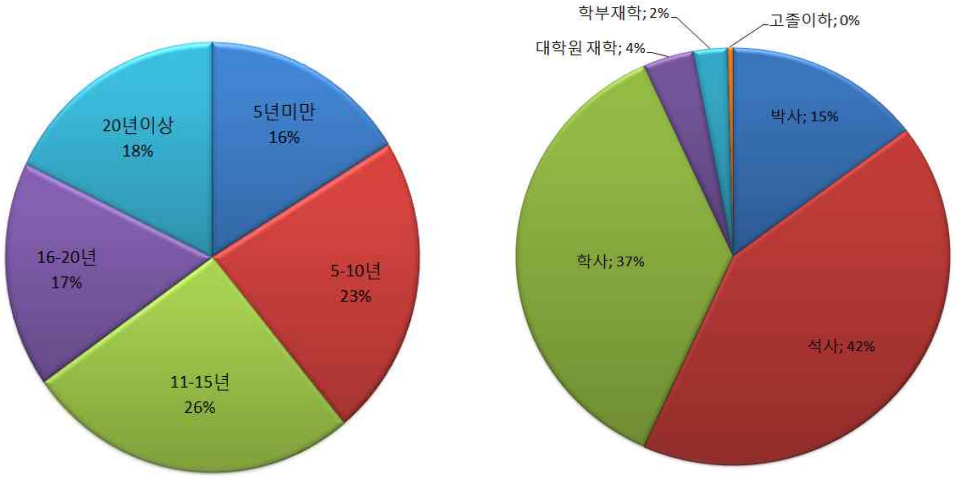


<그림 3.1.12> 전문분야 및 근무처

○ 전문분야별로는 토목구조 종사자가 59.8 %(144명)로 가장 많은 비중을 차지하였고, 도로 12.9 %(31명), 지반 12.4 %(30명), 기타 8.7 %(21명), 철도 3.7 %(9명) 순으로 나타났다.

○ 근무처별로는 설계사 종사자가 44.4 %(107명)로 가장 많은 비중을 차지하여 한계상태설계법의 적용에 가장 많은 관심을 갖고 있는 것으로 예측되었다. 다음으로 시공사 19.5 %(47명), 공공기관 12.9 %(31명), 기타 10 %(24명), 연구원 8.3 %(20명), 학계 5 %(12명) 순으로 나타났다.

(다) 근무경력 및 학력사항



<그림 3.1.13> 근무경력 및 학력사항

○ 근무경력별로는 근속연수 11~15년이 26.1 %(63명), 5~10년이 22.8 %(55명), 20년 이상이 17.8 %(43명), 16~20년이 17 %(41명), 5년 미만은 16.2 %(39명)로 대등한 분포를 보였다.

○ 학력사항별로는 석사학위자가 42 %(100명)로 가장 많은 비중을 차지하였고, 학사학위자 36.6 %(87명), 박사학위자 14.7 %(35명) 순으로 나타났다. 그 외 학생은 약 6 %(15명)정도로 설문조사에 저조한 응답률을 보였다.

(2) 2차 설문자 기본정보(토목구조기술사)



<그림 3.1.14> 2차 설문자(토목구조기술사) 근무처

○ 2차 설문은 토목구조기술사회 회원을 대상으로 이루어졌으며, 응답자로는 설계사 종사자가 92.9 %(65명)로 가장 많은 비중을 차지하였고, 다음으로 시공사 5.7 %(4명), 연구원 1.4 %(1명) 순으로 나타났다.

(3) 한계상태설계법의 제정 배경과 취지에 대한 동의(2차 설문)

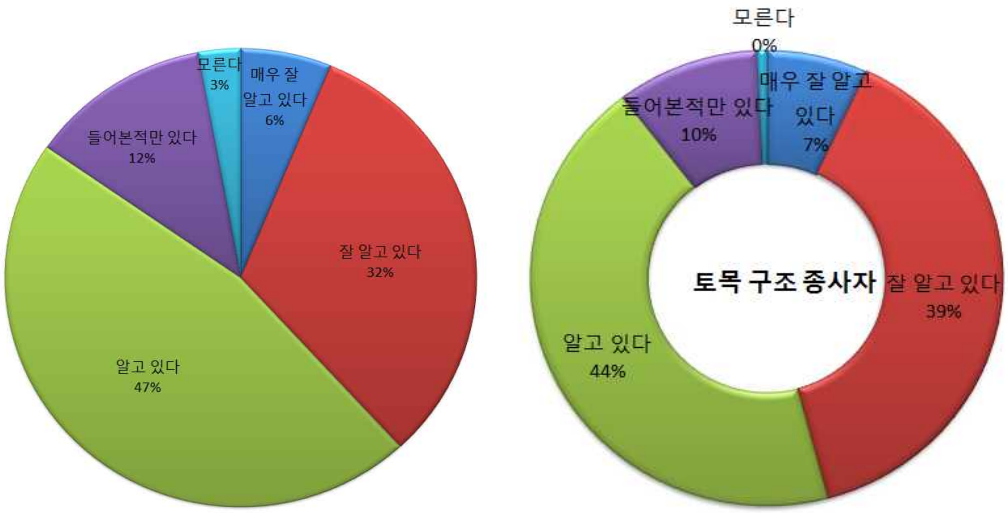


<그림 3.1.15> 한계상태설계법의 제정 배경 및 취지

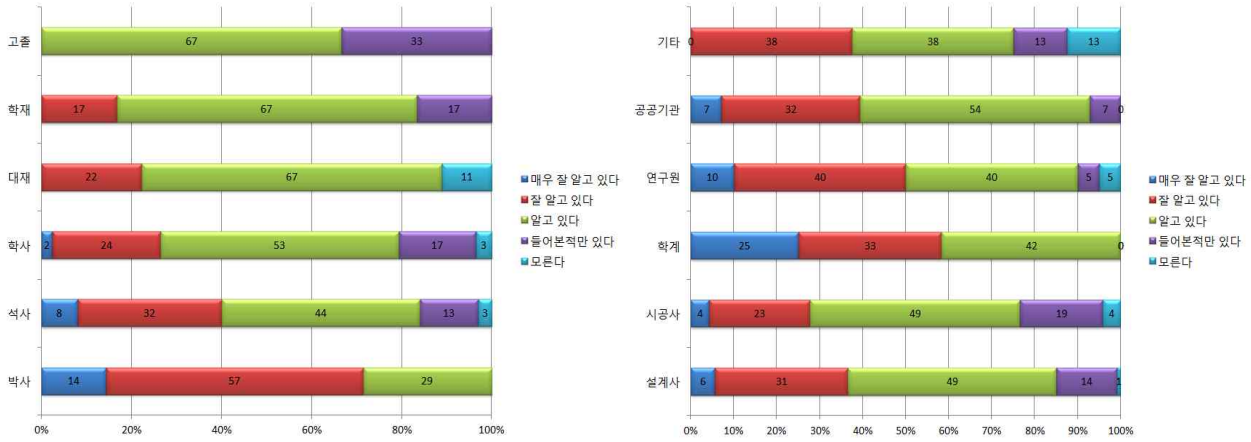
○ 2차 설문조사 응답자인 토목구조기술사 중 약 96 %(67명)는 한계상태설계법의 제정 배경과 취지에 대하여 동의하는 것으로 나타났지만, 4.3 %(3명)는 '동의하지 않는다' 고 응답하였다. 동의하지 않는 설문자 3명은 설계자가 적용하는데 부족함이 없는 정도의 기술수준에 도달한 후에 실무에 적용하는 것이 바람직하다는 의견이었다.

(4) 한계상태설계법 이해도

(가) 한계상태설계법의 개념(1차 설문)



<그림 3.1.16> 한계상태설계법의 개념

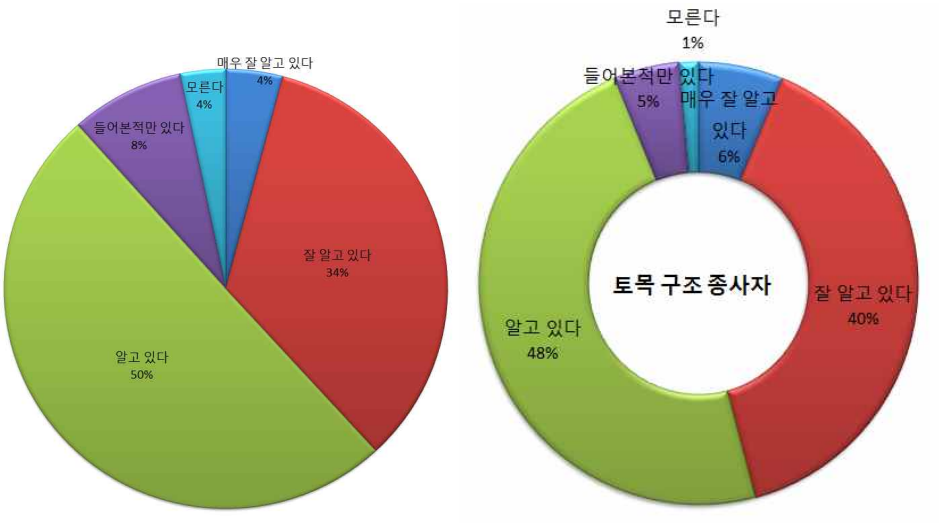


<그림 3.1.17> 한계상태설계법 개념(학력 및 근무처별)

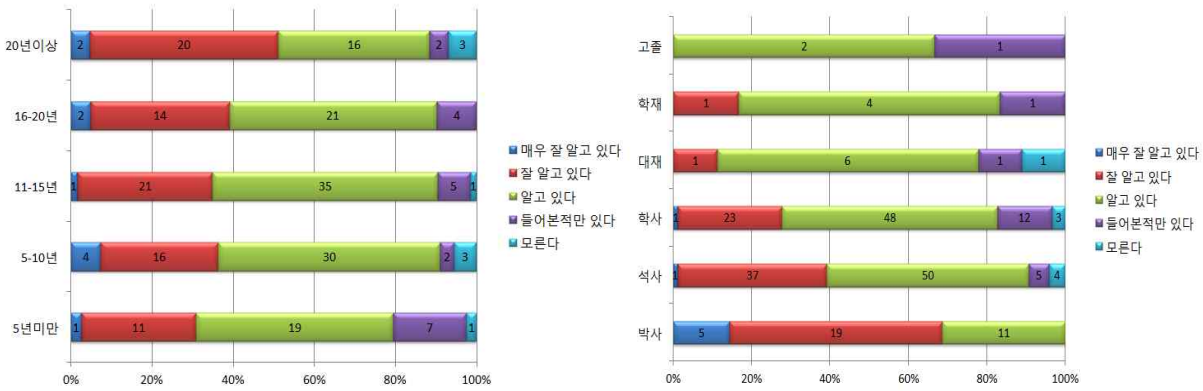
○ 설문조사 총 인원 중 한계상태설계법에 대하여 6.2 %(15명)는 '매우 잘 알고 있다', 32 %(77명)는 '잘 알고 있다'라고 응답하였다. 절반에 가까운 46.5 %(112명)는 '알고 있다', 12.4 %(30명)는 '들어본 적만 있다'고 응답하였다.

○ 학력, 근무처별로 비교해 보았을 경우에도 한계상태설계법에 대해 '알고 있다'는 응답자가 큰 비중을 차지하였다. 새롭게 시행되는 설계법에 대한 전문적인 지식이 전체적으로 부족한 것으로 보였으며, 특히 학력이 낮을수록 한계상태설계법에 대한 이해도가 낮은 것으로 조사되어 관련 종사자에 대한 학력별 경력별 맞춤형 교육이 필요할 것으로 보인다.

(나) 허용응력설계법, 강도설계법, 한계상태설계법의 차이점(1차 설문)



<그림 3.1.18> 각 설계법의 차이점

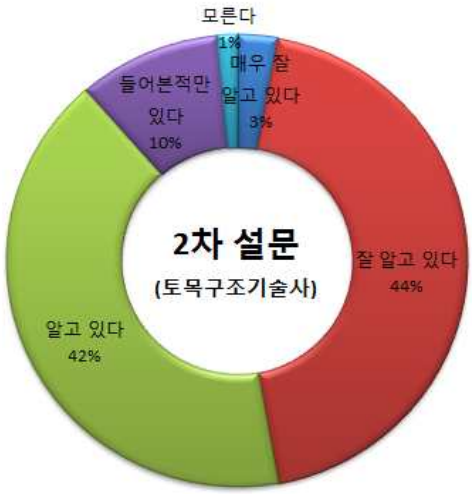


<그림 3.1.19> 각 설계법의 차이점(근무경력 및 학력별)

○ 설문조사 총 인원 중 허용응력설계법(WSD), 강도설계법(USD), 한계상태설계법(LSD)의 차이점에 대해 '매우 잘 알고 있다'가 4.1 %(10명), '잘 알고 있다'는 34 %(82명)로 나타났다. 절반에 가까운 50.2 %(121명)는 '알고 있다', '들어본 적만 있다' 8.3 %(20명), '모른다' 3.3 %(8명)로 조사되었고, 토목구조 종사자도 비슷한 응답 분포를 나타내고 있다.

○ 각 설계법의 차이점에 대한 조사 결과는 근무경력과는 큰 연계성이 없는 것으로 보이며, 학력이 높을수록 설계법별 차이점에 대해 이해가 높은 것으로 나타났다. 각 설계법에 대해 잘 알고 있지 못하거나 전문적인 지식을 갖고 있지 않은 응답자가 상당수 있어 기존 설계법과 한계상태설계법의 차이에 대해 지침이나 매뉴얼을 제공하여 설계 이해도를 높일 필요성이 있다고 판단된다.

(다) 허용응력설계법, 강도설계법, 한계상태설계법, 성능중심설계법의 차이점(2차 설문)

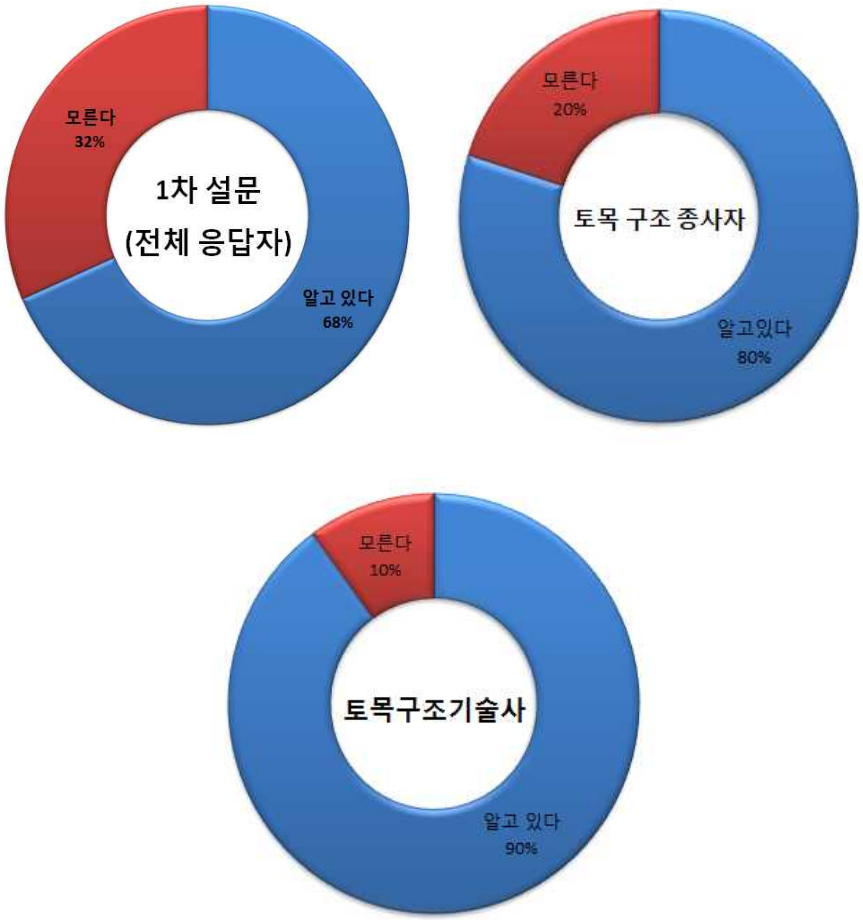


<그림 3.1.20> 각 설계법의 차이점 이해도 분포(토목구조기술사)

○ 2차 설문조사 결과, 허용응력설계법, 강도설계법, 한계상태설계법, 성능중심설계법의 차이점에 대해 '매우 잘 알고 있다'는 2.9 %(2명), '잘 알고 있다' 44.3 %(31명), '알고 있다' 41.4 %(29명), '들어본 적만 있다' 10 %(7명), '모른다'는 1.4 %(1명)로 나타났다.

(5) 한계상태설계법 제정 및 경과조치

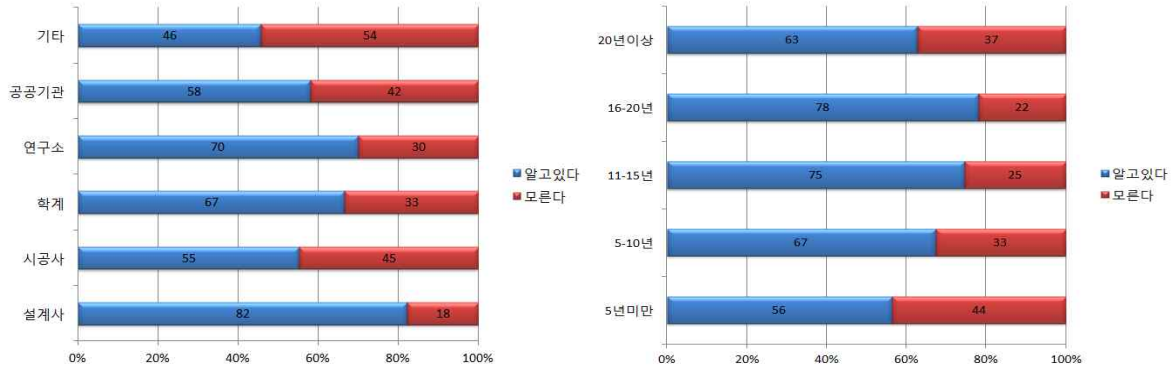
(가) 한계상태설계법 제정(1, 2차 설문)



<그림 3.1.21> 한계상태설계법의 제정

○ 1차 설문조사 인원 중 한계상태설계법이 제정된 사실을 '알고 있다'는 응답자는 68.5 %(165명), '모른다'는 응답자는 31.5 %(76명)로 나타났다. 본 과업과 연관이 있는 토목구조 종사자 중 한계상태설계법 제정에 대해 '알고 있다'는 응답자가 80 %, '모른다'는 응답자는 20 %로 나타났다.

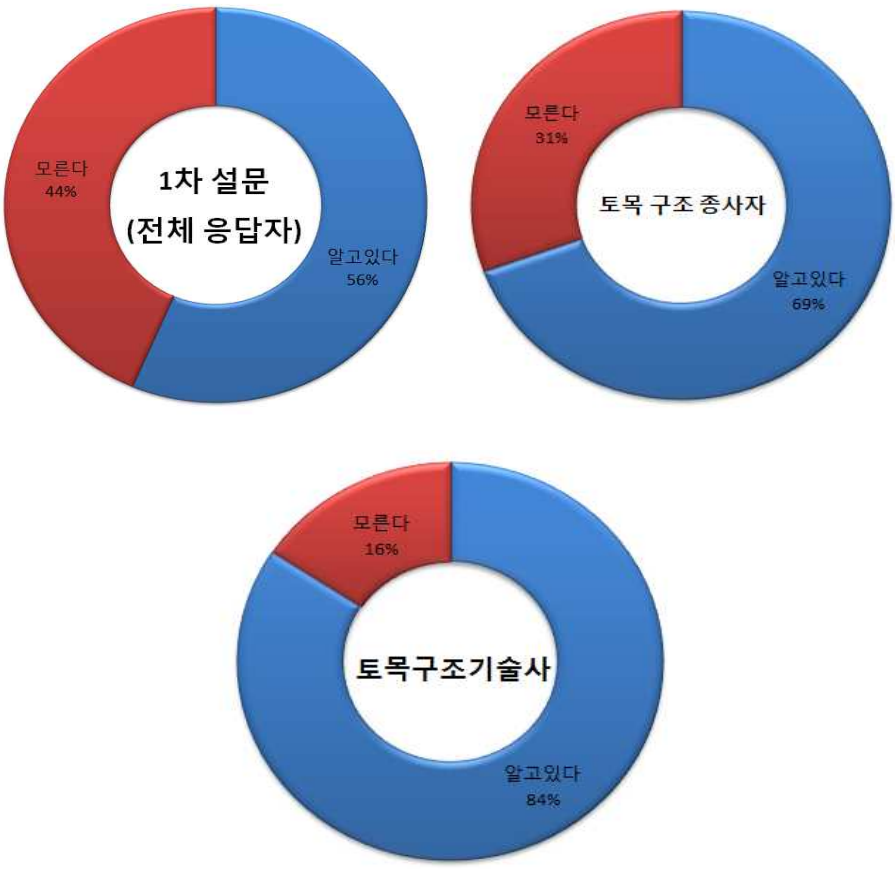
○ 2차 설문 응답자인 토목구조기술사 중 한계상태설계법이 제정된 사실을 '알고 있다'는 응답자는 90 %(63명), '모른다'는 응답자는 10 %(7명)로 나타났다.



<그림 3.1.22> 한계상태설계법의 제정(근무처 및 근무경력별)

○ 근무처별로는 설계사가 한계상태설계법 제정에 대해 비교적 많이 알고 있는 것으로 나타났다. 근무경력별로는 16~20년 근무경력자가 다른 근무경력자 그룹에 비해 제정 사실을 인지하고 있는 비중이 많았다.

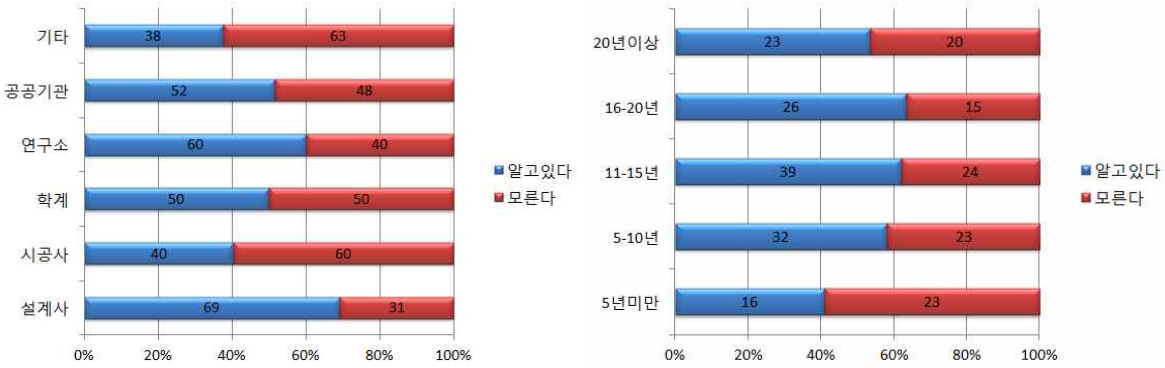
(나) 한계상태설계법 경과조치(1, 2차 설문)



<그림 3.1.23> 한계상태설계법의 경과조치

○ 1차 설문조사 인원 중 설계기준에 따른 경과조치를 '알고 있다'는 응답자는 56.4 %(136명), '모른다'는 응답자는 43.6 %(105명)로 나타났다. 토목구조 종사자 중 경과조치에 대해 '알고 있다'는 응답자가 69 %, '모른다'는 응답자는 31 %로 나타났다.

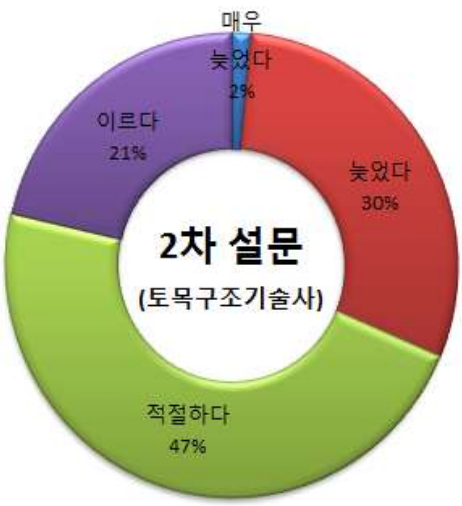
○ 2차 설문 응답자인 토목구조기술사 중 설계기준에 따른 경과조치를 '알고 있다'는 응답자는 84.3 %(59명), '모른다'는 응답자는 15.7 %(11명)로 나타났다.



<그림 3.1.24> 한계상태설계법의 경과조치(근무처 및 근무경력별)

○ 근무처, 근무경력별로는 한계상태설계법의 경과조치에 대해 모른다는 응답자가 상당수 있는 것으로 조사되어 2015년부터 시행되는 경과조치에 대해 홍보가 필요한 것으로 판단된다.

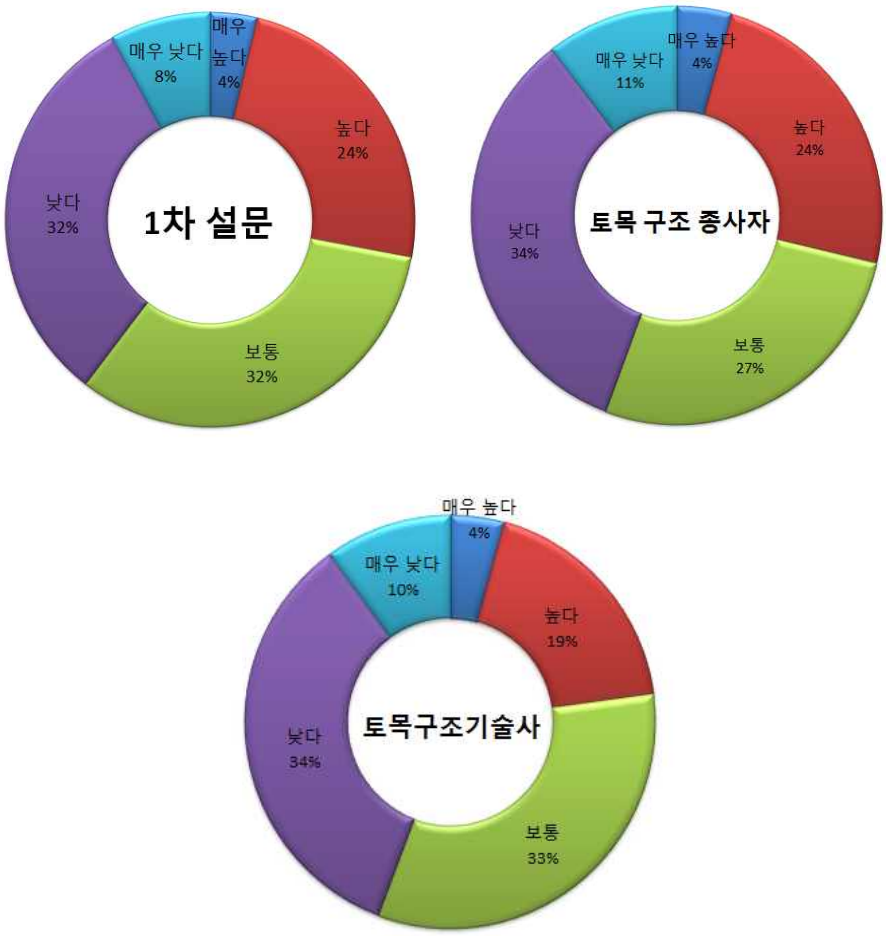
(다) 한계상태설계법의 도입시기 적절성(2차 설문)



<그림 3.1.25> 한계상태설계법의 도입시기 적절성

○ 2차 설문조사 응답자 중 한계상태설계법의 도입 시기에 대하여 '적절하다'는 응답자가 절반에 가까운 47.1 %(33명)로 나타났다. '늦었다'는 응답자는 30 %(21명)인 반면에 '이르다'는 응답자는 21.4 %(15명)로 새로운 설계법에 대한 도입 시기의 의견이 대립되는 양상을 보였다.

(라) 한계상태설계법 활용비중(1,2차 설문)



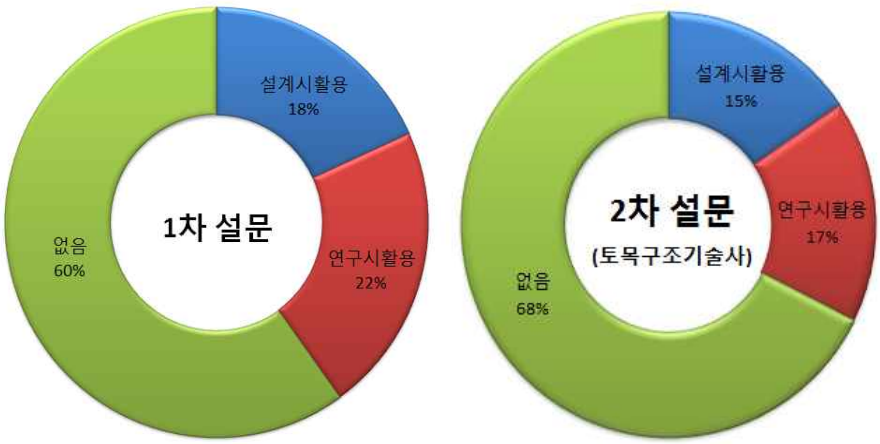
<그림 3.1.26> 한계상태설계법의 활용 비중

○ 1차 설문조사 인원 중 약 72 %(173명)가 3년 유예기간 동안 한계상태설계법의 활용비중에 대하여 낮거나 보통일 것이라고 응답하였고, 28 %(67명)만이 활용 비중을 높게 평가했다. 그 중 한계상태설계법과 직접 관련이 있는 토목구조 종사자도 비슷한 분포를 보이는 것으로 나타났다.

○ 2차 설문 응답자인 토목구조기술사 중 약 67 %(47명)는 설계법의 활용 비중에 대하여 낮거나 보통일 것이라고 응답하였고, 약 23 %(16명)만이 활용 비중을 높게 평가했다. 유예기간동안 한계상태설계법의 활용은 발주기관의 의지가 큰 영향을 미칠 것으로 판단된다.

(6) 한계상태설계법 경험(1,2차 설문)

(가) 설계 및 연구 경험

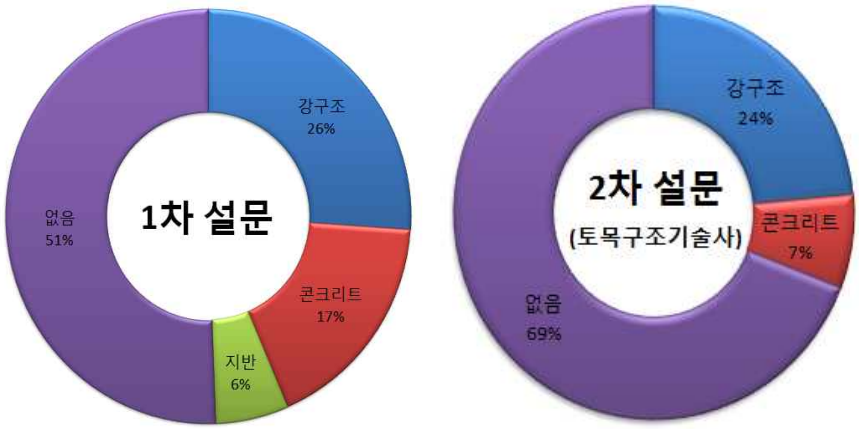


<그림 3.1.27> 한계상태설계법의 설계 및 연구경험

○ 1차 설문조사 인원 중 약 60 %(145명)가 한계상태설계법에 관한 실무 경험이 없다고 응답하였고, 설계 및 연구 시 활용 경험이 있는 응답자는 각각 18.2 %(44명), 21.9 %(53명)로 나타났다.

○ 2차 설문 응답자인 토목구조기술사 중 전체 응답자 중 약 68 %(48명)가 한계상태설계법에 관한 실무 경험이 없다고 응답하였고, 설계 및 연구 시 활용 경험이 있는 응답자는 각각 15.5 %(11명), 16.9 %(12명)로 나타났다. 새로운 설계법이 시행되기 전까지 적극적인 교육과 설계관련 연구가 진행되어 실무자들에게 적응기간을 줄 필요성이 있다고 판단된다.

(나) 한계상태설계법 강의수강 경험(1, 2차 설문)



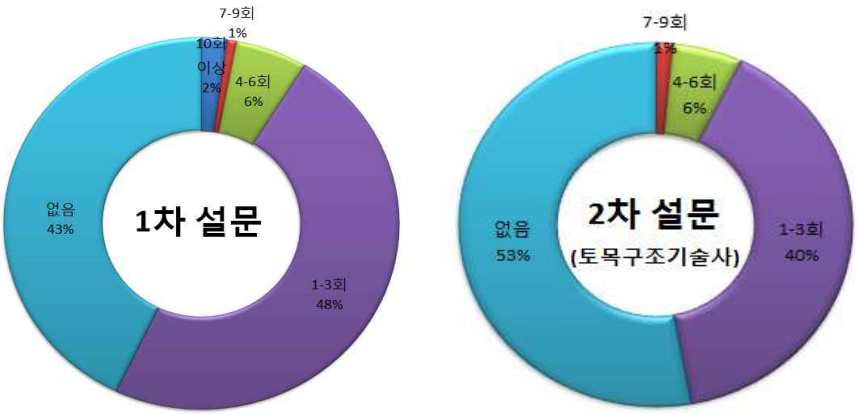
<그림 3.1.28> 한계상태설계법의 강의 수강 경험

○ 1차 설문조사 인원 중 약 51 %(130명)가 한계상태설계법과 관련한 대학 강의수강 경험이 없다고 응답하였고, 강구조, 콘크리트, 지반분야에 대한 수강경험이 있는 응답자는 각각 26.1 %(67명), 17.5 %(45명), 5.8 %(15명)로 나타났다.

○ 2차 설문 응답자인 토목구조기술사 중 약 69 %(47명)가 한계상태설계법과 관련한 대학 강의수강 경험이 없다고 응답하였고, 강구조, 콘크리트분야에 대한 수강경험이 있는 응답자는 각각 23.5 %(16명), 7.4 %(5명)로 나타났다.

○ 한계상태설계법이 본격적으로 적용되는 2015년까지 대학기관에서 새로운 설계법에 대한 강의를 의무화하는 등 새롭게 배출되는 종사자들이 기술적으로 적응할 수 있도록 할 필요성이 있다.

(다) 한계상태설계법 세미나 및 강좌 참석 경험(1, 2차 설문)



<그림 3.1.29> 한계상태설계법의 세미나 및 강좌 참석 경험

○ 1차 설문조사 인원 중 약 43 %(103명)가 한계상태설계법과 관한 세미나 및 강좌에 관한 경험이 없다고 응답했다. 48.3 %(116명)는 1~3회, 약 10 %미만이 4회 이상의 세미나에 참석한 경험이 있다고 응답했다.

○ 2차 설문 응답자인 토목구조기술사 중 약 53 %(373명)가 한계상태설계법과 관한 세미나 및 강좌에 관한 경험이 없다고 응답했고, 40 %(28명)는 1~3회, 약 7 %미만이 4회 이상의 세미나에 참석한 경험이 있다고 응답했다.

○ 현재까지 대부분의 관련 종사자가 세미나 및 강좌에 대한 경험이 없다고 판단되며, 정기적으로 세미나 및 강좌를 개최하여 적극적인 교육을 실시하고 관련 종사자의 의견을 수렴할 필요성이 있다. 현재까지 대부분의 관련 종사자가 세미나 및 강좌에 대한 경험이 없다고 판단되며, 정기적인 세미나 및 강좌를 개최와 관련 종사자의 의견을 수렴할 필요가 있다.

라. 향후 필요 사항

(1) 한계상태설계법의 정착을 위한 조치

<표 3.1.9> 한계상태설계법의 정착을 위한 조치

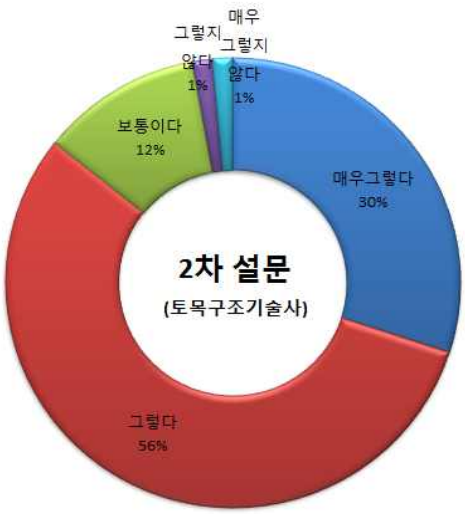
구분	기술서 발간 (해설서, 예제집)		설계 실무교육		설계기준 이론교육		대학강의 개설	
	1차설문	2차설문	1차설문	2차설문	1차설문	2차설문	1차설문	2차설문
1순위	**86**	**23**	57	21	58	17	39	9
	35.8 %	**32.9 %**	23.8 %	30 %	24.2 %	24.3 %	16.3 %	12.9 %
2순위	47	18	**92**	**26**	77	21	24	5
	19.6 %	25.7 %	**38.3 %**	**37.1 %**	32.1 %	30 %	10.0 %	7.1 %
3순위	59	18	69	18	**90**	**25**	22	9
	24.6 %	25.7 %	28.8 %	25.7 %	**37.5 %**	**35.7 %**	9.2 %	12.9 %
4순위	48	11	22	5	15	7	**155**	**47**
	20.0 %	15.7 %	9.2 %	7.1 %	6.3 %	10 %	**64.6 %**	**67.1 %**

○ 한계상태설계법의 정착을 위한 조치사항에 대하여 총 네 가지의 분류를 통해 요구도를 조사하였다. 1순위는 '해설서, 예제집 등 기술서 발간'이었고, 설계 실무교육, 설계기준 이론 교육, 대학의 강의 개설 순으로 집계되었다.

○ 국내 설계자들은 허용응력설계법과 강도설계법에 익숙하여 새로운 설계법을 적용하

는 데 기술적인 어려움이 발생할 것으로 예상된다. 따라서 이를 보완해 줄 해설서 및 예제집을 발간이 가장 시급하다고 응답을 한 것으로 판단된다.

(2) 도로교표준시방서(한계상태설계법)개발을 위한 연구의 필요성(2차 설문)



<그림 3.1.30> 도로교표준시방서(한계상태설계법)개발을 위한 연구의 필요성

○ 2차 설문조사 응답자인 토목구조기술사 중 한계상태설계법에 적합한 시공기준이 마련되어야 한다는 측면에서 필요성이 있는지 응답을 요청했다. 도로교표준시방서(한계상태설계법)의 개발을 위한 연구의 필요성에 대하여 86 %(60명)가 필요한 것으로 나타났다. 12 %(10명)는 의견에 대하여 중립을 보였고, 2 %(2명)는 한계상태설계법 관련 시방서 개발 연구가 현재까지는 필요 없을 것이라고 나타났다.

(3) 향후 필요한 교량 형식의 예제집

<표 3.1.10> 향후 필요한 교량 형식의 예제집

향후 필요한 교량 형식의 예제집	
케이블, 특수교	33.0 %
기타	13.8 %
신기술, 특허 교량(PF, IPC 등)	11.0 %
충분함	10.1 %
의견 없음	10.1 %
옹벽, 암거	7.3 %
말뚝기초	3.7 %
가설구조물	1.8 %
목교	1.8 %
조립식교량	1.8 %
지형특성별 교량(해상, 산간 등)	1.8 %
중공식 교각	1.8 %
보도교, 자전거교	1.8 %

○ 이번 과업을 통해 강교 및 콘크리트교, 교량 하부구조에 대한 실무설계 예제집을 발간하여 국내 교량 관련 기술자에게 한계상태설계법의 신속한 실무 정착을 지원할 계획이다.

○ 총 설문조사 응답자 중 과업에서 개발되는 예제집 이외에 향후 더 필요한 형식의 예제집에 대하여 '케이블교, 특수교 형식의 예제집'이 필요할 것이라는 응답이 33 %로 가장 많았으며, 신기술, 특허 교량 등에 대한 예제집이 필요하다고 조사되었다.

○ 최근 국내에서 장대교량 등 신기술을 접목한 교량이 건설되고 있고, 앞으로 이러한 교량이 국내·외로 건설 될 것으로 예상하고 있다. 따라서 미래의 수요예측에 대비하기 위해서는 장대교량 및 신기술 관련 교량 형식의 예제집 발간하여, 실무자들이 확실히 이해하고 신속하게 실무에 적용할 수 있도록 저변을 확대하고 지식을 축적함으로써 해외 경쟁력을 갖출 수 있도록 준비해야 할 것이며, 이는 초장대교량 사업단 등 국가 R&D를 통해 연구가 진행되고 있다.

(4) 설계기준 보완 사항 및 기타 건의 사항

<표 3.1.11> 설계기준 보완 사항

설계기준 보완 사항	
국내실정에 맞는 기준 정립	**7.8 %**
지역, 환경 특성 고려	2.2 %
교량진동, 피로도 고려	1.7 %
장기 공용성 등 Test 필요	1.7 %
구체적, 명확한 보완(추가 세부 기준 수록)	**19.2 %**
기준의 통일성(장별, 기준별)	2.8 %
내진설계 보완	1.7 %
지반, 기초 분야 보완	2.8 %
신뢰성 지수 명확히	1.7 %
외국기준 도입에 따른 적절성 검토	**10.3 %**
기타	11.2 %
의견 없음	32.6 %

○ 한계상태설계법에 대한 보완 사항에 대해서는 여러 가지 의견이 나왔지만 '국내실정에 맞는 기준 정립', '구체적이고 명확한 보완(추가 세부기준 수록)', '외국기준(AASHTO LRFD, Eurocode) 도입에 따른 적절성'을 검토해 달라는 의견이 주로 나타났다.

○ 세미나, 공청회 등을 통해 설계법에서 발견될 수 있는 문제점을 도출하고 개선하여 국내 실정에 맞게 보완하고 개정해야 할 것이다.

<표 3.1.12> 기타 건의 사항

기타 건의사항	
교육, 홍보	**19.5 %**
하위기준발간(편람, 해설 등)	**32.1 %**
기존 설계법과 비교	3.3 %
적용시 가점제 도입	0.9 %
민원처리 대책 마련	0.6 %
적용 사례 조사	0.6 %
시방서 필요	**1.8 %**
유사 설계기준, 시방서 통합	0.6 %
타 기준 한계상태 기준 도입	0.6 %
지속적 연구 필요	1.2 %
프로그램 개발 필요	0.9 %
기타	10.8 %
의견 없음	27.0 %

○ 기타 건의사항에 대해서는 전체 응답자 중 32.1 %가 편람, 해설서 등 하위기준발간, 19.5 %는 교육 및 홍보가 필요할 것이라고 응답하였다. 한계상태설계법의 조기 정착을 위해서 두 가지 모두 시급한 것으로 판단되며, 2014년 12월까지의 유예기간 동안 하위기술기준개발 등 필요한 연구 과제를 수행하고, 실무자 및 연구자에게 실무 정착을 지원할 세미나 및 강의 프로그램을 개발하여 새로운 설계법에 대한 교육 등 사전 대응이 필요할 것으로 판단된다.

○ 또한 설계법의 보완도 수반되어야 할 것이며, 예제집 발간을 통해 지적되는 문제점을 연구하고 해결의 과정을 거쳐 실무에 적용하는 것이 바람직할 것이라고 판단된다.

마. 결론

○ 이번 과업에서 개발되는 예제집 외에 설문조사를 통해 파악된 기술자들의 요구에 대응하여야 할 필요가 있다.

○ 교육 프로그램을 개발하여 설계이론 및 실무 설계법에 대한 기술자의 이해도를 높여야 할 것이다.

○ 유예기간동안 하위기술기준 개발 등 필요한 연구 과제를 수행하고, 실무자 및 연구자에게 실무 정착을 지원할 세미나 및 강의 프로그램을 개발하여 새로운 설계법에 대한 교육 등 사전 대응이 필요할 것으로 판단된다. 또한 도로교설계기준(한계상태설계법) 개정시 설계자의 의견을 수렴하고 설계실무자가 적용하는데 부족함이 없는 수준 또는 보완 자료 제공을 통해 실무에 적용하는 것이 바람직할 것이다.

○ 설문조사 결과 중 교육 요청에 대해서는 2012년 10월, 2013년 10월 2차례에 걸쳐 도로교 한계상태설계에 관한 설계기준 이론과 설계사례에 대한 교육을 시행하였다.




<그림 3.1.31> 교육 시행

○ 또한, 해설서와 시방서 제정 요청에 대해서는 국토교통부에 지속적인 정책 제안을 하였고, 해당 건이 모두 채택되어 2013. 4월에 용역이 발주되었다.

◎ 국토교통부 공고 제2013-107호

용역 입찰 공고

1. 입찰에 부치는 사항

○ 용 역 명 : 도로교설계기준(한계상태설계법) 해설서 작성 및 표준 시방서 개선방안 연구 용역

2. 집행기관명 : 국토교통부

<그림 3.1.32> 정책 채택에 따른 용역 공고서

4. 전문가 자문

가. 계획

○ 설계 검토 : 분야별 수시검토 외 전체 정기회의 년 2회 개최
○ Q&A 답변 : 한계상태 예제 설계 수행시 질의 내용에 대한 답변, 수시
○ 부분개정(안) 작성 : 2차년도 시행

나. 자문위원회

○ 자문위원회는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 분야별 집필위원으로 구성하였다. 1차년도에는 주로 설계 예제 작성을 위한 설계기준의 적용과 문제 해결 역할을 하였으며, 2차년도에는 설계 예제, Q&A, 부분개정(안)을 검토하는 역할을 수행하였다. 본 과제의 선정평가 시 전문가 활용예산 축소에 대한 지적이 있어, 당초 30명으로 계획되었던 자문위원회 규모를 약 20명 선으로 감축하고, 사안에 따라 탄력적으로 운영하였다. 그 이상 축소는 정상적인 연구결과의 도출에 부정적 영향을 미칠 것으로 판단하였다.

다. 회의 시행

○ 자문위원 전체 회의(2회)

일시	회의	일시	회의
2012년 3월 19일	자문위원회 회의	2012년 5월24일	자문위원회 회의

○ 분야별 자문 회의(8회)

일시		회의	일시		회의
1차년도	2012년 5월14일	교량 바닥판 자문회의	2차년도	2012년 10월17일	설계전문가 자문회의
	2012년 5월15일	교량받침 자문회의		2013년 5월 7일	강교예제집 자문(1차)
	2012년 5월29일	신축이음 자문회의		2013년 5월 24일	콘크리트교 및 하부구조 예제집 자문(1차)
	2012년 6월08일	하부구조편 자문회의			
	2012년 6월11일	교량 바닥판 자문회의		2013년 7월 31일	강교예제집 자문(2차)
	2012년 6월20일	콘크리트편 자문회의			
	2012년 6월28일	강교편 자문회의		2013년 8월 1일	콘크리트교 및 하부구조 예제집 자문(2차)
	2012년 7월06일	총칙편 자문회의			

○ 기타 자문회의(2회)

일시	회의	일시	회의
2012년 3월 14일	설문조사 계획 자문회의	2012년 7월20일	설문조사 분석 자문회의

제 2 절 강교 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발

1. 도로교설계기준(한계상태설계법) 설계기준 분석

가. 설계기준 일반사항

○ 교량 설계법 비교

구 분	개 요	주요적용 대상교량	국내현황
허용응력 설계법	○사용하중에 의하여 유발되는 부재의 내력이 탄성범위 이내(재료의 허용응력 이하)가 되도록 단면상세를 결정하는 설계법 - 재료 성능의 비효율적 활용 - 부재의 파괴 강도를 알기 어려움 - 하중 특성을 설계에 반영하기 어려움	강교	○ 도로교설계기준(2010)에서는 강교의 설계를 위한 설계법으로 채택하고 있으며, PSC구조의 설계에도 적용하고 있음.
강도 설계법	○부재의 설계강도가 계수하중(극한하중)에 의하여 유발되는 소요강도보다 크도록 단면상세를 결정하는 설계법 - 하중계수와 강도감소계수의 결정이 주로 경험적 방법에 의존 - 파괴상태에 기초한 설계로 사용성(처짐, 균열 등) 확보를 위한 별도의 검토 필요	콘크리트교	○ 도로교설계기준(2010)에서는 콘크리트교의 설계를 위한 설계법으로 채택하고 있음.
한계상태 설계법	○실측통계자료와 구조신뢰성이론을 이용한 정량적인 분석을 통하여 구조물이 한계상태를 벗어날 가능성(파괴확률 또는 신뢰성지수)을 적정수준으로 제한 ○구조물 또는 부재가 본래의 목적을 달성하기에 부적합하거나 구조적 기능을 상실한 상황을 한계상태로 정의(강도한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태)	강교, 콘크리트교	○국내에서는 (사)한국도로교통협회에서 2009년 6월에 착수하였으며, 2012년 1월에 제정 고시되었음.

(1) 설계기준 구성 체계

○ 새롭게 제정된 도로교설계기준(한계상태설계법)은 기존 도로교설계기준의 구성 체계와 상당한 차이를 나타내고 있다. 설계일반사항, 하중 및 하중조합, 강교편을 포함한 전반적인 내용에 있어서는 AASHTO LRFD에 기반을 두고 있으며, 콘크리트교편의 내용은 Eurocode를 기반으로 하고 있다. 기존 도로교설계기준의 제1장 총칙 내용을 새로운 설계기준에서는 “제1장 총칙”과 “제2장 설계개요”로 구분하여 기술하고 있으며, 제2장 설계일반사항에 포함되었던 주요하중 및 하중조합은 “제3장 하중”으로 분리되었다. 또한 “제4장 구조해석”이 추가되었으며, 신축이음장치와 교량받침에 대한 설계기준은 설계일반사항에서 간단하게 언급하였던 기존 설계기준에 비하여 새로운 설계기준에서는 그 내용을 보다 강화하고 설계 및 품질의 일관성을 확보하고자 “제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리”를 별도로 구성하였다. “제8장 내진설계”는 기존 도로교설계기준(2010) 거의 유사하고, 연성도 내진설계가 부록에서 본문으로 수록되었다.

도로교설계기준(한계상태설계법)은 총 9장으로 구성되어 있으며, 그 세부 내용은 <표 3.2.1>과 같다.

<표 3.2.1> 도로교설계기준(한계상태설계법) 구성 체계

구 분	세 부 내 용
제1장 총 칙	적용범위, 정의, 설계원칙, 교량의 등급, 품질보증 요건, 설계도에 기재할 사항, 기록
제2장 설계개요	적용범위, 용어정의, 위치선정, 지반조사, 설계목적, 수문 및 수리
제3장 하 중	적용범위, 용어의 정의, 기호, 하중의 종류와 하중조합, 고정하중, 활하중, 충격하중, 프리스트레스힘, 콘크리트의 크리프, 콘크리트의 건조수축, 토압, 정수압, 유수압, 부력, 파압, 풍하중, 온도변화, 지진의 영향, 설하중 및 빙하중, 지반변동 및 지점이동의 영향, 원심하중 및 제동하중, 가설시 하중, 차량충돌하중, 선박충돌하중, 마찰력
제4장 구조해석	적용범위, 용어정의, 기호, 구조해석법, 해석모델, 정적해석, 동적해석, 실험에 의한 해석
제5장 콘크리트교	일반사항, 설계원칙, 재료, 구조해석, 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태, 내구성 및 피복두께, 철근 상세, 부재 상세, 구조형식에 따른 추가 규정

구 분	세 부 내 용
제6장 강 교	적용범위, 용어정의, 기호, 재료, 한계상태, 피로 및 파단, 부재에 관한 일반사항, 인장부재, 압축부재, 휨을 받는 I형 단면, 휨을 받는 박스거더 단면, 기타 휨부재, 연결, 바닥판과 바닥틀, 구조형식, 말뚝
제7장 하부구조	개요, 용어정의, 기호, 흙 물성값의 결정, 한계상태와 저항계수, 확대기초, 타입말뚝, 현장타설말뚝, 교대와 재래식 옹벽, 교각, 비중력식 캔틸레버 벽체, 앵커지지 벽체, 보강토 옹벽, 기성 모듈식 옹벽
제8장 내진설계	일반사항, 내진설계의 기본방침, 설계 일반사항, 해석 및 설계에 대한 규정, 해석방법, 기초 및 교대의 내진설계, 강교 설계, 콘크리트교 설계, 지진격리교량의 설계
제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리	적용범위, 용어정의, 기호, 신축이음, 받침, 적층고무형 지진격리받침, 방호울타리

(2) 한계상태별 하중조합 및 적용방법 검토

(가) 기존 도로교설계기준 하중조합

○ 허용응력설계법에 의한 강교 하중조합 및 증가계수

하 중 조 합		증가계수
1	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향	1.15
2	주하중+주하중에 상당하는 특수하중 +풍하중	1.25
3	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+온도변화의 영향+풍하중	1.35
4	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+풍하중+제동하중	1.25
5	주하중+주하중에 상당하는 특수하중+충돌하중	1.70
6	풍하중만 고려할 때	1.20
7	제동하중만 고려할 때	1.20
8	활하중 및 충격 이외의 주하중+지진의 영향	1.50
9	가설시 하중	1.25

○ 강도설계법에 의한 콘크리트교 하중조합 및 증가계수

	D	L+I	CF	H	Q	W	WL	BK	G	E	CO
U1	1.3	2.15	1.3	1.7	1.3	-	-	-	-	-	-
U2	1.3	-	-	1.7	1.3	1.3	-	-	-	-	-
U3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0.65	1.3	1.3	-	-	-
U4	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	-	-	-	1.3	-	-
U5	1.25	-	-	1.65	1.25	1.25	-	-	1.25	-	-
U6	1.25	1.25	1.25	1.65	1.25	0.625	1.25	1.25	1.25	-	-
U7	1.0	-	-	1.0	1.0	-	-	-	-	1.0	-
U8	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	-	-	-	-	-	1.3
U9	1.2	-	-	1.55	1.2	1.2	-	-	-	-	1.2

D : 고정하중 H : 토압 E : 지진의 영향
L : 활하중 W : 풍하중 CF : 원심하중
I : 충격 BK : 제동하중 CO : 충돌하중
WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수의 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력

(나) 한계상태 정의 및 특징

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)은 사용한계상태, 피로한계상태, 극한한계상태, 극단상황한계상태의 총 4가지의 한계상태를 규정하고 있으며, 각각의 한계상태는 <표 3.2.2>와 같이 정의된다. 별도의 규정이 없는 한 교량의 각 구성요소와 연결부는 각 한계상태에 대하여 다음 식 (3.1)을 만족하여야 한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용하며, 극단상황한계상태에 대한 계항계수는 볼트와 콘크리트를 제외하고는 1.0을 적용한다. 모든 한계상태는 동등한 중요도를 갖는 것으로 고려해야 한다.

$$\Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \leq R_r = \phi R_n \qquad (3.1)$$

<표 3.2.2> 각 한계상태의 정의

한계상태	정 의
사용한계상태	정상적인 사용조건 하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한
피로한계상태	기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 피로설계트럭에 의한 응력 범위를 제한
극한한계상태	교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 안정성을 확보
극단상황한계상태	지진 또는 홍수 발생시, 또는 세굴된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시 등의 상황에서 교량의 붕괴를 방지

(다) 한계상태별 하중조합 정의 및 하중조합 계수

○ 한계상태별 하중조합과 하중계수를 <표 3.2.3>~<표 3.2.8>에 표현하였으며, 설계시 최대 하중조합 효과가 반영되도록 하여 구조물 검토가 이루어지도록 규정하고 있다.

각 하중조합에서 정과 부의 극한상태가 모두 검토되어야 하며, 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 하중조합에서는 그러한 하중에 최소하중계수를 적용한다. 또한 상시하중효과에 대해서는 <표 3.2.4>에서 제시된 두 가지 하중계수중에서 큰 하중조합 효과를 주는 하중계수를 적용한다. 단면에 상시하중효과가 구조물의 안정성이나 내하성능의 증가를 가져오는 경우에는 최소 하중계수가 적용되어야 한다.

<표 3.2.3> 하중조합과 하중계수

하중조합	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS CF	WA BP WP	WS	WL	FR	TU	TG	GD SD	이 하중들은 한번에 한가지만 고려			
										EQ	IC	CT	CV
극한 Ⅰ	γ_p	1.80	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극한 Ⅱ	γ_p	1.40	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극한 Ⅲ	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극한 Ⅳ	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	-	-	-	-	-	-
극한 Ⅴ	γ_p	1.40	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극단상황 Ⅰ	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
극단상황 Ⅱ	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
사용 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용 Ⅱ	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	-	-	-	-	-	-
사용 Ⅲ	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용 Ⅳ	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/ 1.20	-	1.00	-	-	-	-
피로	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

<표 3.2.4> γ_p에 관한 하중조합계수

하중의 종류	하중계수	
	최대	최소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25(1.50 : 극한 Ⅳ)	0.90
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65
EH : 수평토압		
• 주동	1.50	0.90
• 정지	1.35	0.90
EV : 연직토압		
• 전체안정	1.00	-
• 옹벽 및 교대	1.35	1.00
• 강성 암거(예, 콘크리트 박스)	1.30	0.90
• 뼈대형 강성구조물(예, 라멘형)	1.35	0.90
• 연성 암거(예, 파형강판)	1.95	0.90
• 박스형 연성 강재암거	1.50	0.90

<표 3.2.5> 극한한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극한 Ⅰ	• 일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합, 풍하중 미고려
극한 Ⅱ	• 발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합 풍하중 미고려
극한 Ⅲ	• 풍속 90 km/hr(25 m/sec)를 초과하는 풍하중 고려하는 하중조합
극한 Ⅳ	• 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합
극한 Ⅴ	• 90 km/hr의 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합

<표 3.2.6> 극단상황한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극단상황 Ⅰ	• 지진하중을 고려하는 하중조합
극단상황 Ⅱ	• 빙하중, 선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합

<표 3.2.7> 사용한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
사용 Ⅰ	• 교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값과 25 m/s의 풍하중을 조합한 하중조합 • 교량의 설계 수명 동안 발생 확률이 매우 적은 하중조합 • 철근콘크리트의 사용성 검증, 옹벽과 사면의 안정성 검증
사용 Ⅱ	• 차량하중에 의한 강구조물의 항복과 마찰이음부의 미끄러짐 검토
사용 Ⅲ	• 교량의 정상 운용 상태에서 설계 수명 동안 종종 발생 가능 • 부착된 프리스트레스 강재가 배치된 상부구조 균열폭과 인장응력 크기 검증
사용 Ⅳ	• 설계 수명 동안 종종 발생 가능한 하중조합 • 연직 활하중 대신 수평 풍하중 고려한 하중조합 • 부착된 프리스트레스 강재가 배치된 하부구조의 사용성 검증

<표 3.2.8> 피로한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
피로	• 피로설계트럭하중을 이용하여 반복적인 차량하중과 동적응답에 의한 피로파괴를 검토

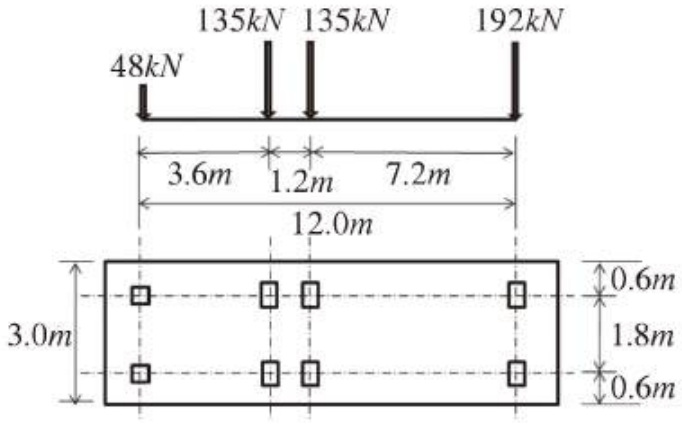
(3) 주요 하중

(가) 고정하중 : DC, DW

○ 고정하중은 구조물의 자중·부속물과 그곳에 부착된 제반설비, 토피, 포장, 장래의 덧씌우기와 계획된 확폭 등에 의한 모든 예측 가능한 중량을 포함한다. 구조부재와 비구조적 부착물의 중량(DC)과 포장과 설비의 고정하중(DW)으로 분리하여 다른 하중계수를 적용한다.

(나) 차량활하중 : LL

○ 현행 트럭하중인 DB-24는 최대 축중량 96kN, 총차량중량 432kN의 3축 차량하중 모델을 적용하고 있다. 산업화에 따른 물동량의 증가 및 차량의 대형화 등의 영향을 고려하고, 현행 차량하중 모형의 불합리성을 개선하고 국내외 통계자료 및 연구결과를 반영하여 4축 하중모형인 “KL-510” 모델을 제시하고 있다.



<그림 3.2.1> 표준트럭하중

○ 표준차로하중은 경간장이 길어질수록 차량의 연행할 확률이 감소하는 것을 고려하여 경간장에 따라 등분포하중이 감소하도록 규정하고 있으며, <표 3.2.9>에 표준차로하중의 크기를 나타내고 있다. 표준차로하중의 영향에는 충격하중을 적용하지 않는다.

<표 3.2.9> 표준차로하중

L ≤ 60 m	$w = 12.7(\mathrm{kN/m})$
L > 60 m	$w = 12.7\times\left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}(\mathrm{kN/m})$

L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

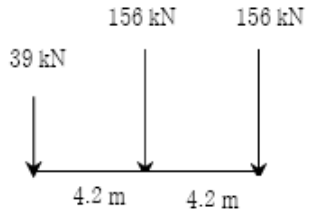
○ 활하중의 재하방법도 기존 도로교설계기준과 다르게 규정되었다. 기존 설계기준에서는 표준트럭하중(DB하중)과 차로하중(DL하중) 중 설계부재에 불리한 응력을 주는 하중을 재하하였다. 한계상태설계법에서는 ① 표준트럭하중의 영향과 ② 표준트럭하중 영향의 75 %와 표준차로하중의 영향의 합 중 큰 값으로 설계하중을 사용하도록 규정하고 있다. 활하중의 동시재하의 경우에도 설계활하중이 동시에 작용될 확률을 고려하여 <표 3.2.10>과 같이 규정하고 있다.

<표 3.2.10> 다차로재하계수

재하차로의 수	다차로재하계수 'm'
1	1.0
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5 이상	0.65

(다) 피로하중

○ 피로하중은 세 개의 축으로 이루어져 있으며 총중량을 351kN로 환산한 한 대의 설계트럭하중 또는 축하중이다. 설계차로수에 상관없이 한 대의 피로설계트럭하중을 재하한다.



<그림 3.2.2> 피로설계트럭하중

○ 피로하중의 빈도는 단일차로 일평균트럭교통량($ADTT_{SL}$)을 사용한다. 이 빈도는 교량의 모든 부재에 적용하며 통행차량수가 적은 차로에도 적용한다. 단일차로의 일평균트럭교통량에 대한 확실한 정보가 없을 때는 차로 당 통행비율을 적용하여 산정할 수 있다.

(라) 충격하중 : IM

○ 기존 도로교설계기준에서는 $I = \frac{15}{40+L} \leq 0.3$의 식으로 충격계수를 산정한다.

새로운 설계기준에서는 표준트럭하중에 의한 정적효과는 <표 3.2.11>에 규정된 충격하중의 비율에 따라 증가시켜야한다. 충격하중은 보도하중이나 표준차로하중에는 적용되지 않는다.

<표 3.2.11> 충격하중계수, IM

성 분		IM(1+IM/100)
바닥판 신축이음장치 모든 한계상태		1.0
모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	0.9
	피로한계상태	0.8

(마) 풍하중 : 차량에 작용하는 풍하중(WL), 구조물에 작용하는 풍하중(WS)

○ 일반 중소지간 교량의 설계 풍압

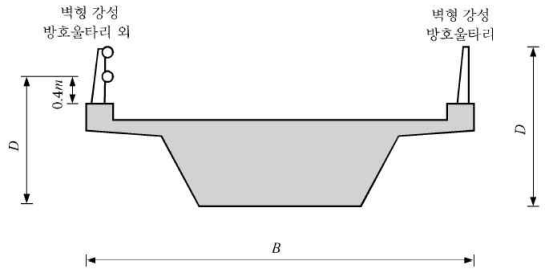
– 박스거더교, 플레이트거더교, 슬래브교에 작용하는 풍압은 <표 3.2.12>와 같다. 활하중 재하시에는 풍압을 절반만 재하할 수 있다. 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5

m의 높이에서 1.5 kN/m의 풍하중이 활하중에 작용하여 상부구조로 전달되는 것으로 본다.

<표 3.2.12> 거더교의 풍압(kPa)

단면형상	풍압(kPa)
1 ≤ B/D < 8	4.0 - 0.2(B/D)
8 ≤ B/D	2.4

B = 교량 총폭(m)
D = 교량 총 높이(m)



<그림 3.2.3> 교량 총폭 B와 총높이 D

○ 하부구조에 작용하는 풍압

– 하부구조에 직접 작용하는 풍압은 교축직각방향 및 교축방향에 작용하는 수평하중으로 한다. 그러나 동시에 2방향으로 작용하지 않는 것으로 한다. 풍압의 크기는 <표 3.2.13>의 값을 사용하거나, 유효연직투영면적에 대하여 바람방향 1차 모드 고유진동수에 따라 강체 및 유연 구조물에 따라 구분하여, 식 (3.2)를 사용하여 구한다. 식 (3.2)를 적용할 경우에 항력계수로 원형 및 트랙형 단면의 경우에 0.6, 각형 단면의 경우에 1.2를 사용할 수 있다.

<표 3.2.13> 기타 교량 부재에 작용하는 풍압(kPa)

단면형상	풍상측 부재	풍하측 부재
원 형	1.5	1.5
각 형	3.0	1.5

$$P = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_d G_r \qquad f_1 > 1Hz$$
$$P = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_d G_f \qquad f_1 \le 1Hz \tag{3.2}$$

(바) 온도변화 : 평균온도(TU), 온도경사(TG)

○ 평균온도(TU)

– 온도에 관한 정확한 자료가 없을 때, 온도의 범위는 <표 3.2.14>에 나타낸 값을 사용한다. 온도에 의한 변형효과를 고려하기 위하여 설계 시 기준으로 택했던 온도와 최저 혹은 최고 온도와의 차이 값이 사용되어야 한다.

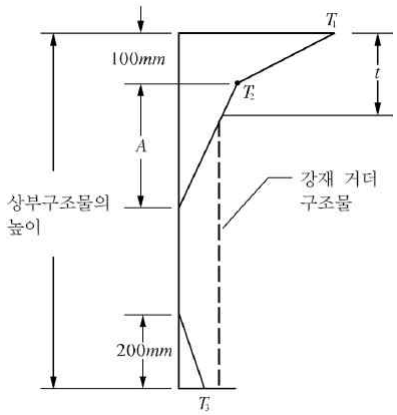
<표 3.2.14> 온도의 범위

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

○ 온도경사(TG)

– 바닥판이 콘크리트인 강재나 콘크리트 상부구조에서 수직온도경사는 <그림 3.4>와 같이 택한다. <그림 3.2.4>에서 “A”의 제원은 다음과 같다.

두께가 400 ㎜ 이상인 콘크리트 상부구조물의 경우 :
A = 300 ㎜
400 ㎜ 이하의 콘크리트 단면의 경우 :
A = 실제 두께보다 100 ㎜ 작은 값
강재로 된 상부구조물인 경우 :
A = 300 ㎜, t = 콘크리트 바닥판의 두께



<그림 3.2.4> 콘크리트와 강재상부구조물에 발생하는 온도의 수직변화곡선

– 상부의 온도가 높을 때의 T_1과 T_2의 값은 <표 3.2.15>와 같다. 하부의 온도가 높을 때의 값은 <표 3.2.15>에 정해진 값에 콘크리트 포장에는 -0.3을, 아스팔트포장에는 -0.2를 곱하여 구한다. 현장조사에 의하여 T_3의 값을 정하지 않는 경우, T_3의 값은 영(0 ℃)으로 하여야 한다. 그러나 3 ℃를 넘어서는 안 된다.

<표 3.2.15> 온도경사 기본값

T1(℃)	T2(℃)
23	6

(사) 선박충돌하중 : CV

○ 선박충돌하중은 항로를 이탈한 선박의 충돌로 인하여 교량의 파손 및 붕괴 위험성을 최소화하기 위한 규정으로 AASHTO LRFD 설계기준을 인용하여 새롭게 추가되었다. 설계수심이 600 ㎜ 이상 되는 곳에 위치하며 배가 통행할 수 있는 수로에 건설된 교량의 모든 구조부재는 설계 시에 선박 충돌의 영향을 고려하여야 한다. 선박에 의한 충돌이 예상되는 하천에 건설되는 구조물은 선박에 의한 충돌하중에 견딜 수 있게 설계되거나, 방호물, 계선말뚝, 통로 또는 다른 안전을 위한 시설에 의해서 적절히 보호되도록 설계하여야 한다.

(4) 구조해석 모델링 및 해석 방법 검토

(가) 구조해석 방법

○ 적용범위

– “4장 구조해석“에서는 교량의 설계와 구조적인 평가를 위한 해석 방법을 규정하고, 구조물의 해석 모델링과 하중영향을 결정하는 방법을 기술하고 있다. 규정한 해석방법 이외에도 입증된 재료 특성을 사용하고 평형 조건과 적합 조건을 만족시키는 다른 해석 방법도 사용할 수 있으며, 일반적으로 교량 구조물의 해석은 탄성 해석을 원칙으로 한다. 그러나 일부 연속보 상부구조물에서는 하중영향에 대한 비탄성해석이나 부모멘트의 재분배를 할 수 있다. 또한 비탄성 거동을 하는 압축 부재와 극단상황 한계상태에 대한 비탄성 해석법을 규정한다.

○ 구조해석법

– 평형조건과 적합조건을 만족시키며 재료의 응력-변형도 관계를 이용하는 다음과 같은 해석법을 사용할 수 있다. 설계 시 해당 구조물의 설계특성에 적합한 구조해석용 컴퓨터 프로그램을 사용하고, 합리적으로 그 결과를 분석하고 적용해야 한다.

– 고전적 응력법과 변위법

– 유한요소법

– 기타 : 격자유사법, 유한차분법, 절판법, 유한대판법, 급수법, 항복선법 등

○ 구조해석 이론

– 미소변위 이론 : 구조물의 변형으로 인하여 하중영향이 크게 변화하지 않는다면, 구조물의 형상변화로 인한 이차 응력효과는 무시할 수 있다. 규모가 크지 않는 교량에 적합한 해석이론으로, 일반적인 중소지간의 대부분의 교량에서 적용되는 이론이다.

– 대변위 이론 : 만약 구도물의 변형으로 인하여 하중형향이 크게 변한다면, 평형방정식에 변형효과를 고려하여야 한다. 안정성해석과 대변위해석 시 변형효과와 부재의 초기 처짐 문제도 고려하여야 한다. 콘크리트 장주 해석 시, 구조 형상을 크게 변화시킬 수 있는 이력 의존적 재료 특성을 고려하여야 한다. 뼈대구조나 트러스를 해석하는 경우, 인접한 부재에 발생하는 인장 및 압축력의 상호작용효과를 고려하여야 한다. 비선형 영역에서는 계수하중만 사용하며 하중영향의 중첩은 허용되지 않는다. 비선형해석 시 하중을 가하는 순서에 따라 해석결과가 달라지므로, 실제 교량의 하중조건에 부합하도록 하중을 재하시켜야 한다.

– P-Δ 해석법: 일반적으로 기둥 부재를 해석하는 경우, 세장비가 증가하면 P-Δ 효과가 크게 발생한다. 컴퓨터 프로그램을 이용하여 축방향력에 대한 부가적인 휨모멘트의 확대효과를 정확히 산정할 수 있는 P-Δ 해석법은 먼저, 계수하중에 대한 선형탄성해석으로 각 부재의 축력을 구하고, 이 축력을 고려한 기하학적 강도행렬을 탄성강도행렬에 추가하여 시스템 강도행렬을 구성하고 계수하중에 대한 하중영향을 산정한다. P-Δ 효과를 고려하기 위한 근사해석법으로 모멘트 확대계수법을 적용할 수 있으며, 보-기둥의 경우와 아치의 경우로 구분하여 설계기준에서 제시하고 있다.

○ 경계조건 모델링

– 경계조건은 지점 및 연속성에 대한 실제 특성을 적절하게 모델링할 수 있어야 한다. 교량이 설치되는 지반의 성질, 지반-말뚝의 상호작용과 말뚝의 탄성적 거동을 잘 나타낼 수 있도록 기초를 모델링하여야 한다.

(나) 정적 해석

○ 바닥판의 해석방법

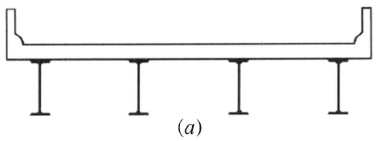
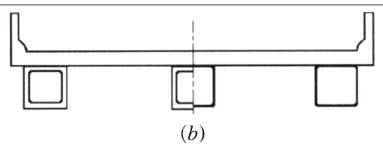
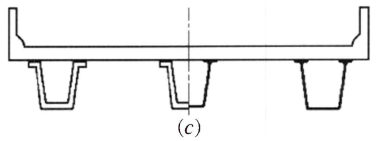
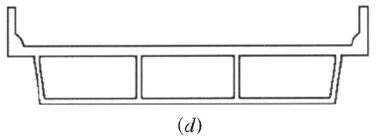
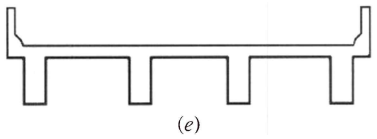
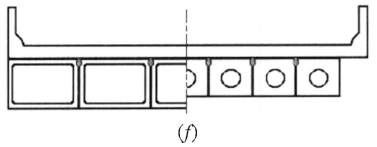
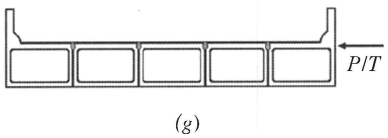
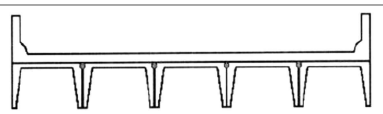
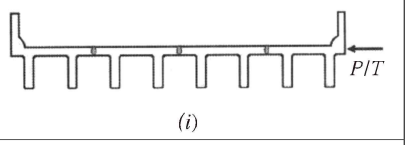
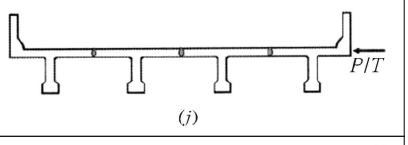
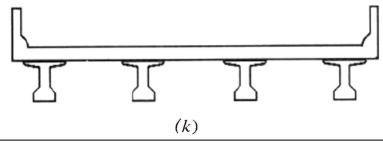
– 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 1:2를 넘는 철근콘크리트 바닥판, 프리스트레스트 콘크리트 바닥판 및 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 설계에 적용할 수 있는 해석방법을 기존 도로교설계기준의 내용을 준용하여 규정하였다.

○ 보-슬래브 교량의 근사적 해석방법

- <표 3.2.16>에 표시된 것과 같이 다양한 상부형식의 교량해석시 근사적 해석방법을 적용할 수 있도록 규정하고 있으며, <표 3.2.17~20>에는 거더의 휨모멘트 및 전단력 계산을 위한 활하중 분배계수 및 감소계수 등을 규정하고 있다. 이 규정을 적용할 수 있는 조건은 다음과 같다.
- 일차로 하중
- 각 차로마다 근사적으로 동일한 하중영향을 나타내는 다차로 활하중
- 바닥판의 폭은 일정
- 다른 규정이 없는 한, 네 개 이상의 보
- 보는 평행하며 거의 동일한 강성
- 차도의 내민부분은 910 ㎜ 초과하지 않음
- 면내 곡률은 한계값보다 작음
- 단면이 <표 3.2.16>에 제시된 단면중의 하나와 부합

○ 규정된 적용범위를 초과하는 간격을 갖는 보의 경우, 차로에 재하된 하중에 의하여 발생하는 반력을 지렛대 법칙으로 계산하여 그 반력을 각각의 보의 활하중으로 취할 수 있다. 단, 별도의 규정이 있는 경우에는 그 규정을 따른다. 지렛대 법칙에 의한 하중 분배법에서는 다차로재하계수를 사용할 수 있으나, 근사적 해석법의 경우는 다차로 재하계수가 이미 반영되어 있기 때문에 다차로재하계수를 중복 적용할 필요가 없다.

<표 3.2.16> 근사해석 적용 상부구조 형식

바닥판 지지 유형	바닥판 형태	전형적인 단면 형상
강재 거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 슬래브, 강재 격자	 (a)
폐단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브	 (b)
개단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 바닥판 슬래브	 (c)
현장 타설 콘크리트 다중박스거더	일체로 시공된 콘크리트	 (d)
현장 타설 콘크리트 T형 거더	일체로 시공된 콘크리트	 (e)
전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (f)
포스트 텐션 또는 그 외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리캐스트 콘크리트 박스거더	지지 단면 상부 콘크리트	 (g)
전단키가 있는 ㄷ형 프리캐스트 콘크리트	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (h)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 더블 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (i)
포스트 텐션 또는 그 외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (j)
I형 또는 역 T형 프리캐스트 콘크리트	현장 타설 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트	 (k)

<표 3.2.17> 내측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로당 활하중 분배계수

보의 형태	<표3.16> 적용 단면	분 배 계 수	적 용 범 위
콘크리트 바닥판, 완전채움 격자 또는 부분채움 격자 바닥판을 지지하는 강재 보 또는 T형 및 더블 T 형 단면 콘크리트 거더	a, e, k, i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우	• 한개 설계차로 재하 : $0.83\left(0.06+(\frac{S}{4300})^{0.4}\times(\frac{S}{L})^{0.3}(\frac{K_g}{Lt_s^{\,3}})^{0.1}\right)$ • 두개 이상 설계차로 재하 : $0.9\left(0.075+(\frac{S}{2900})^{0.6}\times(\frac{S}{L})^{0.2}(\frac{K_g}{Lt_s^{\,3}})^{0.1}\right)$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73000$ $N_b \ge 4$ $4\times109 \le K_g \le 3\times1012$
		N_b=3을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값	$N_b = 3$
현장타설 콘크리트 다중박스	d	• 한개 설계차로 재하 : $0.83\left((1.75+\frac{S}{1100})\times(\frac{300}{L})^{0.35}(\frac{1}{N_c})^{0.45}\right)$ • 두개 이상 설계차로 재하: $0.9\left((\frac{13}{N_c})^{0.3}\times(\frac{S}{430})(\frac{1}{L})^{0.25}\right)$	$2100 \le S \le 4000$ $18000 \le L \le 73000$ $N_c \ge 3$ 만약 $N_c > 8$ 이면 $N_c = 8$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	• 한개 설계 차로 재하 : $0.83\left((\frac{S}{910})^{0.35}(\frac{Sd}{L^2})^{0.25}\right)$ • 두개 이상 설계 차로 재하 : $0.9\left((\frac{S}{1900})^{0.6}(\frac{Sd}{L^2})^{0.125}\right)$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		지렛대 법칙 사용	S > 5500
다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 거더	f	• 한개 설계 차로 재하 : $0.83\left(k(\frac{b}{2.8L})^{0.5}(\frac{I}{J})^{0.25}\right)$ 여기서 $k=2.5(N_b)^{-0.2} \ge 1.5$ • 두개 이상 설계 차로 재하 : $0.9k(\frac{b}{7600})^{0.6}(\frac{b}{L})^{0.2}(\frac{I}{J})^{0.06}$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37000$ $5 \le N_b \le 20$
	g 일체로 거동하도록 상호 연결된 경우		

<표 3.2.17> 내측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로당 활하중 분배계수(계속)

<table>
<tr><th>보의 형태</th><th><표3.16>
적용 단면</th><th>분 배 계 수</th><th>적 용 범 위</th></tr>
<tr><td rowspan="2">다중 보
바닥판을
지지하는
콘크리트
거더</td><td>h</td><td rowspan="2">• 재하 차로수에 무관하게 적용 :
S/D
여기서,
$C = K(W/L) \leq K$
$C \leqq 5$ 일 때
$D = 300[11.5 - N_L + 1.4N_L(1-0.2C)^2]$
$C > 5$ 일 때
$D = 300(11.5 - N_L)$
$K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$

• 기본설계 시 사용할 수 있는 K 값 :
<table><tr><th>보 형태</th><th>K</th></tr><tr><td>중실 직사각형 보</td><td>0.7</td></tr><tr><td>중공 직사각형 보</td><td>0.8</td></tr><tr><td>박스거더</td><td>1.0</td></tr><tr><td>ㄷ형 보</td><td>2.2</td></tr><tr><td>T형 보</td><td>2.0</td></tr><tr><td>더블 T형 보</td><td>2.0</td></tr></table></td><td rowspan="2">$Skew \leq 45°$
$N_L \leq 6$</td></tr>
<tr><td>g, i, j
접합면에서
상대
수직변위가
일어나지
않을
정도로
연결된
경우</td></tr>
<tr><td>강격자
바닥판
을 지지하는
강재 거더</td><td>a</td><td>• 한개 설계차로 재하 :
$t_g < 100$ ㎜ 시 $S/2760$
$t_g \geq 100$ ㎜ 시 $S/3660$

• 두개 이상 설계차로 재하 :
$t_g < 100$ ㎜ 시 $3S/8000$
$t_g \geq 100$ ㎜ 시 $9S/30500$</td><td>$S \leq 1800$ ㎜

$S \leq 3200$ ㎜</td></tr>
<tr><td>콘크리트
바닥판을
지지하는
다중
강박스거더</td><td>b, c</td><td>• 재하차로수에 관계없이 적용 :
$0.05 + 0.85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$</td><td>$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$</td></tr>
</table>

<표 3.2.18> 외측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로 당 활하중 분배계수

<table>
<tr><th>상부구조의 형태</th><th><표3.16>
적용 단면</th><th>한개 설계 차로 재하</th><th>두개이상 설계차로 재하</th><th>적 용 범 위</th></tr>
<tr><td rowspan="2">콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더</td><td rowspan="2">a, e, k
i, j
(일체로 거동하게 서로 연결된 경우)</td><td rowspan="2">지렛대 법칙</td><td>$g = 0.9eg_{interior}$
$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$</td><td>$-300 \le d_e \le 1700$</td></tr>
<tr><td>Nb=3을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값</td><td>$N_b = 3$</td></tr>
<tr><td>콘크리트 다중박스거더, 박스 단면</td><td>d</td><td colspan="2">$g = \frac{W_e}{5160}$ 혹은 $g = \frac{9W_e}{43000}$
혹은 4.6.3.1에 규정된 전체폭 설계에 대한 조항</td><td>$W_e \le S$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더</td><td rowspan="2">b, c</td><td rowspan="2">지렛대 법칙</td><td>$g = 0.9eg_{interior}$
$e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$</td><td>$0 \le d_e \le 1400$
$1800 < S \le 5500$</td></tr>
<tr><td>지렛대 법칙</td><td>$S > 5500$</td></tr>
<tr><td>다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더</td><td>f, g</td><td>$g = 0.83eg_{interior}$
$e = 1.125 + \frac{d_e}{9100}$
≥ 1.0</td><td>$g = 0.9eg_{interior}$
$e = 1.04 + \frac{d_e}{7600}$
≧ 1.0</td><td>$d_e \le 600$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더</td><td>h</td><td rowspan="2">지렛대 법칙</td><td rowspan="2">지렛대 법칙</td><td rowspan="2">N/A</td></tr>
<tr><td>i, j
접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우</td></tr>
<tr><td>강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더</td><td>a</td><td>지렛대 법칙</td><td>지렛대 법칙</td><td>N/A</td></tr>
<tr><td>콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 박스거더</td><td>b, c</td><td colspan="3">표 3.17 규정 적용</td></tr>
</table>

<표 3.2.19> 내측거더에서 전단력 계산을 위한 차로당 활하중 분배

상부구조의 형태	<표3.16> 적용 단면	한개 설계 차로 재하	두개이상 설계차로 재하	적 용 범 위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k	$0.83\left(0.36+\frac{S}{7600}\right)$	$0.9(0.2+\frac{S}{3600}-(\frac{S}{10700})^{2.0})$	$1100\le S\le 4900$ $6000\le L\le 73000$ $110\le t_s\le 300$ $N_b \ge 4$
	i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우	지렛대 법칙	지렛대 법칙	$N_b = 3$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	$0.83(\frac{S}{2900})^{0.6}(\frac{d}{L})^{0.1}$	$0.9(\frac{S}{2200})^{0.9}(\frac{d}{L})^{0.1}$	$1800\le S\le 4000$ $6000\le L\le 73000$ $890\le d\le 2800$ $N_c \ge 3$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	$0.83(\frac{S}{3050})^{0.6}(\frac{d}{L})^{0.1}$	$0.9(\frac{S}{2250})^{0.8}(\frac{d}{L})^{0.1}$	$1800\le S\le 5500$ $6000\le L\le 43000$ $450\le d\le 1700$ $N_b \ge 3$
		지렛대 법칙	지렛대 법칙	S > 5500
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$0.58(\frac{b}{L})^{0.15}(\frac{I}{J})^{0.05}$	$0.9(\frac{b}{4000})^{0.4}(\frac{b}{L})^{0.1}\times(\frac{I}{J})^{0.05}(\frac{b}{1200})$ $\frac{b}{1200}\ge 1.0$	$900\le b\le 1500$ $6000\le L\le 37000$ $5 \le N_b \le 20$ $1.0\times10^{10} \le J \le 2.5\times$ $1.7\times10^{10} \le I \le 2.5\times$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
	I, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우			
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재 다중 박스거더	b, c	표 3.17의 규정 적용		

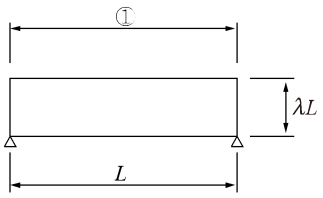
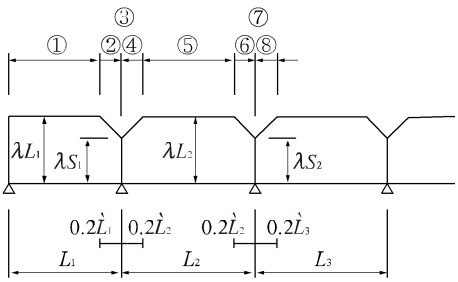
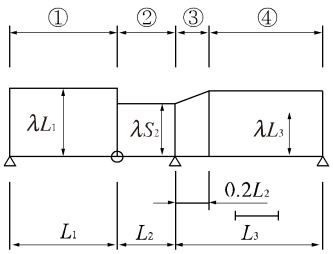
<표 3.2.20> 외측거더 전단력 계산을 위한 차로 당 활하중 분배

상부구조의 형태	<표3.16> 적용 단면	한개 설계 차로 재하	두개이상 설계차로 재하	적 용 범 위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{inteior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \le d_e \le 1700$
	i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우		지렛대 법칙	$N_b = 3$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \le d_e \le 1500$
		혹은 4.6.3.1에 규정된 전체 폭설계에 대한 조항들		
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \le d_e \le 1400$
			지렛대 법칙	$S > 5500$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$g = \frac{1}{1.2}eg_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{6100}$ ≥ 1.0	$g = 0.9eg_{interior}(\frac{1200}{b})$ $\frac{1200}{b} \le 1.0$ $e = 1 + (\frac{d_e + b - 610}{12200})^{0.5}$ ≥ 1.0	$d_e \le 600$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h, i, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 강 박스거더	b, c	표 3.17의 규정 적용		

○ 플랜지 유효폭

- 상세한 해석을 수행하지 않거나 혹은 본 설계기준에서 별도의 규정을 제시하지 않은 경우, 모든 한계상태 구조물의 저항성을 산정하기 위하여 합성거동을 하는 콘크리트 슬래브의 유효폭을 여기서 규정한다. 처짐 계산을 계산할 때에는 전체 플랜지폭을 기반으로 해야 한다.
- 플랜지의 유효폭을 계산하는데 사용하는 등가지간장은 단순지지된 지간에서는 실제 지간장을 사용하고, 연속 지지의 경우에는 고정하중에 의하여 발생하는 정모멘트 구간의 거리 혹은 부모멘트 구간의 거리 중에서 고려하고 있는 단면이 속한 구간의 거리를 사용한다.
- 내측거더의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다.
  - 등가지간장의 1/4
  - 슬래브 평균두께의 12배 + Max(복부 두께, 주거더 상부플랜지폭의 1/2)
  - 인접한 보사이의 평균 간격
  - 외측거더의 플랜지 유효폭은 인접한 내측거더 유효폭의 절반과 다음 값 중의 최소값의 합으로 한다.
  - 등가지간장의 1/8
  - 슬래브 평균두께의 6배 + Max(복부 두께의 절반, 주거더 상부플랜지폭의 1/4)
  - 내민부분(overhang)의 폭
- 강바닥판교 또는 강-콘크리트 합성거더교에서 주거더의 플랜지로 작용하는 강바닥판 또는 콘크리트 바닥판의 유효폭에 대하여 규정한다. 응력과 변형을 계산하기 위한 플랜지의 유효폭 λ는 식 (3.3), (3.4) 또는 <그림 3.2.6>에 의해 계산하도록 한다. 여기서, 주거더 사이에 있는 플랜지의 폭을 b, 주거더의 등가지간장을 l로 놓는다. 등가지간장 l과 실제의 지간장 L과의 관계 및 식 (3.3), (3.4)의 적용방법을 <표 3.2.21>에 나타낸다. 여기서, 중간지점과 지간중앙부 사이의 유효폭은 <표 3.2.21>에 나타낸 바와 같이 직선적으로 변화한다고 본다.

<표 3.2.21> 등가지간장과 적용식

	유효폭의 변화 상태	구간	등가지간장	적용식
단순거더		①	λL(거더전장) : l = L	(3.3)
연속거더		①	λL₁(지간중앙부) : l = 0.8L₁	(3.3)
		⑤	λL₂(지간중앙부) : l = 0.6L₂	(3.3)
		③	λS₁(중간지점) : l = 0.2(L₁+L₂)	(3.4)
		⑦	λS₂(중간지점) : l = 0.2(L₂+L₃)	(3.4)
		②④ ⑥⑧	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.	
게르버거더		①	λL₁(지간중앙부) : l = L₁	(3.3)
		④	λL₃(지간중앙부) : l = 0.8L₃	(3.3)
		②	λS₁(캔틸레버부) : l = 2L₂	(3.4)
		③	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.	

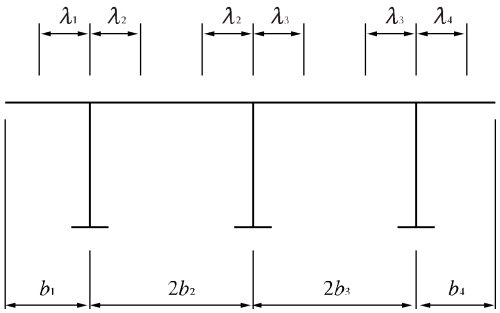
$$
\begin{aligned}
&b/l \leqq 0.05 && \lambda_L = b && (3.3)\\
&0.05 < b/l < 0.30 && \lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\}\cdot b\\
&b/l \geqq 0.3 && \lambda_L = 0.15l\}\\
&b/l \leqq 0.02 && \lambda_s = b && (3.4)\\
&0.02 < b/l < 0.30 && \lambda_s = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\}\cdot b\\
&b/l \geqq 0.30 && \lambda_s = 0.15l\}
\end{aligned}
$$

– 여기서,

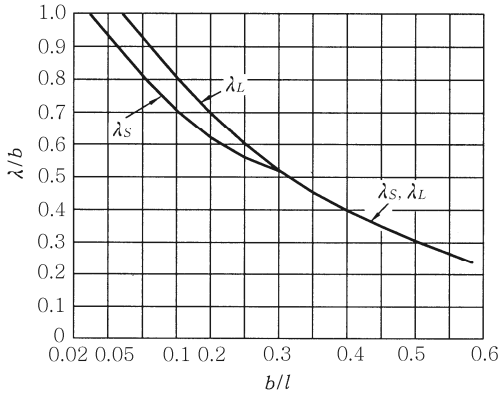
λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(㎜) <그림 3.2.5>

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(㎜) <그림 3.2.5>

l : 등가지간장(㎜) <표 3.2.21>



<그림 3.2.5> 플랜지의 유효폭



<그림 3.2.6> 플랜지의 유효폭 산정

나. 도로교설계기준(한계상태설계법) 문제점 분석

○ 본 과업에서는 도로교설계기준(한계상태설계법)을 분석하고, 설계 예제를 작성하였다. 본 과업을 통해 도로교설계기준(한계상태설계법)을 실제 설계에 적용함에 있어 여러 가지 문제가 발견되었으며, 앞으로 이러한 적용성의 문제를 해결하고 설계기준을 보완할 필요가 있다고 판단된다. 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용함에 있어 콘크리트교, 강교, 하부구조, 기초, 내진 등의 각 분야의 대표적인 문제점은 다음과 같다.

(1) 콘크리트교

(가) 노출등급에 따른 설계강도 및 피복

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)에 근거하여 콘크리트 교량을 설계 시 내구성 측면을 고려하여 환경조건에 따른 노출등급을 우선적으로 결정하여야 한다. 하지만, 그 기준의 적용에 있어 모호함이 있고, 주관적으로 결정될 수 밖에 없는 문제점이 있다. 본 시험설계에서 결정한 노출등급 ED1(거더, 슬래브하면, 가로보), EC2(슬래브 상면)에 관하여서 많은 논란이 있을 수 있고, 이것은 곧 적용부재의 콘크리트 강도, 최소피복두께, 나아가서는 단면크기 조정, 긴장력 조정 등 전체적인 설계의 안전성에 크게 영향을 줄 수 있으므로 노출등급을 결정하는 기준을 보다 객관적으로 구체화가 필요하다고 판단된다.

(나) 프리스트레스 손실량

○ 본 시험설계에서 산정된 장기손실량은 기존의 도로교설계기준에 근거한 장기손실량의 50 % 수준으로 산정되었다. 한계상태법의 프리스트레스 손실량은 거더의 단면과 도입긴장력에 따라 큰 차이가 발생할 가능성이 있으므로, 이에 대해 면밀하게 검토하고 설계기준에 적용할 필요가 있다. 또한 프리스트레스의 마찰 손실량이 유로코드에는 $\mu(\Theta+\kappa\chi)$로 기술하고 있으나, 도로교설계기준 한계상태법에서는 처음에는 유로코드와 동일하게 수식이 표현되었으나, 현재는 기존의 도로교설계기준과 같이 $(\mu\Theta+\kappa\chi)$로 변경된 식으로 표기하고 있다. 수식에 따라 마찰에 의한 손실량 차이가 크게 차이가 발생하므로, 이에 대해 면밀하게 검토하고 설계기준에 적용할 필요가 있다.

(다) 극한한계상태 PS부재의 휨설계 및 전단설계

○ 극한한계상태 PS부재의 휨강도 산정절차가 한계상태설계법 5.5.1.2(4)와 같이 간략히 제시되어 있으므로, 정확한 설계를 위해서는 보다 구체적인 PS부재의 휨설계에 대한 기준이 필요할 것으로 판단된다. 또한 PSC I형 거더와 같은 합성단면형식의 전단철근이 없는 PS부재에서 휨균열이 발생하지 않는 구간의 전단강도식 (한계상태설계법

식5.5.9)를 적용함에 있는 보다 구체적인 적용 방법(합성단계별 하중과 단면계수를 적용한 변형된 식)에 대해 검토하고 설계기준에 적용할 필요가 있다.

(라) 합성단면의 2차응력 산정 기준 및 연속부 검토

○ 한계상태설계법에서는 합성단면의 2차응력 산정 기준과 연속부 검토 기준 등에 대한 구체적인 설계방법이 제시되어 있지 않으므로, 이에 대한 기준을 제시할 필요가 있다.

(마) 가로보 설계

○ 한계상태설계법에서는 가로보 설계에 대한 기준이 제시되어 있지 않으므로, 이에 대한 기준을 제시할 필요가 있다.

(바) 2차고정하중 횡분배

○ 한계상태설계법 4.6.3.1 “여기서 규정된 조건을 만족시키는 교량에서 바닥판에 작용하는 고정하중을 보 및 세로보에 등분포시킬 수 있다.”규정하고 있으나, 실제 2차고정하중의 횡분배 효과는 상부구조의 조건에 따라 다르게 나타날 것으로 판단된다. 따라서 이러한 2차고정하중에 의한 횡분배효과를 합리적으로 평가할 수 있는 방법이 제시되어야 할 것으로 판단된다.

(사) 연속화 해석방법

○ 연속화 해석방법으로 격자해석과 근사해석이 있으며 이런 연속보 구조를 가진 경우에 필수적으로 휨모멘트 재분배를 적용하여야 한다. 휨모멘트 재분배는 한계상태설계법 5.10.2.1(3)에 연속보 또는 슬래브에 대하여 휨이 지배적이며, 인접한 슬래브와 지간의 비가 0.5와 2의 범위 안에 있을 때 식 5.4.3의 비율로 휨모멘트를 재분배할 수 있다고 제시하고 있다. 하지만 PSC I 거더교를 설계하는 경우, 일반적으로 정모멘트 설계 시에는 단순교로 설계하고, 부모멘트 설계 시에는 연속교로 설계한다. 따라서 부모멘트에 대해서는 휨모멘트 재분배효과를 고려하는 것이 합리적이나, 정모멘트에 대해서는 휨모멘트 재분배효과를 고려할 필요가 없을 것으로 판단된다. 이러한 휨모멘트 재분배에 대한 규정이 설계기준에서 좀 더 구체적으로 제시되어야 할 것으로 판단된다.

(2) 강교

(가) 곡선교 적용성

○ 강교편의 경우 곡선교에 대한 적용 여부를 명확하게 제시하지 못하고 있다. AASHTO LRFD 4th edition에서는 곡선교의 적용이 가능하도록 단면 검토식에 곡률효과에 대한 항목이 추가되어 있다. 그러나 새롭게 제정된 도로교설계기준의 배경이 되는 2nd edition에는 직선교량으로만 적용을 한정하고 있어 곡선교량의 적용이 어렵다. 최근 콘크리트 빔 계열 교량의 장지간화가 진행되면서 상대적으로 경제성이 떨어지는 강재 교량은 콘크리트 빔 계열 교량의 적용이 어려운 곡선교량에 활용도가 높아지고 있다. 이런 상황에서 설계기준에 강교량의 곡선교량 적용 여부가 불명확하다면 큰 혼란을 야기할 수 있다. 이에 따른 설계기준의 보완이 시급할 것으로 판단된다.

(나) 부부재의 설계법

○ 강교량의 경우 기존 설계법을 적용하면 종방향 보강재, 수직 보강재, 다이아프램이나 브레이싱 등 부부재가 많이 필요하다. 새로운 설계기준에 의해서는 부부재의 사용량이 많이 줄어들기는 하지만 전혀 필요 없지는 않다. 기존의 설계방법에서는 도로교설계기준 외에 강도로교 상세부 설계지침 등 다수의 보조 지침 및 편람이 발간되어 부부재 설계에 많은 도움이 되고 있다. 도로교설계기준(한계상태설계법)의 경우 지침 및 편람이 발간되기 이전이므로 부부재에 대해서는 설계기준에 제시된 원론적인 내용을 바탕으로 설계를 수행해야 되므로, 많은 정보를 얻기 어렵다. AASHTO LRFD를 바탕으로 발간된 예제들도 주부재에 대한 설계의 내용은 수록하고 있으나 부부재에 대해서는 상세하고 다양한 정보를 제공하지 못하고 있어, 부부재 부재력 산정기법 자체에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

(3) 하부구조

(가) 콘크리트 노출등급

○ 한계상태설계법에서는 “5.8 내구성 및 피복두께”에서 제시하고 있는 노출등급에 E따라 최소 콘크리트강도와 피복두께를 결정하게 되어 있으나, 설계자에 따라 다른 노출등급을 결정할 수 있을 뿐만 아니라, 동결/융해 침식이나 화학적 침투에 대한 피복등급은 제시하고 있지 않아 설계 시 많은 문제점을 유발할 것으로 판단된다. 따라서 노출등급의 결정을 보다 명확하게 하게 할 수 있도록 보다 구체적인 기준을 제시할 필요가 있다.

(나) 기둥 철근비

○ 기둥의 최소철근비로 “5.10.5.2 기둥의 축방향 철근“에서는 철근(fy)과 콘크리트(fck)의 재료 특성과 연관하여 0.135이상을 적용하도록 되어 있다. 기존 도로교설계기준(2010)의 4.3.7(2)에서는 ”하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 압축부재에서는 감소된 유효단면적을 사용하여도 된다. 이때 감소된 유효 콘크리트 단면적은 총단면적의 1/2 이상이고, 하중을 지지하기 위해 1 %의 축방향 철근을 요구하는 단면적 이상이어야 한다.″라고 규정하고 있다. 하지만 한계상태설계법에서는 이러한 규정이 정의되어 있지 않다. 따라서 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용하는 경우에는 철근량이 과도하게 증가할 가능성이 있으므로, 기둥의 철근비에 대한 규정에 대해 명확한 기준을 제시할 필요가 있다.

(다) 기둥의 장주효과

○ 한계상태설계법 “4.5.3.3 근사적인 P-△ 해석법”에는 모멘트 확대계수법을 적용하도록 되어 있으나, 적용된 모멘트 확대계수법 자체가 현재의 도로교설계기준(2010)이나 콘크리트구조설계기준(2007)에서 제시하고 있는 것보다 이전에 나온 기준으로 판단된다. 이러한 기준 적용시 모멘트 확대계수를 과도하게 산정할 가능성이 있다. 한편 내진설편 “8.8.2.3 교각의 P-△효과”에서는 간단하게 횡변위의 1.5배와 축력을 곱하여 간단하게 계산하도록 되어 있습니다. 따라서 모멘트 확대계수에 대한 기준에 대한 검토와 상시와 지진시의 장주효과를 효율적으로 반영할 수 있는 방법에 대해 검토하고, 설계기준에서 제시할 필요가 있다.

(라) 교대 흉벽에 작용하는 하중

○ 교대의 흉벽설계 시 작용하는 상재하중에 대해 기존의 도로교설계기준과 한계상태설계법에서 제시하고 있는 기준이 서로 상이하며, 기존의 도로교설계기준이 더 큰 상재하중을 고려하도록 되어 있어 흉벽설계기 부재력에 큰 차이가 발생한다. 따라서 이에 대해 검토하여, 명확한 기준을 제시할 필요가 있다.

(마) 기초판에 대한 강체 검토

○ 기존의 도로교설계기준에는 확대기초에 대해 강체 검토에 대한 기준을 제시하고 있으나, 한계상태설계법에서는 강체 검토에 대한 기준을 제시하고 있지 않다. 따라서 확대기초에 대해 강체검토에 관한 기준을 제시할 필요가 있다.

(바) 말뚝의 설계방법

○ 기존의 도로설계기준은 말뚝설계 시 변위법에 근거하여, 말뚝머리 고정 및 힌지에 대해 말뚝을 해석하도록 되어 있으나, 한계상태설계법에서는 그러한 말뚝의 해석방법에 대해 제시하고 있지 않다. 따라서 말뚝검토에 대한 명확한 설계기준을 제시할 필요가 있다.

(사) 지반 지지력 저항계수

○ 한계상태설계법에서는 매입말뚝에 대해 지반의 저항지지력을 제시하고 있지 않다. 따라서 매입말뚝의 저항 지지력에 대한 명확한 설계기준을 제시할 필요가 있다.

(4) 내진설계

(가) 지진시 하중조합

○ 극단상황하중조합에서의 고정하중에 대한 γp는 한계상태설계법 설계기준 표3.4.2에서는 최대 1.25(DC)와 1.5(DW), 최소 0.9(DC)와 0.65(DW)를 적용하도록 되어 있어, 연성도 설계 시 하중조합 2종류가 발생함에 따라 응답수정계수(Rreq)가 하중조합에 따라 다르게 산정되므로, 설계적용이 곤란한 경우가 발생한다. 따라서 설계기준에서 응답수정계수(Rreq) 산정시 고정하중 계수에 대한 명확한 기준을 제시할 필요가 있다.

(나) 내진해석시 항복유효강성 적용

① 항복유효강성 적용 기준

○ 내진해석시 주철근의 항복여부에 따라, 항복유효강성을 적용하도록 규정되어 있다. 하지만, 설계 시 일반적으로 PM상관도 검토에 의한 단면검토를 수행하고 있어 철근의 항복여부를 판단하기 쉽지 않다. 따라서 설계자가 명확히 판단할 수 있도록 주철근의 항복여부보다는 하부구조 설계 시 적용되는 설계방법(탄성설계, 소성설계)으로 구분할 필요가 있다.

② 항복유효강성의 경계

○ 또한 내진 설계 시 탄성부재력이 PM상관도를 벗어나서 소성설계로 검토해야 하는 경우, 항복유효강성을 적용하여 검토하는 것으로 설계기준에 규정되어 있다. 일반적인 경우 항복유효강성을 적용하여도 부재력이 크게 줄지 않을 것으로 판단되나, 특별한 경우에는 전강성을 적용시 부재력이 PM상관도를 벗어나지만, 항복유효강성을 적용시에는 부재력이 크게 감소하여 PM상관도를 만족하는 경우가 발생할 수도 있다.

이러한 경우에 대해서도 설계자가 명확한 판단을 할 수 있는 기준을 제시할 필요가 있다.

③ 한 교량내 탄성설계과 소성설계 교각이 동시에 존재하는 경우

○ 내진해석시 한 교량에 있어서 일부교각은 탄성설계, 일부교각은 소성설계를 할 경우가 발생한다. 이러한 경우에는 한계상태설계법의 기준을 따른 다면, 탄성설계하는 교각은 전강성을 적용하고 소성설계를 적용하는 경우에는 항복유효강성을 적용해야 한다. 하지만 탄성설계를 하는 경우에도 변위산정시에는 항복유효강성을 쓰게 되어 있다. 따라서 일부교각만 소성설계를 하는 경우의 내진해석에 대해서도 명확한 기준을 제시할 필요가 있다.

(다) 기둥의 축력·휨 설계

○ 8장 내진설계편에는 공칭휨강도에 1.0의 강도감소계수를 적용하도록 되어 있으나, 5장 콘크리트편에는 극단상황한계상태인 경우에는 재료저항계수를 다르게 콘크리트는 0.85, 철근 1.0을 적용하도록 되어 있어 있다. 따라서 이에 대한 명확한 기준을 제시할 필요가 있다.

(라) 기둥의 전단 설계

○ 기존의 도로교설계기준(2010)에서는 상시와 지진시의 압축부재의 전단검토식이 유사하게 되어 있으며, 상시와 지진시의 강도감소계수(∅)만 다르게 적용하고, 연성도 내진설계 시 단부구역에서 전단강도를 다르게 적용하도록 되어 있다. 하지만 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 내진설계는 기존의 도로교설계기준(2010)과 동일하나, 상시의 압축부재의 전단설계는 유로코드와 같이 설계하고 있어, 내진설계의 전단강도 검토식과는 다소 차이가 있는 것으로 보인다. 따라서 현 설계기준을 따른다면, 전단검토시 상시에는 콘크리트편(5장)을 적용하고, 지진시는 내진설계편(8장)에 있는 기준을 적용하는 방법을 적용해야 하는 것으로 판단된다. 이렇게 전단설계를 하는 경우 일관성이 결여될 문제가 있으므로, 이에 대한 충분한 검토가 필요하다.

(마) 지진격리교량

○ 지진격리교량 설계는 면진설계 개념으로 파악된다. 실제 내진설계와 면진설계 개념을 동시에 일반적으로 동시에 적용하는 것은 일반적이지 않은 것으로 판단되지만, 설계기준에는 지진격리교량 설계 시 응답수정계수가 정의되어 있어 면진설계와 내진설계를 동시에 적용해도 무방한 것으로 표현하고 있다. 한편 지진격리교량에서의 응

답수정계수는 내진설계 시 응답수정계수와 다르게 정의되어 있어, 지진시 교각의 거동이 다른 것으로 판단된다. 따라서 지진격리교량 설계 시 교각의 유효항복강성이나 연성도 내진설계방법에 대해서도 명확한 기준을 제시할 필요가 있다.

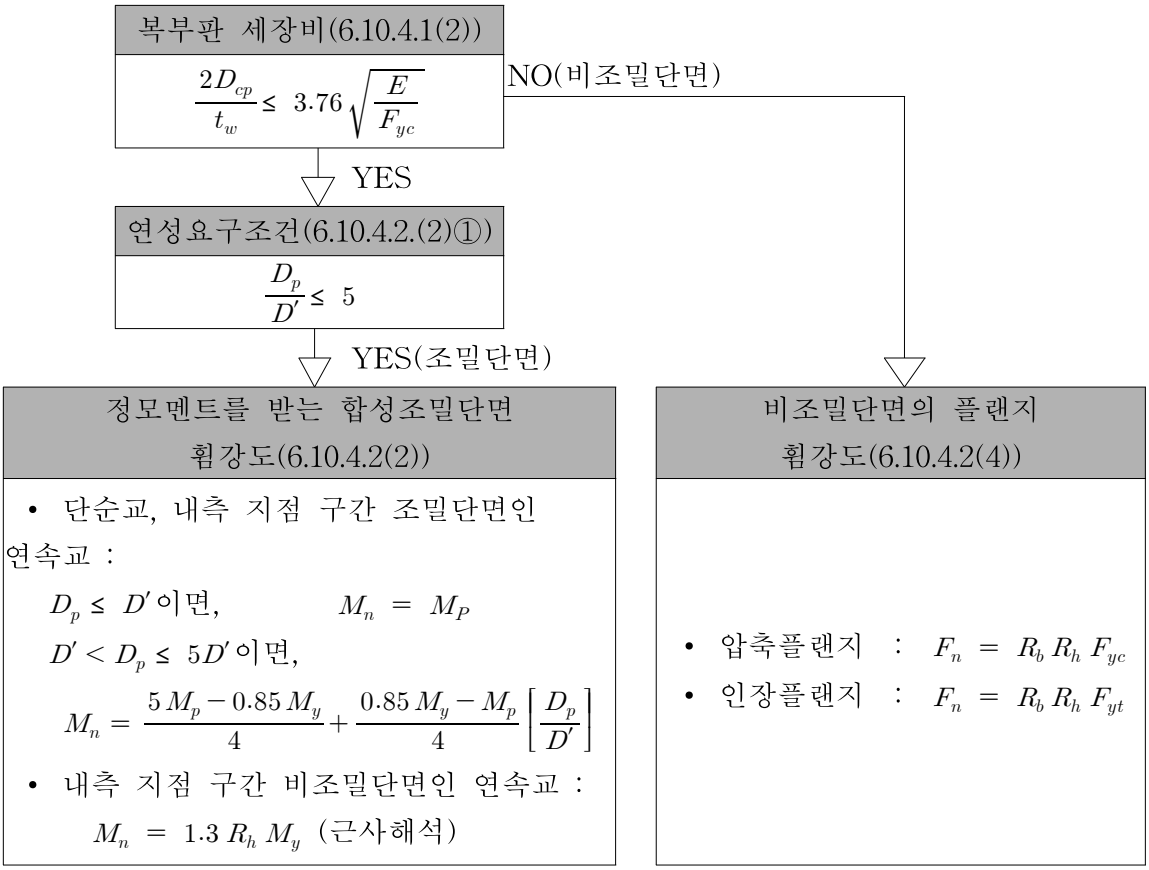
2. 설계 절차

가. 개구제형 강합성 박스거더교 설계 흐름도

START		관련규정 및 특이사항
⇩		
단계 1	설계조건 결정 및 단면가정	● 하중 및 하중조합
⇩		
단계 2	바닥판 설계	● 차량충돌하중(CT) 극단한계상태에 포함
⇩		
단계 3	주거더 설계	● 하중산정 - 고정하중 : DC, DW 구분 - 활하중 : 구조해석 프로그램 적용 ● 극한한계상태 검토 - 단면 조밀/비조밀에 따른 휨강도 계산식 별도 적용 - 전단 검토에 따른 중간수직보강재 설계 ● 사용한계상태 검토 - 영구처짐의 제한 검토 ● 시공성 검토 - 합성단면의 시공성 검토 ● 피로한계상태 검토 - 피로하중을 적용하여 피로설계조건 검토
⇩		
단계 4	이음부 설계	● 현장 볼트이음 검토
⇩		
단계 5	부부재 설계	● 전단연결재, 지점보강재, 다이아프램, Cross Frame, 수평 브레이싱 설계
⇩		
단계 6	반력산정 및 신축량 검토	● 반력산정 및 신축량 검토
⇩		
END		

(1) 개구제형 강합성 박스거더교 휨 설계 흐름도

(가) 정모멘트 단면



(나) 부모멘트 단면

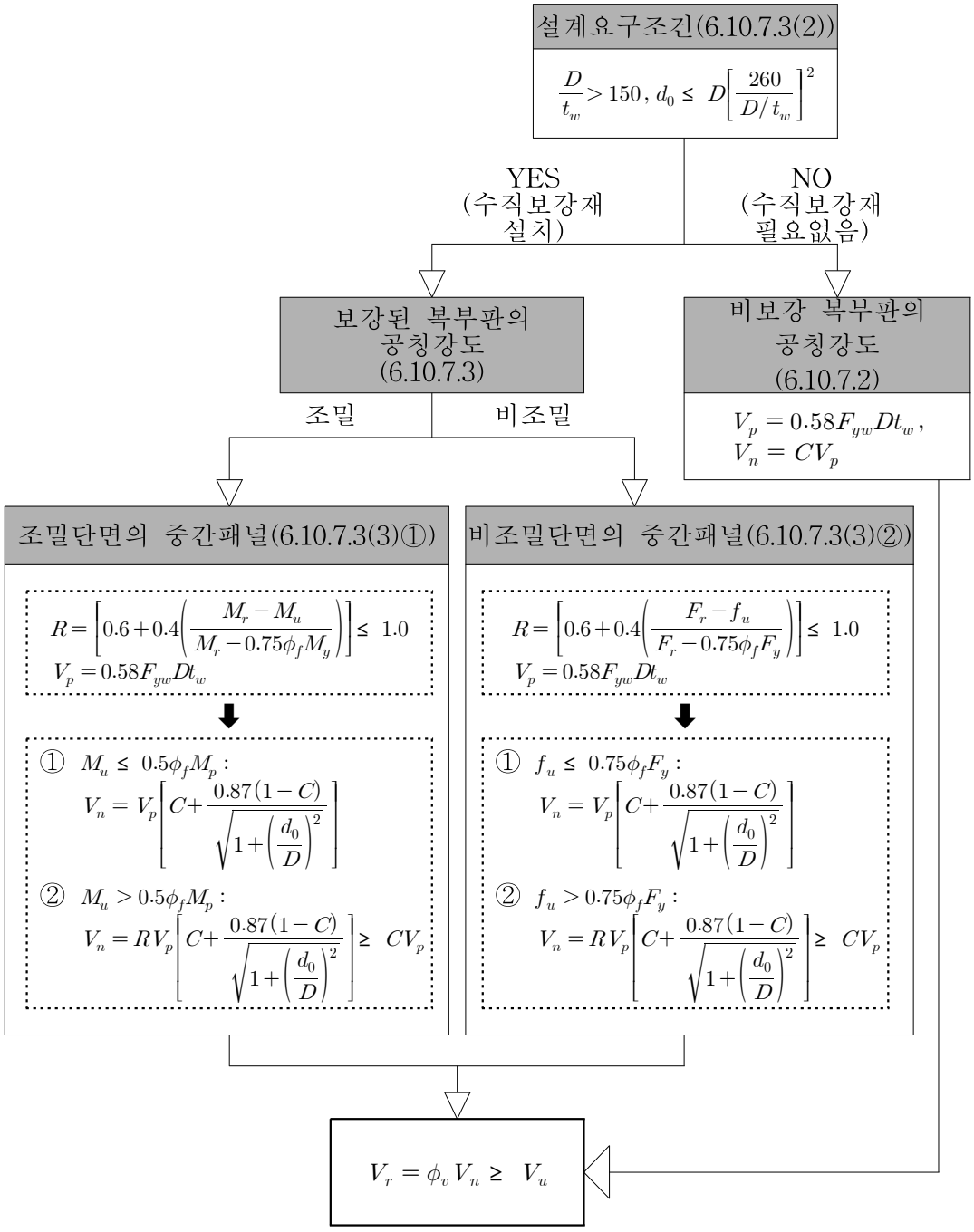
비조밀단면의 플랜지 휨강도(6.10.4.2(4))

가) 압축플랜지 공칭휨강도

- $\frac{w}{t_f} \le 0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 : $F_n = R_bR_hF_{yc}$
- $0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t_f} \le 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 : $F_n = 0.592R_bR_hF_{yc}(1 + 0.687\sin\frac{c\pi}{2})$
- $\frac{w}{t_f} > 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 : $F_n = 181{,}000R_bR_hk\left(\frac{t_f}{w}\right)^2$

나) 인장플랜지 공칭휨강도 : $F_n = R_bR_hF_{yt}$

(2) 개구제형 강합성 박스거더교 전단 설계 흐름도



나. 강교설계 세부 규정

(1) 일반사항

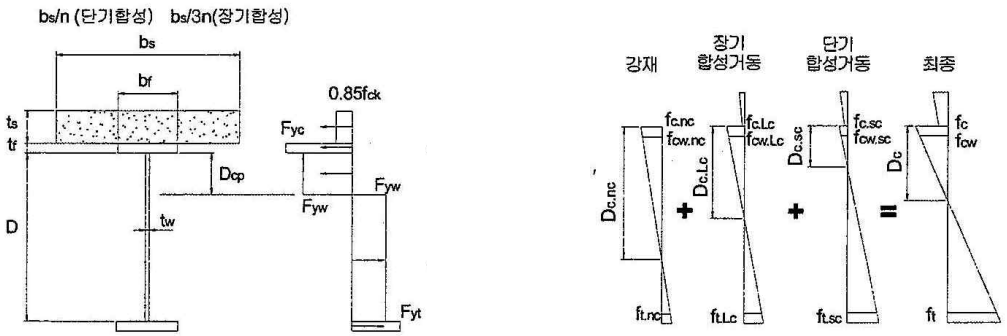
○ “제6장 강교”편에서 가장 크게 변화한 내용은 설계법의 변화이다. 기존 설계기준에서 강교는 허용응력설계법을 적용하여 설계를 수행하였다. 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 하중-저항계수 설계법을 바탕으로 각 한계상태에 적용할 수 있는 저항계수를 산정하여 설계에 반영하였다. 새로운 설계기준의 강교설계 기본개념은 강합성단면이 소성모멘트에 도달하기 이전에 콘크리트 바닥판이 미리 파손되지 않고 강재 거더의 부재에서 시작되는 연성파괴를 유도하여 충분한 여용성을 갖도록 규정하고 있다. 연성확보를 위해 설계기준에서 식(3.7)에 의해 연성요구조건을 만족하도록 규정하고 있다.

$$\frac{D_P}{D'} \leq 5 \qquad (3.7)$$

여기서, D_P = 콘크리트 슬래브 상단에서 소성모멘트 중립축까지의 거리

D' = 콘크리트 슬래브가 파괴변형률에 도달했을 때 소성모멘트를 발휘하는 중립축까지의 거리

○ 강교의 설계는 기본적으로 <그림 3.2.7>에서와 같이 단면의 조밀성 여부에 따라 다른 설계개념을 적용한다. 조밀단면의 경우에는 단면을 구성하는 모든 부재가 항복을 일으킬 때까지 강거더 요소의 좌굴이 발생하지 않아 <그림 3.2.7 (a)>와 같은 항복상태에 대한 소성모멘트를 산정하여 설계해야 한다.



(a) 조밀단면 (b) 비조밀단면

<그림 3.2.7> 조밀단면과 비조밀단면의 휨강도

○ 반면에 비조밀단면의 경우에는 <그림 3.2.7 (b)>에서와 같이 강거더가 탄성영역에 있을 때를 기준으로 휨강도를 계산하여 설계한다. 즉 모든 부재가 항복에 도달하기 전에 단면 구성요소의 세장비에 따라 국부좌굴, 휨좌굴 등을 고려한 설계를 수행하도록 규정하고 있다.

(2) 휨 검토

○ 부재의 단면비 검토(휨을 받는 I형 단면)

- 부재의 단면비 : $0.1 \le \frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.9$ (도.(한) 6.10.2.1)

여기서, I_y : 복부판 중심선의 수직축에 관한 단면2차모멘트

I_{yc} : 복부판 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면2차모멘트

- 복부판 세장비(도.(한) 6.10.2.2)

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

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

여기서, D_c : 탄성영역 내에서 압축을 받는 복부판의 높이

f_c : 설계하중에 의한 압축플랜지의 응력

- 플랜지의 단면비(도.(한) 6.10.2.3)

압축플랜지 폭 : $b_f \ge 0.3D_c$

여기서, b_f : 압축플랜지 폭

인장플랜지 세장비 : $\frac{b_t}{2t_t} \le 12$

여기서, b_t : 인장플랜지 폭, t_t : 인장플랜지 두께

○ 시공성 검토(도.(한) 6.10.3.2)

- 시공성을 확보하기 위하여, 최종 조건은 합성이지만 시공 중에는 비합성인 단면은 적절한 하중조합을 적용하여 바닥판의 시공단계별로 비합성단면 검토를 수행해야 한다. 시공성 검토에 따라 공칭휨강도를 계산하기 위하여 사용하는 기하학적인 특성, 비지지길이 및 응력은 설계시공하중을 재하하는 강재단면에만 국한된다. 콘크리

트 타설 단계별 하중, 강성 및 비지지길이 조건의 변화를 반드시 고려해야 한다. 즉, 합성단면의 경우 완공후의 합성단면에 대한 검토와 시공중 비합성단면에 대한 검토를 각각 수행하여야 한다.

$$f_{cw} \leqq \frac{0.9\,E\,\alpha\,k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \leqq F_{yw} \qquad (2.8)$$

여기서, f_{cw} = 복부판의 최대 휨압축응력

α = 1.25 : 수평보강재가 없는 경우

1.00 : 수평보강재가 있는 경우

D = 복부판의 높이

t_w = 복부판의 두께

F_{yw} = 복부판의 항복강도

k = $9.0\,(D/D_c)^2 \geq 7.2$: 수평보강재가 없는 경우

$$5.17\left(\frac{D}{d_s}\right)^2 \geq 9.0\left(\frac{D}{D_c}\right)^2 \geq 7.2$$

: 수평보강재 있는 경우, $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4$

$$11.64\left(\frac{D}{D_c - d_s}\right)^2 \geq 9.0\left(\frac{D}{D_c}\right)^2 \geq 7.2$$

: 수평보강재 있는 경우, $\frac{d_s}{D_c} < 0.4$

D_c = 탄성 범위 내에서 복부판의 압축 측 높이

○ 단면의 분류 <그림 3.2.8>

- 조밀단면(Compact Section) :

공칭강도가 $M_n = M_p$ 이고, 압축을 받는 플랜지 또는 복부판의 국부좌굴이 M_p 에 도달할 때까지 발생하지 않는 경우의 단면을 말하며, 폭/두께 한계 λ_p로 규정한다.

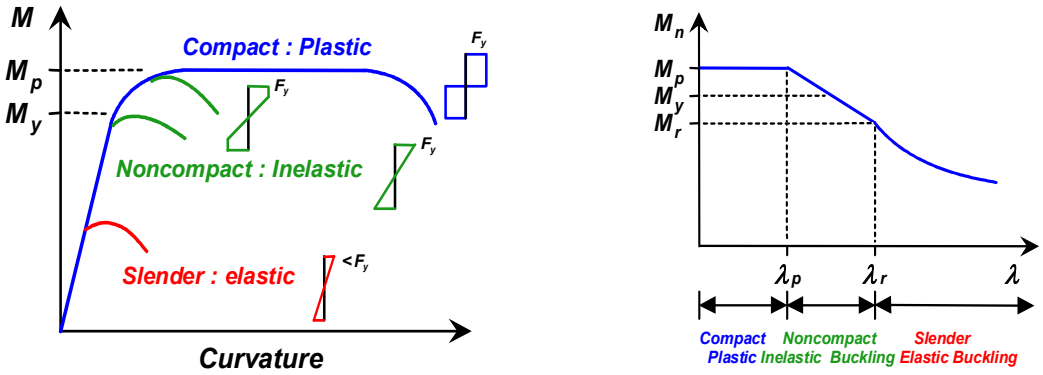
- 비조밀단면(Non-Compact Section) :

중립축에서 가장 먼 단면이 항복응력 F_y 에 도달하는 순간까지를 단면의 저항으로 허용하는 경우의 단면을 말하며, 폭/두께 한계λ_r 로 규정한다.

- 세장단면(Slender Section) :

항복모멘트 M_y 에 도달하기전에 국부좌굴을 일으키는 단면으로 정의하나, 도로교설

계기준에서 세장단면은 허용하지 않고 있다.



(a) 모멘트-곡률 관계 (b) 모멘트-세장비 관계

<그림 3.2.8> 단면의 구분

○ 조밀단면의 세장비 검토

- 복부판 세장비(도.(한) 6.10.4.1(2))

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

여기서, D_{cp} = 소성모멘트 적용시 압축력 측 복부판의 높이

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도

- 압축플랜지 세장비(도.(한) 6.10.4.1(3))

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

여기서, b_f = 압축플랜지의 폭 , t_f = 압축플랜지의 두께

- 복부판과 압축플랜지 세장비 상관관계(도.(한) 6.10.4.1(6))

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 0.75\,(3.76)\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{or} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.75\,(0.382)\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

- 압축플랜지 비지지길이(도.(한) 6.10.4.1(7))

$$L_b \leqq \left[0.124 - 0.0759\left(\frac{M_l}{M_p}\right)\right]\left[\frac{r_y E}{F_{yc}}\right]$$

여기서, L_b = 비지지길이

r_y = 수직축에 대한 강재단면의 회전반경

M_l = 설계하중에 의한 비지지 지간의 양단에 발생하는 모멘트 중 작은 값

M_p = 소성모멘트

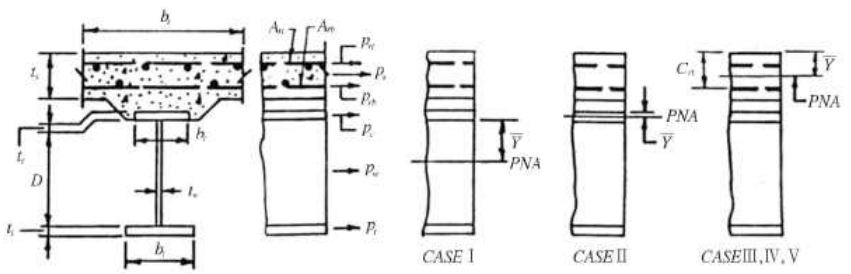
F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도

○ 소성모멘트 M_P 와 항복모멘트 M_y

- 소성모멘트 M_P(도.(한) 부록 A6.1)

<표 3.2.22> 소성모멘트 계산

경우	소성중립축	조 건	$\overline{Y}$와 M_p
Ⅰ	복부판	$P_t+P_w \geqq P_c+P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{D}{2})\left[\frac{P_t-P_c-P_s-P_{rt}-P_{rb}}{P_w}+1\right]$ $M_p=\frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y^2}+(D-\overline{Y})^2\right]+$ $\left[P_s d_s+P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_t d_t\right]$
Ⅱ	상부플랜지	$P_t+P_w+P_c \geqq P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(\frac{t_c}{2})\left[\frac{P_w+P_t-P_s-P_{rt}-P_{rb}}{P_c}+1\right]$ $M_p=\frac{P_c}{2t_c}\left[\overline{Y^2}+(t_c-\overline{Y})^2\right]+$ $\left[P_s d_s+P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_w d_w+P_t d_t\right]$
Ⅲ	슬래브 (P_{rb} 아래부분)	$P_t+P_w+P_c \geqq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right)P_s+P_{rb}+P_{rt}$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_c+P_w+P_t-P_{rt}-P_{rb}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+$ $\left[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t\right]$
Ⅳ	슬래브 (P_{rb} 부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb} \geqq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right)P_s+P_{rt}$	$\overline{Y}=c_{rb}$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+$ $\left[P_{rt}d_{rt}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t\right]$
Ⅴ	슬래브 (P_{rb} 윗부분)	$P_t+P_w+P_c+P_{rb} \geqq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right)P_s+P_{rt}$	$\overline{Y}=(t_s)\left[\frac{P_{rb}+P_c+P_w+P_t-P_{rt}}{P_s}\right]$ $M_p=\left(\frac{\overline{Y^2}P_s}{2t_s}\right)+$ $\left[P_{rt}d_{rt}+P_{rb}d_{rb}+P_c d_c+P_w d_w+P_t d_t\right]$



여기서, $P_{rt} = F_{yrt} A_{rt}$ $P_s = 0.85 F_{ck} b_s t_s$

$P_{rb} = F_{yrb} A_{rb}$ $P_c = F_{yc} b_f t_b$

$P_w = F_{yw} D t_w$ $P_t = F_y b_t t_t$

- 항복모멘트 M_y(도.(한) 부록 A6.2)

다음 식으로부터 M_{AD}를 구한다.

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

여기서, S_{NC} = 비합성 단면계수

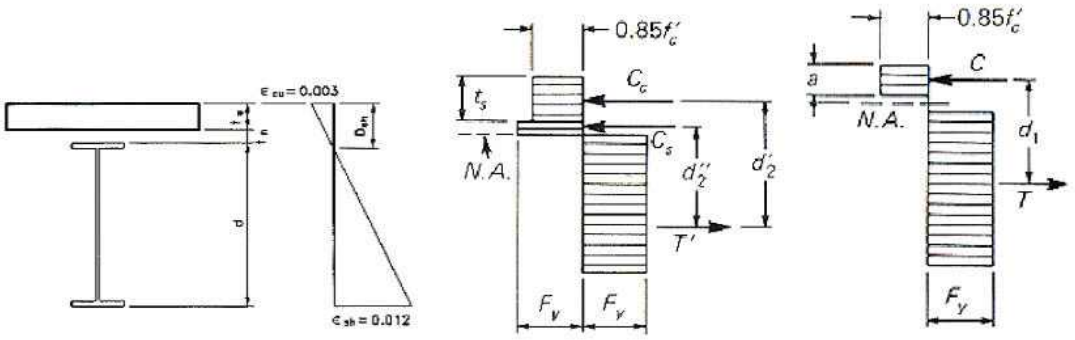
S_{ST} = 단기합성 단면계수

S_{LT} = 장기합성 단면계수

M_{D1}, M_{D2}, M_{AD} = 단면에 작용하는 설계하중에 의한 모멘트

○ 정모멘트를 받는 합성조밀단면의 휨검토(도.(한) 6.10.4.2(2))

- 정(+)모멘트를 받는 조밀단면의 경우에는 연성요구조건의 만족여부에 따라 공칭휨저항을 달리 계산한다. 여기서, 연성요구조건이란 하부플랜지가 인장응력으로 인한 변형경화점에 도달하기 이전에 콘크리트 바닥판이 파괴되지 않을 조건을 말한다. 설계기준에서는 강재의 변형경화점에서의 변형도를 0.012, 콘크리트 바닥판의 파괴시 변형도를 0.003으로 가정하고, 콘크리트 바닥판 상부에서 소성중립축까지의 거리를 제한하는 방법으로 단면의 취성파괴를 억제한다.



<그림 3.2.9> 조밀단면의 연성요구 조건

- 연성요구조건

$$\frac{D_p}{D'} \leq 5$$

$$D' = \beta\left(\frac{d + t_s + t_h}{7.5}\right)$$

여기서, D_p = 슬래브의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리

β = 0.9(F_y= 240 MPa), 0.7(F_y= 360 MPa or 460 MPa)

d = 강재단면의 높이

t_s = 콘크리트 슬래브의 두께

t_h = 콘크리트 헌치의 두께

- 단순교 또는 연속교 내측 지점 위의 부모멘트 구간이 조밀단면인 경우

$D_p \leq D'$ 인 경우 : $M_n = M_p$

$D' \leqq D_p \leqq 5D'$ 인 경우 :

$$M_n = \frac{M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4}\left(\frac{D_p}{D'}\right)$$

- 내측 지점부가 비조밀단면인 연속보의 경우

근사해석 : $M_n = 1.3R_h M_y$

정밀해석 : $M_n = R_h M_y + A\left|M_{np} - M_{cp}\right|$

○ 비조밀단면의 세장비 검토

- 압축플랜지 세장비(도.(한) 6.10.4.1(4))

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0$$

여기서, b_f : 압축플랜지 폭, t_f : 압축플랜지 두께)

- 압축플랜지 비지지길이(도.(한) 6.10.4.1(9))

$$L_b \leq L_p = 1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

여기서, γ_t = 강재단면 압축플랜지와 압축응력을 받는 복부판 높이의 1/3로 이루어진 단면의 연직축에 관한 회전반경

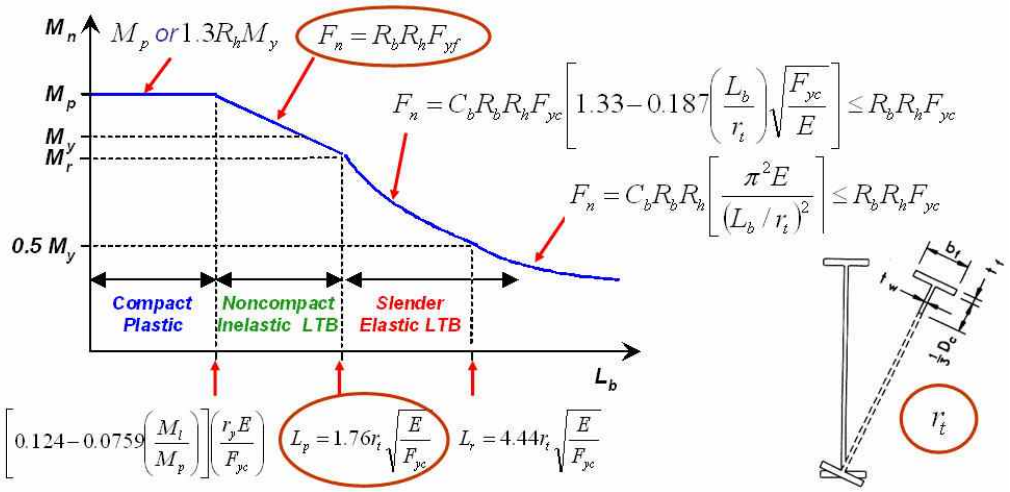
○ 비조밀단면의 휨강도

- 응력으로 표시되는 플랜지의 휨강도는 식(3.9)로 구한다.

$$F_n = R_b R_h F_{yf} \qquad (3.9)$$

여기서, R_b = 복부판 국부좌굴에 대한 플랜지 강도감소계수

R_h = 하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수



<그림 3.2.10> 단면별 휨강도검토 개요도

(다) 전단 검토

○ 보나 거더에 대한 설계전단강도 V_r 은 비보강 또는 보강된 복부판에 대한 공칭전단강도 V_n 에 전단에 대한 저항계수 ϕ_v를 곱하여 구한다. 계수하중에 의한 단면 전단력 V_u 가 설계전단강도보다 클 경우 중간수직보강재를 설치하여 복부판을 보강해야 한다.

○ 비보강 복부판의 공칭강도(도.(한) 6.10.7.2)

- 비보강 복부판의 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = C V_p = C(0.58 F_{yw} D t_w)$$

여기서, C = 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비, k = 5.0

$$\frac{D}{t_W} < 1.10\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \quad \text{이면,} \quad C = 1.0$$

$$1.10\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \leqq \frac{D}{t_W} \leqq 1.38\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \quad \text{이면,} \quad C = \frac{1.10}{\frac{D}{t_w}}\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}}$$

$$\frac{D}{t_W} > 1.38\sqrt{\frac{E\,k}{F_{yw}}} \quad \text{이면,} \quad C = \frac{1.52}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}\left(\frac{E\,k}{F_{yw}}\right)$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$$

V_p = 소성전단력

F_{yw} = 복부판의 항복강도

D = 복부판 높이

t_w = 복부판 두께

○ 보강된 복부판의 공칭강도(도.(한) 6.10.7.3)

- 수직보강재가 있는 단면의 중간 및 단부복부판 패널의 공칭전단강도는 다음과 같다.
- 설계요구조건

수평보강재가 없는 복부판 패널에서는 다음과 같은 조건일 경우에는 수직보강재를 사용해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} > 150$$

수직보강재의 간격 d_0 는 다음을 만족해야 한다.

$$d_0 \leqq D\left[\frac{260}{(D/t_{w)}}\right]^2$$

- 조밀단면 중간 패널

$M_u \leqq 0.5\phi_f M_P$ 이면, $V_n = V_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}}\right]$

$M_u > 0.5\phi_f M_p$ 이면, $V_n = RV_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}}\right] \geqq CV_p$

$$R = \left[0.6 + 0.4\left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75\phi_f M_y}\right)\right] \leqq 1.0$$

- 비조밀단면 중간 패널

$f_u \leqq 0.75\phi_f F_y$ 이면, $V_n = V_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}}\right]$

$f_u > 0.75\phi_f F_y$이면, $V_n = RV_P\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}}\right] \geqq CV_P$

$$R = \left[0.6 + 0.4\left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0.75\phi_f F_y}\right)\right]$$

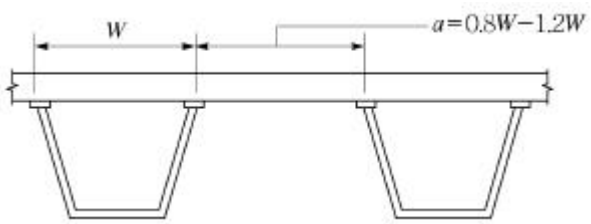
- 단부 패널

$$V_n = CV_p = C(0.58F_{yw}Dt_w)$$

(라) 휨을 받는 박스거더 단면 검토

○ 단면 제한 사항(도.(한) 6.11.1.1)

- 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 제시하고 있는 박스거더 단면은 개구-제형 단면이다. 박스거더 단면에서 복부판은 하부플랜지에 수직하거나 경사지게 설계할 수 있다. 이때, 복부판의 경사도는 1/4을 넘어서는 안 된다.
- 다중 박스거더 단면은 다음에 제시된 기하학적 조건을 만족해야 한다. <그림 3.2.11>에서처럼 지간 중앙에서의 인접 박스간 플랜지의 중심간격 a는 각 박스단면의 플랜지 중심간격 W의 80 % 보다 크고 120 % 보다 작아야 한다.



<그림 3.2.11> 플랜지 중심간 거리

- 또한, 평행하지 않은 박스거더 단면을 사용하는 경우 중앙 지간에서의 요구조건 외

에 지점에서의 인접한 박스거더의 플랜지 중심간격은 각 박스단면의 플랜지 중심간격의 65 %이상 135 %이내이어야 한다. 박스단면의 플랜지 중심간격은 동일해야 한다. 난간이나 연석을 포함한 바닥판의 내민부는 인접 박스간 상부 강재플랜지의 평균 중심간격 a의 60 %를 초과할 수 없으며, 또한 1,800 ㎜ 이내이어야 한다. 부모멘트를 받는 박스거더 단면에는 전단연결재를 설치해야 한다.

○ 정모멘트 구간 공칭 휨강도(도.(한) 6.11.2.1(2))

- 인장플랜지에 구멍이 없는 다중 박스거더 단면은 조밀단면 복부판 세장비 규정과 정모멘트를 받는 합성조밀단면의 연성요구조건을 만족해야 하며, 공칭휨강도는 정모멘트를 받는 합성조밀단면의 휨강도 규정을 적용하여 산정한다. 인장플랜지에 구멍이 있는 다중 박스거더 단면은 복부판 세장비 규정을 만족해야 하며, 공칭휨강도는 비조밀단면의 플랜지 휨강도 규정에 의해 산정한다.

○ 부모멘트 구간 공칭 휨강도(도.(한) 6.11.2.1(3))

- 종방향 보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같다.

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

$0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t_f} \le 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 : $F_n = 0.592 R_b R_h F_{yc}(1+0.687 \sin\frac{c\pi}{2})$

$\frac{w}{t_f} > 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 : $F_n = 181{,}000 R_b R_h k\left(\frac{t_f}{w}\right)^2$

$$c = \frac{1.23 - \frac{w}{t_f}\sqrt{\frac{F_{yc}}{kE}}}{0.66}$$

좌굴계수 k는 n = 1인 경우 : $k = \left(\frac{8I_s}{wt_f^3}\right)^{\frac{1}{3}} \le 4.0$

n = 2,3,4,4인 경우 : $k = \left(\frac{14.3I_s}{wt_f^3 n^4}\right)^{\frac{1}{3}} \le 4.0$

여기서, w = 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭 또는 복부판으로부터 가장 가까운 종방향 보강재ㅠ 지의 거리 중 큰 값

n = 등간격인 종방향보강재의 수

I_s = 보강되는 판의 보강재쪽 표면을 기준으로한 종방향보강재의 단면2차모멘트

- 종방향보강재가 없는 압축플랜지에서의 공칭휨강도는 보강재가 있을 때의 규정값에 w 대신 복부판간 압축플랜지의 폭 b로 치환하고 좌굴계수 $k = 4$를 적용한다.
- 인장플랜지에서의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$F_n = R_b R_h F_{yt}$$

○ 전단 검토(도.(한) 6.11.2.2)

- 설계전단강도 V_r은 하나의 복부판에 대한 공칭전단강도 V_n에 전단에 대한 저항계수 ϕ_v를 곱하여 산정한다. 경사진 복부판의 경우 복부판의 높이 D는 경사를 고려한 높이를 사용해야 한다.

(마) 보강재 검토

○ 중간수직보강재(도.(한) 6.10.8.1)

- 수직보강재는 판 또는 L형강을 사용하여 복부판의 한쪽 또는 양쪽에 볼트나 용접으로 접합한다. 수직보강재는 압축플랜지에 틈이 없도록 밀착시켜야 하나, 인장플랜지와는 밀착시키지 않아도 된다.

- 수직보강재의 돌출폭 b_t

$$b_t \geq 50.0 + \frac{d}{30.0}, \qquad 16.0 t_p \geq b_t \geq 0.25 b_f$$

여기서, d = 강재단면의 높이

t_p = 수직보강재의 두께

b_f = 플랜지의 전폭

- 수직보강재의 단면2차모멘트

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J, \quad J = 2.5\left(\frac{D}{D_0}\right)^2 - 2 \geq 0.5$$

여기서, I_t = 한쪽면만 보강된 경우는 복부판과의 접합면에 대하여, 양쪽 보강된 경우에는 복부판의 중심축에 대한 단면2차모멘트

t_w = 복부판의 두께

d_0 = 수직보강재의 간격

D = 복부판의 높이

- 수직보강재의 면적 A_s

$$A_s \geq [0.15 B \frac{D}{t_w}(1-C)\frac{V_u}{V_r} - 18]\left(\frac{F_{yw}}{F_{cr}}\right)t_w^2 , \qquad F_{cr} = \frac{0.311E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \geq F_{ys}$$

여기서, V_r = 설계전단강도

V_u = 극한한계상태의 설계하중에 의한 전단력

A_s = 수직보강재의 단면적; 양면 수직보강재의 전면적

B = 1.0 : 양면 보강된 경우

B = 1.8 : 한쪽면만 ㄴ형강으로 보강된 경우

B = 2.4 : 한쪽면만 판으로 보강된 경우

C = 전단좌굴응력대 전단항복강도의 비

F_{yw} = 복부판의 항복강도

F_{ys} = 수직보강재의 항복강도

○ 하중집중점 지압보강재(도.(한) 6.10.8.2)

- 시공 도중 또는 완공 후에 작용하는 지점 반력과 기타 집중하중은 보강재로 지지해야 한다. 지압보강재는 단일 또는 여러 개의 판 또는 L형강을 복부판 양면에 용접 또는 볼트로 접합시켜 설계하중에 의한 전 수직력을 전달할 수 있도록 한다. 각 지압보강재는 플랜지에 밀착되어 반력을 지지할 수 있도록 플랜지에 가능한 가깝도록 복부판의 전 높이까지 연장시켜야 하며, 공장가공이 이루어지거나, 완전용입그루브용접으로 플랜지와 접합시켜야 한다.

- 지압보강재의 돌출폭 b_t

$$b_t \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

여기서, t_p = 지압보강재의 두께

F_{ys} = 지압보강재의 항복강도

- 설계지압강도 B_r

$$B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys}$$

여기서, A_{pn} = 복부판 용접면으로부터 돌출된 지압보강재의 단면적

ϕ_b = 지압에 대한 저항계수

- 지압보강재의 축방향 강도 P_r

설계압축강도 P_r은 공칭압축강도 P_n에 압축에 관한 저항계수 ϕ_c를 곱하여 산정한다.

축방향 압축부재의 폭-두께비 규정을 만족시키는 부재에 대해,

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

$\lambda >$ 2.25인 경우 : $P_n = \dfrac{0.88^{\lambda} F_y A_s}{\lambda}$

단, $\lambda = \left(\dfrac{Kl}{\gamma_s \pi}\right)^2 \dfrac{F_y}{E}$

여기서, A_s = 전단면적

K = 유효좌굴길이계수

l = 비지지길이

γ_s = 회전반경

- 회전반경은 복부판중심축에 대해 계산하며 계산시에 사용할 유효폭은 0.75D이며, 이때 D는 복부판 높이이다.
- 복부판에 용접으로 접합된 한쌍 이상의 지압보강강재가 사용된 경우는 모든 지압보강재와 지압보강재 중 가장 외측 돌출 요소로부터 $9t_w$ 이내의 복부판을 유효기둥단면으로 본다.

○ 압축플랜지 종방향보강재(도.(한) 6.11.3.2)

- 박스거더 단면의 압축플랜지 종방향보강재는 등간격으로 배치해야 한다.
- 보강재 폭 b_l

$$b_l \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

여기서, t_p = 보강재의 두께

F_{ys} = 압축플랜지의 항복강도

- 보강재의 단면2차모멘트 I_l
- 보강재가 연결된 플랜지와 평행한 축에 관한 플랜지 중심면에서의 단면2차모멘트

$$I_l \geq \psi w t_f^3$$

여기서, ψ = $0.125k^3$ (n=1인 경우)

$0.07k^3n^4$(n=2, 3, 4, 5인 경우)

n = 등간격인 종방향보강재의 수

w = 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭과 복부판에서 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값

t_f = 압축플랜지 두께

k = 좌굴계수

(바) 볼트 연결

○ 연속경간에서 이음은 고정하중에 의한 휨모멘트 방향의 변환점 또는 그 근처에 있도록 해야 한다. 응력 작용방향이 변하는 복부판과 플랜지의 이음은 정과 부의 휨모멘트에 대해 모두 검토해야 한다. 복부판과 플랜지의 이음에서 이음 한쪽 편에 볼트를 2줄 미만으로 해서는 안 된다. 휨부재의 볼트이음은 마찰이음으로 설계하고 사용한계상태-Ⅱ 하중조합에 대해 검토한다.

○ 복부판 이음(도.(한) 6.13.6.1(4)②)

복부판이음판과 복부판의 연결은 복부판 이음점에서의 전단력과 이 전단력의 편심작용으로 인한 모멘트, 그리고 이음점에서 복부판이 분담해야하는 휨모멘트에 대해 설계해야 한다. 극한한계상태에서 설계전단력 V_{uw}는 다음과 같다.

$$V_{uw} = 1.5\,V_u \qquad (V_u < 0.5\phi_v V_n \text{인 경우})$$

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2} \qquad (V_u < 0.5\phi_v V_n \text{인 경우})$$

전단력의 편심거리는 이음의 중심선으로부터 고려중인 이음 한쪽 편에 있는 볼트들의 무게 중심까지지의 거리를 취해야 한다. 복부판은 복부판 양면에 이음판으로 대칭이 되도록 연결한다. 가능한 한 플랜지 사이의 복부판 전 높이를 덮을 수 있도록 연장해야 한다.

○ 플랜지 이음(도.(한) 6.13.6.1(4)③)

- 극한한계상태에서 제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력 F_{cf}에 이음의 양측

유효플랜지 면적 중 작은 값인 A_e를 곱하여 구한 최소강도 이상을 갖도록 설계해야 한다.

$$F_{cf} = \frac{\left(\left|\frac{f_{cf}}{R_n} + \alpha\phi_f F_{yf}\right|\right)}{2} \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yf}$$

여기서, f_{cf} = 설계하중에 의한 제어플랜지 두께 중심에서의 최대 휨응력

α = 1.0

ϕ_f = 휨에 대한 저항계수

F_n = 플랜지의 공칭휨강도

F_{yf} = 플랜지의 항복강도

- 극한한계상태에서 비제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력 F_{ncf}에 이음의 양측 유효플랜지면적 중 작은 값인 A_e를 곱하여 구한 최소강도 이상을 갖도록 설계해야 한다.

$$F_{ncf} = R_{cf}\left|\frac{f_{ncf}}{R_h}\right| \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yt}$$

여기서, R_{cf} = 제어 플랜지의 f_{cf}에 대한 F_{cf}의 비의 절대값

f_{ncf} = f_{cf}와 동일한 이음점에서의 비제어 플랜지 두께 중앙점의 설계휨응력
인장응력은 (+), 압축응력은 (−)

R_h = 하이브리드단면 플랜지 강도감소계수

- 극한한계상태에서 인장력을 받는 이음판의 설계단면력은 설계 인장강도를 초과하지 않도록 해야 한다. 압축력을 받은 이음판의 설계단면력은 설계압축강도 R_r을 초과하지 않도록 해야 한다.

$$R_r = \phi_c F_y A_s$$

여기서, ϕ_c = 압축에 대한 저항계수

F_y = 이음판의 항복강도

A_s = 이음판의 전 단면적

- 플랜지의 볼트이음은 플랜지의 설계 단면력에 대해 마찰연결로 설계해야 한다. 플랜지 볼트이음부의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 플랜지의 설계단면력은 사용한계

상태-Ⅱ 하중조합에 의한 설계응력 F_s에 이음 양측의 플랜지 전 단면적 중 작은 값을 곱하여 구한 값 이상이어야 한다.

$$F_s = \frac{f_s}{R_h}$$

여기서, f_s = 사용한계상태-Ⅱ 하중조합에 의한 이음점에서 작은 쪽 단면의 건토대상 플랜지 두께 중앙에서의 최대휨응력

R_h = 하이브리드단면 플랜지 강도감소계수

3. 설계 예제

가. 개구제형 강합성거더교

(1) 교량등급 및 제원

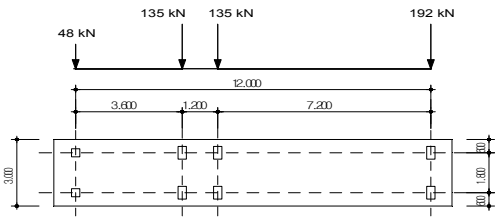
○ 교량등급 : 1등교
○ 교량형식 : 개구제형 강합성거더교
○ 교량연장 : L = 55.0 + 2@60.0 + 55.0 = 230.0 m
○ 교량폭원 : B = 12.6 m
○ 주형제원 : B = 2.53~3.3 m, H = 1.8 m
○ 사　　각 : 90.0°

(2) 하중조건 및 기준강도 결정

(가) 하중조건

① 고정하중(단위질량)
○ 철근 콘크리트 : 2,500 kg/m³
○ 포장 : 2,300 kg/m³

② 활하중(KL-510)

표준트럭하중	표준차로하중
	$L \le 60\,\mathrm{m}$: $w = 12.7\,(\mathrm{kN/m})$ $L > 60\,\mathrm{m}$: $w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}\,(\mathrm{kN/m})$ L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

③ 충격하중

$i = 1 + IM / 100$(피로한계상태를 제외한 모든 한계상태)

성　　분		IM
바닥판 신축이음장치 모든 한계상태		70 %
모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25 %
	피로한계상태	15 %

④ 온도하중

선팽창계수(α) : 1.00×10^{-5}

⑤ 지점침하

합성후 단면에 대하여 각 지점위치별 10 ㎜의 부등침하를 조합하여 적용

(나) 사용재료

① 콘크리트

○ f_{ck} = 30 MPa

○ E_c = 28,417 MPa

② 철근(SD 400)

③ 강재

○ 주부재 : SM490

○ 부부재 : SM400

○ 고장력볼트 : F10T 22 mm

○ E_s = 205,000 MPa

(3) 거더 형상 및 표준단면 가정

○ 다중 박스거더 단면은 도로교설계기준(한계상태설계법) 6.11.1.1(1)에 제시한 것과 같이 기하학적 조건을 만족해야 한다.

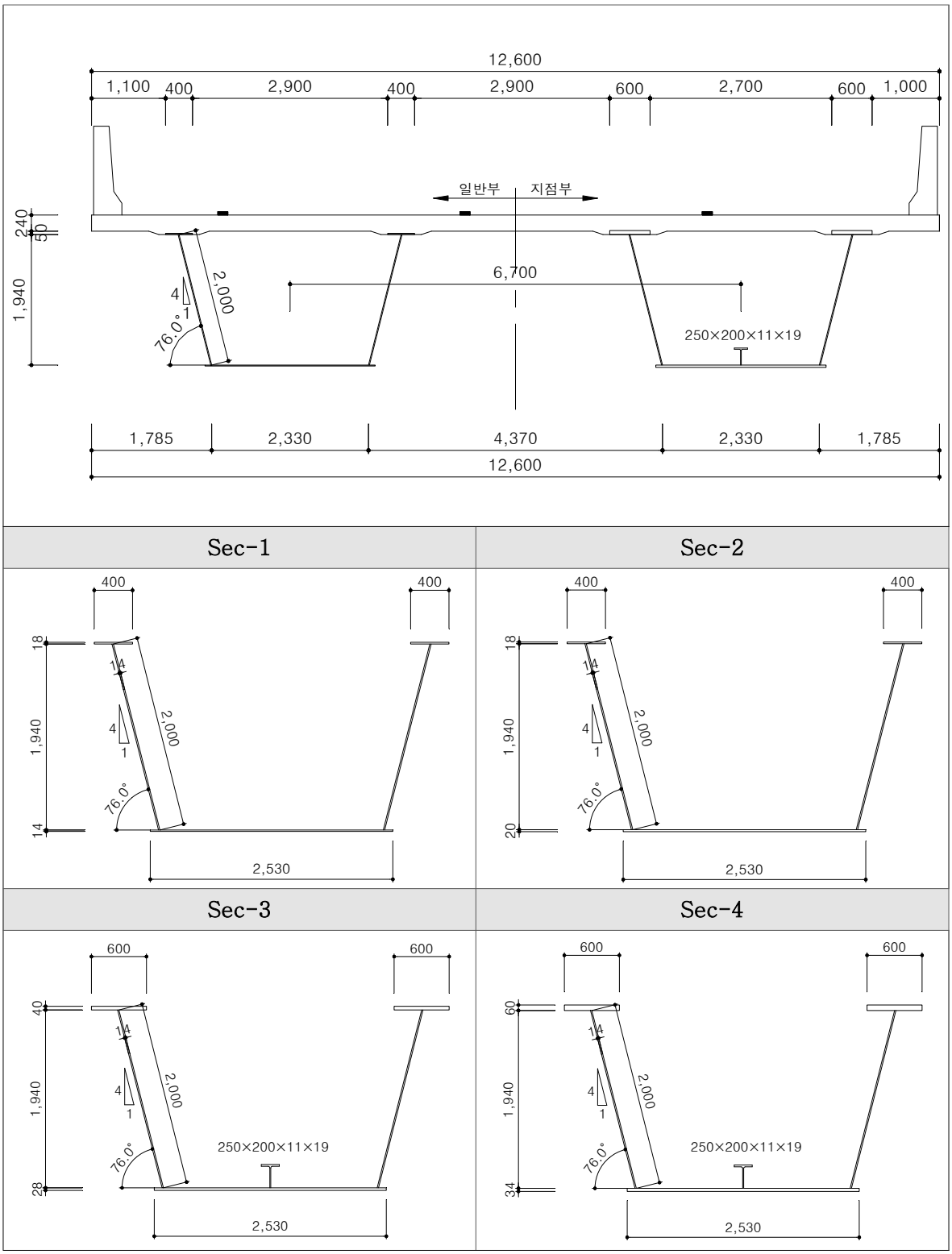
○ 박스거더의 각 부재는 [도.(한) 6.10.4.1(4) 비조밀단면의 압축플랜지 세장비], [(도.(한) 6.10.7.3(2)) 보강된 복부판의 공칭강도 - 설계요구조건], 보강재의 경우 [(도.(한) 6.11.3.2(1)) 압축플랜지 보강재 - 종방향보강재] 등 세장비 및 단면요구조건에 맞는 단면으로 계획하여야 한다.

○ 복부판의 경우 복부판 두께를 약간 감소시키고 수직보강재를 설치하는 것이 효율적이고 경제적인 설계방법일 수 있으므로 단면 계획시 설계자가 고려할 수 있다.

○ 가정한 단면에 대한 제원과 형상은 <표 3.2.23>, <그림 3.2.12>에 설명하였다.

<표 3.2.23> 가정한 단면의 제원(단위 : ㎜)

구 분	상부플랜지		복부판		하부플랜지	
	폭	두께	높이	두께	폭	두께
Sec-1	400	18	2,000	14	2,530	14
Sec-2	400	18	2,000	14	2,530	20
Sec-3	600	40	2,000	14	2,530	28
Sec-4	600	60	2,000	14	2,530	34



<그림 3.2.12> 횡단면도 및 Section별 단면 형상

(4) 하중산정

(가) 합성전 고정하중(DC1)

- 강재 자중 : 프로그램에서 자동고려(부부재 할증 10 %)
- 슬래브 자중(거더 1개당)

  슬래브 단면적 = 0.24 × 6.3 + 2 ×((0.6 + 0.9) × 0.05 ÷ 2) = 1.587 m^2

  슬래브 자중 = 1.587 × 25.0 = 39.675 kN/m

  작용위치 = 슬래브 중심 - 박스 중심

  = 3.150 - 2.950 = 0.200 m

(나) 합성후 고정하중(DC2)

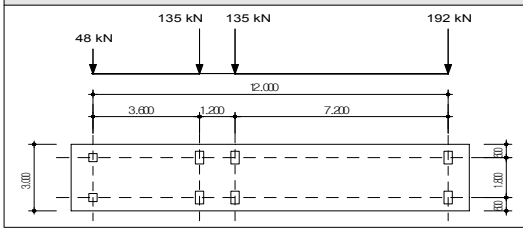
- 방호벽의 자중 = 0.394 × 25.0 = 9.839 kN/m

(다) 합성후 고정하중(DW)

- 포장하중(거더 1개당) = 5.850 × 0.050 × 23.000 = 6.728 kN/m

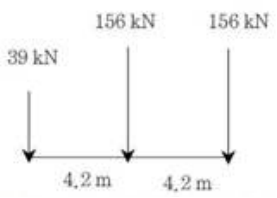
(라) 활하중(LL)

- 표준트럭하중, 표준트럭하중 × 0.75 + 표준트럭하중 중 큰 값 적용
- 표준차로폭 3.6 m, 좌측부터 연속 재하함
- 편심최대를 고려할 경우 3.6.1.5(3) 항목을 적용하여 도로교설계기준과 동일하게 3 m마다 연속재하
- 표준트럭하중(4축), 표준차로하중

표준트럭하중	표준차로하중
	$L \le 60\,m$: $w = 12.7\,(kN/m)$ $L > 60\,m$: $w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}\,(kN/m)$ L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

(마) 피로하중

- 피로하중은 1개차로만 재하



(바) 충격하중(IM)

- 충격계수는 일반은 25 %, 피로검토시 15 %
- 표준트럭하중에 적용한다.(1 + IM / 100)

(사) 지점침하(SD)

- 합성후 단면에 대하여 각 지점위치별 10 ㎜의 부등침하를 조합하여 적용

(아) 구조물에 작용하는 풍하중(WS)

- 거더에 작용하는 풍하중 : 총 높이 = 4.010 m, 총 폭 = 12.600 m
- P = 3.372 × 4.010 = 13.520 kN/m
- 작용위치 : 2.005 - 2.690 = -0.685 m(슬래브 상부 모델링 작용점에서 하부에 위치)

(자) 차량에 작용하는 풍하중(WL)

- 활하중 재하시에는 풍압을 절반만 재하할 수 있다.
- 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5 m의 높이에서 1.5 kN·m의 풍하중이 활하중에 작용하는 것으로 본다.

(5) 단면 계수 산정

(가) 정모멘트 단면

구 분	Steel Girder				
	$I_{steel}(mm^4)$	$d_{Top\ Steel}(mm)$	$d_{Bot\ Steel}(mm)$	$S_{Top\ Steel}(mm^3)$	$S_{Bot\ Steel}(mm^3)$
SEC-1	6.121×10^{10}	1,181.8	790.2	5.179×10^{7}	7.746×10^{7}
SEC-2	6.956×10^{10}	1,281.3	696.7	5.429×10^{7}	9.984×10^{7}
구 분	Long-term Composite Section(3n)				
	$I_{3n}(mm^4)$	$d_{Top,3n}(mm)$	$d_{Bot,3n}(mm)$	$S_{Top,3n}(mm^3)$	$S_{Bot,3n}(mm^3)$
SEC-1	1.378×10^{11}	641.7	1,330.3	2.147×10^{8}	1.036×10^{8}
SEC-2	1.626×10^{11}	746.6	1,231.4	2.178×10^{8}	1.321×10^{8}
구 분	Short-term Composite Section(n)				
	$I_{n}(mm^4)$	$d_{Top,n}(mm)$	$d_{Bot,n}(mm)$	$S_{Top,n}(mm^3)$	$S_{Bot,n}(mm^3)$
SEC-1	1.886×10^{11}	286.6	1,685.4	6.581×10^{8}	1.119×10^{8}
SEC-2	2.299×10^{11}	362.6	1,615.4	6.340×10^{8}	1.423×10^{8}

(나) 부모멘트 단면

구 분	Steel Girder				
	$I_{steel}(mm^4)$	$d_{Top\ Steel}(mm)$	$d_{Bot\ Steel}(mm)$	$S_{Top\ Steel}(mm^3)$	$S_{Bot\ Steel}(mm^3)$
SEC-3	1.331×10^{11}	1,160.4	847.6	1.147×10^{8}	1.570×10^{8}
SEC-4	1.759×10^{11}	1,111.6	922.4	1.583×10^{8}	1.907×10^{8}
구 분	Steel Girder + Reinforcement				
	$I_{rein}(mm^4)$	$d_{Top,rein}(mm)$	$d_{Bot,rein}(mm)$	$S_{Top,rein}(mm^3)$	$S_{Bot,rein}(mm^3)$
SEC-3	1.553×10^{11}	1,067.7	940.3	1.455×10^{8}	1.652×10^{8}
SEC-4	1.961×10^{11}	1,038.4	995.6	1.889×10^{8}	1.970×10^{8}

(다) 부재력 집계

① 단면력 집계

○ 주요하중 모멘트(×10^6 N・㎜)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0.0	0.0	-0.6	0.0	-56.5	-21.1
2.5	1,769.2	470.4	357.9	2,720.7	749.2
5.0	3,301.5	879.0	669.0	4,846.0	1,284.6
7.5	4,596.9	1,226.0	933.3	6,588.0	1,670.7
10.0	5,655.3	1,511.4	1,150.7	7,948.2	1,951.3
12.5	6,476.9	1,735.3	1,321.2	9,003.2	2,159.4
15.0	7,061.5	1,897.7	1,445.0	9,798.2	2,315.3
17.5	7,409.3	1,998.5	1,521.8	10,379.3	2,416.7
20.0	7,520.1	2,037.9	1,551.9	10,735.6	2,469.7
22.5	7,394.0	2,015.7	1,535.0	10,874.8	2,478.5
25.0	7,031.0	1,932.1	1,471.4	10,809.5	2,446.9
27.5	6,431.2	1,786.9	1,360.9	10,602.3	2,391.6
30.0	5,594.4	1,580.3	1,203.5	10,191.6	2,297.5
32.5	4,520.7	1,312.3	999.3	9,586.0	2,167.6
35.0	3,210.0	982.7	748.3	8,795.8	2,005.3
37.5	1,662.5	591.8	450.4	7,832.2	1,814.7
40.0	-121.9	139.4	105.7	6,705.3	1,599.7
42.5	-2,143.3	-374.3	-285.9	5,466.0	1,363.4
45.0	-4,409.2	-951.8	-724.3	-6,028.4	1,094.3
47.5	-6,927.6	-1,588.2	-1,209.5	-7,046.4	-1,131.8
50.0	-9,711.0	-2,288.4	-1,741.6	-8,312.9	-1,257.8
52.5	-12,772.1	-3,047.1	-2,320.6	-9,884.3	-1,410.4
55.0	-16,116.1	-3,867.1	-2,946.4	-12,333.1	-1,797.9
57.5	-12,972.0	-3,116.2	-2,372.7	-10,355.1	-1,593.3
60.0	-10,115.9	-2,425.9	-1,845.9	-8,747.6	-1,417.7
62.5	-7,542.8	-1,796.2	-1,366.0	-7,434.8	-1,268.2
65.0	-5,247.4	-1,228.1	-932.9	-6,372.1	1,201.4
67.5	-3,229.6	-721.3	-546.6	-5,556.8	1,438.8
70.0	-1,476.9	-273.8	-207.2	6,180.7	1,642.9
72.5	31.2	112.1	85.4	7,219.8	1,818.9
75.0	1,302.3	434.6	331.1	8,084.4	1,962.7
77.5	2,336.6	695.6	530.0	8,776.2	2,078.8
80.0	3,133.9	895.1	682.1	9,286.8	2,163.6
82.5	3,694.3	1,033.3	787.3	9,609.0	2,214.2
85.0	4,017.9	1,109.9	845.6	9,743.9	2,228.7
87.5	4,104.5	1,125.1	857.1	9,719.2	2,215.7
90.0	3,954.2	1,078.9	821.8	9,499.2	2,166.5
92.5	3,567.0	971.1	739.6	9,081.9	2,079.4
95.0	2,942.9	801.9	610.6	8,466.2	1,953.7
97.5	2,081.9	571.1	434.8	7,651.4	1,789.3
100.0	983.9	278.9	212.1	6,636.8	1,585.9
102.5	-350.9	-74.9	-57.5	5,495.8	1,343.5
105.0	-1,922.7	-490.3	-373.9	-5,279.7	1,062.5
107.5	-3,731.3	-967.4	-737.1	-6,198.5	-995.6
110.0	-5,784.6	-1,506.0	-1,147.2	-7,397.8	-1,107.4
112.5	-8,090.3	-2,106.9	-1,604.1	-8,907.0	-1,243.1
115.0	-10,666.2	-2,769.6	-2,107.9	-11,216.1	-1,745.4

○ 주요하중 전단력($\times 10^3$ N)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0.0	-755.1	-201.0	-152.6	-1257.0	-338.0
2.5	-660.3	-176.3	-133.9	-1105.3	-313.0
5.0	-565.5	-151.7	-115.2	-968.4	-271.5
7.5	-470.8	-127.0	-96.4	-866.6	-240.6
10.0	-376.0	-102.4	-77.7	-787.9	-218.1
12.5	-281.2	-77.8	-59.0	-723.4	-201.3
15.0	-186.5	-53.2	-40.2	-667.1	-188.1
17.5	-91.7	-28.6	-21.5	-615.7	-176.8
20.0	3.1	-4.0	-2.7	-567.6	-166.5
22.5	97.8	20.6	16.0	603.9	174.4
25.0	192.6	45.2	34.7	655.2	184.7
27.5	287.3	69.8	53.5	708.2	194.9
30.0	382.1	94.4	72.2	763.4	205.1
32.5	476.9	119.0	91.0	821.2	215.2
35.0	571.6	143.6	109.7	881.6	225.1
37.5	666.4	168.2	128.4	944.9	234.9
40.0	761.2	192.7	147.2	1011.5	244.8
42.5	855.9	217.3	165.9	1082.6	256.5
45.0	956.9	241.9	184.6	1160.0	271.8
47.5	1057.8	266.4	203.4	1248.3	290.3
50.0	1168.9	290.9	222.1	1349.5	312.6
52.5	1280.0	315.5	240.9	1470.0	339.3
55.0	1395.2	339.9	259.6	1613.5	369.6
57.5	-1200.0	-288.0	-220.2	-1478.3	-350.0
60.0	-1084.8	-263.5	-201.5	-1346.6	-319.7
62.5	-973.7	-238.9	-182.7	-1234.6	-293.4
65.0	-862.6	-214.4	-164.0	-1138.7	-271.0
67.5	-751.6	-189.8	-145.2	-1055.5	-252.3
70.0	-650.6	-165.2	-126.5	-980.2	-236.9
72.5	-555.8	-140.7	-107.8	-911.5	-223.7
75.0	-461.1	-116.1	-89.0	-847.3	-211.5
77.5	-366.3	-91.5	-70.3	-786.2	-199.5
80.0	-271.6	-66.9	-51.6	-728.1	-187.8
82.5	-176.8	-42.4	-32.8	-672.9	-176.2
85.0	-82.0	-17.8	-14.1	-620.5	168.8
87.5	12.7	6.8	4.7	655.5	179.5
90.0	107.5	31.4	23.4	708.3	190.4
92.5	202.3	56.0	42.1	764.5	201.5
95.0	297.0	80.6	60.9	824.7	212.9
97.5	391.8	105.2	79.6	889.5	224.7
100.0	486.6	129.8	98.4	959.6	237.2
102.5	581.3	154.4	117.1	1036.5	254.6
105.0	676.1	179.0	135.8	1121.6	274.0
107.5	770.8	203.7	154.6	1217.3	295.6
110.0	871.8	228.3	173.3	1325.9	319.8
112.5	972.7	253.0	192.0	1452.4	346.8
115.0	1088.0	277.8	210.8	1595.6	375.4

② 현장이음 단면력 집계

○ 주요하중 모멘트(×10^6 N・㎜)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL)	피로하중 (Fat)
26.25	6,761	1,867	1,422	10,731	534

○ 주요하중 전단력(×10^3 N)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL)	피로하중 (Fat)
26.25	240	58	44	681	190

③ 반력 집계(×10^3 N)

구 분		합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중(LL)	
					max	min
A1	G1	758.2	198.7	152.6	198.4	1,262.0
	G2	758.2	201.8	152.6	207.3	1,261.6
P1	G1	2,713.6	657.8	498.5	242.3	2,325.3
	G2	2,713.6	651.2	498.5	272.5	2,354.2
P2	G1	2,179.1	550.3	421.8	340.1	2,270.0
	G2	2,179.1	557.2	421.8	370.3	2,292.6
P3	G1	2,713.6	657.8	498.5	242.3	2,325.3
	G2	2,713.6	651.2	498.5	272.5	2,354.2
A2	G1	758.2	198.7	152.6	198.4	1,262.0
	G2	758.2	201.8	152.6	207.3	1,261.6

(6) 설계결과

(가) 단면 검토 결과

① 휨설계

㉮ 휨에 대한 극한한계상태 검토 : 최대 정모멘트 구간

구 분	STA.	단면 구분	M_n(N · ㎜)			M_u (N · ㎜)	$M_u \leq M_r$
			Eq.6.10.31	$1.3R_hM_y$	결정		
단면-1	22.50	Sec-1	4.600×10^{10}	4.027×10^{10}	4.027×10^{10}	3.196×10^{10}	O.K

㉯ 휨에 대한 극한한계상태 검토 : 최대 부모멘트 구간

구 분	STA.	단면 구분	압축플랜지				인장플랜지			
			F_n (MPa)	F_r (MPa)	F_u (MPa)	$F_u \leq F_r$	F_n (MPa)	F_r (MPa)	F_u (MPa)	$F_u \leq F_r$
단면-2	55.00	Sec-4	308.4	308.4	252.8	O.K	315.0	315.0	279.1	O.K

② 전단 설계

㉮ 복부판 전단강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	C				V_r (N)	V_u (N)
			$\frac{D}{t_W}$	$1.10\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$1.38\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	구분		
단면-1	0.00	Sec-1	142.9	80.4	100.8	③	1.240×10^6	1.805×10^6
단면-2	55.00	Sec-4	142.9	62.7	78.7	③	1.240×10^6	1.337×10^6

㉯ 보강된 복부판 전단강도 검토

○ 조밀 단면인 경우,

구 분	STA.	단면 구분	M_u (N · ㎜)	$0.5\phi_f M_P$ (N · ㎜)	판별	R	V_r (N)	V_u (N)
단면-1	0.00	Sec-1	3.196×10^{10}	2.268×10^{10}	②	0.612	2.949×10^6	1.805×10^6

○ 비조밀 단면인 경우,

구 분	STA.	단면 구분	f_u (MPa)	$0.75\phi_f F_y$ (MPa)	판별	R	V_r (N)	V_u (N)
단면-2	55.00	Sec-4	293.81	236.25	②	0.510	2.624×10^6	1.337×10^6

③ 피로한계상태 검토

㉮ 하중유발피로 검토

구 분	STA.	단면 구분	ΔM_{fat} (N · ㎜)	Δf (MPa)	$\left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$	$\frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$	ΔF_n (MPa)	판별
단면-1	22.50	Sec-1	2.021×10^{9}	17.87	21.02	41.35	41.35	O.K
단면-2	55.00	Sec-4	1.461×10^{9}	7.29	21.02	41.35	41.35	O.K

㉯ 휨 검토

구 분	STA.	단면 구분	$\frac{D}{t_w}$		$0.95\sqrt{\frac{kE}{F_{yw}}}$	f_{cf} (MPa)	F_{yw} (MPa)	$0.9kE\left(\frac{t_w}{D}\right)^2$	판별
단면-1	22.50	Sec-1	142.9	<	144.8	164.96	315.00	-	O.K
단면-2	55.00	Sec-4	142.9	<	154.4	132.77	315.00	-	O.K

㉰ 전단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_{cf} (N)	v_{cf} (MPa)	C	$0.58 \cdot C \cdot F_{yw}$ (MPa)	판별
단면-1	0.00	Sec-1	1.648×10^{6}	29.43	0.397	72.62	O.K
단면-2	55.00	Sec-4	1.299×10^{6}	46.38	0.397	72.62	O.K

④ 사용한계상태 검토

○ 복부판 최대 휨압축응력 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{cw} (MPa)	D_c (㎜)	k	$\frac{0.9E\alpha k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$	F_{yw} (MPa)	판별
단면-1	22.50	Sec-1	176.80	822.9	53.2	600.8	315.0	O.K
단면-2	55.00	Sec-4	193.39	957.8	39.2	443.5	315.0	O.K

○ 압축 및 인장플랜지 응력 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{cf} (MPa)	F_{ycf} (MPa)	f_{tf} (MPa)	F_{yft} (MPa)	판별
단면-1	22.50	Sec-1	180.79	299.25	256.08	299.25	O.K
단면-2	55.00	Sec-4	200.47	299.25	222.79	299.25	O.K

⑤ 시공성 검토

○ 복부판 최대 휨압축응력 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{cw} (MPa)	D_c (㎜)	k	$\frac{0.9E\alpha k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$	F_{yw} (MPa)	판별
단면-1	22.50	Sec-1	180.6	1,199.8	25.0	282.6	315.0	O.K
단면-2	55.00	Sec-4	45.8	957.8	39.2	443.5	315.0	O.K

○ 압축 및 인장플랜지 응력 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_c (MPa)	F_r (MPa)	f_t (MPa)	F_r (MPa)	판별
단면-1	22.50	Sec-1	183.4	234.4	122.6	315.0	O.K

○ 전단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_u(N)	V_p(N)	C	V_n(N)	V_r(N)	판별
단면-1	0.00	Sec-1	6.627×10^5	5.116×10^6	0.397	2.033×10^6	2.033×10^6	O.K
단면-2	55.00	Sec-4	5.971×10^5	5.116×10^6	0.397	2.033×10^6	2.033×10^6	O.K

⑥ 볼트연결부 설계

- 플랜지 응력 산정

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL(MPa)						
			하부			상부			제어
			f	f_y	f/f_y	f	f_y	f/f_y	
SP02	26.25	Sec-1	308.6	315.0	0.980	-204.0	315.0	0.648	하부

구 분	STA.	단면 구분	Negative LL(MPa)						
			하부			상부			제어
			f	f_y	f/f_y	f	f_y	f/f_y	
SP02	26.25	Sec-1	90.9	315.0	0.289	-141.1	315.0	0.448	상부

- 극한한계상태의 최소설계하중

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL(MPa)					
			위치	f_{cf}	$\frac{\left(\left\|\frac{f_{cf}}{R_n}\right\|+\alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2}$	$0.75\alpha\phi_f F_{yf}$	F_{cf}	P_{cf} (N)
SP02	26.25	Sec-1	하부	308.6	311.8	236.3	311.8	1.104×10^7

구 분	STA.	단면 구분	Negative LL(MPa)					
			위치	f_{cf}	$\frac{\left(\left\|\frac{f_{cf}}{R_n}\right\|+\alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2}$	$0.75\alpha\phi_f F_{yf}$	F_{cf}	P_{cf} (N)
SP02	26.25	Sec-1	상부	-141.1	228.1	236.3	236.3	1.671×10^6

○ 하부플랜지 이음부 설계

- 연결판의 항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	P_{cu} (N)	$\phi_y f_y A_g$ (N)	$\phi_u f_u A_n U$ (N)	P_r (N)	판별
SP02	26.25	Sec-1	5.522×10^6	7.864×10^6	7.950×10^6	7.864×10^6	O.K

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.2.7) : $R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$ - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$0.48 A_b F_{ub} N_s$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP02	26.25	Sec-1	1.104×10^7	3.649×10^5	38	60	O.K

- 마찰강도 검토(도.(한) 6.13.2.8) : $R_n = K_h K_s N_s P_t$ - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$K_h K_s N_s P_t$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP02	26.25	Sec-1	8.633×10^6	1.600×10^5	54	60	O.K

○ 상부플랜지 이음부 설계

- 연결판의 항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	P_{cu} (N)	$\phi_y f_y A_g$ (N)	$\phi_u f_u A_n U$ (N)	P_r (N)	판별
SP02	26.25	Sec-1	8.356×10^5	1.257×10^6	1.176×10^6	1.176×10^6	O.K

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.2.7) : $R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$ - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$0.48 A_b F_{ub} N_s$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP02	26.25	Sec-1	1.671×10^6	3.649×10^5	6	12	O.K

- 마찰강도 검토(도.(한) 6.13.2.8) : $R_n = K_h K_s N_s P_t$ - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$K_h K_s N_s P_t$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP02	26.25	Sec-1	1.203×10^6	1.600×10^5	8	12	O.K

○ 복부 이음부 설계

- 복부판 작용모멘트 및 수평력 산정(도.(한) 6.13.6.1(4)②)

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL					
			F_{cf} (MPa)	f_{cf} (MPa)	M_{uw} (N・㎜)	M_{uv} (N・㎜)	M_{total} (N・㎜)	H_{uw} (N)
SP02	26.25	Sec-1	311.8	308.6	2.417×10^{9}	9.504×10^{7}	2.512×10^{9}	1.480×10^{6}

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.6.1.4) - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL(N)						판별
			P_V	P_H	P_{MV}	P_{MH}	P_r	R_u	
SP02	26.25	Sec-1	20,548	29,599	7,255	153,632	185,329	291,942	O.K

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.6.1.4) - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL(N)						판별
			P_V	P_H	P_{MV}	P_{MH}	P_r	R_u	
SP02	26.25	Sec-1	11,588	21,465	5,691	120,521	143,034	160,000	O.K

- 연결판의 전단항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_{uw} (N)	전단항복 검토		단면 파단 검토	
				$\varnothing_v \times 0.58 \times A_g \times F_y$	판별	$\varnothing_{bs} \times 0.58 \times F_u \times A_{vn}$	판별
SP02	26.25	Sec-1	1.027×10^6	8.331×10^6	O.K	6.957×10^6	O.K

- 블록전단파괴검토(도.(한) 6.13.4)

구 분	STA.	단면 구분	A_{tn}(㎟)		$0.58A_{vn}$(㎟)	R_r(N)	V_{uw}(N)	판별
SP02	26.25	Sec-1	1,170	<	8,613	3.785×10^6	1.027×10^6	O.K

- 이음판의 휨항복 및 영구처짐 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL			Negative LL			판별
			M_{total} (N·㎜)	H_{uw} (N)	f (MPa)	M_{total} (N·㎜)	H_{uw} (N)	f (MPa)	
SP02	26.25	Sec-1	2.512×10^9	1.480×10^6	206.4	2.910×10^9	-1.830×10^6	161.4	O.K

- 지압강도 검토(도.(한) 6.13.2.9) : 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	순간격 (㎜)	순연단거리 (㎜)	적용	R_r (N)	설계하중 (N)	판별
SP02	26.25	Sec-1	50.0	37.5	2d 이하	246,960	185,329	O.K

나. 개구제형 강합성거더교(곡선교)

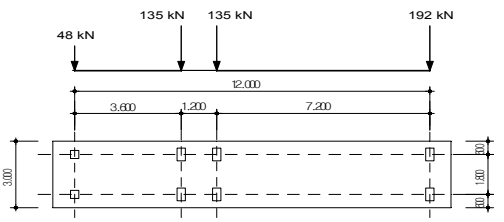
(1) 교량등급 및 제원

○ 교량등급 : 1등교
○ 교량형식 : 개구제형 강합성거더교(곡선교)
○ 교량연장 : L = 50.0 + 60.0 + 50.0 = 160.0 m
○ 교량폭원 : B = 9.0 m
○ 주형제원 : B = 1.8~2.5 m, H = 2.0 m
○ 사　　각 : 90.0°

(2) 하중조건 및 기준강도 결정

(가) 하중조건

① 고정하중(단위질량)
○ 철근 콘크리트 : 2,500 kg/m³
○ 포장 : 2,350 kg/m³
② 활하중(KL-510)

<table>
<tr><th>표준트럭하중</th><th>표준차로하중</th></tr>
<tr><td> 
</td><td>
<table>
<tr><td>$L \le 60\,\mathrm{m}$</td><td>$w = 12.7\,(\mathrm{kN/m})$</td></tr>
<tr><td>$L > 60\,\mathrm{m}$</td><td>$w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}\,(\mathrm{kN/m})$</td></tr>
</table>
L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간
</td></tr>
</table>

③ 충격하중

$i = 1 + IM / 100$(피로한계상태를 제외한 모든한계상태)

성　　분		IM
바닥판 신축이음장치 모든 한계상태		70 %
모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25 %
	피로한계상태	15 %

④ 온도하중

선팽창계수(α) : 1.00 × 10^{-5}

⑤ 지점침하

합성후 단면에 대하여 각 지점위치별 10 ㎜의 부등침하를 조합하여 적용

(나) 사용재료

① 콘크리트

○ f_{ck} = 30 MPa

○ E_c = 28,417 MPa

② 철근(SD 400)

③ 강재

○ 주부재 : HSB500

○ 부부재 : SM400

○ 고장력볼트 : F10T 22 mm

○ E_s = 205,000 MPa

(3) 거더 형상 및 표준단면 가정

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)에는 곡선교와 관련된 언급이 되어 있지 않다. 다만, 참고가 되었던 AASHTO LRFD 2nd ed.의 경우 직선교에 대해서만 적용을 하는 것으로 제한하고 있다.

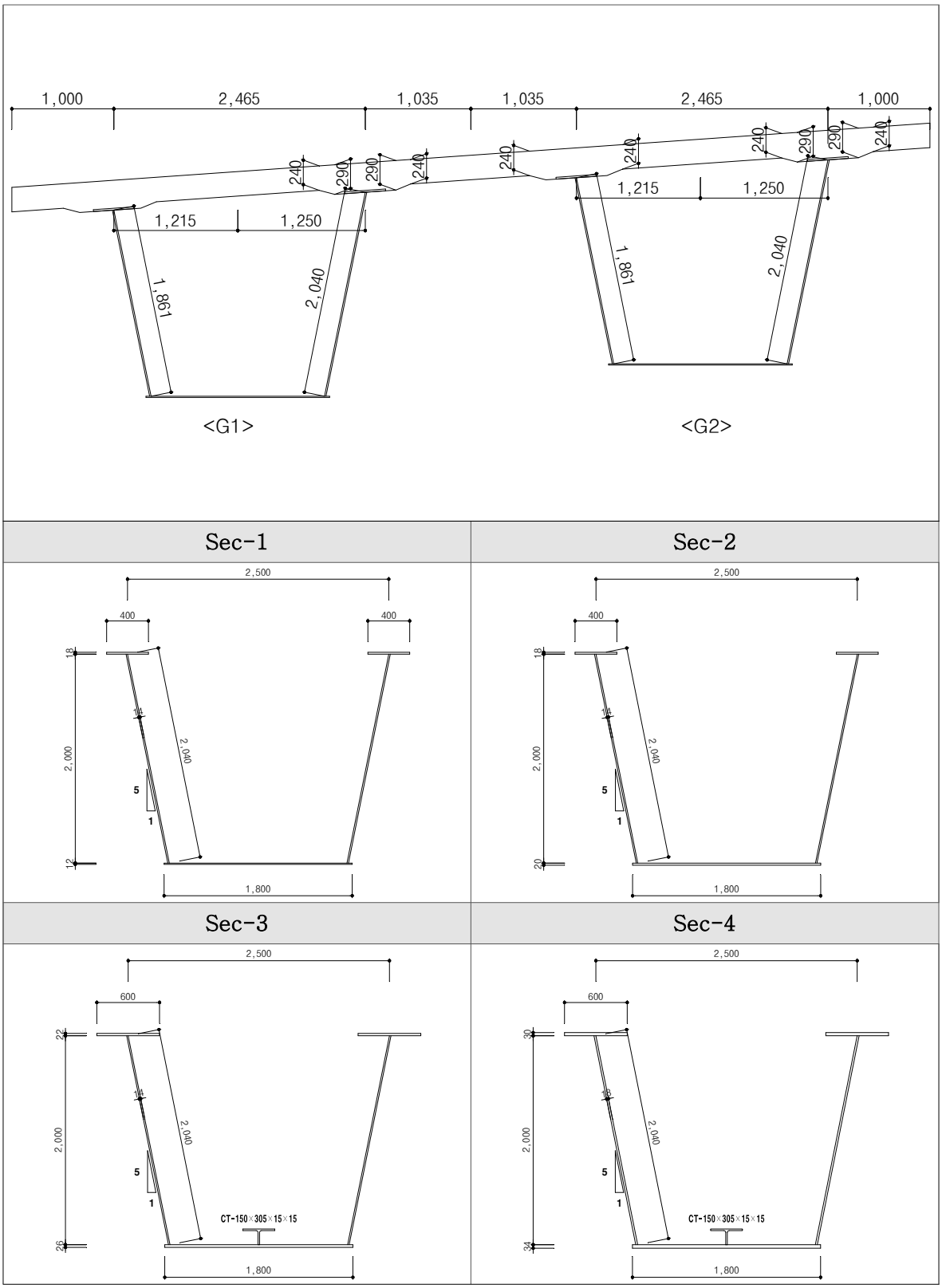
○ 최근 콘크리트 빔 계열 교량의 장지간화로 50 ~ 60 m 지간의 교량의 경우 강교의 적용성이 떨어지고 있다. 강교의 경우 콘크리트 빔 적용이 어려운 장지간이나 곡선교의 경우로 적용이 줄어들고 있다.

○ 본 예제에서는 현재 도로교설계기준(한계상태설계법)으로는 적용하기 곤란하지만, AASHTO LRFD 4th ed.(SI Ver.) 설계기준을 적용하여 곡선 강교를 예제로 선정하고 그 계산과정을 설명하였다.

○ 가정한 단면에 대한 제원과 형상은 <표 3.2.24>, <그림 3.2.13>에 설명하였다.

<표 3.2.24> 가정한 단면의 제원(단위 : ㎜)

구 분	상부플랜지		복부판		하부플랜지		종방향 보강재
	폭	두께	높이	두께	폭	두께	
Sec-1	400	18	2,040	14	1,800	12	-
Sec-2	400	18	2,040	14	1,800	20	-
Sec-3	600	22	2,040	14	1,800	26	1EA
Sec-4	600	30	2,040	18	1,800	34	1EA



<그림 3.2.13> 횡단면도 및 Section별 단면 형상

(4) 하중산정

(가) 합성전 고정하중(DC1)

- 강재 자중 : 프로그램에서 자동고려(부부재 할증 10 %)
- 슬래브 자중(거더 1개당)

  슬래브 단면적 = 0.24 × 4.5 + 2 ×((0.6 + 0.9) × 0.05 ÷ 2) = 1.155 m^2

  슬래브 자중 = 1.155 × 25.0 = 28.875 kN/m

  작용위치 = 슬래브 중심 - 박스 중심

  = 2.250 - 2.250 = 0.000 m

(나) 합성후 고정하중(DC2)

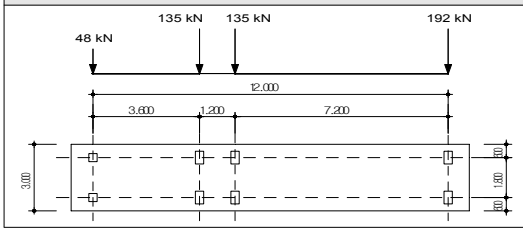
- 방호벽의 자중 = 0.394 × 25.0 = 9.839 kN/m

(다) 합성후 고정하중(DW)

- 포장하중(거더 1개당) = 4.050 × 0.050 × 23.000 = 4.658 kN/m

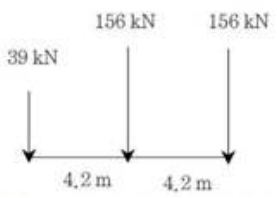
(라) 활하중(LL)

- 표준트럭하중, 표준트럭하중 × 0.75 + 표준트럭하중 중 큰 값 적용
- 표준차로폭 3.6 m, 좌측부터 연속 재하함
- 편심최대를 고려할 경우 3.6.1.5(3) 항목을 적용하여 도로교설계기준과 동일하게 3 m마다 연속재하
- 표준트럭하중(4축), 표준차로하중

표준트럭하중	표준차로하중
	$L \le 60\,m$: $w = 12.7\,(kN/m)$ $L > 60\,m$: $w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}\,(kN/m)$ L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

(마) 피로하중

- 피로하중은 1개차로만 재하



(바) 충격하중(IM)

- 충격계수는 일반은 25 %, 피로검토시 15 %
- 표준트럭하중에 적용한다.(1 + IM / 100)

(사) 지점침하(SD)

- 합성후 단면에 대하여 각 지점위치별 10 ㎜의 부등침하를 조합하여 적용

(아) 구조물에 작용하는 풍하중(WS)

- 거더에 작용하는 풍하중 : 총 높이 = 3.610 m, 총 폭 = 9.000 m
- P = 3.372 × 3.610 = 12.640 kN/m
- 작용위치 : 1.805 - 2.290 = -0.485 m(슬래브 상부 모델링 작용점에서 하부에 위치)

(자) 차량에 작용하는 풍하중(WL)

- 활하중 재하시에는 풍압을 절반만 재하할 수 있다.
- 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5 m의 높이에서 1.5 kN·m의 풍하중이 활하중에 작용하는 것으로 본다.

(5) 단면 계수 산정

(가) 정모멘트 단면

구 분	Steel Girder				
	I_{steel} (㎜^{4})	$d_{Top\ Steel}$ (㎜)	$d_{Bot\ Steel}$ (㎜)	$S_{Top\ Steel}$ (㎜^{3})	$S_{Bot\ Steel}$ (㎜^{3})
SEC-1	6.088×10^{10}	1,162.5	871.5	5.236×10^{7}	6.985×10^{7}
SEC-2	6.600×10^{10}	1,221.0	817.0	5.405×10^{7}	8.079×10^{7}
구 분	Long-term Composite Section (3n)				
	I_{3n} (㎜^{4})	$d_{Top,3n}$ (㎜)	$d_{Bot,3n}$ (㎜)	$S_{Top,3n}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,3n}$ (㎜^{3})
SEC-1	1.199×10^{11}	717.0	1,317.0	1.672×10^{8}	9.102×10^{7}
SEC-2	1.318×10^{11}	776.8	1,261.2	1.697×10^{8}	1.045×10^{8}
구 분	Short-term Composite Section (n)				
	I_{n} (㎜^{4})	$d_{Top,n}$ (㎜)	$d_{Bot,n}$ (㎜)	$S_{Top,n}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,n}$ (㎜^{3})
SEC-1	1.667×10^{11}	366.0	1,668.0	4.554×10^{8}	9.992×10^{7}
SEC-2	1.862×10^{11}	411.9	1,626.1	4.521×10^{8}	1.145×10^{8}

(나) 부모멘트 단면

구 분	Steel Girder				
	I_{steel} (㎜^{4})	$d_{Top\ Steel}$ (㎜)	$d_{Bot\ Steel}$ (㎜)	$S_{Top\ Steel}$ (㎜^{3})	$S_{Bot\ Steel}$ (㎜^{3})
SEC-2	6.600×10^{10}	1,221.0	817.0	5.405×10^{7}	8.079×10^{7}
SEC-3	9.411×10^{10}	1,216.4	831.6	7.737×10^{7}	1.132×10^{8}
SEC-4	1.245×10^{11}	1.208.3	855.7	1.030×10^{8}	1.455×10^{8}
구 분	Long-term Composite Section (3n)				
	I_{3n} (㎜^{4})	$d_{Top,3n}$ (㎜)	$d_{Bot,3n}$ (㎜)	$S_{Top,3n}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,3n}$ (㎜^{3})
SEC-2	1.318×10^{11}	776.8	1,261.2	1.697×10^{8}	1.045×10^{8}
SEC-3	1.619×10^{11}	855.3	1,192.7	1.893×10^{8}	1.357×10^{8}
SEC-4	1.949×10^{11}	914.9	1,149.1	2.130×10^{8}	1.696×10^{8}
구 분	Short-term Composite Section (n)				
	I_{n} (㎜^{4})	$d_{Top,n}$ (㎜)	$d_{Bot,n}$ (㎜)	$S_{Top,n}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,n}$ (㎜^{3})
SEC-2	1.862×10^{11}	411.9	1,626.1	4.521×10^{8}	1.145×10^{8}
SEC-3	2.273×10^{11}	508.0	1,540.0	4.475×10^{8}	1.476×10^{8}
SEC-4	2.719×10^{11}	595.0	1,469.0	4.569×10^{8}	1.851×10^{8}
구 분	Steel Girder + Reinforcement (3n)				
	I_{rein} (㎜^{4})	$d_{Top,rein}$ (㎜)	$d_{Bot,rein}$ (㎜)	$S_{Top,rein}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,rein}$ (㎜^{3})
SEC-2	7.278×10^{10}	1,176.0	862.0	6.189×10^{7}	8.444×10^{7}
SEC-3	1.006×10^{11}	1,182.5	865.5	8.506×10^{7}	1.162×10^{8}
SEC-4	1.336×10^{11}	1,171.1	892.9	1.141×10^{8}	1.496×10^{8}
구 분	Steel Girder + Reinforcement (n)				
	I_{rein} (㎜^{4})	$d_{Top,rein}$ (㎜)	$d_{Bot,rein}$ (㎜)	$S_{Top,rein}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,rein}$ (㎜^{3})
SEC-2	8.512×10^{10}	1,094.2	943.8	7.779×10^{7}	9.018×10^{7}
SEC-3	1.126×10^{11}	1,119.4	928.6	1.006×10^{8}	1.213×10^{8}
SEC-4	1.504×10^{11}	1,102.3	961.7	1.364×10^{8}	1.563×10^{8}

(다) 부재력 집계

① 단면력 집계

○ 주요하중 모멘트(×10^6 N・㎜)

<Girder 1>

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0	62.8	-18.1	-6.6	-33.9	-18.0
5	2,434.2	744.7	558.9	1,401.8	809.0
10	4,071.3	1,278.1	952.3	2,301.5	1,293.2
15	4,923.7	1,563.6	1,162.4	2,831.6	1,565.4
20	5,004.2	1,601.3	1,187.6	3,137.0	1,658.2
25	4,310.1	1,394.4	1,029.3	3,120.8	1,632.6
30	2,824.7	947.2	689.5	2,797.5	1,456.5
35	518.1	265.2	169.6	2,214.7	1,169.3
40	-2,702.6	-674.4	-537.3	-1,948.8	-846.4
45	-6,903.5	-1,846.6	-1,428.5	-2,535.7	-977.8
50	-12,376.6	-3,245.2	-2,518.4	-3,651.1	-1,179.5
55	-7,166.0	-1,935.7	-1,493.1	-2,407.5	-909.6
60	-3,286.5	-856.3	-672.1	-1,769.4	-781.7
65	-399.4	-17.1	-37.3	1,860.2	1,079.8
70	1,648.6	594.2	418.4	2,530.1	1,346.5
75	2,845.2	951.4	689.0	2,945.8	1,516.6
80	3,239.3	1,069.8	778.5	3,095.8	1,583.6

<Girder 2>

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0	-76.2	5.0	2.8	19.5	11.5
5	3,263.6	780.3	601.7	1,399.8	774.1
10	5,498.3	1,290.5	999.0	2,301.5	1,251.4
15	6,666.5	1,558.2	1,208.2	2,849.7	1,528.1
20	6,751.4	1,584.0	1,231.2	3,139.3	1,630.8
25	5,754.8	1,364.8	1,066.5	3,102.2	1,590.9
30	3,696.9	895.8	712.3	2,756.4	1,402.2
35	615.2	172.0	167.2	2,130.7	1,095.1
40	-3,415.9	-784.5	-562.7	-1,990.8	-862.1
45	-8,411.3	-2,001.5	-1,480.9	-2,503.6	-965.5
50	-14,215.3	-3,484.7	-2,573.4	-3,276.7	-1,059.1
55	-8,923.1	-2,089.5	-1,553.4	-2,400.6	-904.4
60	-4,392.9	-963.1	-703.9	-1,809.0	-794.5
65	-809.4	-88.1	-40.3	1,784.6	1,019.5
70	1,754.0	523.2	430.6	2,471.7	1,291.7
75	3,330.8	899.2	715.6	2,902.0	1,470.3
80	3,864.3	1,024.2	810.8	3,054.6	1,535.2

○ 주요하중 전단력($\times 10^3$ N)

<Girder 1>

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0	-489.8	-177.3	-132.7	-370.5	-220.8
5	-321.5	-142.2	-102.1	-298.0	-179.0
10	-180.1	-92.3	-65.4	-243.6	-150.5
15	-55.7	-39.4	-26.3	-198.7	-127.8
20	61.8	13.4	12.9	-158.5	-106.4
25	182.4	65.3	51.7	186.3	105.6
30	316.2	116.0	90.0	229.5	126.7
35	473.2	165.8	128.1	274.9	146.5
40	667.6	215.7	166.2	328.0	167.4
45	918.7	264.4	204.7	398.6	193.4
50	1,243.3	303.4	244.0	503.6	231.3
55	-930.1	-245.7	-190.9	-429.1	-213.1
60	-661.2	-197.7	-152.5	-353.5	-185.7
65	-448.8	-148.1	-114.5	-298.3	-164.5
70	-274.6	-98.5	-76.4	-252.8	-145.2
75	-118.7	-48.2	-38.2	-211.0	-125.4
80	26.1	2.9	0.3	-172.8	-105.8

<Girder 2>

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0	-827.8	-180.9	-138.0	-331.7	-189.4
5	-629.1	-117.6	-94.1	-253.3	-149.8
10	-403.5	-69.2	-56.3	-197.7	-122.3
15	-161.0	-23.7	-20.8	-157.9	-102.5
20	88.4	21.9	14.5	-124.0	-84.6
25	334.8	68.4	50.2	161.8	92.2
30	567.9	116.1	86.4	202.2	111.7
35	777.9	164.7	122.8	243.0	129.4
40	962.9	213.2	159.2	283.2	145.6
45	1,116.7	262.9	195.2	324.2	161.5
50	1,231.2	322.3	230.5	376.0	182.6
55	-952.3	-245.2	-181.5	-337.5	-172.2
60	-816.4	-194.7	-145.4	-297.2	-155.8
65	-649.4	-146.0	-108.9	-257.7	-139.7
70	-456.6	-97.2	-72.4	-218.7	-123.1
75	-245.5	-49.1	-36.1	-181.0	-105.6
80	-23.4	-1.8	-0.1	-146.5	-88.1

② 현장이음 단면력 집계

○ 주요하중 모멘트(×10^6 N・㎜)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL)	피로하중 (Fat)
12	6,094.9	1,426.4	1,105.0	2,560.1	1,385.0

○ 주요하중 전단력(×10^3 N)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL)	피로하중 (Fat)
12	-308.0	-50.9	-42.0	-180.7	-113.9

③ 반력 집계(×10^3 N)

구 분		합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중(LL)	
					max	min
A1	G1	488.0	134.6	99.0	181.0	985.3
	G2	833.5	223.7	171.8	18.2	1,321.4
P1	G1	2,491.1	603.9	477.3	72.6	917.3
	G2	2,308.8	611.0	443.9	130.4	528.7
P2	G1	2,524.0	614.8	473.7	77.7	917.8
	G2	2,278.6	602.2	447.8	128.0	556.1
A2	G1	508.4	143.0	105.9	147.5	965.9
	G2	815.8	215.4	165.1	16.6	1,279.7

(6) 설계결과

(가) 단면 검토 결과

① 휨설계

㉮ 휨에 대한 극한한계상태 검토 : 최대 정모멘트 구간

구 분	STA.	단면 구분	압축플랜지				인장플랜지			
			F_{nc} (MPa)	$\varnothing_f F_{nc}$ (MPa)	f_c (MPa)	$f_c \le \varnothing_f F_{nc}$	F_{nt} (MPa)	$\varnothing_f F_{nt}$ (MPa)	f_t (MPa)	$f_t \le \varnothing_f F_{nc}$
단면-1	18.00	Sec-1	380.0	380.0	198.7	O.K	380.0	380.0	220.2	O.K

㉯ 휨에 대한 극한한계상태 검토 : 최대 부모멘트 구간

구 분	STA.	단면 구분	압축플랜지				인장플랜지			
			F_{nc} (MPa)	$\varnothing_f F_{nc}$ (MPa)	f_c (MPa)	$f_c \le \varnothing_f F_{nc}$	F_{nt} (MPa)	$\varnothing_f F_{nt}$ (MPa)	f_t (MPa)	$f_t \le \varnothing_f F_{nc}$
단면-2	50.00	Sec-4	378.6	378.6	214.8	O.K	380.0	380.0	287.8	O.K

② 전단 설계

㉮ 복부판 전단강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	C				V_r (N)	V_u (N)
			$\frac{D}{t_W}$	$1.10\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$1.38\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	구분		
단면-1	3.00	Sec-1	145.7	57.1	71.7	③	1.215×10^6	8.918×10^5
단면-2	50.00	Sec-4	113.3	57.1	72.7	③	2.668×10^6	1.512×10^6

㉯ 보강된 복부판 전단강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_p (N)	V_n (N)	V_r (N)	V_u (N)	판별
단면-1	3.00	Sec-1	6.295×10^6	3.394×10^6	3.394×10^6	8.918×10^5	O.K
단면-2	50.00	Sec-4	8.093×10^6	4.749×10^6	4.749×10^6	1.512×10^6	O.K

③ 피로한계상태 검토

㉮ 하중유발피로 검토

구 분	STA.	단면 구분	ΔM_{fat} (N · ㎜)	Δf (MPa)	$\left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$	$\frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$	ΔF_n (MPa)	판별
단면-1	18.00	Sec-1	2.991×10^{9}	29.65	41.33	41.35	41.35	O.K
단면-2	50.00	Sec-4	2.066×10^{9}	4.29	36.11	41.35	41.35	O.K

㉯ 전단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_u (N)	C	$V_p=0.58\cdot F_{yw}\cdot D\cdot t_w$ (N)	$V_{cr}=CV_p$ (N)	판별
단면-1	3.00	Sec-1	6.193×10^{5}	0.233	6.295×10^{6}	1.464×10^{6}	O.K
단면-2	50.00	Sec-4	1.049×10^{6}	0.385	8.093×10^{6}	3.113×10^{6}	O.K

④ 사용한계상태 검토

○ 복부판 휨-좌굴 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_c (MPa)	D_c (㎜)	k	$\frac{0.9E\alpha k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$	F_{crw} (MPa)	판별
단면-1	18.00	Sec-1	156.55	978.8	39.1	339.7	339.7	O.K
단면-2	50.00	Sec-4	175.76	1,083.1	31.9	458.6	380.0	O.K

⑤ 시공성 검토

○ 정모멘트부 검토 : 상부플랜지

- 항복 검토

구 분	STA.	단면 구분	$f_{bu}+f_l$ (MPa)	$\phi_f R_h F_{yc}$ (MPa)	판별
단면-1	18.00	Sec-1	367.1	380.0	O.K
단면-2	50.00	Sec-4	220.4	380.0	O.K

- 국부좌굴 및 비틂좌굴 저항강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	$f_{bu}+1/3f_l$	국부좌굴저항강도 F_{nc} (MPa)	비틂좌굴저항강도 F_{nc} (MPa)	판별
단면-1	18.00	Sec-1	260.0	341.2	328.7	O.K

- 복부판 휨좌굴 저항강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{bu}	$\phi_f F_{crw}$ (MPa)	판별
단면-1	18.00	Sec-1	206.4	238.9	O.K

- 인장플랜지 응력 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{bu} (MPa)	$\phi_f R_h F_{yc}\Delta$ (MPa)	판별
단면-1	18.00	Sec-1	154.7	380.0	O.K

○ 부모멘트부 검토 : 하부플랜지

- 항복 검토(상부플랜지)

구 분	STA.	단면 구분	$f_{bu}+f_l$ (MPa)	$\phi_f R_h F_{yc}$ (MPa)	판별
단면-2	50.00	Sec-4	220.4	380.0	O.K

- 보강된 플랜지의 압축 휨저항강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{bu}	$\phi_f F_{nc}$	판별
단면-2	50.00	Sec-4	129.9	378.6	O.K

- 복부판 휨좌굴을 고려한 휨저항강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	$2D_c/t_w$	$5.7\sqrt{E/F_{yc}}$	판별
단면-2	50.00	Sec-4	93.1	132.4	O.K

- 전단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_u(N)	C	V_p(N)	V_{cr}(N)	판별
단면-2	50.00	Sec-4	6.387×10^5	0.385	8.093×10^6	3.113×10^6	O.K

⑥ 볼트연결부 설계

- 플랜지 응력 산정

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (MPa)						
			하부			상부			제어
			f	f_y	f/f_y	f	f_y	f/f_y	
SP01	12.00	Sec-1	207.9	380.0	0.547	-165.2	380.0	0.435	하부

구 분	STA.	단면 구분	Negative LL (MPa)						
			하부			상부			제어
			f	f_y	f/f_y	f	f_y	f/f_y	
SP01	12.00	Sec-1	147.8	380.0	0.389	-171.6	380.0	0.452	상부

- 극한한계상태의 최소설계하중

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (MPa)					
			위치	f_{cf}	$\frac{\left(\left\|\frac{f_{cf}}{R_n}\right\| + \alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2}$	$0.75\alpha\phi_f F_{yf}$	F_{cf}	P_{cf} (N)
SP01	12.00	Sec-1	하부	191.5	295.0	285.0	295.0	6.687×10^6

구 분	STA.	단면 구분	Negative LL (MPa)					
			위치	f_{cf}	$\frac{\left(\left\|\frac{f_{cf}}{R_n}\right\| + \alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2}$	$0.75\alpha\phi_f F_{yf}$	F_{cf}	P_{cf} (N)
SP01	12.00	Sec-1	상부	-109.2	244.6	285.0	285.0	2.052×10^6

○ 하부플랜지 이음부 설계

- 연결판의 항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	P_{cu} (N)	$\phi_y f_y A_g$ (N)	$\phi_u f_u A_n U$ (N)	P_r (N)	판별
SP01	12.00	Sec-1	3.344×10^6	6.845×10^6	5.741×10^6	5.741×10^6	O.K

- 전단강도 검토 : $R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$ - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$0.48 A_b F_{ub} N_s$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP01	12.00	Sec-1	6.687×10^6	4.744×10^5	18	32	O.K

- 마찰강도 검토 : $R_n = K_h K_s N_s P_t$ - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$K_h K_s N_s P_t$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP01	12.00	Sec-1	4.377×10^6	2.120×10^5	21	32	O.K

○ 상부플랜지 이음부 설계

- 연결판의 항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	P_{cu} (N)	$\phi_y f_y A_g$ (N)	$\phi_u f_u A_n U$ (N)	P_r (N)	판별
SP01	12.00	Sec-1	1.026×10^6	1.516×10^6	1.219×10^6	1.219×10^6	O.K

- 전단강도 검토 : $R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$ - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$0.48 A_b F_{ub} N_s$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP01	12.00	Sec-1	2.052×10^6	4.744×10^5	6	12	O.K

- 마찰강도 검토 : $R_n = K_h K_s N_s P_t$ - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$K_h K_s N_s P_t$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP01	12.00	Sec-1	9.997×10^5	2.120×10^5	5	12	O.K

○ 복부 이음부 설계

- 복부판 작용모멘트 및 수평력 산정

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL					
			F_{cf} (MPa)	f_{cf} (MPa)	M_{uw} (N・㎜)	M_{uv} (N・㎜)	M_{total} (N・㎜)	H_{uw} (N)
SP01	12.00	Sec-1	285.8	191.5	2.652×10^{9}	5.626×10^{7}	2.708×10^{9}	3.616×10^{5}

- 전단강도 검토 - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (N)						판별
			P_V	P_H	P_{MV}	P_{MH}	P_r	R_u	
SP01	12.00	Sec-1	14,481	8,609	10,275	205,491	217,125	379,524	O.K

- 전단강도 검토 - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (N)						판별
			P_V	P_H	P_{MV}	P_{MH}	P_r	R_u	
SP01	12.00	Sec-1	-2,881	4,461	5,314	106,288	110,775	212,000	O.K

- 연결판의 전단항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_{uw} (N)	전단항복 검토		단면 파단 검토	
				$\varnothing_v \times 0.58 \times A_g \times F_y$	판별	$\varnothing_{bs} \times 0.58 \times F_u \times A_{vn}$	판별
SP01	12.00	Sec-1	6.082×10^5	9.521×10^6	O.K	7.216×10^6	O.K

- 블록전단파괴검토

구 분	STA.	단면 구분	A_{tn} (㎟)		$0.58A_{vn}$ (㎟)	R_r (N)	V_{uw} (N)	판별
SP01	12.00	Sec-1	2,376	<	17,511	8.354×10^6	6.082×10^5	O.K

- 이음판의 휨항복 및 영구처짐 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL			Negative LL			판별
			M_{total} (N·㎜)	H_{uw} (N)	f (MPa)	M_{total} (N·㎜)	H_{uw} (N)	f (MPa)	
SP01	12.00	Sec-1	2.708×10^9	3.616×10^5	225.8	3.046×10^9	-6.551×10^5	229.4	O.K

- 지압강도 검토 : 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	순간격 (㎜)	순연단거리 (㎜)	적용	R_r (N)	설계하중 (N)	판별
SP01	12.00	Sec-1	61.0	38.0	2d 이하	255,360	217,125	O.K

4. 실교량 시험설계

가. 대상 교량 현황

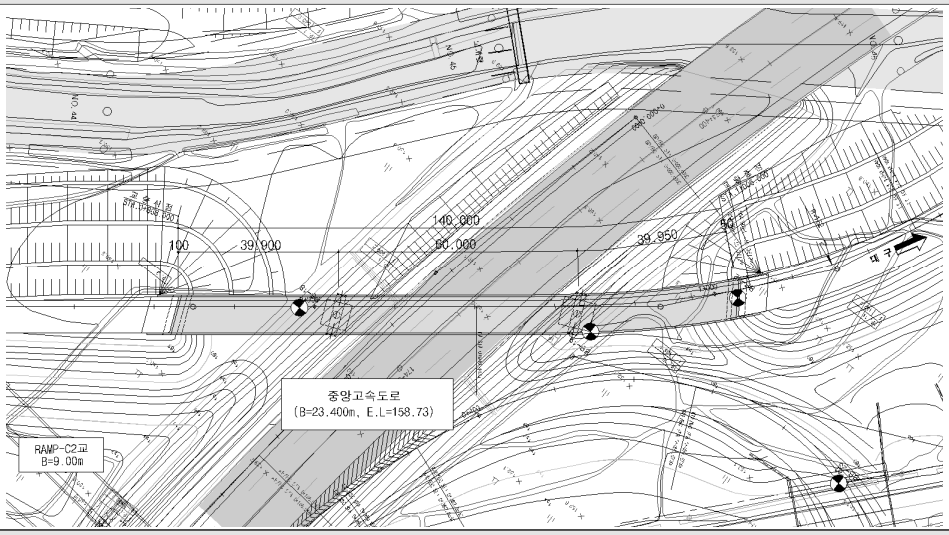
(1) 형식 선정

○ 최근에 설계가 완료된 “부산외곽순환 고속도로 건설공사(1~12공구)”와 “상주~영덕간 고속도로 건설공사(1~19공구)” 자료를 바탕으로 이들 프로젝트에 적용된 약 212개소 교량에 대한 적용현황과 특징 등을 조사하였다. 그 결과, 전체 강교 39개소 중 강박스 거더교가 31개소로 가장 많이 적용되고 있으며, 플레이트 거더교 및 소수주형교가 각각 3개소 적용되었다.

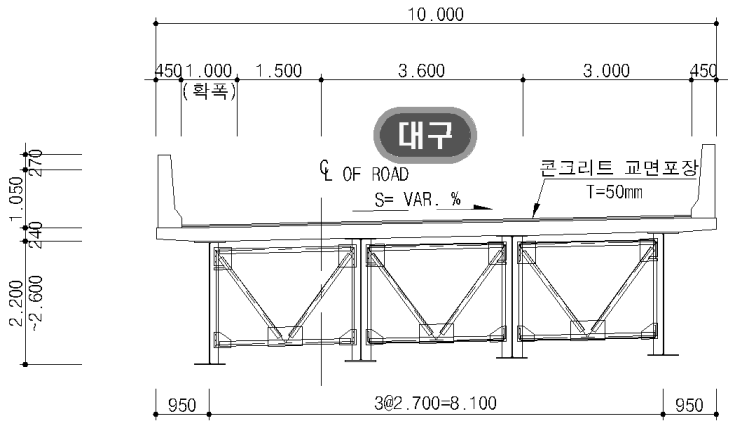
○ 대상 형식은 설계 물량 비교 등이 용이한 플레이트거더교를 대상 교량 형식으로 선정하였다. 선정된 교량은 “상주~영덕간 고속도로 건설공사(6공구)” 에 있는 중앙고속도로와 연결되는 안동분기점에 위치한 Ramp-B2교 이다.

○ 최근 콘크리트 빔 계열 교량의 장지간화가 진행되면서 상대적으로 경제성이 떨어지는 강재 교량은 콘크리트 빔 계열 교량의 적용이 어려운 장지간 교량 또는 접속램프와 같은 곡선교량에 활용도가 높아지고 있다. 대상 교량인 안동분기점 Ramp-B2 교량도 접속램프에 위치하여 종점부에 곡선구간이 존재하고 있으나 시험설계임을 감안하여 직교로 가정하고 시험설계를 수행하였다. 선정된 안동분기점 Ramp-B2교는 중앙고속도로를 횡단하는 교량으로서, L=40+60+40=140 m로 계획하였으며, 연결로의 폭원 10.0 m를 고려하여 주형은 2.7 m 간격으로 4본을 배치하였으며, 형고는 경간 중앙은 2.2 m, 지간부는 2.6 m를 적용하였다. 실험설계에 적용된 교량의 제원은 주형의 간격은 동일하게 2.7 m 간격으로 4본을 배치하였으며, 주형의 높이를 1.8 m로 가정하여 설계를 진행하였다. 주요 제원은 <그림 3.2.14>와 같다.

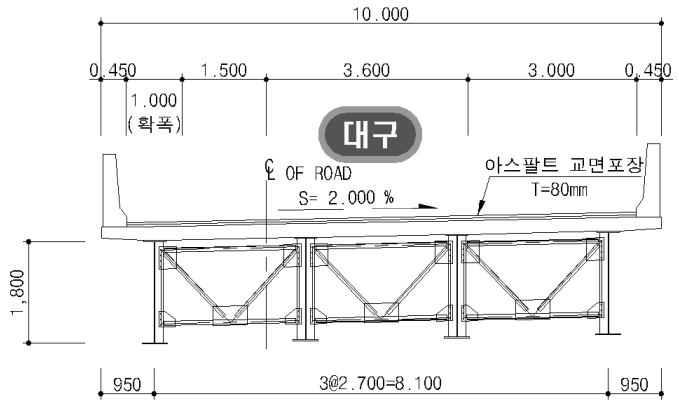
종 평 면 도



당초 교량 횡단면도



시험설계 교량 횡단면도



<그림 3.2.14> 안동분기점 Ramp-B2교 구조물 제원

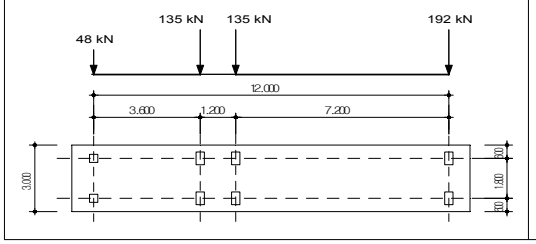
(2) 교량제원

○ 교량등급 : 1등교
○ 교량형식 : 플레이트 거더교
○ 교량연장 : L = 40.0 + 60.0 + 40.0 = 140.0 m
○ 교량폭원 : B = 10.0 m
○ 주형제원 : B = 0.40~0.45 m, H = 1.8 m
○ 사　　각 : 90.0°

(3) 하중조건 및 기준강도 결정

(가) 하중조건

① 고정하중(단위질량)
○ 철근 콘크리트 : 2,500 kg/m³
○ 포장 : 2,350 kg/m³
② 활하중(KL-510)

<table>
<tr><th>표준트럭하중</th><th>표준차로하중</th></tr>
<tr><td> 
</td><td>
<table>
<tr><td>$L \le 60\,\mathrm{m}$</td><td>$w = 12.7\,(\mathrm{kN/m})$</td></tr>
<tr><td>$L > 60\,\mathrm{m}$</td><td>$w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}\,(\mathrm{kN/m})$</td></tr>
</table>
L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간
</td></tr>
</table>

③ 충격하중

$i = 1 + IM / 100$(피로한계상태를 제외한 모든한계상태)

성　　분		IM
바닥판 신축이음장치 모든 한계상태		70 %
모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25 %
	피로한계상태	15 %

④ 온도하중

선팽창계수(α) : 1.00×10^{-5}

⑤ 지점침하

합성후 단면에 대하여 각 지점위치별 10 ㎜의 부등침하를 조합하여 적용

(나) 사용재료

① 콘크리트

○ f_{ck} = 30 MPa

○ E_c = 28,417 MPa

② 철근(SD 400)

③ 강재

○ 주부재 : HSB500

○ 부부재 : SM400

○ 고장력볼트 : F13T 22 mm

○ E_s = 205,000 MPa

(4) 거더 형상 및 표준단면 가정

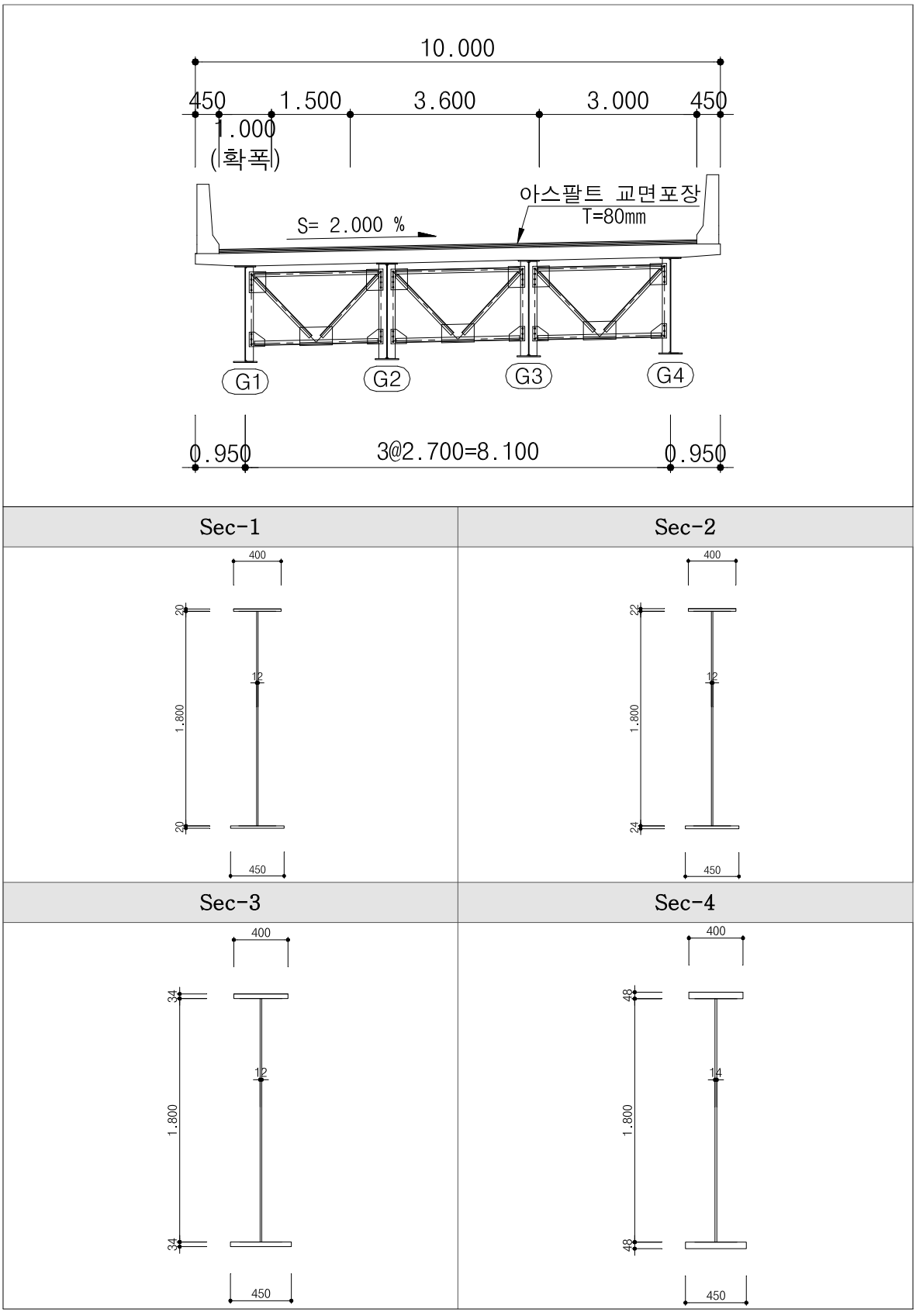
○ 휨을 받는 I형 단면의 단면비는 도로교설계기준(한계상태설계법) 6.10.2 단면비의 제한 조건을 만족해야 한다.

○ 휨 주재를 구성하는 각 부재는 [도.(한) 6.10.2.1 단면비], [(도.(한) 6.10.2.2) 복부판 세장비], [(도.(한) 6.10.2.3) 플랜지의 단면비] 등 세장비 및 단면요구조건에 맞는 단면으로 계획하여야 한다.

○ 가정한 단면에 대한 제원과 형상은 <표 3.2.25>, <그림 3.2.15>에 설명하였다.

<표 3.2.25> 가정한 단면의 제원(단위 : ㎜)

구 분	상부플랜지		복부판		하부플랜지	
	폭	두께	높이	두께	폭	두께
Sec-1	400	20	1,800	12	450	20
Sec-2	400	22	1,800	12	450	24
Sec-3	400	34	1,800	14	450	34
Sec-4	400	48	1,800	12	450	48



<그림 3.2.15> 횡단면도 및 Section별 단면 형상

(5) 하중산정

(가) 합성전 고정하중(DC1)

- 강재 자중 : 프로그램에서 자동고려(부부재 할증 10 %)
- 슬래브 자중(거더 1개당)
  슬래브 단면적 = 0.240 × 2.700 = 0.648 m^2
  슬래브 자중 = 0.648 × 25.000 = 16.200 kN/m

(나) 합성후 고정하중(DC2)

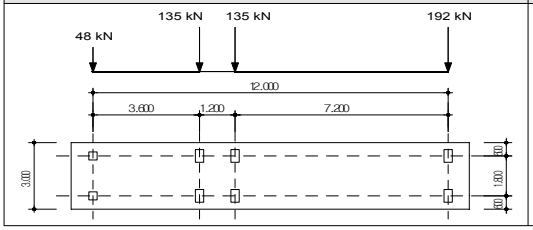
- 방호벽의 자중 = 0.394 × 25.0 × 2 / 4 = 4.919 kN/m

(다) 합성후 고정하중(DW)

- 포장하중(거더 1개당) = (10.000 - 0.900) × 0.080 × 23.000 / 4 = 4.186 kN/m

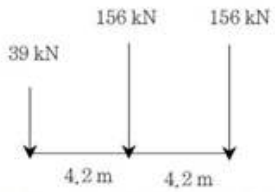
(라) 활하중(LL)

- 표준트럭하중, 표준트럭하중 × 0.75 + 표준트럭하중 중 큰 값 적용
- 표준차로폭 3.6 m, 좌측부터 연속 재하함
- 편심최대를 고려할 경우 3.6.1.5(3) 항목을 적용하여 도로교설계기준과 동일하게 3 m마다 연속재하
- 표준트럭하중(4축), 표준차로하중

표준트럭하중	표준차로하중
	$L \le 60\,m$: $w = 12.7\,(kN/m)$ $L > 60\,m$: $w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18}\,(kN/m)$ L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

(마) 피로하중

- 피로하중은 1개차로만 재하



(바) 충격하중(IM)

- 충격계수는 일반은 25 %, 피로검토시 15 %
- 표준트럭하중에 적용한다.(1 + IM / 100)

(사) 지점침하(SD)

- 합성후 단면에 대하여 각 지점위치별 10 ㎜의 부등침하를 조합하여 적용

(아) 구조물에 작용하는 풍하중(WS)

- 거더에 작용하는 풍하중 : 총 높이 = 3.120 m, 총 폭 = 10.000 m
- P = 3.359 × 3.120 = 10.480 kN/m
- 작용위치 : 1.560 - 2.040 = -0.480 m(슬래브 상부 모델링 작용점에서 하부에 위치)

(자) 차량에 작용하는 풍하중(WL)

- 활하중 재하시에는 풍압을 절반만 재하할 수 있다.
- 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5 m의 높이에서 1.5 kN·m의 풍하중이 활하중에 작용하는 것으로 본다.

(6) 단면 계수 산정

(가) 정모멘트 단면

구 분	Steel Girder				
	I_{steel} (㎜^{4})	$d_{Top\ Steel}$ (㎜)	$d_{Bot\ Steel}$ (㎜)	$S_{Top\ Steel}$ (㎜^{3})	$S_{Bot\ Steel}$ (㎜^{3})
SEC-1	1.989×10^{10}	943.6	896.4	2.108×10^{7}	2.219×10^{7}
SEC-2	2.204×10^{10}	966.5	879.5	2.280×10^{7}	2.506×10^{7}
구 분	Long-term Composite Section (3n)				
	I_{3n} (㎜^{4})	$d_{Top,3n}$ (㎜)	$d_{Bot,3n}$ (㎜)	$S_{Top,3n}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,3n}$ (㎜^{3})
SEC-1	3.871×10^{10}	480.0	1,360.0	8.066×10^{7}	2.846×10^{7}
SEC-2	4.218×10^{10}	510.6	1,335.4	8.260×10^{7}	3.159×10^{7}
구 분	Short-term Composite Section (n)				
	I_{n} (㎜^{4})	$d_{Top,n}$ (㎜)	$d_{Bot,n}$ (㎜)	$S_{Top,n}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,n}$ (㎜^{3})
SEC-1	5.000×10^{10}	207.1	1,632.9	2.414×10^{8}	3.062×10^{7}
SEC-2	5.479×10^{10}	229.8	1,616.2	2.384×10^{8}	3.390×10^{7}

(나) 부모멘트 단면

구 분	Steel Girder				
	I_{steel} (㎜^{4})	$d_{Top\ Steel}$ (㎜)	$d_{Bot\ Steel}$ (㎜)	$S_{Top\ Steel}$ (㎜^{3})	$S_{Bot\ Steel}$ (㎜^{3})
SEC-2	2.204×10^{10}	966.5	879.5	2.280×10^{7}	2.506×10^{7}
SEC-3	3.009×10^{10}	964.9	903.1	3.118×10^{7}	3.332×10^{7}
SEC-4	4.157×10^{10}	981.6	914.4	4.235×10^{7}	4.546×10^{7}
구 분	Steel Girder + Reinforcement				
	I_{rein} (㎜^{4})	$d_{Top,rein}$ (㎜)	$d_{Bot,rein}$ (㎜)	$S_{Top,rein}$ (㎜^{3})	$S_{Bot,rein}$ (㎜^{3})
SEC-2	2.804×10^{10}	832.2	1,013.8	3.370×10^{7}	2.766×10^{7}
SEC-3	3.608×10^{10}	854.2	1,013.8	4.224×10^{7}	3.559×10^{7}
SEC-4	4.774×10^{10}	894.6	1,001.4	5.337×10^{7}	4.768×10^{7}

(다) 부재력 집계

① 단면력 집계

○ 주요하중 모멘트(×10^6 N・㎜)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0	0	0	0	0	0
5	978	214	218	1,517	548
10	1,469	323	330	2,530	881
15	1,473	327	334	3,013	1,034
20	988	227	232	3,028	1,026
25	5	22	22	2,637	890
30	-1,478	-287	-294	-2,495	-672
35	-3,467	-701	-717	-3,016	-784
40	-5,984	-1,220	-1,247	-4,018	-896
45	-3,227	-645	-659	-2,211	-464
50	-999	-174	-178	-1,449	482
55	724	192	196	2,127	764
60	1,954	453	464	2,999	988
65	2,697	610	624	3,534	1,132
70	2,947	663	677	3,701	1,176

○ 주요하중 전단력($\times 10^3$ N)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL+IM)	피로하중 (Fat)
0	-244	-53	-54	-506	-132
5	-147	-32	-33	-402	-110
10	-50	-11	-12	-308	-88
15	48	10	10	-225	-68
20	147	30	31	288	74
25	247	51	53	373	93
30	347	72	74	460	110
35	449	93	95	546	125
40	558	114	117	632	138
45	-497	-105	-107	-607	-131
50	-395	-84	-86	-530	-120
55	-295	-63	-64	-453	-107
60	-197	-42	-43	-377	-93
65	-100	-21	-21	-305	-79
70	0	0	0	-238	-64

② 현장이음 단면력 집계

○ 주요하중 모멘트(×10^6 N・㎜)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL)	피로하중 (Fat)
12	1,529	337	344	2,780	960
23	458	116	119	2,848	962
34	-3,028	-610	-624	-2,876	-762
46	-2,741	-542	-554	-2,015	-447
56	1,009	253	258	2,325	814
66	2,787	629	643	3,597	1,149

○ 주요하중 전단력(×10^3 N)

절점 위치 (m)	합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중 (LL)	피로하중 (Fat)
12	-11	-3	-3	-273	-80
23	207	43	44	339	86
34	428	89	91	529	122
46	-476	-100	-103	-592	-129
56	-275	-59	-60	-438	-105
66	-80	-17	-17	-291	-76

③ 반력 집계(N)

구 분		합성전 고정하중 (DC1)	합성후 고정하중 (DC2)	합성후 고정하중 (DW)	활하중(LL)	
					max	min
A1	G1	244,204	53,166	54,361	399,367	-91,545
	G2	244,204	53,166	54,361	505,969	-115,980
	G3	244,204	53,166	54,361	505,969	-115,980
	G4	244,204	53,166	54,361	399,367	-91,545
P1	G1	1,163,755	239,644	245,029	781,866	-55,411
	G2	1,163,755	239,644	245,029	990,566	-70,202
	G3	1,163,755	239,644	245,029	990,566	-70,202
	G4	1,163,755	239,644	245,029	781,866	-55,411
P2	G1	1,163,755	239,644	245,029	781,866	-55,411
	G2	1,163,755	239,644	245,029	990,566	-70,202
	G3	1,163,755	239,644	245,029	990,566	-70,202
	G4	1,163,755	239,644	245,029	781,866	-55,411
A2	G1	244,204	53,166	54,361	399,367	-91,545
	G2	244,204	53,166	54,361	505,969	-115,981
	G3	244,204	53,166	54,361	505,969	-115,981
	G4	244,204	53,166	54,361	399,367	-91,545

(7) 설계결과

(가) 단면 검토 결과

① 휨설계

㉮ 휨에 대한 극한한계상태 검토 : 최대 정모멘트 구간

구 분	STA.	단면 구분	Mn(N・㎜)			M_u (N・㎜)	$M_u \leq M_r$
			Eq.6.10.31	$1.3R_hM_y$	결정		
단면-1	70.00	Sec-2	1.686×10^{10}	1.497×10^{10}	1.497×10^{10}	1.158×10^{10}	O.K

㉯ 휨에 대한 극한한계상태 검토 : 최대 부모멘트 구간

구 분	STA.	단면 구분	압축플랜지				인장플랜지			
			F_n (MPa)	F_r (MPa)	F_u (MPa)	$F_u \leq F_r$	F_n (MPa)	F_r (MPa)	F_u (MPa)	$F_u \leq F_r$
단면-2	40.00	Sec-4	372.2	372.2	368.1	O.K	380.0	380.0	357.0	O.K

② 전단 설계

㉮ 복부판 전단강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	C				V_r (N)	V_u (N)
			$\frac{D}{t_W}$	$1.10\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$1.38\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	구분		
단면-1	0.00	Sec-2	150	57.1	71.7	③	8.675×10^5	1.296×10^6
단면-2	40.00	Sec-4	128.6	57.1	71.7	③	1.378×10^6	2.045×10^6

㉯ 보강된 복부판 전단강도 검토

○ 조밀 단면인 경우,

구 분	STA.	단면 구분	M_u (N・㎜)	$0.5\phi_f M_P$ (N・㎜)	판별	R	V_r (N)	V_u (N)
단면-1	0.00	Sec-2	1.158×10^{10}	8.466×10^9	②	0.519	2.498×10^6	1.296×10^6

○ 비조밀 단면인 경우,

구 분	STA.	단면 구분	f_u (MPa)	$0.75\phi_f F_y$ (MPa)	판별	R	V_r (N)	V_u (N)
단면-2	40.00	Sec-4	375.75	285.00	②	0.950	2.190×10^6	2.081×10^6

③ 피로한계상태 검토

㉮ 하중유발피로 검토

구 분	STA.	단면 구분	ΔM_{fat} (N · ㎜)	Δf (MPa)	$\left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$	$\frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$	ΔF_n (MPa)	판별
단면-1	70.00	Sec-2	1.005×10^{9}	29.20	21.02	41.35	41.35	O.K
단면-2	40.00	Sec-4	7.226×10^{8}	12.81	18.36	41.35	41.35	O.K

㉯ 휨 검토

구 분	STA.	단면 구분	$\frac{D}{t_w}$		$0.95\sqrt{\frac{kE}{F_{yw}}}$	f_{cf} (MPa)	F_{yw} (MPa)	$0.9kE\left(\frac{t_w}{D}\right)^2$	판별
단면-1	70.00	Sec-2	150.0	<	158.6	152.86	380.00	-	O.K
단면-2	40.00	Sec-4	128.6	>	125.0	211.56	-	358.05	O.K

㉰ 전단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_{cf} (N)	v_{cf} (MPa)	C	$0.58 \cdot C \cdot F_{yw}$ (MPa)	판별
단면-1	70.00	Sec-2	5.494×10^{5}	25.44	0.277	60.98	O.K
단면-2	40.00	Sec-4	9.956×10^{5}	39.51	0.377	83.00	O.K

④ 사용한계상태 검토

○ 복부판 최대 휨압축응력 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{cw} (MPa)	D_c (㎜)	k	$\frac{0.9E\alpha k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$	F_{yw} (MPa)	판별
단면-1	70.00	Sec-2	160.07	631.9	73.0	748.5	380.0	O.K
단면-2	40.00	Sec-4	278.28	912.3	35.0	488.8	380.0	O.K

○ 압축 및 인장플랜지 응력 검토

구 분	STA.	단면구분	f_{cf} (MPa)	F_{ycf} (MPa)	f_{tf} (MPa)	F_{yft} (MPa)	판별
단면-1	70.00	Sec-2	165.64	361.00	301.97	361.00	O.K
단면-2	40.00	Sec-4	292.82	361.00	284.92	361.00	O.K

⑤ 시공성 검토

○ 복부판 최대 휨압축응력 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{cw} (MPa)	D_c (㎜)	k	$\frac{0.9E\alpha k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$	F_{yw} (MPa)	판별
단면-1	70.00	Sec-2	218.1	944.5	32.7	335.1	380.0	O.K
단면-2	40.00	Sec-4	106.0	912.3	35.0	488.8	380.0	O.K

○ 압축 및 인장플랜지 응력 검토

구 분	STA.	단면구분	f_c (MPa)	F_r (MPa)	f_t (MPa)	F_r (MPa)	판별
단면-1	70.00	Sec-2	223.2	360.7	203.1	380.0	O.K

○ 전단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_u(N)	V_p(N)	C	V_n(N)	V_r(N)	판별
단면-1	70.00	Sec-2	5.445×10^5	4.761×10^6	0.277	1.317×10^6	1.317×10^6	O.K
단면-2	40.00	Sec-4	4.934×10^5	5.554×10^6	0.377	2.092×10^6	2.092×10^6	O.K

⑥ 볼트연결부 설계

- 플랜지 응력 산정

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (MPa)						
			하부			상부			제어
			f	f_y	f/f_y	f	f_y	f/f_y	
SP06	66.00	Sec-2	366.2	380.0	0.964	-207.6	380.0	0.546	하부
SP03	34.00	Sec-3	121.6	380.0	0.320	-126.5	380.0	0.333	상부
SP05	56.00	Sec-1	207.3	380.0	0.546	-87.9	380.0	0.231	하부

구 분	STA.	단면 구분	Negative LL (MPa)						
			하부			상부			제어
			f	f_y	f/f_y	f	f_y	f/f_y	
SP06	66.00	Sec-2	139.4	380.0	0.367	-168.1	380.0	0.442	상부
SP03	34.00	Sec-3	322.1	380.0	0.848	-269.3	380.0	0.709	하부
SP05	56.00	Sec-1	-29.1	380.0	0.077	19.5	380.0	0.051	하부

- 극한한계상태의 최소설계하중

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (MPa)					
			위치	f_{cf}	$\frac{\left(\left\|\frac{f_{cf}}{R_n}\right\|+\alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2}$	$0.75\alpha\phi_f F_{yf}$	F_{cf}	P_{cf} (N)
SP06	66.00	Sec-2	하부	366.2	373.1	285.0	373.1	2.729×10^6
SP03	34.00	Sec-3	상부	-126.5	253.2	285.0	285.0	3.758×10^6
SP05	56.00	Sec-1	하부	207.3	293.7	285.0	293.7	1.952×10^6

구 분	STA.	단면 구분	Negative LL (MPa)					
			위치	f_{cf}	$\frac{\left(\left\|\frac{f_{cf}}{R_n}\right\|+\alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2}$	$0.75\alpha\phi_f F_{yf}$	F_{cf}	P_{cf} (N)
SP06	66.00	Sec-2	상부	-168.1	274.1	285.0	285.0	3.078×10^6
SP03	34.00	Sec-3	하부	322.1	351.0	285.0	351.0	4.774×10^6
SP05	56.00	Sec-1	하부	-29.1	204.5	285.0	285.0	1.895×10^6

○ 하부플랜지 이음부 설계

- 연결판의 항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	P_{cu} (N)	$\phi_y f_y A_g$ (N)	$\phi_u f_u A_n U$ (N)	P_r (N)	판별
SP06	66.00	Sec-2	1.364×10^6	1.870×10^6	1.512×10^6	1.512×10^6	O.K
SP03	34.00	Sec-3	1.879×10^6	2.671×10^6	2.160×10^6	2.160×10^6	O.K
SP05	56.00	Sec-1	9.762×10^5	1.603×10^6	1.296×10^6	1.296×10^6	O.K

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.2.7) : $R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$ - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$0.48 A_b F_{ub} N_s$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP06	66.00	Sec-2	3.078×10^6	4.744×10^5	9	12	O.K
SP03	34.00	Sec-3	4.774×10^6	4.744×10^5	13	20	O.K
SP05	56.00	Sec-1	1.952×10^6	4.744×10^5	6	12	O.K

- 마찰강도 검토(도.(한) 6.13.2.8) : $R_n = K_h K_s N_s P_t$ - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$K_h K_s N_s P_t$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP06	66.00	Sec-2	1.613×10^6	2.120×10^5	8	12	O.K
SP03	34.00	Sec-3	1.873×10^6	2.120×10^5	9	20	O.K
SP05	56.00	Sec-1	5.705×10^5	2.120×10^5	3	12	O.K

○ 상부플랜지 이음부 설계

- 연결판의 항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	P_{cu} (N)	$\phi_y f_y A_g$ (N)	$\phi_u f_u A_n U$ (N)	P_r (N)	판별
SP06	66.00	Sec-2	1.539×10^6	2.022×10^6	1.600×10^6	1.600×10^6	O.K
SP03	34.00	Sec-3	2.387×10^6	3.285×10^6	2.600×10^6	2.600×10^6	O.K
SP05	56.00	Sec-1	9.474×10^5	1.516×10^6	1.200×10^6	1.200×10^6	O.K

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.2.7) : $R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$ - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$0.48 A_b F_{ub} N_s$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP06	66.00	Sec-2	3.078×10^6	4.744×10^5	9	12	O.K
SP03	34.00	Sec-3	4.774×10^6	4.744×10^5	13	20	O.K
SP05	56.00	Sec-1	2.565×10^6	4.744×10^5	7	12	O.K

- 마찰강도 검토(도.(한) 6.13.2.8) : $R_n = K_h K_s N_s P_t$ - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	설계하중 (N)	$K_h K_s N_s P_t$ (N)	$Bolt_{req}$ (EA)	$Bolt_{use}$ (EA)	판별
SP06	66.00	Sec-2	1.613×10^6	2.120×10^5	8	12	O.K
SP03	34.00	Sec-3	1.873×10^6	2.120×10^5	9	20	O.K
SP05	56.00	Sec-1	5.705×10^5	2.120×10^5	3	12	O.K

○ 복부 이음부 설계

- 복부판 작용모멘트 및 수평력 산정(도.(한) 6.13.6.1(4)②)

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL					
			F_{cf} (MPa)	f_{cf} (MPa)	M_{uw} (N・㎜)	M_{uv} (N・㎜)	M_{total} (N・㎜)	H_{uw} (N)
SP06	66.00	Sec-2	373.1	366.2	1.894×10^{9}	5.821×10^{7}	1.953×10^{9}	1.745×10^{6}
SP03	34.00	Sec-3	285.0	121.6	1.884×10^{9}	1.101×10^{8}	1.994×10^{9}	1.238×10^{5}
SP05	56.00	Sec-1	293.7	207.3	1.355×10^{9}	6.582×10^{7}	1.421×10^{9}	1.827×10^{6}

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.6.1.4) - 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (N)						판별
			P_V	P_H	P_{MV}	P_{MH}	P_r	R_u	
SP06	66.00	Sec-2	15,839	41,540	8,395	167,905	210,842	379,524	O.K
SP03	34.00	Sec-3	29,961	-2,947	8,574	171,475	172,877	379,524	O.K
SP05	56.00	Sec-1	17,910	43,497	6,108	122,169	167,398	379,524	O.K

- 전단강도 검토(도.(한) 6.13.6.1.4) - 사용한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL (N)						판별
			P_V	P_H	P_{MV}	P_{MH}	P_r	R_u	
SP06	66.00	Sec-2	7,755	32,300	8,395	167,905	200,855	212,000	O.K
SP03	34.00	Sec-3	27,267	-3,214	8,574	171,475	172,036	212,000	O.K
SP05	56.00	Sec-1	10,219	23,310	6,108	122,169	146,393	212,000	O.K

- 연결판의 전단항복 및 파단 검토

구 분	STA.	단면 구분	V_{uw} (N)	전단항복 검토		단면 파단 검토	
				$\varnothing_v \times 0.58 \times A_g \times F_y$	판별	$\varnothing_{bs} \times 0.58 \times F_u \times A_{vn}$	판별
SP06	66.00	Sec-2	665,247	9.874×10^6	O.K	6.983×10^6	O.K
SP03	34.00	Sec-3	1.258×10^6	9.874×10^6	O.K	6.983×10^6	O.K
SP05	56.00	Sec-1	752,206	9.874×10^6	O.K	6.983×10^6	O.K

- 블록전단파괴검토(도.(한) 6.13.4)

구 분	STA.	단면 구분	A_{tn} (㎟)		$0.58A_{vn}$ (㎟)	R_r (N)	V_{uw} (N)	판별
SP06	66.00	Sec-2	1,225	<	8,425	3.902×10^6	665,247	O.K
SP03	34.00	Sec-3	1,225	<	8,425	3.902×10^6	1.258×10^6	O.K
SP05	56.00	Sec-1	1,365	<	8,425	3.944×10^6	752,206	O.K

- 이음판의 휨항복 및 영구처짐 검토

구 분	STA.	단면 구분	Positive LL			Negative LL			판별
			M_{total} (N·㎜)	H_{uw} (N)	f (MPa)	M_{total} (N·㎜)	H_{uw} (N)	f (MPa)	
SP06	66.00	Sec-2	1.953×10^9	1.745×10^6	202.4	2.095×10^9	-634,947	161.2	O.K
SP03	34.00	Sec-3	1.994×10^9	-123,778	164.2	2.198×10^9	621,385	197.9	O.K
SP05	56.00	Sec-1	1.421×10^9	1.827×10^6	159.7	3.695×10^8	5.144×10^6	145.7	O.K

- 지압강도 검토(도.(한) 6.13.2.9) : 극한한계상태 검토

구 분	STA.	단면 구분	순간격 (㎜)	순연단거리 (㎜)	적용	R_r (N)	설계하중 (N)	판별
SP06	66.00	Sec-2	50.0	37.5	2d 이하	216,000	210,842	O.K
SP03	34.00	Sec-3	50.0	37.5	2d 이하	216,000	190,214	O.K
SP05	56.00	Sec-1	50.0	47.5	2d 이상	273,600	245,816	O.K

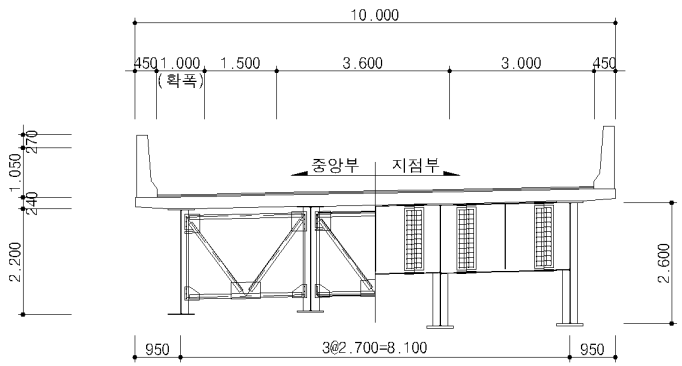
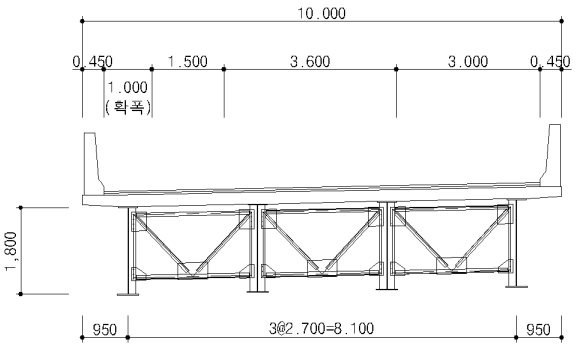
나. 설계 결과 비교

(1) 플레이트 거더교 상부구조

(가) 비교대상 교량의 제원

기 설계된 안동분기점 Ramp-B2 교량과 시험설계에 적용한 교량의 개요는 아래의 표와 같다.

► 비교대상 교량의 제원

구 분	Ramp-B2교	시험설계 교량
형 식	플레이트거더교	플레이트거더교
연 장	40 + 60 + 40 = 140 m	40 + 60 + 40 = 140 m
폭 원	10.0 m	10.0 m
형 고	2.2 ~ 2.6 m	1.8 m
표준횡단면	Ramp-B2 	
	시험설계 교량 	

(나) 설계안전도 비교

허용응력설계법으로 설계된 기존 교량의 경우 설계안전도는 최대 휨응력비(작용응력/허용응력)를 사용하여 나타내었으며, 시험설계 교량의 경우 강도로 계산되는 정모멘트 구간은 최대 휨강도비(설계강도/저항강도)로, 응력으로 계산되는 부모멘트 구간은 최대 휨응력비(작용응력/항복응력)를 사용하여 나타내었다. 시험설계 교량의 경우 기존 교량에 비해 단면을 줄여 계산하여 설계안전도가 1에 가까운 값을 보임을 알 수 있다.

► 설계안전도 비교

구 분	Ramp-B2교		시험설계 교량	
정모멘트 구간	상연	0.452/1.2=0.377	1.158×1010 / 1.497×1010 = 0.773	
	하연	0.731/1.2=0.609		
부모멘트 구간	상연	0.844/1.2=0.703	인장플랜지(상연)	356.4/380.0=0.938
	하연	0.890/1.2=0.742	압축플랜지(하연)	367.9/372.1=0.989

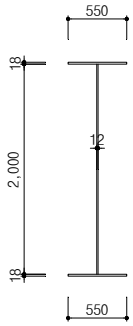
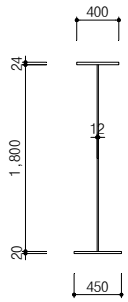
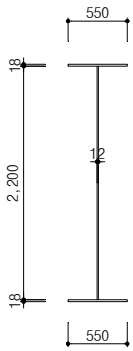
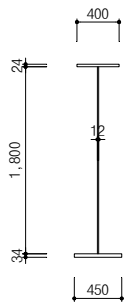
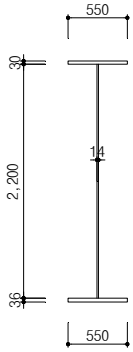
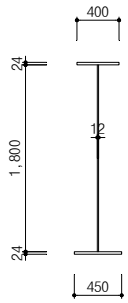
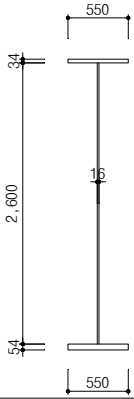
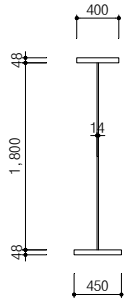
(다) 강재량 비교

기존 교량은 설계도서에 제공된 강재재료표를 바탕으로 전체 강재중량을 활용하였다. 각각의 교량의 형식이 다르기 때문에 강재중량의 비교를 위해 상부면적에 따른 강재중량을 비교하였다. 기존 교량의 경우 안전율이 조금 더 확보되었음을 감안하여도 시험설계 교량의 경우 부부재의 감소와 단면의 최적화로 인해 단위면적당 강재중량이 감소하였음을 알 수 있다. 또한, 단면 제원을 비교하였을 경우 기존 교량은 단면의 형고가 H=2.0~2.6 m로 더 높은 변단면이며 상하부 플랜지 길이와 복부 두께 및 플랜지 두께 등에서 단면의 변화가 있으며 이러한 주거더의 단면의 최소화로 인한 물량절감 효과를 알 수 있다.

► 강재량 비교

구 분	Ramp-B2교	시험설계 교량
전체 강재중량 (tonf)	343.10	258.67
상부면적(㎡)	160×10=1,600	160×10=1,600
단위면적당 강재중량 (kg/㎡)	214.43	161.67

► 위치별 단면 제원 비교

구 분	Ramp-B2교	시험설계 교량
Sec-1		
Sec-2		
Sec-3		
Sec-4		

4. 결론

○ 한계상태설계법(안)으로 설계를 수행할 경우 단면의 결정시 단면비 규정에 제한사항이 있어 강도에 의한 단면 결정보다는 단면비에 의해 단면이 결정되는 경우가 발생한다.

○ 또한 종방향 보강재, 수평보강재, 수직보강재 등 각종 보강재를 생략하거나 줄일 수 있어 단면의 구성을 단순하게 만들 수 있다. 브레이싱이나 K-frame의 경우 기성 제품인 L형강, T형강 등의 부재 적용이 가능하여 용접량이 획기적으로 감소시킬 수 있다.

○ 주부재의 경우 단면비에 의해 부재 두께 등이 증가할 수 있으나, 보강재의 생략을 통해 강재중량을 감소시킬 수 있고, 용접량이 감소하므로 제작단가를 낮추고 공기를 줄일 수 있어 경제적인 설계가 가능하다.

○ 다만, 기존 강합성교량에서 폐합단면으로 인해 활용도가 낮았던 브레이싱 부재의 활용이 많이 발생하면서, 브레이싱 부재에 대한 거동을 반영하여 설계 단면력을 산정하는 해석기법이나 계산식이 명확하게 제시되지 않고 있으며 계속 연구중에 있어 설계자의 정확한 판단을 요구하고 있다.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법) “강교”편에서는 기존 허용응력설계법과 달리 하중-저항계수 설계법을 바탕으로 설계를 수행한다. 강합성단면이 소성모멘트에 도달하기 이전에 콘크리트 바닥판이 미리 파손되지 않고 강재거더의 부재에서 시작되는 연성파괴를 유도하여 충분한 여용성을 갖도록 규정하고 있다. 특히 강교 설계 시 처음 단면을 가정할 경우, 이전 강교 설계에서 사용하던 강박스거더가 아닌 개구제형단면을 사용하여 설계를 수행하므로 익숙하지 않을 수 있으나 (도.(한) 6.11.1.1)에 제시되어 있는 단면 제한 사항에 유의하여 단면을 가정하여 설계를 수행하여야 한다.

제 3 절 콘크리트교 및 하부구조 형식별 한계상태설계법 적용을 위한 기술개발

1. 도로교설계기준(한계상태설계법) 설계기준 분석

○ 본 절에서는 도로교설계기준(한계상태설계법)(이하 도로교설계기준)의 주요내용을 분석하고 기준상의 의문점 등을 질의하고 자문한 내용을 정리하였다.

○ 기존의 설계기준(도로교설계기준, 2010)은 콘크리트 구조는 강도설계법을 적용하고 강교의 경우는 허용응력설계법을 적용한데 비하여 도로교설계기준(한계상태설계법)은 전면적으로 한계상태설계법을 적용하여 기준상에 완전한 변화가 생겼으며 하중의 경우에도 국내 연구진의 연구결과를 반영한 KL510 모델을 적용하는 등 많은 변화가 있고 하중조합의 경우에도 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태, 극단상황한계상태의 4가지 한계상태로 구분하여 설계하도록 규정되어 있다.
또한 설계기준이 제정되고 분석된 바가 없어 오탈자 확인 및 기준에 대한 이해가 필요하다. 따라서, 도로교설계기준의 내용을 분석하고 기준에 대한 의문사항을 자문위원의 자문을 받아 정리한 사항을 본 장에 수록하였다.

가. 도로교설계기준 구성 체계

○ 새로운 도로교설계기준(한계상태설계법)은 총 9장으로 구성되어 있고 제1장과 제2장은 총칙 및 설계개요이며 제3장은 하중편으로 개별 하중 및 한계상태에 따른 하중조합에 대하여 기술하고 있다. 각 형식별로 분리되어 있던 구조해석을 기존 도로교설계기준과 달리 제4장에 한 장에 묶어서 정리하였으며 제5장은 콘크리트교, 제6장은 강교편이고 제7장은 하부구조의 설계를 다루고 있다. 내진설계의 연성도설계법이 부록에 있던 것을 제8장 내진설계편에 합본하였고 제9장에 신축이음, 받침 및 방호울타리편이 추가되었다.
제3장 하중과 제6장 강교 및 제7장 하부구조편은 AASHTO LRFD 규정을 따라서 적용하였고 제5장 콘크리트교편은 Eurocode 2의 기준을 준용하여 적용하였으며 그간의 국내 연구진의 연구 결과가 도로교설계기준에 차량활하중(KL510), 콘크리트 극한변형율($\varepsilon cu = 0.0033$) 등에 반영되었다.
다음의 <표 3.3.1>에 각 장별 주요내용을 정리하였다.

<표 3.3.1> 도로교설계기준 구성 체계

구 분	세 부 내 용
제1장 총칙	적용범위, 정의, 설계원칙, 교량의 등급, 품질보증 요건, 설계도에 기재할 사항, 기록
제2장 설계개요	적용범위, 용어정의, 위치선정, 지반조사, 설계목적, 수문 및 수리
제3장 하중	적용범위, 용어의 정의, 기호, 하중의 종류와 하중조합, 고정하중, 활하중, 충격하중, 프리스트레스힘, 콘크리트의 크리프, 콘크리트의 건조수축, 토압, 정수압, 유슈압, 부력, 파압, 풍하중, 온도변화, 지진의 영향, 설하중, 지반변동 및 지점이동의 영향, 원심하중 및 제동하중, 가설시하중, 차량충돌하중, 선박충돌하중, 마찰력
제4장 구조해석	적용범위, 용어정의, 기호, 구조해석법, 수학적모델, 정적해석, 동적해석, 실험에 의한 해석
제5장 콘크리트교	일반사항, 설계원칙, 재료, 구조해석, 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태, 내구성 및 피복두께, 철근상세, 부재상세, 구조형식에 따른 추가 규정
제6장 강교	적용범위, 용어정의, 기호, 재료, 한계상태, 피로 및 파단, 부재에 관한 일반사항, 인장부재, 압축부재, 휨을 받는 I형 단면, 휨의 받는 박스거더 단면, 기타 휨부재, 연결
제7장 하부구조	개요, 용어정의, 기호, 흙 물성값의 결정, 한계상태와 저항계수, 확대기초, 항타말뚝, 현장타설말뚝, 교대와 재래식 옹벽, 교각, 비중력식 캔틸레버 벽체, 앵커설치옹벽
제8장 내진설계	일반사항, 내진설계의 기본방침, 설계일반사항, 해석 및 설계에 대한 규정, 해석방법, 기초 및 교대의 내진설계, 강교설계, 콘크리트 설계, 지진격리교량의 설계
제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리	적용범위, 용어정의, 기호, 신축이음, 받침, 적층고무형 지진격리받침

나. 하중(제3장)

(1) 한계상태별 하중조합 및 적용방법 검토

(가) 한계상태 정의

<표 3.3.2> 각 한계상태의 정의

한계상태	정 의
사용한계상태	• 정상적인 사용조건 하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한
피로한계상태	• 피로한계상태는 기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 설계피로트럭에 의한 응력범위를 제한
극한한계상태	• 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보
극단상황한계상태	• 지진 또는 홍수 발생시, 또는 세굴된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시에 교량의 구조적 잔존을 확보

(나) 사용한계상태 하중조합 정의

<표 3.3.3> 사용한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
사용한계 상태조합 I	• 교량의 일상적인 사용상태에서의 하중조건을 검토 • 감소된 풍하중과 주요 하중의 공칭값들을 동시에 고려 • 철근콘크리트 구조물에서의 균열폭 제어 • 사면의 안정성 조사
사용한계 상태조합 II	• 차량하중에 의한 강구조물의 항복과 마찰이음부의 미끄러짐검토
사용한계 상태조합 III	• 프리스트레스 강재가 배치된 상부구조의 균열폭과 인장응력 검토
사용한계 상태조합IV	• 연직 활하중 대신 수평 풍하중 고려 • 프리스트레스 강재가 배치된 하부구조 사용성 검증에 적용

(다) 피로한계상태 하중조합 정의

<표 3.3.4> 피로한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
피로한계 상태조합	• 피로설계트럭하중을 이용하여 반복적인 차량하중과 동적응답에 의한 피로파괴를 검토

(라) 극한한계상태 하중조합 정의

<표 3.3.5> 극한한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극한한계 상태조합Ⅰ	• 일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합, 풍하중은 미고려
극한한계 상태조합Ⅱ	• 발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합, 풍하중은 미고려
극한한계 상태조합Ⅲ	• 풍속 90 km/hr(25 m/sec)를 초과하는 풍하중을 고려하는 하중조합
극한한계 상태조합Ⅳ	• 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합
극한한계 상태조합Ⅴ	• 90 km/hr의 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합

(마) 극단상황한계상태 하중조합 정의

<표 3.3.6> 극단상황한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극단상황한계 상태조합Ⅰ	• 지진하중을 고려하는 하중조합
극단상황한계 상태조합Ⅱ	• 빙하중, 선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합 • 차량충돌하중 CT의 일부분인 활하중은 제외

(바) 한계상태별 하중조합 정의 및 하중조합 계수

<표 3.3.7> 한계상태별 하중조합 정의 및 하중조합 계수

하중조합 한계상태	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	이 하중들은 한번에 한가지만 고려			
										EQ	IC	CT	CV
극한한계상태조합 Ⅰ	γ_p	1.80	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극한한계상태조합 Ⅱ	γ_p	1.40	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극한한계상태조합 Ⅲ	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극한한계상태조합 Ⅳ EH,EV,ES,DW,DC만 고려	γ_p (1.50)	-	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	-	-	-	-	-	
극한한계상태조합 Ⅴ	γ_p	1.40	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극단상황한계상태조합 Ⅰ	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
극단상황한계상태조합 Ⅱ	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
사용한계상태조합 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용한계상태조합 Ⅱ	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	-	-	-	-	-	-
사용한계상태조합 Ⅲ	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용한계상태조합 Ⅳ	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/ 1.20	-	1.00	-	-	-	-
피로한계상태조합 LL,IM & CE만 고려	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(사) γ_p 에 관한 하중조합계수

<표 3.3.8> γ_p 에 관한 하중조합계수

하중의 종류	하중계수	
	최 대	최 소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25	0.90
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65
EH : 수평토압		
• 주동	1.50	0.90
• 정지	1.35	0.90
EL : 고정된 구조물 응력	1.00	1.00
EV : 수직토압		
• 구조안정	1.00	N/A
• 옹벽	1.35	1.00
• 강성 매설구조	1.30	0.90
• 강성 뼈대구조	1.35	0.90
• 강박스암거이외의 연성 매설구조	1.95	0.90
• 연성 강박스암거	1.50	0.90
EL : 상재토하중	1.50	0.75

○ 상부구조에 영향이 큰 하중조합

- 극한한계상태 Ⅰ : 1.25DC + 1.50W + 1.80 (LL+IM) + 1.20 (TU+CR+SH)
- 극한한계상태 Ⅳ : 1.50DC + 1.50DW
- 극단상황한계상태 Ⅰ : 1.25DC + 1.50DW + 1.00EQ
- 사용한계상태 Ⅰ : 1.00 (DC+DW) + 1.0 (LL+IM) + 0.30WS + 1.00 (TU+CR+SH)

○ 프리스트레스 콘크리트 부재의 인장응력 검토

- 사용한계상태 Ⅲ : 1.00DC + 1.00DW + 0.80 (LL+IM) + 1.00 (TU+CR+SH)

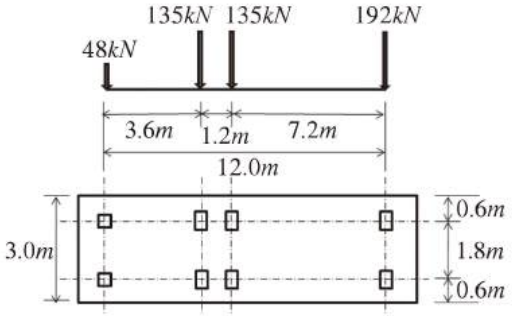
○ 하부구조 설계 시 가설현황 조건에 따라 수압 및 풍하중 효과 등의 영향을 고려하기 위해서 극한한계상태조합 Ⅲ 조합 추가

○ 하부기초의 활동, 지지력 및 교각 기둥의 안전성 검토시에 상시하중 효과에 대한 최대·최소 하중계수를 모두 적용하여 구조물에 보다 불리한 조건을 발생할 수 있는 경우에 대해서 검토

(2) 활하중

(가) 표준트럭하중 “KL-510″ 모델

○ 하중들은 설계차로내에서 횡방향으로 3,000 mm의 폭을 점유하는 것으로 가정한다



<그림 3.3.1> 표준트럭하중

(나) 표준 차로하중

○ 표준트럭하중은 종방향으로는 차로당 1대를 원칙으로 하고, 횡방향으로는 재하 가능한 대수를 재하하되 동시재하계수를 고려하여 설계부재에 최대응력이 일어나도록 재하한다. 횡방향으로는 3,000 mm의 폭으로 균등하게 분포되어있다. 표준차로하중의 영향에는 충격하중을 적용하지 않는다.

<표 3.3.9> 표준차로하중

L ≤ 60 m	W = 12.7(kN/m)
L > 60 m	$W = 12.7 \times (\frac{60}{L})0.18(kN/m)$

L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

(다) 활하중의 재하방법

○ 표준트럭하중 영향과 표준트럭하중의 75 %와 표준차로하중의 영향의 합 중 큰 값

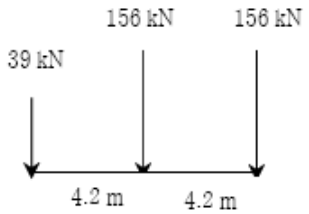
(라) 동시재하계수(비교)

<표 3.3.10> 다차로재하계수

재하차로 수	도로교설계기준 (한계상태설계법)	도로교설계기준 (2010)	AASHTO LRFD	CSA
1	1.00	1.00	1.20	1.0
2	0.90		1.00	0.9
3	0.80	0.90	0.85	0.8
4	0.70	0.75	0.65	0.7
5 이상	0.65			0.6

(3) 피로하중

(가) 세 개의 축으로 구성되는 총중량 351kN의 트럭하중



<그림 3.3.2> 피로설계트럭하중

(나) 피로하중의 빈도

○ 단일차로 일평균트럭교통량(ADDTSL)을 사용

○ 교량의 모든 부재에 적용하며 통행차량수가 적은 차로에도 적용

○ 단일차로의 일평균트럭교통량에 대한 확실한 정보가 없을 때는 아래의 차로당 통행비율을 적용하여 산정

○ ADTTSL = p × ADTT

여기서,

ADTT = 한 방향 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

ADTTSL = 한 방향 한 차로의 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

p = 한 차로에서의 트럭교통량 비율

<표 3.3.11> 트럭이 통항가능한 차로수 비율

트럭이 통행가능한 차로수	p
1차로	1.00
2차로	0.85
3차로 이상	0.80

ADTT를 추정 = 일평균통행량(ADT) × 트럭통행 비율

<표 3.3.12> 전체 교통량 중 트럭교통량 비율

도로 등급	전체교통량 중 트럭교통량 비율
지방 고속도로	0.20
도시 고속도로	0.15
지방 일반도로	0.15
도시 일반도로	0.10

○ 근사적 하중 분배로 해석하는 경우 한 차선의 분배계수를 사용

(4) 보도하중

○ 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우에 보도 등에는 5×10^{-3} MPa의 보도하중이 설계차량활하중과 동시에 적용

○ 주거더를 설계하는 경우에 보도 등에는 등분포하중을 재하

○ 보도나 보행자 또는 자전거용 교량에서 유지관리용 또는 이에 부수되는 차량통행이 예상되는 경우 이 하중은 설계에 고려. 이 차량에 대해 충격하중은 고려하지 않는다.

(5) 충격계수 : IM

○ 정적 하중에 적용시켜야 할 충격하중계수 : (1+IM/100)

○ 충격하중은 보도하중이나 표준차로하중에는 적용되지 않는다.

<표 3.3.13> 충격하중계수

성 분		IM(1+IM/100)
모든 바닥판 연결부 한계 상태		70 %
모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25 %
	피로한계상태	15 %

(6) 풍하중 : WL, WS

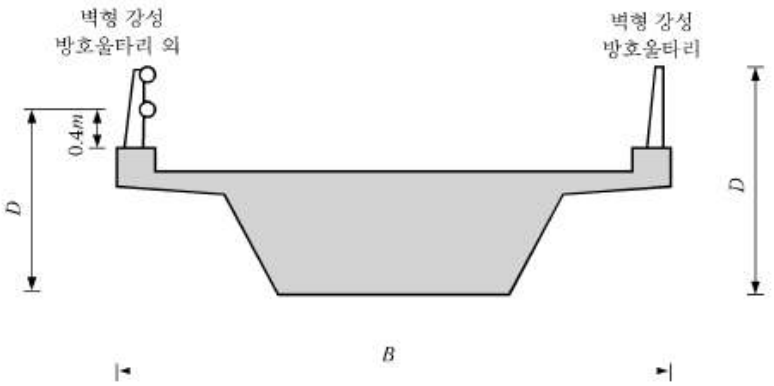
- 일반 중소지간 교량의 설계 풍압 : 박스거더교, 플레이트거더교, 슬래브교

<표 3.3.14> 거더교의 풍압(kPa)

단면형상	풍압(kPa)
1 ≤ B/D < 8	4.0 - 0.2(B/D)
8 ≤ B/D	2.4

B = 교량 총폭(m)

D = 교량 총높이(m)



<그림 3.3.3>교량 총폭 B와 총높이 D

○ 하부구조에 작용하는 풍압

- 동시에 2방향으로 작용하지 않는 것으로 한다.
- 식을 적용할 경우에 항력계수로 원형 및 트랙형 단면의 경우에 0.6, 각형 단면의 경우에 1.2를 사용

○ 기타 교량 부재에 작용하는 풍압(kPa)

<표 3.3.15> 기타 교량 부재에 작용하는 풍압(kPa)

단면형상	풍상측 부재	풍하측 부재
원 형	1.5	1.5
각 형	3.0	1.5

$$P = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_d G_r \qquad f_1 > 1Hz$$

$$P = \frac{1}{2}\rho V_D^2 C_d G_f \qquad f_1 \le 1Hz$$

(7) 온도변화 : TU

○ 온도범위

<표 3.3.16> 온도의 범위

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

○ 가설 기준온도는 20 ℃로 가정

○ 강재의 경우 온도 승강폭 ±30 ℃ 적용

○ 콘크리트의 경우 온도 승강폭 ±15 ℃ 적용

○ 설계 시 적용 선팽창계수

강재 : 1.2×10-5, 콘크리트 : 1.0×10-5, 합성거더 : 1.2×10-5

(8) 기타하중(선박충돌하중)

○ AASHTO LRFD 설계기준을 인용하여 도로교설계기준에 추가

다. 구조해석(제4장)

(1) 해석방법

○ 탄성 해석 원칙
○ 연속보 상부구조물에서는 하중효과에 대한 비탄성해석이나 부모멘트의 재분배 가능
○ 비탄성 거동을 하는 압축 부재와 극한 한계상태에 대한 비탄성 해석법을 규정
○ 다양한 상부구조형식에 대하여 단순 수계산에 의하여 활하중에 대한 설계모멘트 및 설계전단력 등의 하중효과를 평가할 수 있는 근사적 해석방법을 제시

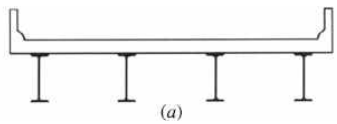
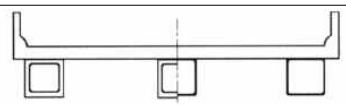
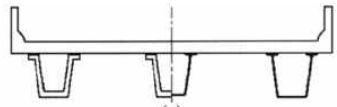
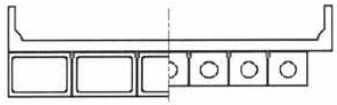
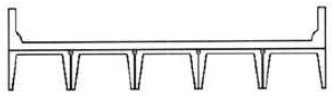
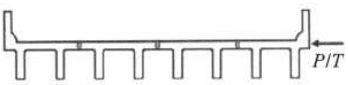
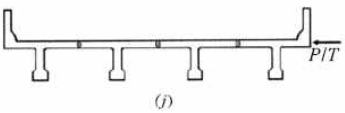
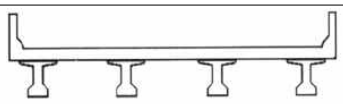
(2) 보-슬래브 교량의 근사적 해석방법

○ 적용
- 일차로 하중
- 각 차로마다 근사적으로 동일한 하중영향을 나타내는 다차로 활하중
- 지렛대 법칙에 의한 하중 분배법에서는 다차로 재하계수를 사용할 수 있으나, 근사적 해석법의 경우는 다차로 재하계수가 이미 반영되어 있기 때문에 다차로 재하계수를 중복 적용할 필요가 없다.

○ 조건(거더, 보, 세로보의 활하중 분배)
- 바닥판의 폭은 일정하다.
- 다른 규정이 없는 한, 네 개 이상의 보가 있다.
- 보는 평행하며 거의 동일한 강성을 갖는다.
- 차도의 내민부분은 910 mm를 초과하지 않는다.
- 면내 곡률은 도로교설계기준(한계상태설계법)4.6.1.2의 한계값보다 작다.
- 단면이 표 3.3.17에 보이는 단면중의 하나와 부합된다.

(가) 상부구조 형식

<표 3.3.17> 근사해석 적용 상부구조 형식

바닥판 지지 유형	바닥판 형태	전형적인 단면 형상
강재 거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 슬래브, 강재격자	 (a)
폐단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브	 (b)
개단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 바닥판 슬래브	 (c)
현장 타설 콘크리트 다중박스거더	일체로 시공된 콘크리트	 (d)
현장 타설 콘크리트 T형 거더	일체로 시공된 콘크리트	 (e)
전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (f)
포스트 텐션 또는 그 외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리 캐스트 콘크리트 박스거더	지지 단면 상부 콘크리트	 (g)
전단 키가 있는 ㄷ형 프리캐스트 콘크리트	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (h)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 더블 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (i)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (j)
I 형 또는 역 T형 프리캐스트 콘크리트	현장 타설 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트	 (k)

(나) 휨 모멘트 분배계수

① 콘크리트 바닥판을 지지하는 내측거더

<표 3.3.18> 내측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로당 활하중 분배계수

보의 형태	표 4.6.3 의 적용 단면	분배 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판, 완전채움 격자 또는 부분채움 격자 바닥판을 지지하는 강재 보 또는 T형 및 더블 T 형 단면 콘크리트 거더	a, e, k, i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우	한개 설계차로 재하: $0.83\left(0.06+(\frac{S}{4300})^{0.4}\times(\frac{S}{L})^{0.3}(\frac{K_g}{Lt_s^3})^{0.1}\right)$ 두개 이상 설계차로 재하: $0.9\left(0.075+(\frac{S}{2900})^{0.6}\times(\frac{S}{L})^{0.2}(\frac{K_g}{Lt_s^3})^{0.1}\right)$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73000$ $N_b \ge 4$ $4\times10^9 \le K_g \le 3\times10^{12}$
		N_b=3을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값	$N_b = 3$
현장타설 콘크리트 다중박스	d	한개 설계차로 재하: $0.83\left((1.75+\frac{S}{1100})\times(\frac{300}{L})^{0.35}(\frac{1}{N_c})^{0.45}\right)$ 두개 이상 설계차로 재하: $0.9\left((\frac{13}{N_c})^{0.3}\times(\frac{S}{430})(\frac{1}{L})^{0.25}\right)$	$2100 \le S \le 4000$ $18000 \le L \le 73000$ $N_c \ge 3$ 만약 $N_c > 8$ 이면 $N_c = 8$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	한개 설계 차로 재하: $0.83\left((\frac{S}{910})^{0.35}(\frac{Sd}{L^2})^{0.25}\right)$ 두개 이상 설계 차로 재하: $0.9\left((\frac{S}{1900})^{0.6}(\frac{Sd}{L^2})^{0.125}\right)$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		지렛대 법칙 사용	S > 5500
다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 거더	f	한개 설계 차로 재하: $0.83\left(k(\frac{b}{2.8L})^{0.5}(\frac{I}{J})^{0.25}\right)$ 여기서, $k=2.5(N_b)^{-0.2} \ge 1.5$ 두개 이상 설계 차로 재하: $0.9k(\frac{b}{7600})^{0.6}(\frac{b}{L})^{0.2}(\frac{I}{J})^{0.06}$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37000$ $5 \le N_b \le 20$
	g 일체로 거동하도록 상호 연결된 경우		
	h	재하 차로수에 무관하게 적용 : S/D 여기서, $C=K(W/L) \le K$ $C \le 5$ 일 때 $D=300[11.5-N_L+1.4N_L(1-0.2C)^2]$ $C>5$ 일 때 $D=300(11.5-N_L)$ $K=\sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$	$Skew \le 45^\circ$ $N_L \le 6$
	g, i, j 접합면에서 상대 수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우		

<table>
<tr><th>보의 형태</th><th>표 4.6.3 의 적용 단면</th><th>분배 계수</th><th>적용 범위</th></tr>
<tr><td></td><td></td><td>기본설계 시 사용할 수 있는 K 값 :
<table>
<tr><th>보 형태</th><th>K</th></tr>
<tr><td>중실 직사각형 보</td><td>0.7</td></tr>
<tr><td>중공 직사각형 보</td><td>0.8</td></tr>
<tr><td>박스거더</td><td>1.0</td></tr>
<tr><td>ㄷ형 보</td><td>2.2</td></tr>
<tr><td>T 형 보</td><td>2.0</td></tr>
<tr><td>더블 T형 보</td><td>2.0</td></tr>
</table></td><td></td></tr>
<tr><td>강격자 바닥판을 지지하는 강재 거더</td><td>a</td><td>한개 설계차로 재하:
t_g〈100 mm 시 $S/2760$
$t_g \geq 100$ mm 시 $S/3660$

두개 이상 설계차로 재하:
t_g〈100 mm 시 $3S/8000$
$t_g \geq 100$ mm 시 $9S/30500$</td><td>$S \leq 1800$ mm

$S \leq 3200$ mm</td></tr>
<tr><td>콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 강박스거더</td><td>b, c</td><td>재하차로수에 관계없이 적용:
$0.05+0.85\frac{N_L}{N_b}+\frac{0.425}{N_L}$</td><td>$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$</td></tr>
</table>

② 사교의 모멘트 분배계수 감소

○ 인접지간 지지부의 사각 차이가 10° 미만인 사교에서는 보의 휨 모멘트를 다음 표와 같이 감소

<표 3.3.19> 인접지간 지지부 휨 모멘트 계산을 위한 사교의 모멘트 분배계수 감소

상부 구조의 형태	표 4.6.3의 적용 단면	감소 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재 거더 또는 T형 및 더블 T 형 단면 콘크리트 거더	a, e, k i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우	$1-c_1(\tan\theta)^{1.5}$ $c_1=0.25(\frac{K_g}{Lt_s^3})^{0.25}\times(\frac{S}{L})^{0.5}$ 만약$\theta<30^o$이면 $c_1=0.0$ 만약$\theta>60^o$이면 $\theta=60^o$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일런의 콘크리트 박스거더, 다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	b, c, d, f, g	$1.05-0.25\times\tan\theta \leq 1.0$ 만약$\theta>60^o$이면 $\theta=60^o$를 사용	$0 \leq \theta \leq 60^\circ$

③ 외측거더 모멘트 분배계수

○ 격벽이나 수직 브레이싱이 있는 보-슬래브 교량 단면에 대한 외측거더의 분배계수는 단면을 강체로 가정하여 유도된 아래 식의 값과 비교하여 큰 값을 취한다.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}\sum_{N_b}^{N_L} e}{\sum x^2}$$

<표 3.3.20> 외측거더 차로 당 활하중 분배

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 설계 차로 재하	두개 이상 설계 차로 재하	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k i,j (일체로 거동하게 서로 연결된 경우)	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			N_b=3을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값	$N_b = 3$
콘크리트 다중박스거더, 박스 단면	d	$g = \frac{W_e}{5160}$	$g = \frac{9W_e}{43000}$	$W_e \le S$
		혹은 4.6.3.1에 규정된 전체폭 설계에 대한 조항		
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \le d_e \le 1400$ $1800 < S \le 5500$
			지렛대 법칙	$S > 5500$
다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$g = 0.83eg_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{9100}$ ≥ 1.0	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600}$ ≥ 1.0	$d_e \le 600$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
	i, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우			
강 격자 바닥판을 지지하는 강재거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 박스거더	b, c	표 4.6.4 규정 적용		

(다) 전단력 분배계수

① 내측거더

<표 3.3.21> 내측거더 전단력 계산을 위한 차로 당 활하중 분배

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 설계 차로 재하	두개 이상 설계 차로 재하	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k	$0.83\left(0.36+\frac{S}{7600}\right)$	$0.9\left(0.2+\frac{S}{3600}-\left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}\right)$	$1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73000$ $110 \le t_s \le 300$ $N_b \ge 4$
	i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우	지렛대 법칙	지렛대 법칙	$N_b = 3$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	$0.83\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$0.9\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \le S \le 4000$ $6000 \le L \le 73000$ $890 \le d \le 2800$ $N_c \ge 3$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	$0.83\left(\frac{S}{3050}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$0.9\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.8}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		지렛대 법칙	지렛대 법칙	S 〉 5500
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$0.58\left(\frac{b}{L}\right)^{0.15}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$0.9\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4}\left(\frac{b}{L}\right)^{0.1}\times\left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}\left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \ge 1.0$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37000$ $5 \le N_b \le 20$ $1.0\times10^{10} \le J \le 2.5\times10^{11}$ $1.7\times10^{10} \le I \le 2.5\times10^{11}$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
	I, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우			
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재 다중 박스거더	b, c	표 4.6.4의 규정 적용		

② 외측거더

○ 표에 포함되어있지 않은 경우에는 외측거더에 대한 활하중 분배를 결정하기 위하여 지렛대 법칙을 이용한다.

○ 격벽이나 수직 브레이싱(cross frames)이 있는 보-슬래브 교량 단면에 대한 외측거더의 전단력 분배계수는 단면을 강체로 가정하여 유도된 식의 값과 비교하여 큰 값을 취한다.

<표 3.3.22> 외측거더 전단력 계산을 위한 차로 당 활하중 분배

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 설계 차로 재하	두개 이상 설계 차로 재하	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{inteior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \le d_e \le 1700$
	i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우		지렛대 법칙	$N_b = 3$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \le d_e \le 1500$
		혹은 4.6.3.1에 규정된 전체 폭설계에 대한 조항들		
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \le d_e \le 1400$
			지렛대 법칙	$S > 5500$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$g = \frac{1}{1.2}eg_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{6100}$ ≥ 1.0	$g = 0.9eg_{interior}\left(\frac{1200}{b}\right)$ $\frac{1200}{b} \le 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200}\right)^{0.5}$ ≥ 1.0	$d_e \le 600$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h, i, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 강 박스거더	b, c	표 4.6.4의 규정 적용		

③ 사교

○ 사교의 둔각부 외측거더 지점에서 발생하는 전단력은 직교에서 계산된 값을 보정하여 산정

<표 3.3.23> 사교 둔각부 외측거더 전단력 계산을 위한 차로 당 활하중 분배

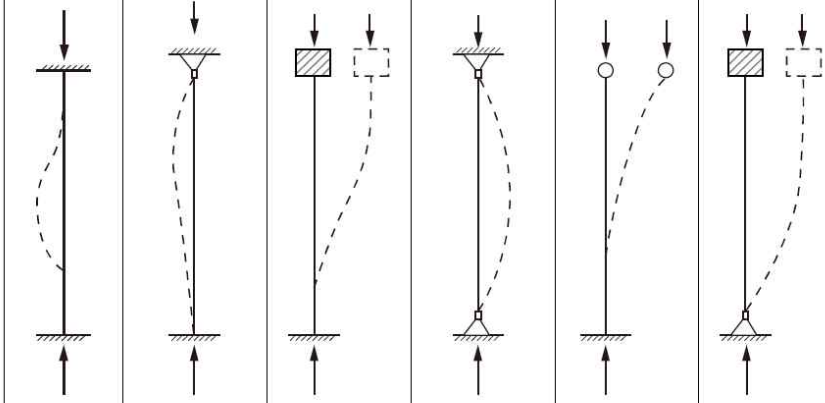
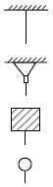
상부 구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	보정 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k l, j 만약 단일체로 거동하도록 충분히 연결되면	$1.0+0.20\left(\frac{Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}\times\tan\theta$	$0^\circ \le \theta \le 60^\circ$ $1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73000$ $N_b \ge 4$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	$1.0+\left(0.25+\frac{L}{70d}\right)\times\tan\theta$	$0^\circ < \theta \le 60^\circ$ $1800 < S \le 4000$ $6000 \le L \le 73000$ $900 \le d \le 2700$ $N_c \ge 3$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 박스거더	b, c	$1.0+\frac{\sqrt{Ld}}{6S}\times\tan\theta$	$0^\circ < \theta \le 60^\circ$ $1800 \le S \le 3500$ $6000 \le L \le 43000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$1.0+\frac{L\sqrt{\tan\theta}}{90d}$	$0^\circ < \theta \le 60^\circ$ $6000 \le L \le 37000$ $430 \le d \le 1500$ $900 \le b \le 1500$ $5 \le N_b \le 20$

(라) 타 교통에 대한 특별 하중

○ 극한한계상태하중조합-II을 고려하는 것 같이, 한 차로에 특정한 차량이나 계산이 허용되는 차량이 재하 되는 경우에는 거더의 설계하중영향은 정밀해석법에 따라 산출

(3) 유효길이계수

○ 회전과 병진운동에 대한 기둥의 양단 지지조건을 적절히 고려하기 위하여 이상화된 구속 조건에 대한 이론치 보다 큰 값을 설계 시의 값으로 사용

유효 길이 계수, K						
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
점선은 좌굴 형상						
K의 이론치	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
이상화된 지지조건이 근사적으로 성립할 경우 K의 설계치	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
지지 조건		회전 변위 구속 수평 이동 구속 회전 변위 자유 수평 이동 구속 회전 변위 구속 수평 이동 자유 회전 변위 자유 수평 이동 자유				

<그림 3.3.4> 유효길이계수 산정

(4) 플랜지 유효폭

○ 내측거더의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다.

- 등가지간장의 1/4
- 슬래브 평균두께의 12배 + Max(복부 두께, 주거더 상부플랜지폭의 1/2)
- 인접한 보사이의 평균 간격

○ 외측거더의 플랜지 유효폭은 인접한 내측거더 유효폭의 절반과 다음 값 중의 최솟값의 합으로 한다.

- 등가지간장의 1/8
- 슬래브 평균두께의 6배 + Max(복부 두께의 절반, 주거더 상부플랜지폭의 1/4)
- 내민부분(overhang)의 폭

라. 콘크리트교(제5장)

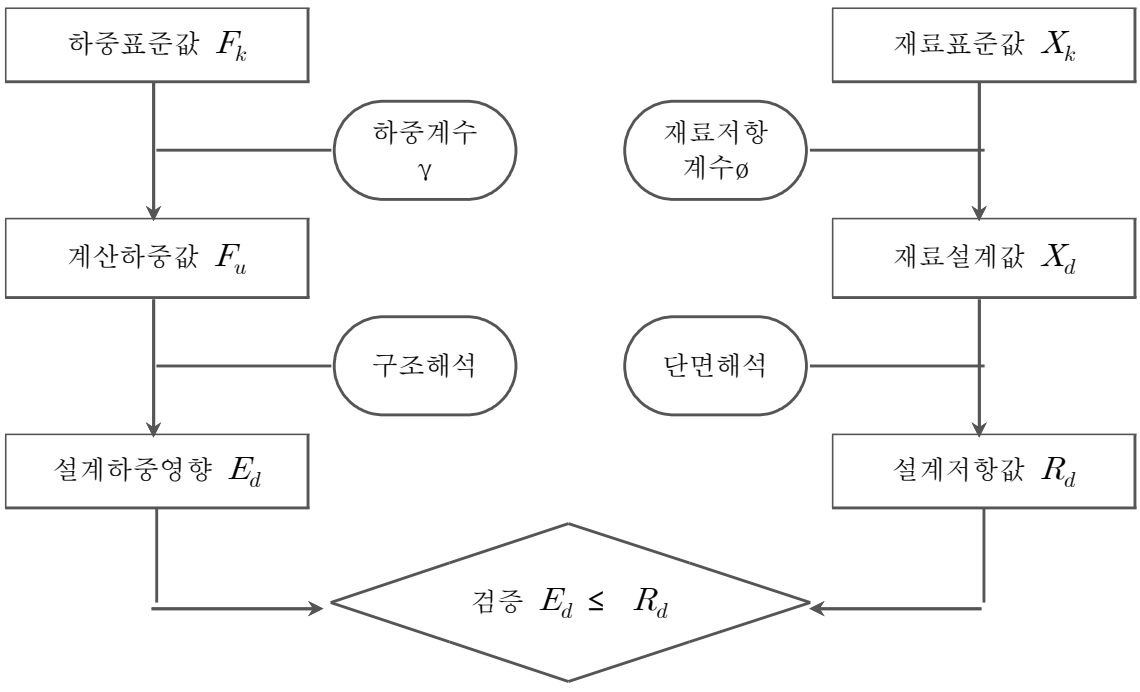
○ 도로교설계기준(한계상태설계법)은 기존 도로교설계기준(2010)과 상당한 차이를 나타내고 있다. 기존 도로교설계기준(2010)은 강도설계법으로 부재의 휨 및 전단강도를 검토하고 허용응력 설계법으로 구조물의 사용성 검토를 수행하고 있다.

○ 한계상태설계법에서는 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태, 극단상황한계상태의 총 4가지의 한계상태를 규정하고 있으며 교량의 부재들과 연결부들에 대하여 각 한계상태에서 규정된 극한하중효과의 조합들에 대하여 검토하도록 하고 있다.

○ 도로교설계기준은 전체적으로 AASHTO LRFD에 근거하고 있으나, 콘크리트교편은 Eurocode-2에 근거한다.

(1) 재료저항계수의 적용

○ 재료의 표준값에 먼저 재료저항계수를 곱하여 재료 설계값을 산정한 후에 단면해석을 통해 부재의 설계값을 산정한다. 따라서, 기존의 공칭강도 개념이 없어지고 대신에 재료설계강도 개념이 새롭게 도입되었다.



<그림 3.3.5> 재료저항계수 설정

(가) 재료저항계수

○ 기존 설계기준에서는 재료의 표준강도와 단면치수를 이용하여 단면해석을 수행하고 부재의 공칭강도를 산정한 후에 강도감소계수를 곱하여 부재의 설계강도를 산정하였다.

○ 그러나 도로교설계기준(한계상태설계법)은 재료의 특성치에 재료저항계수를 곱하여 재료의 설계값을 산정하고 단면해석을 통해 부재의 설계값을 정한다. 따라서 한계상태설계법에서는 기존의 공칭강도 개념이 아닌 재료설계강도 개념으로 부재를 설계하도록 되어있다.

<표 3.3.24> 콘크리트 및 강재의 재료저항계수

하 중 조 합	콘크리트 øc	철근 또는 프리스트레스 강재 øs
극한한계상태	0.65	0.95
극한상황한계상태	0.85	1.00
사용한계상태	1.00	1.00
피로한계상태	1.00	1.00

(나) 콘크리트 피복두께

○ 기존 설계기준에는 구조물의 주변 환경에 따라 최소 피복두께가 수치로 제시되어 있다. 그러나 한계상태설계법에는 철근 또는 덕트의 지름에 따른 부착에 대한 최소피복두께, 구조물의 노출등급에 따른 내구성을 고려한 최소피복두께 등을 고려하야여 하며, 설계편차 허용량을 추가로 고려하도록 하고 있어 피복두께 산정 시 기존 설계기준 보다 세분화 되어 있다.

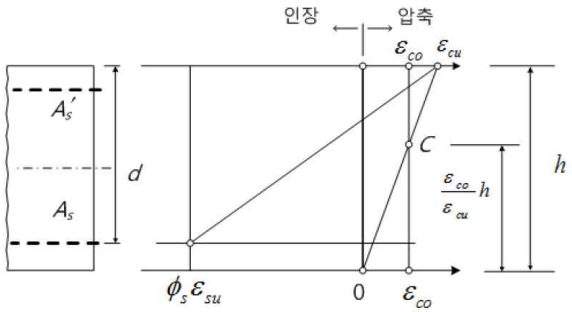
(2) 극한한계상태

○ 극한한계상태는 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보하는 것으로 규정되어 있다. 극한한계상태 검토는 단면의 휨, 전단, 비틀림, 펀칭에 대해 검토하도록 되어있다.

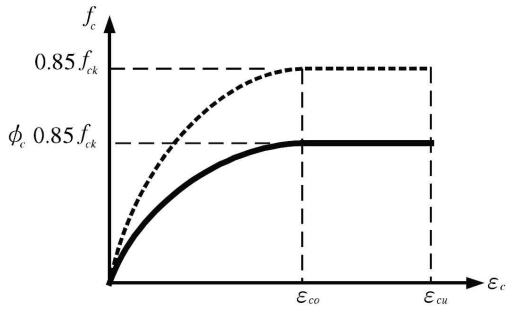
(가) 휨

○ 기존 도로교설계기준에서는 직사각형 단면의 휨강도 검토시 등각 직사각형 응력

블럭을 사용할 수 있도록 되어있으며 프리스트레스 콘크리트 부재의 설계 휨강도를 계산할 수 있는 수식을 제시하고 있다. 하지만 도로교설계기준(한계상태설계법)에는 단면 설계를 위한 응력-변형률 관계를 제시하고, 힘의 평형조건과 변형적합조건을 이용하여 강도를 산정하도록 하고 있으며 콘크리트의 극한변형률을 최대 0.0033까지 적용하고 있다.



<그림 3.3.6> 극한한계상태의 단면 변형율 분포



<그림 3.3.7> 단면설계를 위한 응력-변형율 관계

○ 또한 극한한계상태에서 중립축의 깊이를 제한하고 있는데 중립축의 깊이가 아래 식로 계산되는 최대 중립축 깊이 이하가 되도록 인장철근 단면적 또는 긴장재 단면적을 제한하거나 압축철근 단면적을 증가시키도록 하고 있다.

$$c_{\max} = \left(\frac{\delta\varepsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6\right)d$$

여기서,

cmax : 극한한계상태에서의 최대중립축 깊이

δ : 모멘트 재분배 후의 계수휨모멘트/탄성휨모멘트 비율, 모멘트를 재분배하지 않는 경우에는 δ=1

d : 단면의 유효깊이

εcu : 콘크리트의 극한변형률

○ 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 급작스런 취성파괴를 방지하기 위해 사용하중

조합-III에 의해 관찰 가능한 휨균열이 발생할 수 있도록, 긴장재 수를 가상으로 감소시켜 남아있는 긴장재가 사용하중조합-III에 저항할 수 있도록 하거나 최소철근량을 배치하도록 규정하고 있다.

(나) 전단

○ 전단보강철근이 없는 부재와 전단보강철근이 배치된 부재에 대하여 각각의 검토방법을 제시하고 있다. 또한 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 Vu가 콘크리트 설계전단강도 Vcd보다 작은 구간에도 취성파괴 방지를 위하여 최소전단철근을 배치하도록 하고 있어 전단철근은 반드시 배치하도록 규정하고 있다.

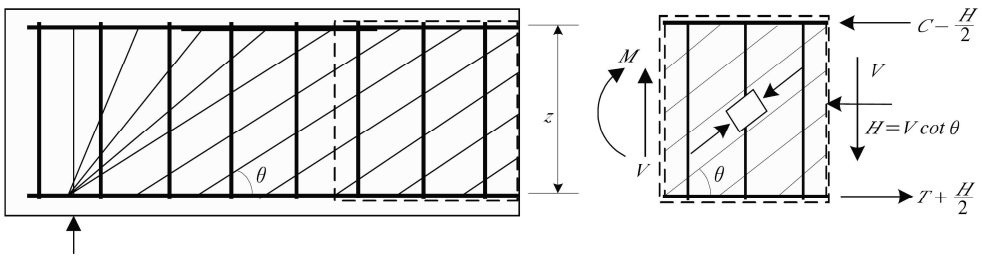
○ 기존 도로교설계기준에서는 콘크리트의 전단강도에 철근이 부담하는 전단강도를 더하여 공칭전단강도를 계산하였지만 한계상태설계법에서는 전단철근이 없는 부재와 전단철근이 배치된 부재로 구분하여 각각의 경우에 대해 설계전단강도를 계산하도록 하고 있다.

○ 실제 콘크리트 부재에는 전단력에 의해 복부에 경사진 균열이 형성되고 이 균열에 의해 구획된 콘크리트는 1축 압축력을 받는 스트럿이 되어 스터럽과 상하현재와 함께 트러스 작용이 형성된다. 한계상태설계법에서는 이 트러스 작용을 고려하여 전단철근이 배치된 부재로 설계하는 경우 설계자가 콘크리트 스트럿과 주인장철근 사이의 경사각을 $1 \le \cot\theta \le 2.5$ 사이의 값으로 선택하여 사용할 수 있도록 하고 있다.

$$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s} \cot\theta$$

$$V_{d,\max} = \frac{\nu \phi_c f_{ck} b_w z}{\cot\theta + \tan\theta}$$

○ 전단력에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가인장력에 대해서도 검토하도록 하고 있다.



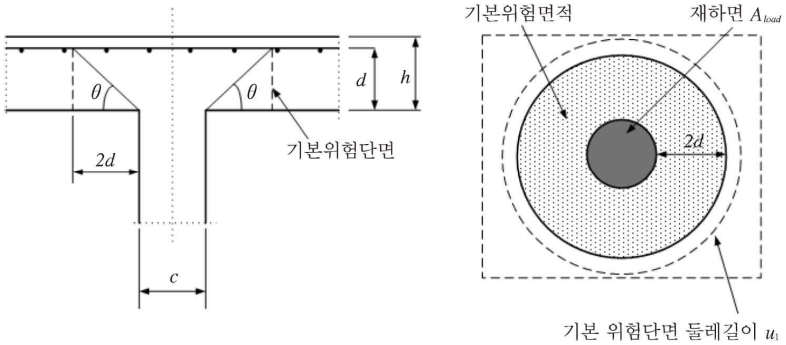
<그림 3.3.8> 트러스 모델

(다) 비틀림

○ 적합한 박벽관 이론을 바탕으로 단면의 설계비틀림 강도를 산정하도록 하고 있으며, 비틀림 검토시 압축 스트럿의 경사각을 설계자가 선택하여 적용하도록 하고 있다. 또한 비틀림이 구조물의 안정성을 지배하지 않는 부정정 구조물의 요소 부재의 경우 비틀림에 관한 검증은 필요하지 않지만 횡방향 및 종방향 최소철근량을 배치하도록 하고 있다.

(라) 펀칭

○ 그림과 같이 펀칭전단 검증모델이 제시되어 있고 슬래브 또는 기초판에서 비교적 작은 재하면적에 작용하는 집중하중이나 반력에 의해 유발되는 펀칭전단강도를 위험단면에서 검토하도록 하고 있다.



<그림 3.3.9> 펀칭전단 검증모델

(3) 사용한계상태

(가) 설계등급 및 균열한계

○ 콘크리트 교량 구조물과 그 부대시설을 구성하고 있는 부재가 충분한 기능을 발휘할 수 있도록 사용 중의 응력 한계, 균열폭 및 처짐을 제한하도록 하고 있다. 기존 설계기준과는 달리 표와 같이 환경조건에 따라 노출등급을 결정하여 최소설계등급을 결정하고 이에 따라 영응력 한계상태와 균열폭 한계상태를 검증하도록 하고 있다.

<표 3.3.25> 노출환경에 따라 요구되는 최소설계등급

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

<표 3.3.26> 설계등급에 따른 사용한계값

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

(나) 응력한계

○ 구조물의 정상적 기능 발휘에 영향을 주는 균열 또는 큰 크리프 변형을 방지하기 위해 콘크리트의 경우 지속하중조합에 의한 응력은 0.45fck, 사용하중조합-I과 시공중에는 0.6fck로 압축응력의 크기를 제한하고 있다. 또한 비탄성 변형을 방지하고 부재의 과도한 균열 또는 변형을 방지하기 위해 사용하중조합-I에 의한 철근의 응력을 0.8fy로, 지속하중조합에 의한 PS강재의 응력을 0.65fpu로 제한하고 있다.

(다) 균열

○ 한계상태설계법에서는 직접 균열폭을 계산하지 않고 간접균열제어를 하는 방법을 제시하고 있는데 최소철근량을 배근하고 최대 철근지름과 최대 철근간격중의 하나를 만족한다면 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다고 규정하고 있다.

<표 3.3.27> 균열제어를 위한 최대 철근지름

철근응력(MPa)	최대 철근 지름(mm)	
	철근콘크리트	프리스트레스트
160	32	25
200	25	16
240	16	12
280	12	8
320	10	6
360	8	5

<표 3.3.28> 균열제어를 위한 최대철근 간격

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

○ 간접균열제어를 만족하지 않을 경우 직접 균열폭을 계산하여 표면 한계균열폭과 비교 검토해야 한다.

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

여기서,

$$l_{r,\max} = \frac{d_b}{3.6\rho_e} \le \frac{f_s d_b}{3.6 f_{ct}} \quad : \text{최대균열간격}$$

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

$$\rho_e = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{cte}} \quad : \text{유효철근비}$$

ε_{sm} : 적합한 하중조합에 의해 발생된 철근 평균 변형률

ε_{cm} : 인접된 균열 사이 콘크리트의 평균 변형률

f_{so} : 균열면에서 계산한 철근 인장응력

A_{cte} : 유효인장면적, 2.5(h-d), (h-c)/3, h/2중 큰값

(라) 처짐

○ 구조물의 기능 또는 외관 손상을 방지하기 위해, 부재에 작용하는 지속하중에 의한 처짐과 솟음량을 지간의 1/250 이하로 제한하고 있다. 또한 시공 후에 장기적 거동에 의해 유발되는 처짐의 한계값을 지간의 1/500으로 제한하고 있다.

○ 처짐한계상태는 지간/깊이-비를 제한하는 방법 또는 직접 계산 처짐량을 한계값과 비교하는 방법 중의 하나로 검증하도록 하고 있다.

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad \text{if } \rho \le \rho 0$$

$$\frac{l}{d} = k\left[11 + 1.5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}\right] \quad \text{if } \rho > \rho 0$$

여기서,

k : 부재의지지 조건을 반영하는 계수

ρ0 : 기준철근비($\sqrt{f_{ck}}10^{-3}$)

ρ : 지간 중앙의 인장 철근비

ρ‘ : 지간 중앙의 압축 철근비

fck : 콘크리트 기준압축강도(MPa)

(4) 기타 주요 항목

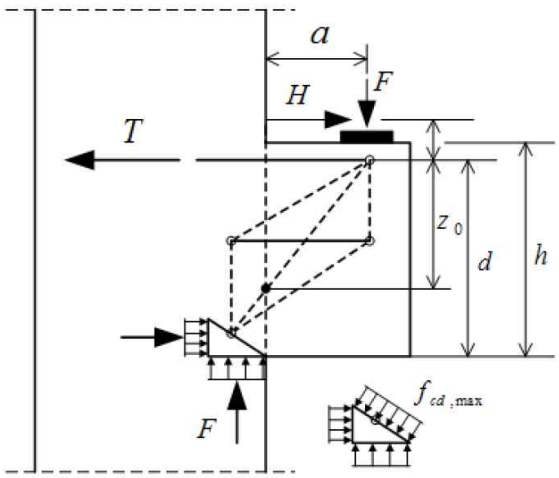
(가) 스트럿-타이 모델 적용

○ 라멘 우각부, 내민받침(브래킷, 코벨), 포스트텐션 정착부 등의 응력교란영역의 설계를 위하여 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있도록 하고 있으며 스트럿, 타이, 절점에 대하여 각각 다음과 같이 정의하고 있다.

○ 스트럿은 부재내의 균등한 압축응력장의 합력선을 나타낸다.

○ 타이는 철근 또는 강선의 인장응력의 합력을 나타내며, 타이에 대응하는 강재의 위치와 방향이 일치해야 한다.

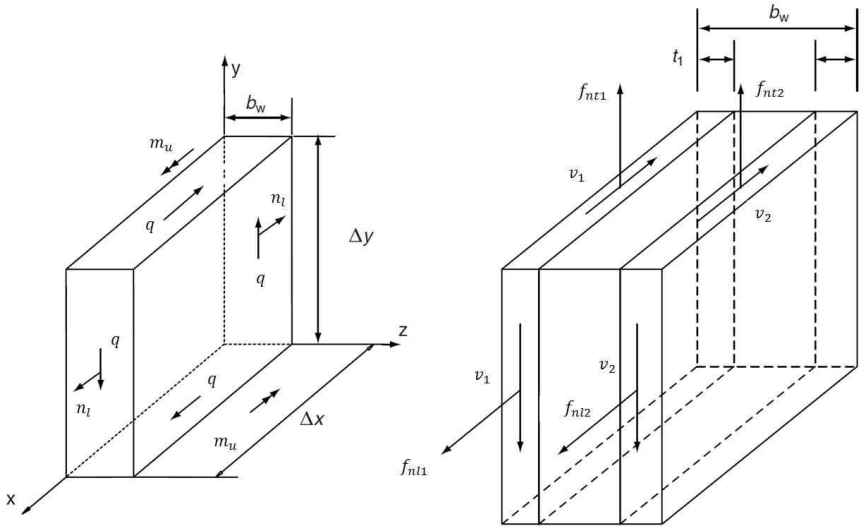
○ 절점은 스트럿과 타이가 만나는 점, 스트럿 또는 타이의 방향전환 위치의 구속된 콘크리트 국부 영역을 나타낸다.



<그림 3.3.10> 내민받침의 스트럿-타이 모델

(나) 3겹판요소 모델 적용

○ PSC 박스의 복부와 같이 면내력과 면외력이 동시에 작용하는 요소에 대해 쉘요소로 설계하도록 하고 있다. 또한 극한한계상태에서의 균열 여부에 따라 비균열 상태이면 압축주응력이 설계압축강도보다 작다는 것에 대한 검증만 필요하지만 균열이 발생한다면 3겹판요소 모델을 적용하도록 하고 있다. 이때, 양 바깥 판은 모든 면내력과 휨모멘트에 대해 저항하고, 중앙의 핵판은 면외 전단력만을 저항한다고 간주한다. 그림은 쉘요소를 3겹판 요소로 변환한 모델을 나타낸 것이다.



<그림 3.3.11> 3겹판요소 모델

(다) 휨모멘트 재분배 적용

○ 극한한계상태의 검증에서 한정된 재분배를 하는 선형 해석을 구조물의 부재 해석에 적용할 수 있도록 하고 있으며, 휨모멘트 재분배의 영향은 설계의 모든 관점에서 고려하도록 하고 있다. 또한 연속보 또는 슬래브에 대하여 휨이 지배적이거나 인접한 슬래브의 지간의 비가 0.5와 2의 범위 안에 있을 경우 회전능력에 대한 명확한 검토가 없어도 아래 식과 같이 휨모멘트를 재분배할 수 있도록 규정하고 있다.

$$\eta \leq 1 - \frac{0.0033}{\varepsilon_{cu}}\left(0.6 + \frac{c}{d}\right) \leq 0.15$$

여기서,

η : 탄성해석으로 구한 휨모멘트에 대한 재분배할 수 있는 휨모멘트의 비

c : 극한한계상태에서의 중립축의 깊이

d : 단면의 유효깊이

εcu : 단면의 극한한계변형률

(5) 설계기준 비교(PSC 콘크리트 관련)

(가) 프리스트레싱 강재의 탄성계수 및 항복강도

<표 3.3.29> 프리스트레싱 강재의 설계기준 세부규정

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준 (2010)	• PS강선, PS 스트랜드, PS강봉 E_p = 2.0×10^6 kgf/cm^2(E_p = 200,000 MPa) • 프리스트레싱 강재의 항복강도는 특별히 규정하지 않고 있다.
AASHTO LRFD	• 스트랜드 : E_p = 197,000 MPa • 강 봉 : E_p = 207,000 MPa • 강 연 선 : 인장강도(f_{pu})의 85 % 단, 저릴랙세이션 스트랜드는 인장강도의 90 % • 강 봉 : 원형 f_{pu}의 85 %, 이형 f_{pu}의 80 %
Eurocode	• 강선 및 강봉 : E_p = 205GPa (실제값은 195~210GPa 사이에 있을 수 있다) • 스트랜드 : E_p = 195GPa (실제값은 185~205 GPa 사이에 있을 수 있다.) • 프리스트레싱 강재의 항복강도는 특별히 규정하고 있지 않으나, 응력-변형률 곡선에서 0.1 % off-set한 값으로 정의할 수 있다 : $f_{p0.1k}$

○ 프리스트레싱 강재의 탄성계수는 도로교설계기준(2010) 적용

○ 프리스트레싱 강재로 사용되는 강선, 강연선 또는 강봉의 탄성계수를 AASHTO LRFD나 Eurocode 2에서는 다른 값을 사용하나 도로교설계기준에서는 동일한 값을 사용

○ 도로교설계기준에서는 PS강재의 항복강도에 대한 별도 규정이 없으며(KS 규격

명기), AASHTO LRFD에서는 강재의 종류별로 규정하고 있고, 유로코드에서는 특별히 규정하고 있지는 않다.

(나) 프리스트레싱 긴장재의 허용응력

<표 3.3.30> 프리스트레싱 긴장재의 허용응력 세부규정

<table>
<tr><th>구 분</th><th>세 부 규 정</th></tr>
<tr><td>도로교설계기준
(2010)</td><td>1) 프리텐션부재-도입 직전
• 저 릴렉세이션 스트랜드 : $0.75f_{pu}$
• 응력제거 스트랜드 : $0.70f_{pu}$
2) 포스트텐션부재-정착직후
• 정착구에서의 응력 : $0.75f_{pu}$
• 손실구역 끝부분에서의 응력 : $0.83f_{py}$
3) 사용하중상태에서의 응력 : $0.80f_{py}$</td></tr>
<tr><td>AASHTO
LRFD</td><td>1) 프리텐셔닝
<table>
<tr><th></th><th>응력제거강연선</th><th>저릴렉세이션 강연선</th><th>이형고강도 강봉</th></tr>
<tr><td>전달직전</td><td>$0.70\,f_{pu}$</td><td>$0.75\,f_{pu}$</td><td></td></tr>
<tr><td>사용하중상태</td><td>$0.80\,f_{py}$</td><td>$0.80\,f_{py}$</td><td>$0.80\,f_{py}$</td></tr>
</table>
2) 포스트텐셔닝
<table>
<tr><th></th><th>응력제거강연선</th><th>저릴렉세이션 강연선</th><th>이형고강도 강봉</th></tr>
<tr><td>긴장완료직전</td><td>$0.90\,f_{py}$</td><td>$0.90\,f_{py}$</td><td>$0.90\,f_{py}$</td></tr>
<tr><td>미끄러짐
발생직전</td><td>$0.70\,f_{pu}$</td><td>$0.70\,f_{pu}$</td><td>$0.70\,f_{pu}$</td></tr>
<tr><td>사용하중상태</td><td>$0.80\,f_{py}$</td><td>$0.80\,f_{py}$</td><td>$0.80\,f_{py}$</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>Eurocode 2</td><td>1) 텐던에 가하는 최대 힘, Po(즉, 긴장작업시 긴장단에서의 힘)
$P_o = A_p\,\sigma_{o,\max}$
A_p : 텐던의 단면적
$\sigma_{o,\max}$: 텐던의 최대 응력
$= 0.8^{*} f_{pk}$ 또는 $= 0.9^{*} f_{po,1k}$(중에서 작은 값)
2) 긴장, 정착직후(포스트텐션) 또는 프리스트레스 전달직후(프리텐션)
$P_{mo} = A_p\,\sigma_{pmo}$
σ_{pmo} : 긴장시 또는 전달직후의 텐던의 응력
$= 0.75^{*} f_{pk}$ 또는 $= 0.85^{*} f_{po,1k}$(중에서 작은 값)</td></tr>
</table>

○ 프리스트레싱 긴장재의 응력은 Eurocode 2를 따르고 있으나, f_{pk}를 한계상태설계법에서는 f_{py}로 제시하고 있다, 그러나 이는 기존의 PS 강재의 긴장력과 큰 차이를 보이므로 f_{pu}로 하는 것이 타당하리라 판단된다.

(다) 콘크리트의 허용응력

<표 3.3.31> 콘크리트의 허용응력 세부규정

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준 (2010)	(1) 도입 또는 정착후 응력 1) 압축응력 - 프리텐션 부재 : $0.60f_{ci}'$, 포스트텐션 부재 : $0.55f_{ci}'$ 2) 인장응력 - 미리 압축력을 가한 인장구역 : 규정되어 있지 않음 - 그 외 지역 부착철근이 없는 인장구역 : 14 kfg/cm^2 또는 $0.80\sqrt{f_{ci}'}$ 부착철근이 있는 경우 : $1.60\sqrt{f_{ci}'}$ (2) 사용하중 상태 1) 압축응력 : $0.40f_{ck}$ 2) 인장응력 - 미리 압축력을 가한 인장구역 부착된 철근을 갖는 부재 일반적인 경우 : $1.60\sqrt{f_{ck}}$ 부식환경에 노출된 상태 : $0.80\sqrt{f_{ck}}$ 부착철근이 없는 부재 : 0 - 그 외 지역 : (1) 2)의 일시적 허용응력으로 제한
AASHTO LRFD	5.9.4.1 손실전 일시적 응력 (1) 압축응력 세그멘트 공법에 의해 가설되는 교량을 포함하여, 프리텐션 및 포스트 텐션 콘크리트 부재 : $0.60f_{ci}'$(MPa) (2) 인장응력 - 세그멘탈 공법 교량 : $0.25\sqrt{f_{ci}'}$ 또는 $0.50\sqrt{f_{ci}'}$ - 그 외 공법 교량 : $0.63\sqrt{f_{ci}'}$ 5.9.4.2 사용한계상태 (1) 압축응력 - 표 2참조 - Pe와 지속하중 : $0.45f_c'$(MPa) - Pe와 지속하중(1/2) : $0.40f_c'$(MPa) - Pe와 지속하중, 운반 또는 가설중 일시적 하중 : $0.60\phi_w f_c'$(MPa) (2) 인장응력 - 교량종류 및 위치에 따라 다름 [$0.25\sqrt{f_c'} \sim 0.50\sqrt{f_c'}$(MPa)]

구 분	세 부 규 정
Eurocode 2	(1) 압축응력 긴장시 또는 프리스트레스 전달시 작용되는 프리스트레스 힘과 기타 하중에 의한 구조물내의 콘크리트 압축응력 $\sigma_c \leqq 0.6 f_{ck}(t)$ $f_{ck}(t)$: 프리스트레스 힘을 받게되는 시간 t일 때의 콘크리트의 특성(characteristic) 압축강도 • 단, 프리텐션 부재의 경우, 실험이나 경험에 의해 입증될 수 있다면 프리스트레스 전달시의 응력은 $0.7^{*} f_{ck}(t)$로 증가될 수 있다. 만일 압축응력이 영구히 $0.45^{*} f_{ck}(t)$를 초과할 때에는 크리프의 비선형성을 고려하여야 한다. (2) 인장응력 - 특별한 규정 없음

○ 콘크리트의 허용응력은 Eurocode 2를 따르고 있다.

○ AASHTO에서는 사용한계상태에서의 압축응력의 제한을 하중종류에 따라 좀더 세분화 하였고, 유럽코드에서는 정착단계와 사용하중단계에서의 허용응력을 구분하지 않고 있다. 유로코드에서는 압축에 대한 허용응력은 임의 시간 t에서의 콘크리트 강도의 60 %로 하고 있으며, 인장응력에 대한 제한 규정은 특별히 제시하고 있지 않다.

(라) 프리스트레스의 초기 손실

<표 3.3.32> 프리스트레스 초기손실의 설계기준 세부규정

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준 (2010)	1) 콘크리트 순간변형 프리텐션 : $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir}$, 포스트텐션 : $\Delta f_{pel} = 0.5\frac{E_p}{E_{ci}} f_{cpg}$, 2) 마찰손실 : $P_x = P_o e^{-(kl+\mu\alpha)}$, $P_x = P_o(1 - kl - \mu\alpha)$ 3) 정착장치 활동 : $\Delta f_{ps} = E_p \frac{\Delta l}{l}$
AASHTO LRFD	1) 콘크리트 순간변형 프리텐션 : $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir}$, 포스트텐션 : $\Delta f_{pel} = \frac{N-1}{2N}\frac{E_p}{E_{ci}} f_{cpg}$, 2) 마찰손실 : $P_x = P_o e^{-(kl+\mu\alpha)}$, $P_x = P_o(1 - kl - \mu\alpha)$ 3) 정착장치 활동 : $\Delta f_{ps} = E_p \frac{\Delta l}{l}$
Eurocode 2	1) 콘크리트의 순간변형 $\Delta P_c = A_p E_p \sum \frac{j\Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}$ $j = (n-1)/2n$ or 1 2) 마찰손실 $\Delta P_\mu(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$ 3) 정착장치 활동 * 기본 개념은 같음 * 마찰계수(μ)는 다소 다름

○ 프리스트레스의 초기손실은 Eurocode 2를 따르고 있다.

○ 다만 마찰손실의 지수의 경우($\Delta P_\mu(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$)에서 Eurocode 2의 경우는 $-\mu(\theta+kx)$인데 반하여 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 $-(\mu\theta+kx)$로 제시되어 있다.

(마) 파상마찰계수 및 곡률마찰계수의 비교

○ 도로교설계기준(2010)

<표 3.3.33> 마찰계수 및 곡률마찰계수의 도로교설계기준 세부규정

		PS강재의 종류	파상마찰계수 (κ / m)	곡률마찰계수 (μ / rad)
금속쉬스 내에 부착된 긴장재		PS강선	0.0033 ~ 0.0050	0.15 ~ 0.25
		PS강봉	0.0003 ~ 0.0020	0.08 ~ 0.30
		PS강연선	0.0015 ~ 0.0066	0.15 ~ 0.25
부착되지 않은 긴장재	수지, 방수, 피복	PS강선	0.0033 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15
		PS강연선	0.0033 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15
	그리스로 미리 도포된 경우	PS강선	0.0010 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15
		PS강연선	0.0010 ~ 0.0066	0.05 ~ 0.15

○ AASHTO LRFD

<표 3.3.34> 마찰계수 및 곡률마찰계수의 AASHTO LRFD 세부규정

긴장재의 형태	덕트의 형태	파상마찰계수 (κ / ft) ⇒ (κ / m)	곡률마찰계수 (μ / rad)
Wire or Strand	Rigid and semi-rigid galvanized metal sheathing	0.0002 ⇒ 0.000656	0.15~0.25(a)
	Polyetylene	0.0002 ⇒ 0.000656	0.23
	Rigid steel pipe	0.0002 ⇒ 0.000656	0.25
High Strength bars	Galvanized metal sheathing	0.0002 ⇒ 0.000656	0.15(b)

○ Eurocode 2

<표 3.3.35> 마찰계수 및 곡률마찰계수의 Eurocode2 세부규정

	Internal tendons	External unbonded tendons			
		Steel duct/non lubricated	HDPE duct/non lubricated	Steel duct/lubricated	HDPE duct/lubricated
Cold drawn wire	0.17	0.25	0.14	0.18	0.12
Strand	0.19	0.24	0.12	0.16	0.10
Deformed bar	0.65	-	-	-	-
Smooth round bar	0.33	-	-	-	-

○ 마찰계수는 Eurocode 2를 따르고 있다.

(바) 시간의존적 손실(장기손실)

<표 3.3.36> 시간의존적 손실(장기손실)의 설계기준 세부규정

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준 (2010)	1) 크리프 : $\Delta f_{pcr} = 12.0 f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geqq 0$ 2) 건조수축 • 프리텐션 : $\Delta f_{psr} = 1{,}90 - 10.5 H_r$ • 포스트텐션 : $\Delta f_{psr} = 0.80(1{,}190 - 10.5 H_r)$ 3) 리랙세이션 • 프리텐션 부재 - 응력제거 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 1{,}400 - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr})$ - 저 릴락세이션 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 350 - 0.1\Delta f_{pel} - 0.05(\Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr})$ • 포스트텐션 부재 - 응력제거 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 1{,}400 - 0.3\Delta f_{pf} - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr})$ - 저 릴락세이션 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 350 - 0.07\Delta f_{pf} - 0.1\Delta f_{pel} - 0.05(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$ - 강선 $\Delta f_{pr} = 1{,}260 - 0.3\Delta f_{pf} - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$ - 강봉 : $\Delta f_{pr} = 210 \mathrm{kfg/cm^2}$
AASHTO LRFD	1) 크리프 : $\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geqq 0$ 2) 건조수축 • 프리텐션 : $\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H)(MPa)$ • 포스트텐션 : $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H)(MPa)$ 3) 릴랙세이션 • 도입시 - 응력제거 스트랜드 : $\Delta f_{pR1} = \frac{\log 24.0t}{10}[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55]f_{pj}$ - 저리랙세이션 스트랜드 : $\Delta f_{pR1} = \frac{\log 24.0t}{40}[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55]f_{pj}$ • 도입후 - 응력제거 스트랜드, 프리텐션 : $\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$ - 응력제거 스트랜드, 포스트텐션 : $\Delta f_{pR2} = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.4(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$
Eurocode 2	2) 장기손실 - 크리프 - 건조수축 - 릴랙세이션 * 재료의 성질을 이용하여 계산 * 간편계산식은 크리프 및 건조수축 등을 고려하여 계산

○ PS 강재의 장기손실은 Eurocode 2를 따르고 있다.

(사) 프리스트레스 힘의 장기손실 근사계산

○ AASHTO LRFD

<표 3.3.37> 프리스트레스 힘의 장기손실 근사계산(AASHTO LRFD)

단면 형태	수준	f_{pu}=1,620, 1,725 또는 1,860 MPa인 강선 및 스트랜드	f_{pu}=1,000 또는 1,100 MPa인 강봉
사각형 보와 중실 슬래브	상한 평균	200 + 28PPR 180 + 28PPR	130 + 41PPR
상자형 거더	상한 평균	145 + 28PPR 130 + 28PPR	100
I형 거더	평균	$230\left(1-0.15\frac{\sigma_{ck}-41}{41}\right)+41$ PPR	130 + 41PPR
T형, 이중 T형, 중공보 및 슬래브	상한 평균	$270\left(1-0.15\frac{\sigma_{ck}-41}{41}\right)+41$ PPR $230\left(1-0.15\frac{\sigma_{ck}-41}{41}\right)+41$ PPR	$210\left(1-0.15\frac{\sigma_{ck}-41}{41}\right)+41$ PPR

PPR : 부분 프리스트레싱 비(0.2~1.0)

○ Eurocode 2

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_s(t,t_o)\,E_p + 0.8\,\Delta\sigma_{pr} + \alpha\,\phi(t,t_o)\,(\sigma_{c(g+q)} + \sigma_{cpo})}{1+\alpha\,\frac{A_p}{A_c}\left(1+\frac{A_c}{I_c}Z_{cp}{}^2\,[1+0.8\,\phi(t,t_o)]\right)}$$

○ 프리스트레스 힘의 장기손실 근사계산식은 Eurocode 2를 따르고 있다.

(아) 극한상태에서 강재의 응력

<표 3.3.38> 극한상태에서 강재응력의 설계기준 세부규정

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준 (2010)	극한상태에서 강재의 응력 (1) $f_{pe} > 0.5f_{pu}$인 경우 1) 인장 또는 압축철근을 고려한 부착된 부재 $f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{r_p}{\beta_1}\left\{\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}\left\{\rho \frac{f_y}{f_{ck}} - \rho' \frac{f_y}{f_{ck}}\right\}\right\}\right]$ 2) 인장 또는 압축철근의 영향을 무시한 부착된 부재 $f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{r_p}{\beta_1}\frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}}\right]$ 3) 부착되지 않은 부재 : $f_{ps} = f_{pe} + 1{,}050$ (2) $f_{pe} \leqq 0.5f_{pu}$인 경우 : 응력-변형률 관계식을 이용
AASHTO LRFD	극한상태에서 강재의 응력 (1) $f_{pe} > 0.5f_{pu}$인 경우 1) 인장 또는 압축철근을 고려한 부착된 부재 $f^*_{su} = f_s'\left\{1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1}\left[\frac{p^* f_s'}{f_c'} + \frac{d_t}{d}\frac{p f_{sy}}{f_c'}\right]\right\}$ 2) 인장 또는 압축철근의 영향을 무시한 부착된 부재 $f^*_{su} = f_s'\left[1 - (\frac{\gamma^*}{\beta_1})(\frac{p^* f_s'}{f_c'})\right]$ 3) 부착되지 않은 부재 : $f^*_{su} = f_{se} + 900((d - y_u)/l_e) \leq f^*_y$ (2) $f_{pe} \leqq 0.5f_{pu}$인 경우 : 응력-변형률 관계식을 이용
Eurocode 2	극한한계상태시의 프리스트레싱 효과 (1) 영구적인 비부착 텐던 프리스트레스 부재의 경우 PS강재의 응력 증가량을 계산할 때에는 부재 전체의 변형을 고려 (2) 상세계산을 하지 않는 경우 유효 프리스트레스로부터 극한 한계상태까지의 응력 증가를 5 %로 정할 수 있음 (3) 전체 시스템의 변형상태를 이용하여 응력 증가량을 계산할 경우에는 평균적인 재료성질 값을 사용 응력 증가량의 설계 값, $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p\ \gamma_{\Delta P}$ 부분안전계수를 적용하여 결정하여야 한다 : $\gamma_{\Delta P,sup} = 1.2 \qquad \gamma_{\Delta P,\infty} = 0.8$

• 극한상태에서 강재의 응력은 Eurocode 2를 따르고 있다.

마. 하부구조(제7장)

○ 하부구조편은 확대기초, 타입말뚝, 현장타설말뚝, 교대 및 옹벽에 대한 규정이 적용되었으며 특히, 도로교설계기준(2010)에는 없었던 보강토 옹벽에 대한 사항이 추가되었다.

○ 하중, 하중계수, 저항, 저항계수, 그리고 통계적 신뢰도 간 상호 조합을 포함하는 확률론적 LRFD 개념은 여기서 규정된 사항 이외의 저항을 계산하는 과정에도 적용될 수 있도록 하였고 특히, 지역 특성에 적합하고 일관된 신뢰성 이론을 통해 계수의 통계적 특성이 고려된 경우 발주처와 협의한 경우에는 다른 방법을 적용할 수 있도록 하였다.

○ 하부구조편은 AASHTO LRFD Specifications(2004년, 3판)을 기본으로 하고 있으며, 저항계수를 포함한 일부내용들은 같은 기준 4판(2007년)을 준용하였다

(1) 한계상태와 저항계수

(가) 사용한계상태의 고려사항

○ 침하량

○ 횡방향 변위량

○ 지지력

○ 전체 안정성

○ 침하량은 주행성(rideability)과 경제성을 고려하여 결정한다. 토사면(earth slope)의 전체 안정성에 대한 평가는 기초의 유무와 관계없이 사용하중조합-Ⅰ과 그에 적합한 저항계수에 대해서 검토한다.

(나) 극한한계상태의 고려사항

○ 지지력

○ 접지압

○ 기초 저면의 활동

○ 횡방향 지지력

○ 구조적인 파괴

(다) 저항계수

○ 하부구조의 저항계수는 기초 종류에 따른 극한한계상태의 저항계수를 제시하고 있으며 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용토록 하였다. 또한 극단상황한계상태의 저항계수는 1.0을 적용하도록 하였다.

(2) 타입말뚝

(가) 타입말뚝 규정 특이사항

○ 타입말뚝의 설계 관입깊이는 단단한 점성토나 조밀한 사질토에서는 3,000 mm 이상 그리고, 연약한 점성토나 느슨한 사질토에 대해서는 6,000 mm 이상 되어야 한다.

○ 가교(trestle)나 단일현장타설말뚝(pile bents)에 사용하는 말뚝은 지반 상에 노출된 말뚝 길이의 최소 1/3 깊이까지 관입해야 한다

○ 말뚝중심 간의 거리는 750 mm 또는 말뚝 직경이나 폭의 2.5배 중 큰 값보다 커야 한고 말뚝주면으로부터 말뚝머리위 확대기초의 모서리 면까지의 여유 거리는 225 mm보다 커야한다.

○ 부마찰력이 예상되는 곳은 경사말뚝을 설치해서는 안 되며 경사말뚝은 연직말뚝이 기초에 전달되는 수평력을 견디지 못할 때나 전체구조물의 강성을 증가시킬 필요가 있을 때 사용한다

○ 사용하중상태의 기초의 수평방향 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 차량 주행성, 과대변위발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정하며, 38 mm를 초과해서는 안 된다. 단, 지반의 저항력과 말뚝변위의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 해석 등의 정밀한 해석을 하는 경우 말뚝본체에 구조적인 결함이 발생하지 않고 상부구조물의 유해한 영향을 미치지 않는 변위까지 허용할 수 있다

(나) 고정점까지의 근입깊이

○ 점성토인 경우 :

$$1.4\left(E_p\frac{I_p}{E_s}\right)^{0.25}\ (\mathrm{mm})$$

○ 사질토인 경우 :

$$1.8\left(E_p\frac{I_p}{n_h}\right)^{0.2}\ (\mathrm{mm})$$

여기서,

E_p = 말뚝의 탄성계수(MPa)

I_p = 말뚝의 관성모멘트(mm^4)

E_s = 점성토의 탄성계수 = $67S_u$(MPa)

S_u = 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

n_h = 사질토의 깊이에 따른 탄성계수 증가비(MPa/mm)

(3) 현장타설말뚝

○ 현장타설말뚝의 근입은 충분한 연직, 횡방향 하중지지력을 발휘하고 허용변위량을 감당할 수 있을 만큼 충분해야 한다.

○ 암반 소켓 현장타설말뚝 시공을 위해 상부토사의 붕괴방지용으로 케이싱이 필요한 경우 소켓지름은 케이싱의 안지름보다 최소한 150 mm 작아야 한다. 케이싱이 필요하지 않은 암반 소켓 현장타설말뚝의 경우에는 소켓지름이 상부 말뚝지름과 같아도 된다.

○ 현장타설말뚝의 중심간 간격은 지름의 3배 또는 인접말뚝간의 상호간섭이 없는 최소간격보다 커야 한다. 더 좁은 간격이 요구되는 경우에는 시공절차를 설계도서에 명시해야 하고 인접 현장타설말뚝 간의 상호작용 효과를 평가하여야 한다.

○ 경사 현장타설말뚝은 피하도록 한다. 횡방향 지지력을 증가시킬 필요가 있는 경우에는 말뚝지름을 크게 하거나 말뚝수를 증가시킨다.

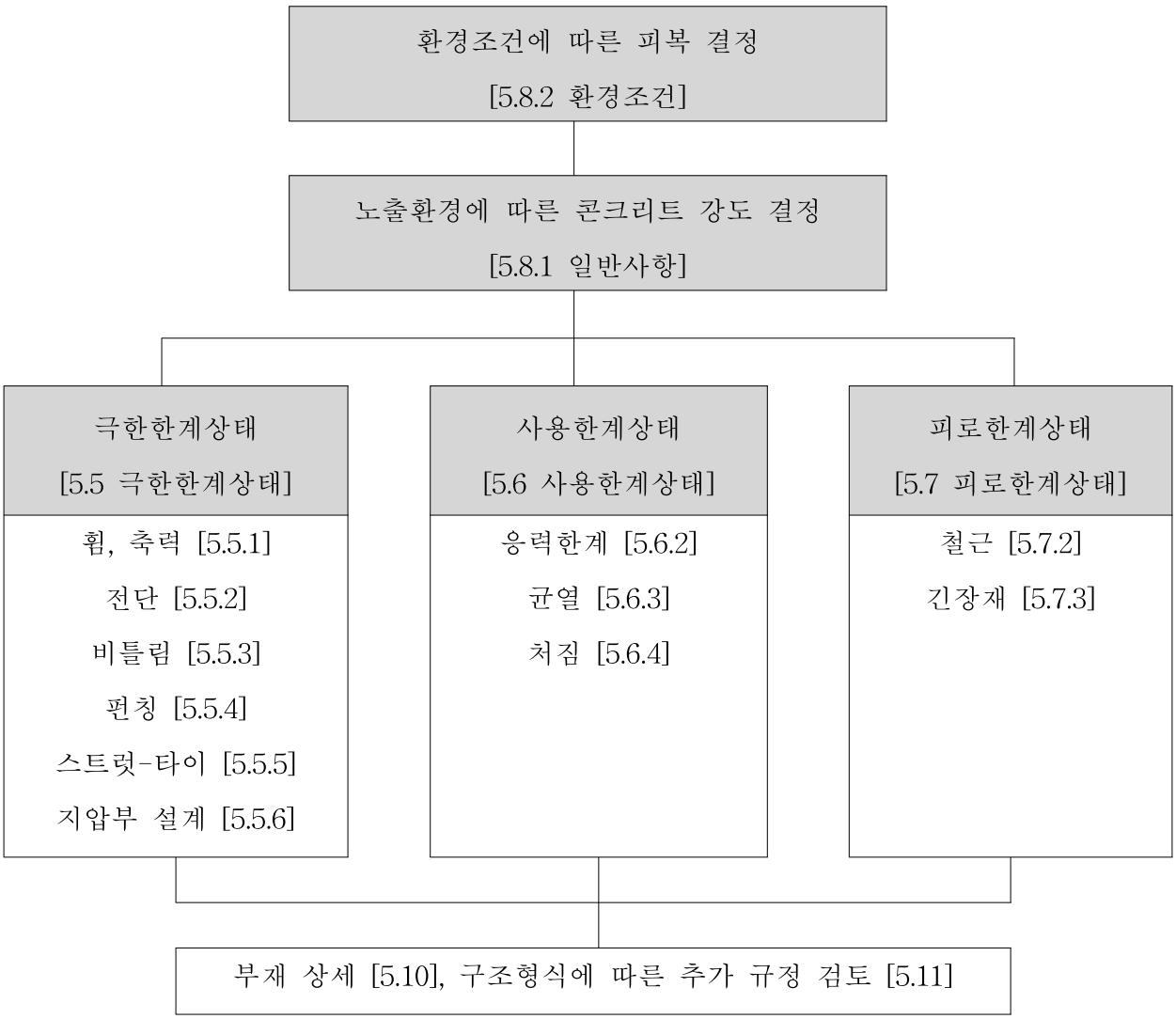
○ 수평하중이 작용할 가능성이 적은 경우에는 축하중에 대해서만 현장타설말뚝을 보강할 수도 있다. 수평방향으로 지지되지 않는 부분은 5장에 따라서 철근 콘크리트 기둥으로 설계하고. 이때 철근은 지반 내 고정점(fixity point) 아래로 충분한 깊이까지 연장되어야 한다.

○ 두께가 3.0 mm 이상인 영구적인 케이싱 강관을 사용할 경우에는 강관이 하중을 분담하는 것으로 고려할 수도 있다. 이 경우 강관의 부식을 고려하여야 한다.

○ 수평방향 철근은 띠철근, 또는 나선철근으로 배근하며, 굳지 않은 콘크리트의 타설 압력을 견디도록 설계하여야 한다.

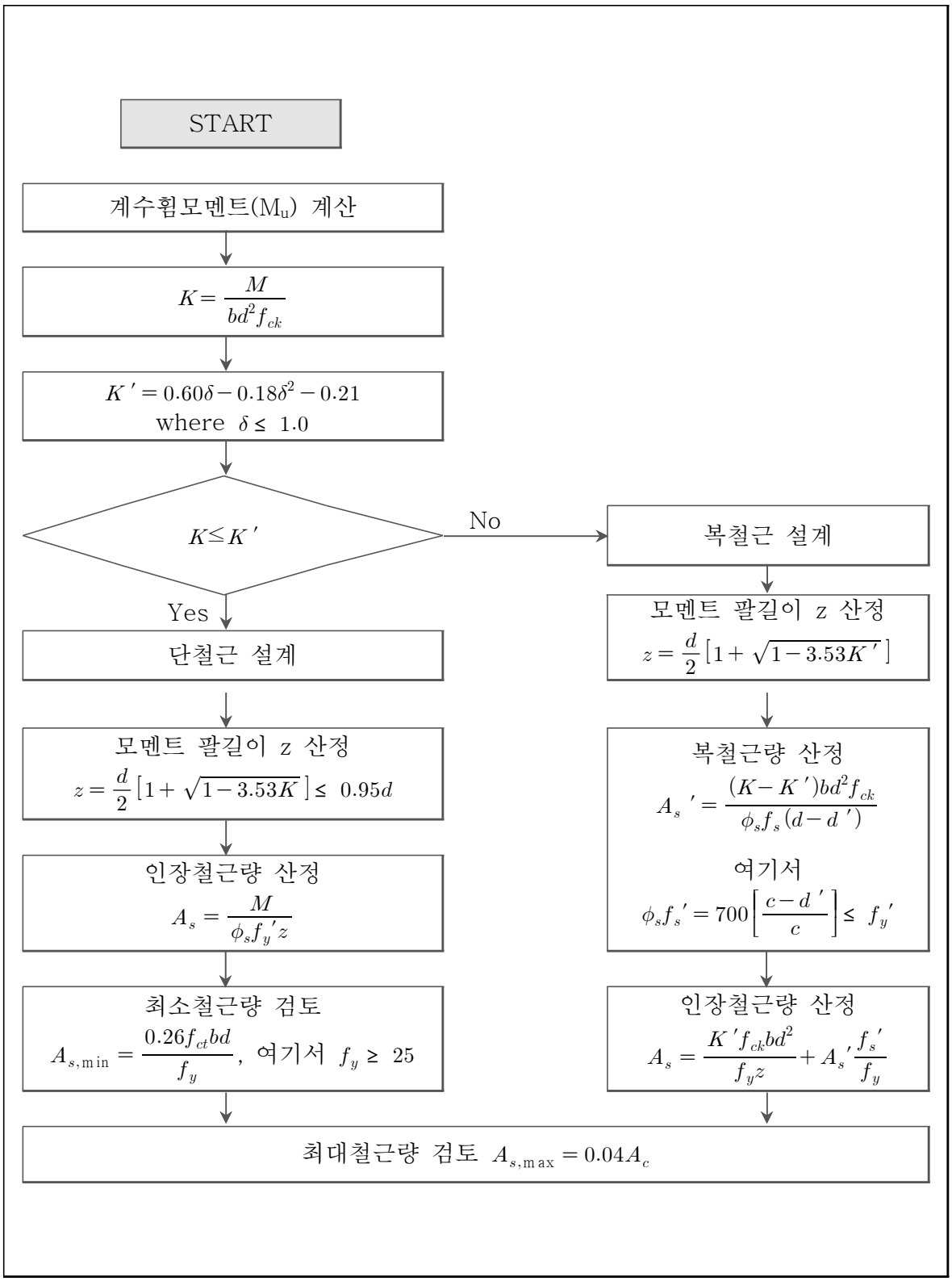
2. 설계 절차

○ 설계 예제집은 RC 라멘교, RC 슬래브교, 교각, 교대에 대하여 작성하였으며 예제는 도로설계편람 제5편 교량(국토해양부, 2008)과 같은 제원으로 설계 예제집을 작성하였으며 각각의 형식에 대하여 극한한계상태에 대하여는 휨, 전단, 펀칭, 비틀림 검토를 수행하였고 사용한계상태에 대하여는 처짐, 균열을 검토하고 또한 피로한계상태에 대하여는 철근의 피로 검토를 수행하였다. 또한 기존의 강도설계법과의 안전율을 비교하여 새로운 기준에 대한 이해를 높이도록 하였다.

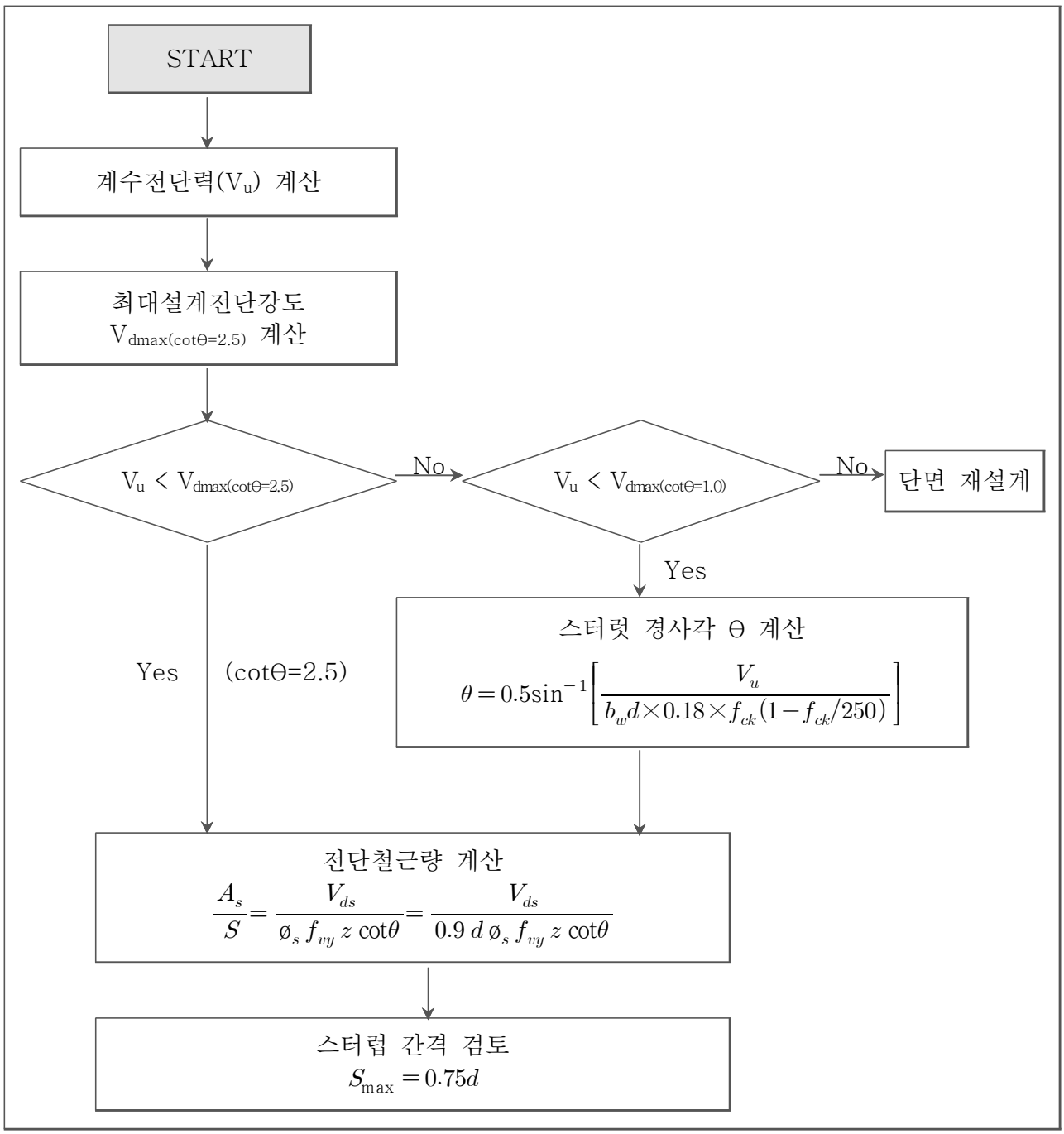


<그림 3.3.12> 콘크리트 설계 흐름도

○ 다음은 콘크리트 부재의 휨 및 전단설계에 대한 설계흐름도이다.



<그림 3.3.13> 콘크리트의 휨설계 흐름도



<그림 3.3.14> 콘크리트의 전단설계 흐름도

3. 설계 예제

가. RC 라멘교(도로설계편람과 동일 제원 사용)

(1) 교량등급 및 제원

○ 교량등급 : 1등교

○ 교량형식 : 단경간 RC라멘교

○ 교량연장 : L = 16.8 m

○ 교량폭원 : B = 16.9 m

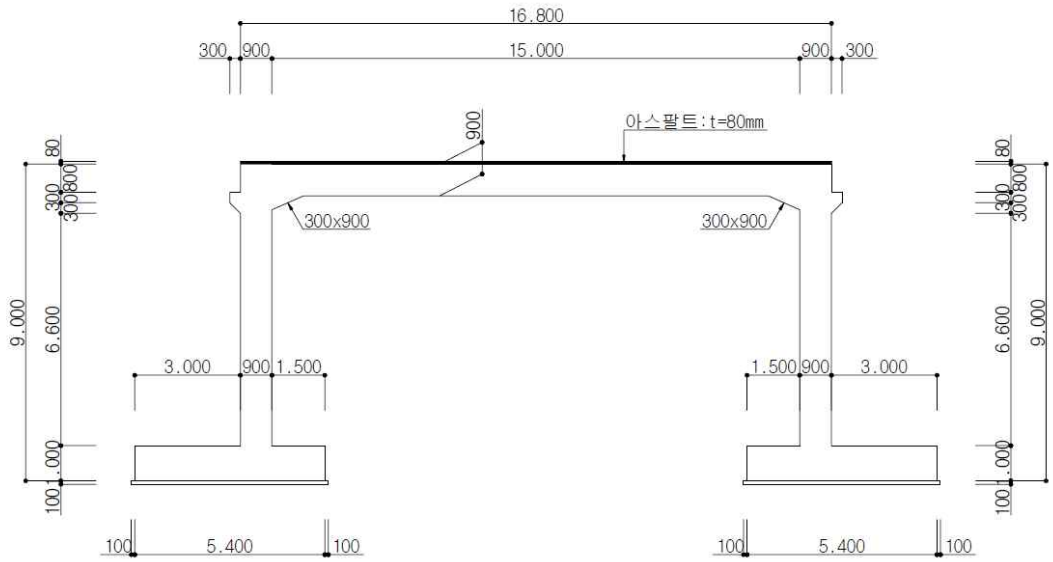
○ 내진설계조건 : 1등급, 가속도계수 : 0.154

(2) 사용재료 및 기준강도

○ 콘크리트 : 30 MPa, 철근 : SD400

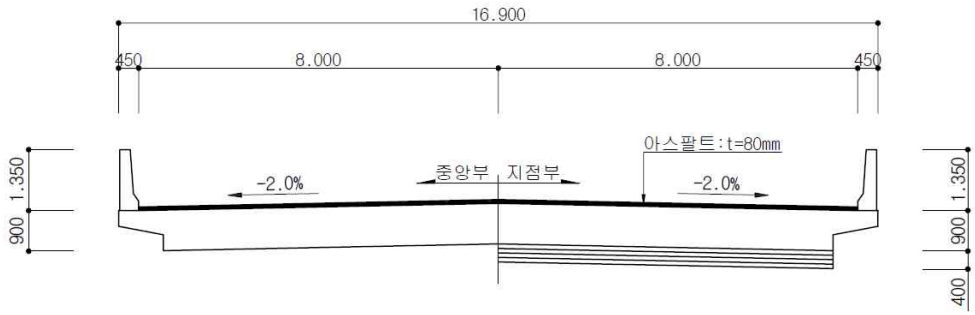
(3) 단면가정

○ 종단면도



<그림 3.3.1> RC라멘교의 종단면도

○ 횡단면도



<그림 3.3.2> RC라멘교의 횡단면도

(4) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법(MPa)	강도설계법(MPa)
f_{ck}	30	30
f_y	400	400

○ 단면 검토 결과

구분			한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
			콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
			㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	%
슬래브	단부	요구량	1.200	3,400	1,200	4,200	100	81
		사용량		4,050		5,139		79
	중앙부	요구량	0.900	3,920	0.900	2,940	100	133
		사용량		4,050		4,054		100
벽체	상부	사용량	1,000	4,050	1,000	5,139	100	79
	중앙부 (전면)	사용량	0.900	4,050	0.900	2,027	100	200
	중앙부 (배면)	사용량	0.900	4,050	0.900	4,054	100	100
	하부 (전면)	사용량	0.900	2,290	0.900	4,054	100	56
	하부 (배면)	사용량	0.900	2,290	0.900	4,054	100	56

(5) 결론

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)으로 RC 라멘교를 설계한 결과와 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)으로 해석한 결과를 비교해보면 콘크리트 단면적은 동일하며, 철근의 단면적은 한계상태설계법 : 4,050 ㎟/m, 강도설계법 : 5,139 ㎟/m 으로 한계상태설계법을 적용한 결과가 강도설계법을 적용한 결과에 비해 79 % 수준으로 감소하는 양상을 보였다.

나. RC 슬래브교(모멘트 재분배에 의한 소성설계를 위해 도로설계편람 제원 변경)

(1) 교량등급 및 제원

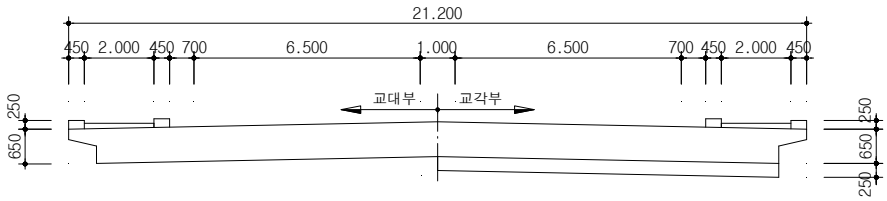
○ 교량등급 : 1등교
○ 교량형식 : 3경간 연속 RC 슬래브교
○ 교량연장 : L = 14.0 + 17.0 + 14.0 = 45.0 m
○ 교량폭원 : B = 21.2 m
○ 사　　각 : 20.0°

(2) 사용재료 및 기준강도

○ 콘크리트 : 30 MPa, 철근 : SD400

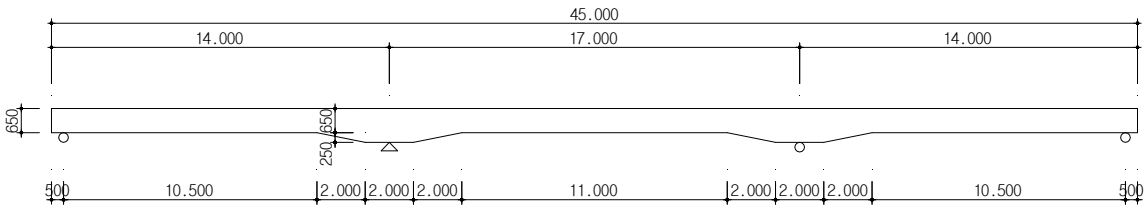
(3) 단면가정

○ 단면 최적화 설계 : 단면높이 변경(H=1.00 m~1.40 m → H=0.65 m~0.90 m)
○ 횡단면도



<그림 3.3.3> RC슬래브교의 횡단면도

○ 종단면도



<그림 3.3.4> RC슬래브교의 종단면도

(4) 설계결과

(가) Frame 해석

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법(MPa)	강도설계법(MPa)
f_{ck}	30	27
f_y	400	400

○ 단면 검토 결과

구분			한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
			콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
			㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	
종방향	단부	요구량	0.650	270	1,000	429	65	63
		사용량		507		2,290		22
	중앙부 (지간 1,3)	요구량	0.650	2,870	1,000	3,943	65	73
		사용량		3,100		6,080		51
	중간지점 (지점 1,2)	요구량	0.900	3,670	1,400	5,857	64	63
		사용량		4,050		7,709		53
	중앙부 (지간 2)	요구량	0.650	2,650	1,000	3,544	65	75
		사용량		3,100		5,139		60
횡방향	교대 (정모멘트부)	요구량	0.650	1,020	1,000	1,145	65	89
		사용량		1,320		1,987		66
	교대(부모멘트)	요구량	0.650	1,270	1,000	1,444	65	88
		사용량		1,320		1,987		66
	교각(정모멘트)	요구량	0.900	2,040	1,400	1,586	64	129
		사용량		2,580		2,865		90
	교각(부모멘트)	요구량	0.900	2,310	1,400	2,044	64	113
		사용량		2,580		2,865		90

(나) Frame 해석(모멘트 재분배)

○ 단면 검토 결과

종방향 설계 시 모멘트 재분배 수행, 횡방향 설계 시 모멘트 재분배 해당없음

구분			한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
			콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
			m^3/m	mm^2/m	m^3/m	mm^2/m	%	
종방향	단부	요구량	0.650	270	1,000	429	65	63
		사용량		422		2,290		22
	중앙부 (지간 1,3)	요구량	0.650	2,044	1,000	3,943	65	73
		사용량		3,378		6,080		56
	중간지점 (지점 1,2)	요구량	0.900	2,949	1,400	5,857	64	63
		사용량		3,378		7,709		44
	중앙부 (지간 2)	요구량	0.650	2,044	1,000	3,544	65	75
		사용량		3,378		5,139		66

(다) Plate 해석

○ 단면 검토 결과

구분			한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
			콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
			m^3/m	mm^2/m	m^3/m	mm^2/m	%	
종방향	단부	요구량	0.650	1,370	1,000	1,319	65	104
		사용량		2,030		2,292		89
	중앙부 (지간 1,3)	요구량	0.650	2,370	1,000	3,667	65	65
		사용량		3,100		6,080		51
	중간지점 (지점 1,2)	요구량	0.900	4,320	1,400	5,680	64	76
		사용량		5,140		7,709		67
	중앙부 (지간 2)	요구량	0.650	2,270	1,000	3,274	65	69
		사용량		2,290		5,139		45
횡방향	교대 (정모멘트부)	요구량	0.650	1,380	1,000	1,506	65	92
		사용량		1,910		1,986		96
	교대(부모멘트)	요구량	0.650	2,080	1,000	2,272	65	92
		사용량		2,580		2,865		90
	교각(정모멘트)	요구량	0.900	900	1,400	1,281	64	70
		사용량		1,910		2,865		67
	교각(부모멘트)	요구량	0.900	2,950	1,400	2,706	64	109
		사용량		3,380		2,865		118

(5) 결론

○ 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)이 적용된 예제서는 필요이상의 단면가정으로 도로교설계기준(한계상태설계법) 적용시 설계기준의 특성을 나타내지 못하여 콘크리트 단면의 높이를 지점부는 1,400 mm에서 900 mm로 중앙부는 1,000 mm에서 650 mm로 하향 조정하여 RC 슬래브교를 설계하였다. 또한 종방향 휨설계 시 탄성설계와 모멘트재분배를 이용한 소성설계를 적용하여 과업을 수행하였다.

○ 탄성설계 결과 콘크리트 단면적은 기존 도로교설계기준 대비 64 %~65 %수준이며, 필요철근량은 기존 설계법 대비 63 %~89 %, 사용철근량은 기존 설계법 대비 22 %~66 % 수준으로 한계상태설계법을 적용한 결과가 강도설계법을 적용한 결과에 비해 대체적으로 감소하는 양상을 보이나 일부구간에서는 필요철근량이 113 %~129 %로 강도설계법 대비 높은 결과의 양상을 보이고 있다.

○ 모멘트 재분배를 이용한 소성설계 시 지간부 단면의 사용철근량의 단면적은 9 % 증가하였고, 지점부 사용철근량의 단면적은 17 % 감소하는 경향을 보였다.

다. 교각(단면최적화를 위한 형상 변경)

(1) T형 교각

(가) 단면가정

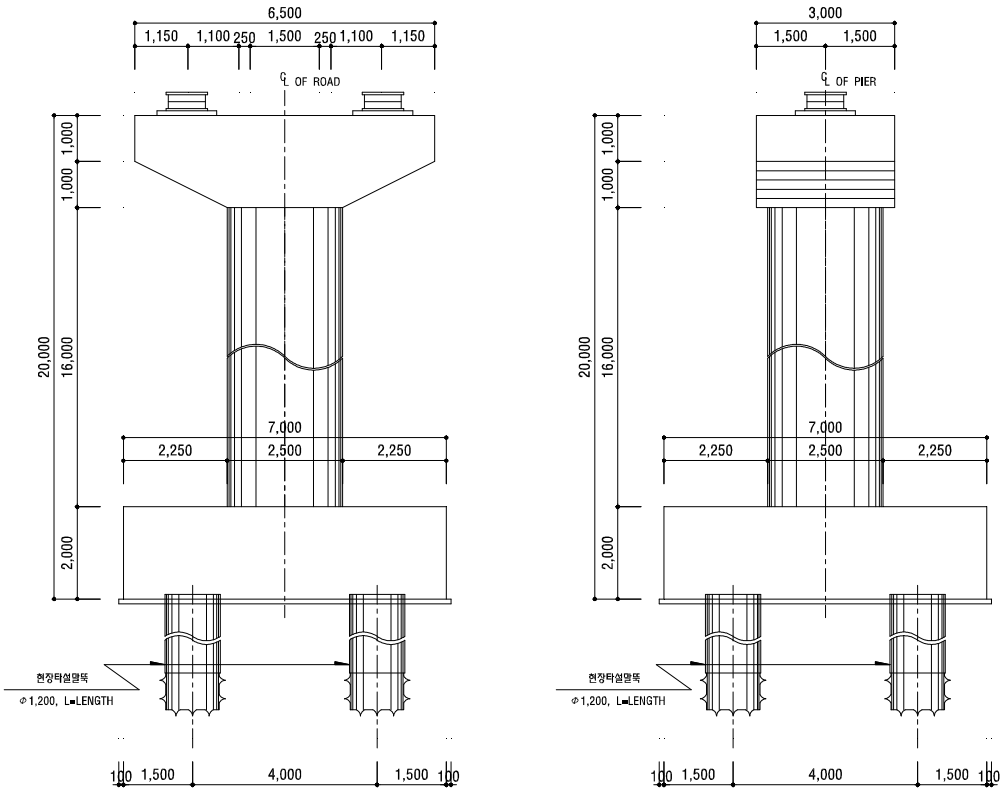
○ 단면 최적화 설계 : 상부 구조물 대상 변경으로 인한 하부구조물 형상변경

○ 상부 하중 변경 : PSC빔교 → PSC 박스거더교

○ 단면최적화

교각 : D=2.00 m → 2.50 m 변경

코핑 : H=3.00 m → 2.00 m 변경



<그림 3.3.5> T형 교각의 정면도 및 측면도

(나) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법	강도설계법
f_{ck}	35 MPa	35 MPa
f_y	400 MPa	400 MPa

○ 단면 검토 결과

구분			한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
			콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
			㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	%
기둥		요구량	4.909	-	5.98	-	82.1	-
		사용량		60359		64883		93.0
기초	교축	요구량	2.0	5380.2	2.5	3378.1	80.0	159.3
		사용량		6332.2		4053.6		156.2
	교직	요구량	2.0	4361.2	2.5	3378.1	80.0	129.1
		사용량		4994.6		4053.6		123.2

(다) 결론

○ T형 교각은 한계상태설계법을 적용할 경우 기존의 설계기준에 비하여 기둥의 단면과 철근량이 감소했다. 하지만 기초의 경우 단면이 작아지면서 철근량이 다소 증가했다.

(2) 파이(π)형 교각(설계기준에 따른 강도 및 단면최적화를 위한 형상 변경)

(가) 단면가정

○ 단면 최적화 설계 : 상부 구조물 대상 변경으로 인한 하부구조물 형상변경

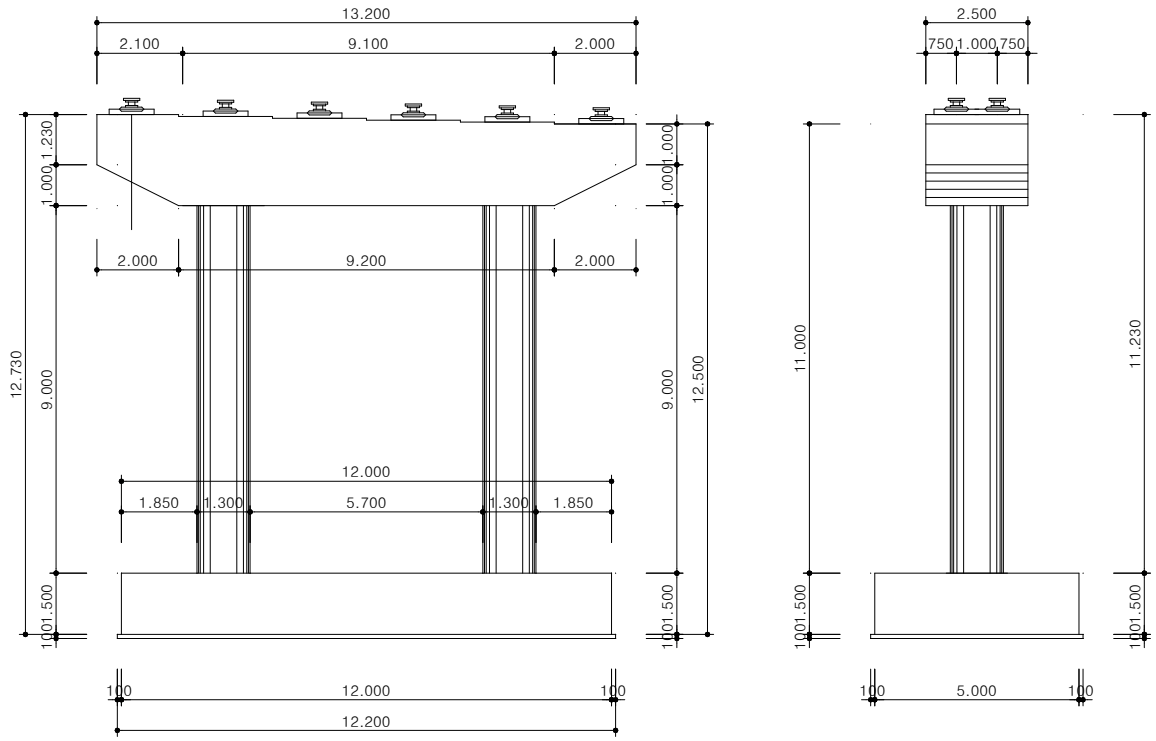
○ 상부 하중 변경 : PSC빔교 → PSC 박스거더교

○ 단면최적화

교각 : D=2.00 m → 1.30 m 변경

코핑 : H=2.50 m → 2.00 m 변경

기초 : D=2.00 m → 1.50 m 변경



<그림 3.3.6> 파이(π)형 교각의 횡단면도 및 종단면도

(2) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법	강도설계법
f_{ck}	30 MPa	24 MPa
f_y	400 MPa	300 MPa

○ 단면 검토 결과

구분			한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
			콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
			㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	%
기둥		요구량	1.327	-	3.142	-	42.2	-
		사용량		16214		48137		33.7
기초	교축	요구량	1.5	2527.7	2.0	-	75.0	-
		사용량		2817.3		3589.1		78.5
	교직 (지점)	요구량	1.5	2275.0	2.0	-	75.0	-
		사용량		2750.4		3969.2		69.3
	교직 (중앙)	요구량	1.5	3519.5	2.0	-	75.0	-
		사용량		3716.2		3969.2		93.6

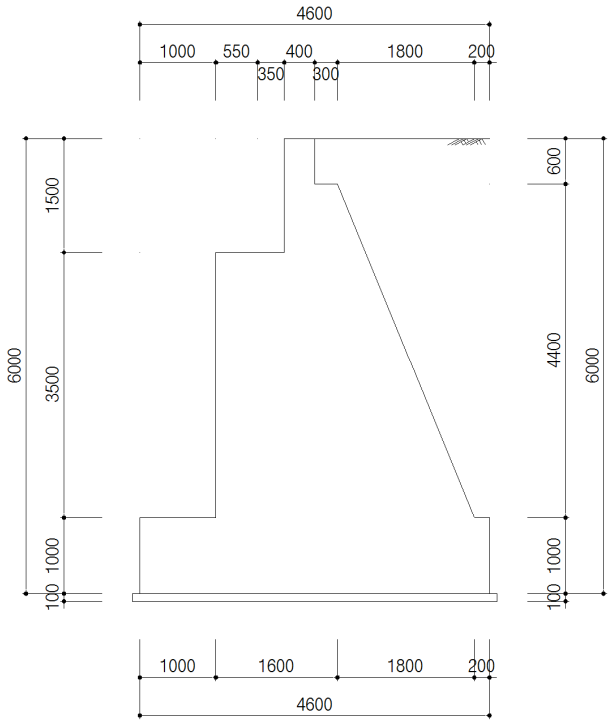
(다) 결론

○ 파이형 교각은 기존의 설계기준에 비하여 노출등급에 따른 최소콘크리트강도가 증가하므로 이를 고려하여 기존의 24 MP를 30 MPa로 증가시켜서 검토하였다. 또한 기둥의 경우 소성설계를 하여 단면이 기존 단면에 비하여 다소 감소하였다.

라. 교대

(1) 반중력식 교대(설계기준에 따른 강도 변경)

(가) 단면가정



<그림 3.3.7> 반중력식 교대의 단면도

(나) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법	강도설계법
f_{ck}	30 MPa	21 MPa
f_y	400 MPa	300 MPa

○ 단면 검토 결과

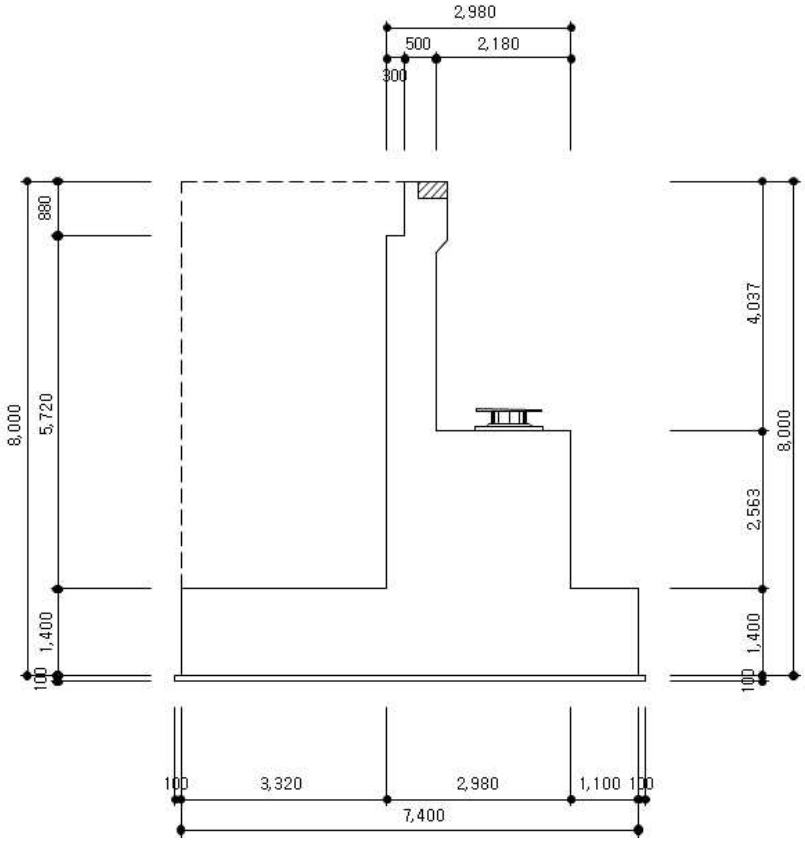
구분		한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
		콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
		㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	%
앞굽판	요구량	1.0	775.9	1.0	1800.0	100.0	43.1
	사용량		794.4		1910.0		41.6

(2) 역T형 교대(설계기준에 따른 강도 및 단면최적화를 위한 형상 변경)

(가) 단면가정

○ 단면 최적화 설계 : 상부 구조물 대상 변경으로 인한 하부구조물 형상변경

○ 상부 하중 변경 : PSC빔교 → PSC 박스거더교



<그림 3.3.8> 역T형 교대의 단면도

(나) 역T형 교대

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법	강도설계법
f_{ck}	30 MPa	24 MPa
f_y	400 MPa	300 MPa

○ 단면 검토 결과

구분		한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
		콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
		㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	%
벽체	요구량	2.98	853.2	2.98	509.0	100.0	167.6
	사용량		1146.0		4053.6		28.3
흉벽	요구량	0.8	862.5	0.8	1122.4	100.0	76.8
	사용량		1146.0		2292.0		50.0
날개벽A	요구량	0.8	1004.9	0.8	706.3	100.0	142.3
	사용량		1588.8		5139.2		30.9
날개벽A′	요구량	0.5	1400.0	0.5	938.8	100.0	149.1
	사용량		1588.8		5139.2		30.9
날개벽B	요구량	0.8	1585.3	0.8	1216.2	100.0	130.3
	사용량		1588.8		4053.6		39.2
날개벽C	요구량	0.8	1994.6	0.8	1588.4	100.0	125.6
	사용량		2292.0		4053.6		56.5
앞굽판	요구량	1.4	596.4	1.4	599.3	100.0	99.5
	사용량		794.4		3096.8		25.7
뒷굽판	요구량	1.4	797.6	1.4	807.3	100.0	98.8
	사용량		1146.0		3096.8		37.0

(3) 결론

○ 교대의 경우 기존의 설계기준에 비하여 노출등급에 따른 최소콘크리트강도가 증가하므로 이를 고려하여 기존의 21~24 MPa을 30 MPa로 증가시켜서 검토하였다. 하중의 경우 기존 설계기준에는 없던 상재 활하중이 추가되어 하중이 다소 증가 하였다. 때문에 설계법 변경으로 인한 물량 증감은 미미하였다.

마. PSC 합성거더교 (설계기준에 따른 강도 변경)

(1) 설계조건

○ 교량등급 : 1등교(차량전용)
○ 교량형식 : PSC 합성거더교
○ 교량연장 : L = 2@30.0 = 60.0 m(신축 여유량 미포함)
○ 교량폭원 : B = 10.750 m
○ 거더간격 : 2.750 m
○ 곡율반경 : ∞

(2) 사용재료 및 기준강도(MPa)

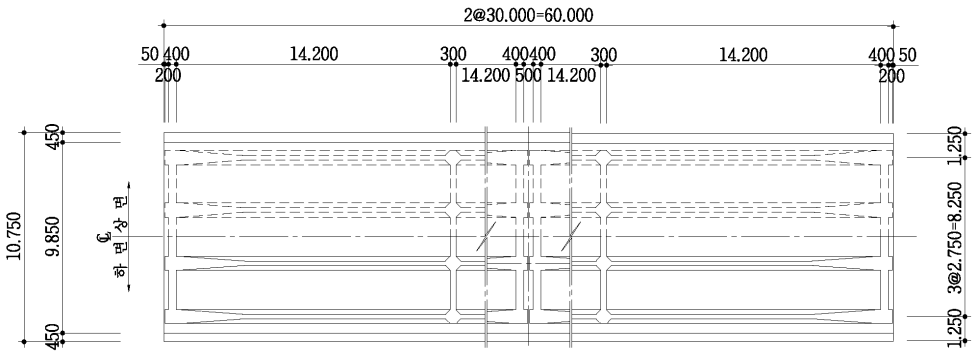
○ 콘크리트

구 분	한계상태설계법	강도설계법
슬래브	30	27
거 더	40	40
가로보	30	27

○ 철근 : SD400
○ 강연선 : SWPC7B 12.7 mm 7연선(저릴랙세이션 강선 사용)
○ 쉬스관 : Φ66 사용

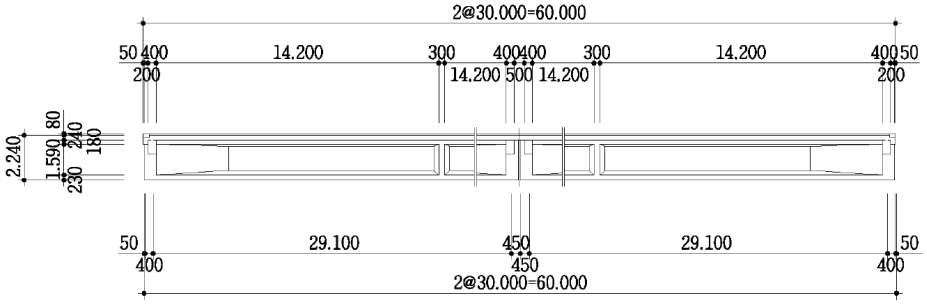
(3) 단면가정

○ 평면도



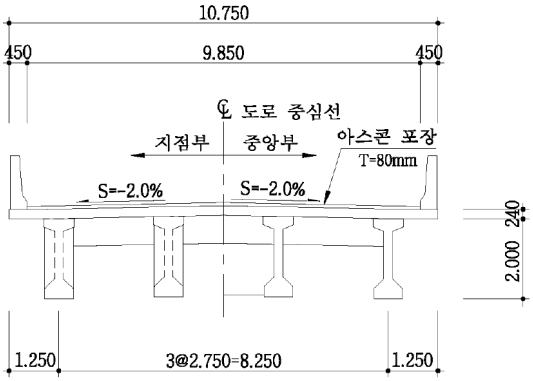
<그림 3.3.9> PSC합성거더교의 평면도

○ 종단면도



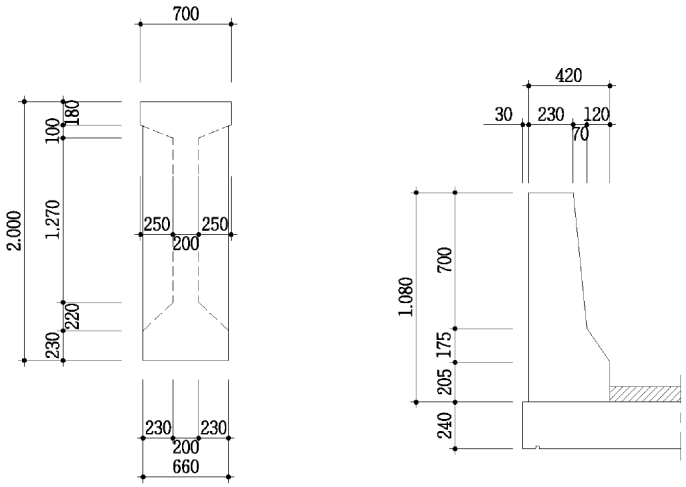
<그림 3.3.10> PSC합성거더교의 종단면도

○ 횡단면도



<그림 3.3.11> PSC합성거더교의 횡단면도

○ 단면상세도



<그림 3.3.12> PSC합성거더교의 단면상세도

(4) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법(MPa)			강도설계법(MPa)		
	거더	바닥판	가로보	거더	바닥판	가로보
f_{ck}	40	30	30	40	27	27
f_y	400	400	400	400	400	400
f_{py}	1,600	-	-	1,600	-	-

○ 단면 검토 결과

구분			한계상태설계법		강도설계법		강연선	철근
			강연선	철근	강연선	철근	한계/강도	
			㎟/m	㎟/m	㎟/m	㎟/m	%	%
슬래브	캔틸레버부		-	993	-	3,097	-	32
	중앙부		-	993	-	3,097	-	32
거더	단부	내측	3,550	3,100	4,740	-	74.9	-
		외측	3,550	3,100	4,740	-	74.9	-
	중앙부	내측	3,550	2,320	4,740	-	74.9	-
		외측	3,550	2,320	4,740	-	74.9	-
	3.6 m 이격부	내측	3,550	2,320	4,740	-	74.9	-
		외측	3,550	2,320	4,740	-	74.9	-
연속부	내측		-	5,575	-	7,872	-	71
	외측		-	8,341	-	16,258	-	51

(5) 결론

○ PSC 합성거더교의 설계단면력 산정시 기존의 관용적 해석법이 따르지 않고 시공단계에 의거한 해석 수행으로 기존의 해석법에서 범했던 오류를 수정하였다.

○ PSC 합성거더교의 결과를 비교해 보면 재료강도는 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)에 비해 도로교설계기준(한계상태설계법) 적용시 콘크리트 재료강도가 상향되어 설계되었다. 이는 내구성 최소규정에 의한 결과이며 내구성에 대한 부분이 기존의 설계기준에 비해 강화되었음을 알 수 있다. 설계결과는 기존 도로교설계기준 대비 콘크리트 단면적은 동일하며, 강연선의 경우 75 % 수준으로 감소하였다. 철근의 단면적은 슬래브에서 32.1 %로 감소하였는데 이는 경험적 설계법에 의해 설계되었던 기존 도로교설계기준 예제와 단면검토를 통한 한계상태설계법 예제와의 차이인 것으로 보이며, 연속부 철근량은 51 %~71 % 수준으로 감소하였다.

바. FSM(MSS)에 의한 PSC 박스거더교(도로설계편람 단면 동일 적용)

(1) 설계조건

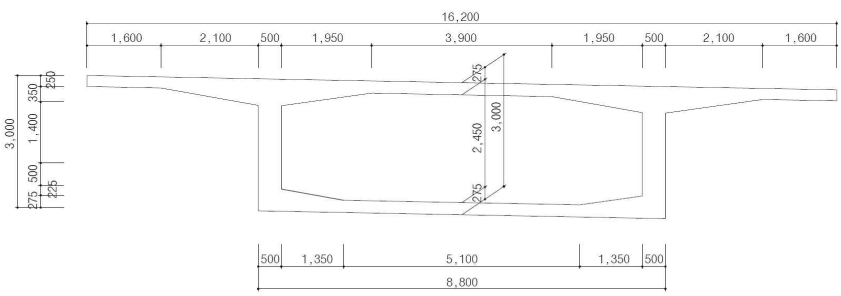
○ 교량등급 : 1등교(차량전용)
○ 교량형식 : PSC 단일 박스거더교
○ 교량연장 : L = 5@50.0 = 250.0 m
○ 교량폭원 : B = 16.2 m
○ 곡율반경 : ∞
○ 가설공법 : 전체 지지식(Full Staging Method; FSM)
○ 프리스트레스 도입 방식 : Post-tensioning 방식

(2) 사용재료 및 기준강도

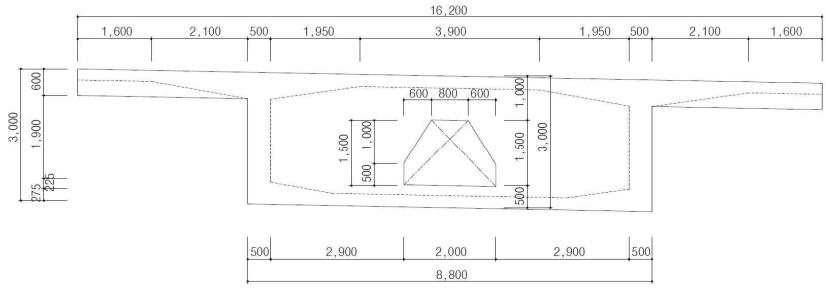
○ 콘크리트 : fck=40 MPa, 철근 : SD400
○ 강연선 : SWPC7B 15.2 mm 19연선, 22연선(저릴랙세이션 강선 사용)
○ 쉬스관 : Φ110/113 사용

(3) 단면가정

○ 횡단면도



<그림 3.3.13> FSM교의 일반부 횡단면도



<그림 3.3.14> FSM교의 지점부 횡단면도

(4) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법(MPa)	강도설계법(MPa)
f_{ck}	40	40
f_y	400	400
f_{py}	1,600	1,600

○ 단면 검토 결과

구분	한계상태설계법		강도설계법		강연선	철근
	강연선	철근	강연선	철근	한계/강도	
	㎟/m	㎟/m	㎟/m	㎟/m	%	%
중앙부	52,706	9,122	52,706	11,320	100	81
지점부	52,706	19,258	52,706	21,250	100	91

(5) 설계비교

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)으로 FSM에 의한 PSC박스거더교를 설계한 결과와 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)으로 해석한 결과를 비교해보면 콘크리트 단면적 및 강연선량은 동일하며, 기존 도로교설계기준 대비 철근의 단면적은 81 %~91 % 수준으로 감소하는 양상을 보였다. 강연선량이 감소하지 않은 원인은 영응력 한계검토에 의한 결과 때문이며 고정하중에 대한 비중이 높은 교량에 대해서는 경제성 절감의 효과가 적다.

사. ILM에 의한 PSC 박스거더교(도로설계편람 단면 동일 적용)

(1) 설계조건

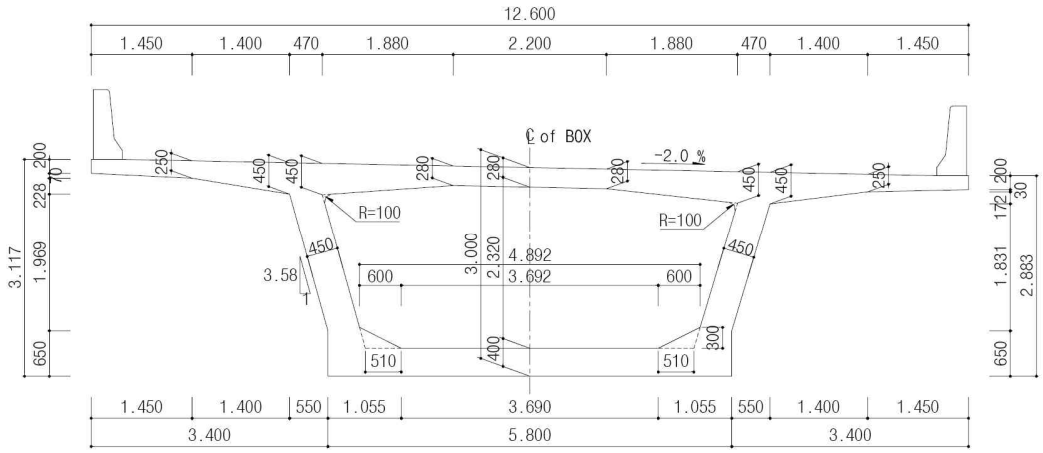
○ 교량등급 : 1등교
○ 교량형식 : PSC 박스거더교
○ 교량연장 : L = 40.0 + 6@50.0 + 40.0 = 250.0 m
○ 교량폭원 : B = 12.6 m
○ 단면형고 : H = 3.0 m
○ 곡율반경 : ∞
○ 가설공법 : 압출식공법(Incremental Launching Method; ILM)
○ 프리스트레스 도입 방식 : Post-tensioning 방식

(2) 사용재료 및 기준강도

○ 콘크리트 : f_{ck}=40 MPa
○ 철근 : SD400
○ 강연선 : SWPC7B 15.2 mm 6연선, 7연선, 12연선(저릴랙세이션 강선 사용)
○ 쉬스관 : Φ63/66, Φ84/87 사용

(3) 단면가정

○ 횡단면도



<그림 3.3.15> ILM교의 횡단면도

(4) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법(MPa)	강도설계법(MPa)
f_{ck}	40	40
f_y	400	400
f_{py}	1,600	1,600

○ 단면 검토 결과

구분	한계상태설계법	강도설계법	강연선
	강연선	강연선	한계/강도
	㎟/m	㎟/m	%
중앙부	35,785	50,209	71.3
지점부	39,113	56,867	68.8

(5) 결론

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)으로 ILM에 의한 PSC박스거더교를 설계한 결과와 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)으로 해석한 결과를 비교해보면 콘크리트 단면적은 동일하며, 기존 도로교설계기준 대비 강연선이 69~71 % 수준으로 감소하는 양상을 보여 한계상태설계법 적용시 경제적인 설계가 될 수 있음을 확인하였다.

아. FCM에 의한 PSC 박스거더교(도로설계편람 오류수정을 위한 단면 변경)

(1) 설계조건

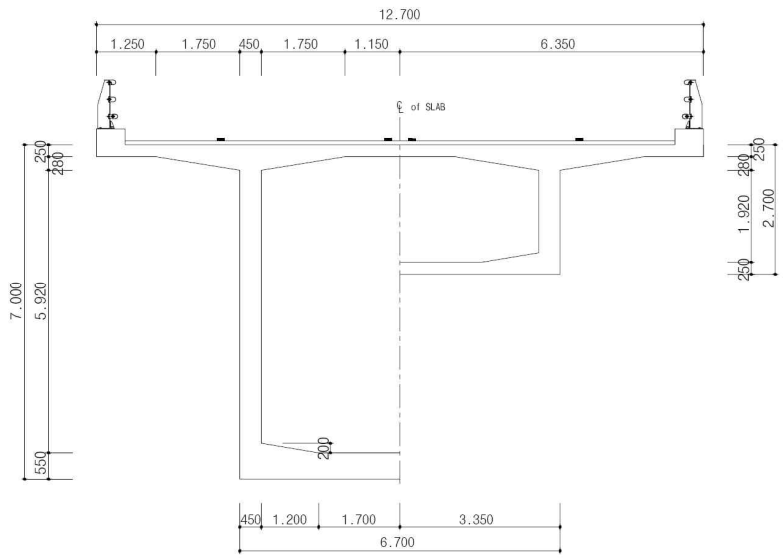
○ 교량등급 : 1등교
○ 교량형식 : PSC 박스거더교
○ 지간구성 : L = 85.0 + 130.0 + 85.0 = 300.0 m
○ 폭 원 : B = 12.7 m
○ 단면형고 : H = 2.7~7.0 m(강도설계법), 3.0~7.5 m(한계상태설계법)
○ 곡율반경 : ∞
○ 가설공법 : 캔틸레버공법(Free Cantilever Method; FCM)
○ 프리스트레스 도입 방식 : Post-tensioning 방식

(2) 사용재료 및 기준강도

○ 콘크리트 : f_{ck}=40 MPa(강도설계법), f_{ck}=45 MPa(한계상태설계법)
○ 철근 : SD400
○ 강연선 : SWPC7B 15.2 mm 19연선, 22연선(저릴랙세이션 강선 사용)
○ 쉬스관 : Φ100/103, Φ110/113 사용

(3) 단면가정

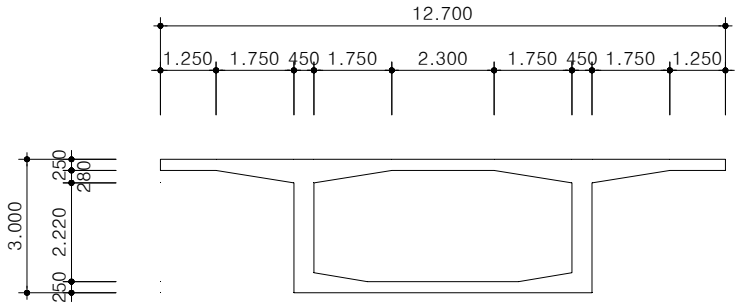
○ 횡단면도(강도설계법)



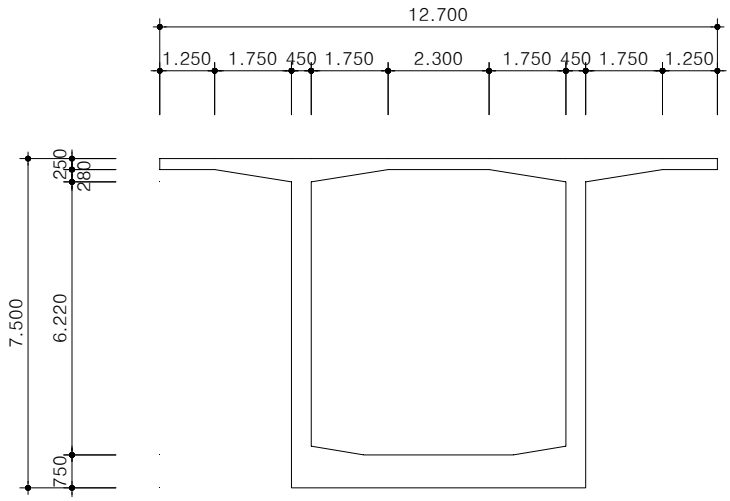
<그림 3.3.16> ILM교의 횡단면도(강도설계법)

○ 횡단면도(한계상태설계법)

기존 설계 예제의 경우 설계가정과 단면설계 단면력의 불일치로 대상구조물의 단면높이 변경 : H=2.70~7.00 m → 30.0~7.50 m



중앙부



지점부

<그림 3.3.17> ILM교의 횡단면도(한계상태설계법)

(4) 설계결과

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법(MPa)	강도설계법(MPa)
f_{ck}	45	40
f_y	400	400
f_{py}	1,600	1,600

○ 단면 검토 결과

구분	한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	강연선
	콘크리트	강연선	콘크리트	강연선	한계/강도	
	m^3/m	mm^2/m	m^3/m	mm^2/m	%	%
중앙부	8.320	54,925	8.020	47,435	103.7	115.8
지점부	15.270	84,330	13.721	84,330	111.3	100.0

(5) 결론

○ 기존의 설계법이 적용된 설계의 경우 해석조건과 설계단면력의 불일치로 인한 오류가 확인되었으며 이를 도로교설계기준(한계상태설계법) 적용시 단면높이와 강연선량을 상향 조정하여 본 예제에 적용하였다.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 5.11.3 표 5.11.5에 명시되어있는 시공하중조합 및 허용인장응력을 이용하여 시공중 검토를 수행할 수 있다. 다만 이 규정은 세그멘탈 공법 교량에 한정되어 있는 기준이므로 주의해야 한다.

○ 설계 결과를 비교해보면 콘크리트 단면적은 기존 도로교설계기준 대비 104~111 % 증가하였고, 강연선량은 100~116 %로 증가하였다.

4. 실교량 시험설계

가. 대상 교량 현황

(1) 형식 선정

○ FSM에 의한 PSC 박스거더교는 ILM, FCM 공법 대비 가설단계 해석절차가 간편하여 도로교설계기준(한계상태설계법)에 의한 설계 절차 및 내용을 파악하기 용이할 것으로 생각된다.

○ 본 실교량 시험설계 대상교량은 전북 군산시 옥도면 신시도리와 무녀도리를 연결하는 1.292 km의 도로로 마지막 교량인 무녀교는 50+2@60+50=220 m PSC 박스교량으로 폭원은 차도2차선과 보도를 포함한 18.652~17.000 m로 구성되어 있다.

(2) 교량제원

○ 교량등급 : 1등교
○ 교량형식 : PSC 박스거더교
○ 지간구성 : L = 50.0 + 2@60.0 +50.0 = 220.0 m
○ 폭 원 : B = 18.652~17.000 m
○ 단면형고 : H = 3.5 m(원안), 3.2 m(한계상태설계법)
○ 곡율반경 : R = 510 m
○ 가설공법 : 전체 지지식(Full Staging Method; FSM)
○ 프리스트레스 도입 방식 : Post-tensioning 방식

(3) 사용재료 및 기준강도

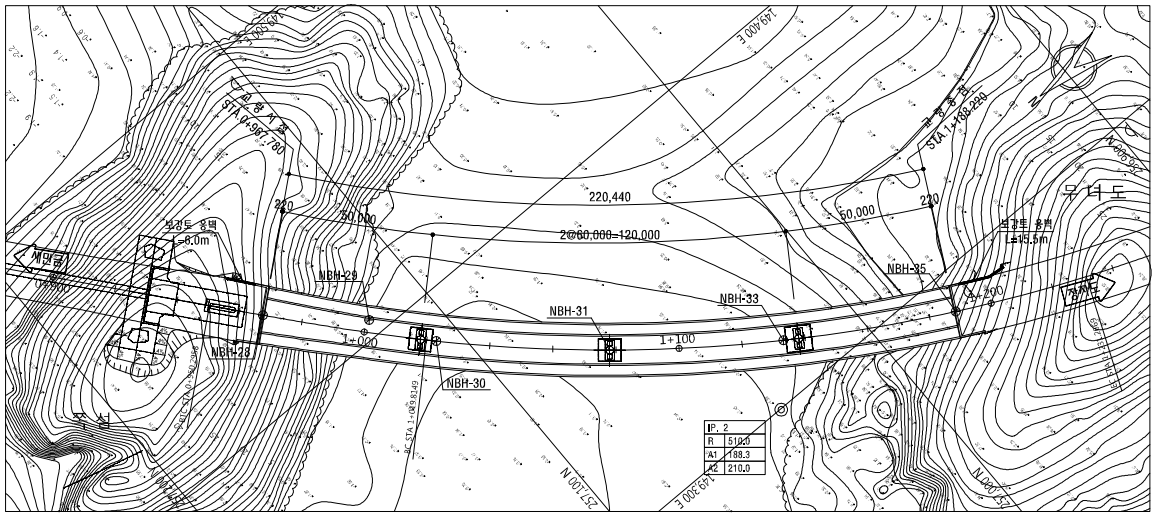
○ 콘크리트

구분	상부	교각	교대
f_{ck}	40	35	30

○ 철근 : SD400
○ 강연선 : SWPC7B 12.7 mm 22연선(저릴랙세이션 강선 사용)
SWPC7B 15.2 mm 19연선(저릴랙세이션 강선 사용)
○ 쉬스관 : Φ87/90 사용

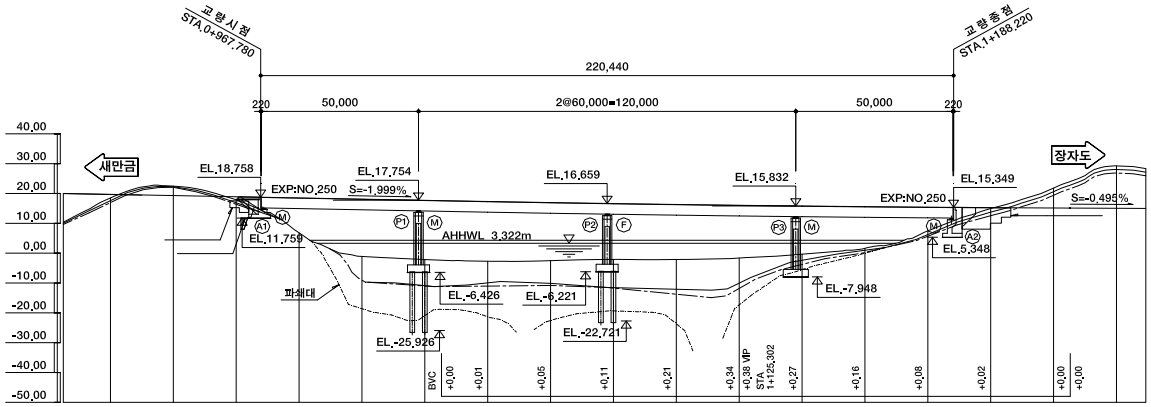
(4) 단면가정

○ 평면도



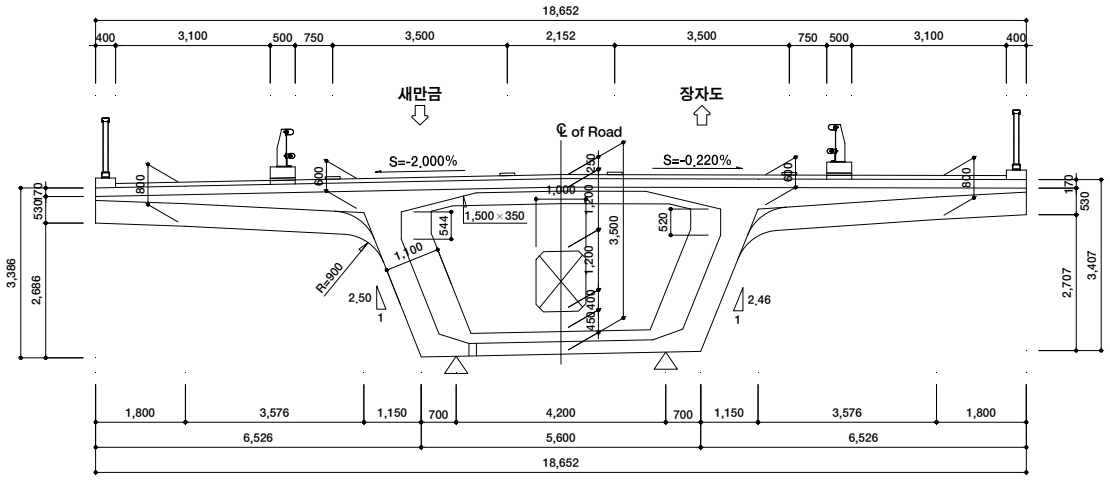
<그림 3.3.18> 실물교량의 평면도

○ 종단면도

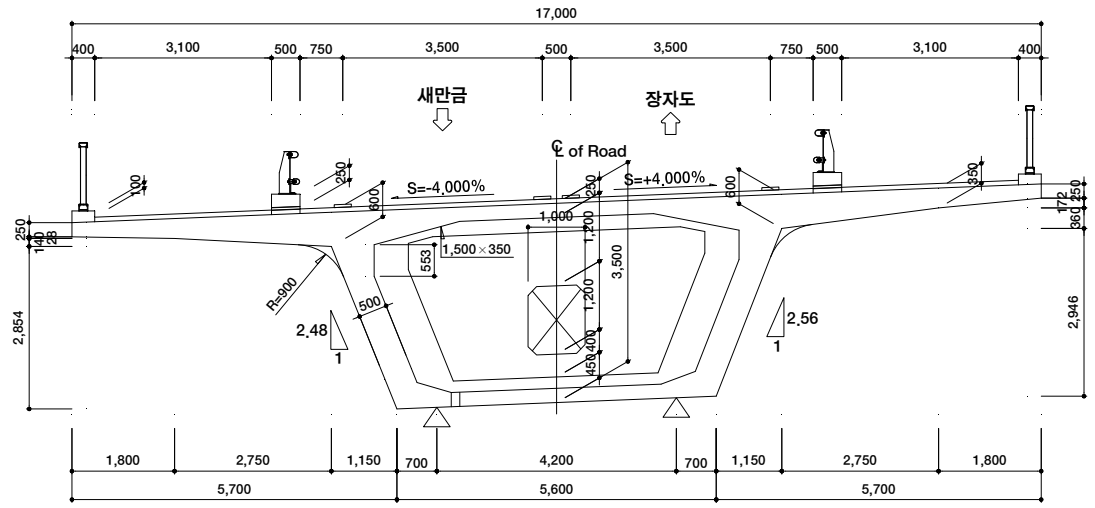


<그림 3.3.19> 실물교량의 종단면도

○ 원안 횡단면도



<그림 3.3.20> 실물교량(원안)의 확폭구간 횡단면도

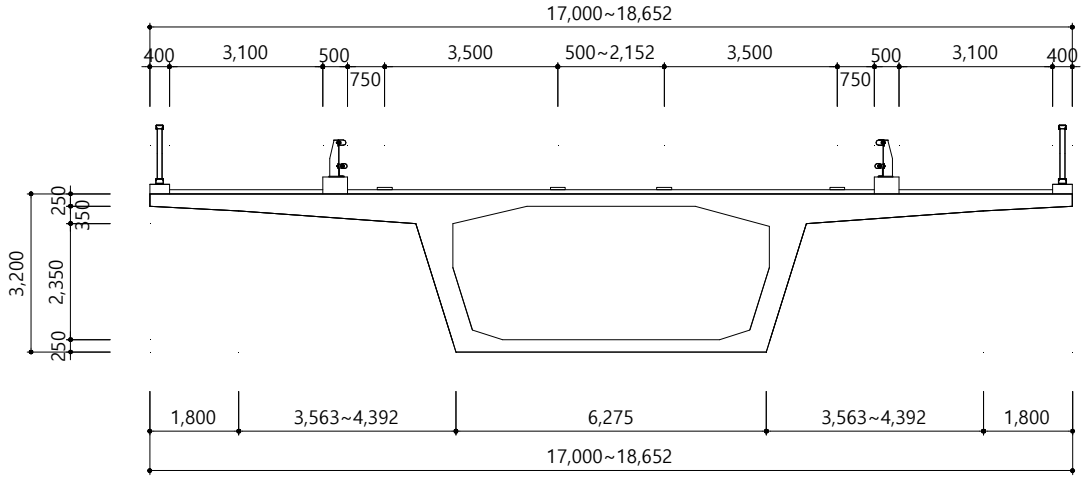


<그림 3.3.21> 실물교량(원안)의 일반구간 횡단면도

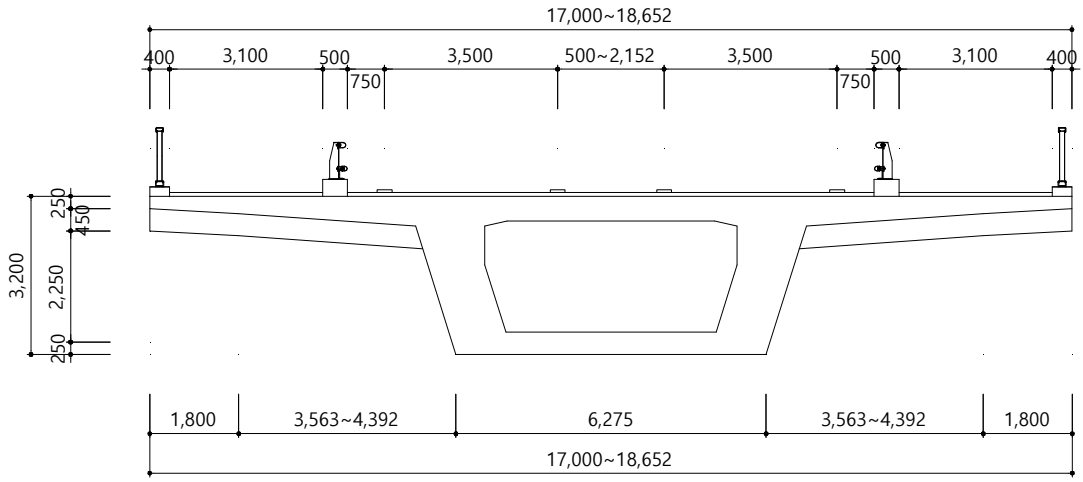
○ 한계상태설계법 적용 횡단면도

한계상태설계법 적용시 설계법의 특징을 나타내기 위해 단면높이 및 복부 두께를 아래와 같이 감소하여 설계하였다.

기존 : H=3.5 m, t_{web}=500 mm → 변경 : H=3.2 m, t_{web}=450 mm

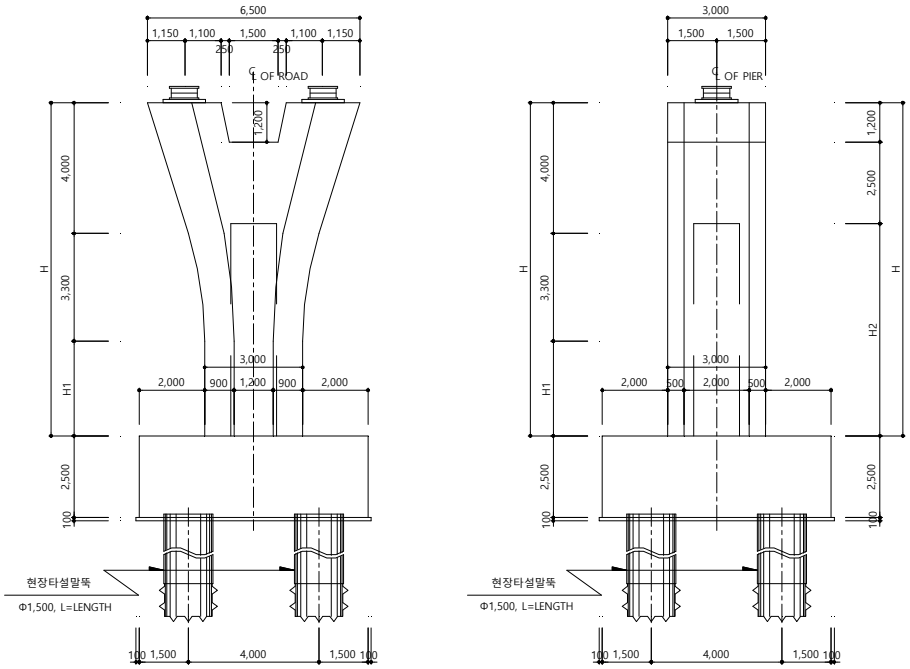


<그림 3.3.22> 실물교량(한계상태설계법)의 일반부 횡단면도



<그림 3.3.23> 실물교량(한계상태설계법)의 지점부 횡단면도

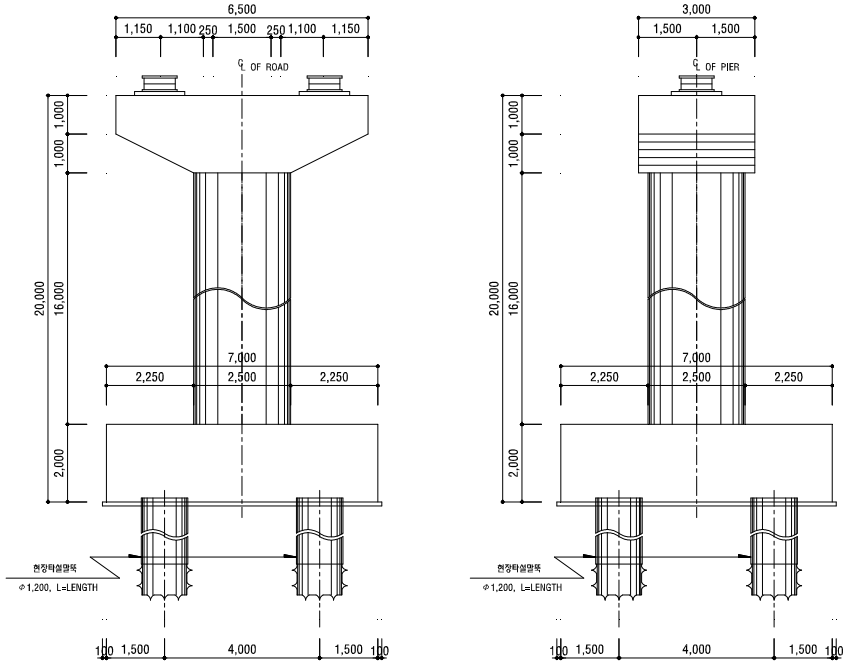
○ Y형 교각



<그림 3.3.24> Y형 교각의 횡단면도 및 종단면도

○ T형 교각

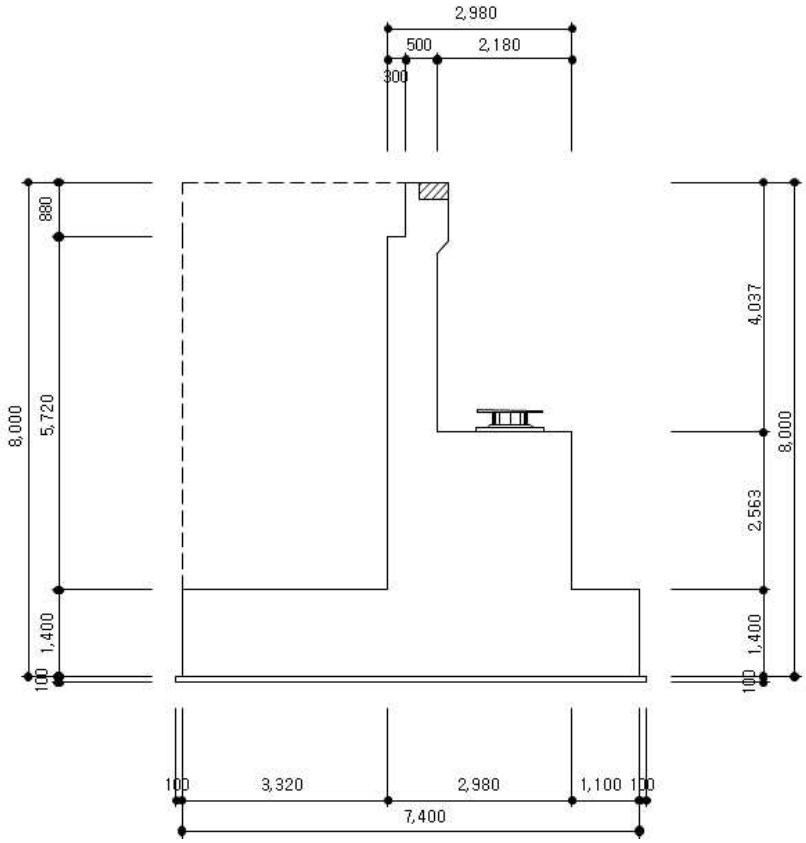
한계상태설계법 적용시 설계법의 특징을 부각하고 설계자의 이해를 돕기 위하여 교각의 형상을 변경하여 설계하였다.(코핑, 교각, 푸팅의 경계가 뚜렷함)



<그림 3.3.25> T형 교각의 횡단면도 및 종단면도

○ 역T형 교대

교대 치수는 한계상태설계법 적용시 최적화 할 수 있는 부분이 미미하므로 원안과 동일하게 적용하였다.(상부단면높이, 기초의 안정성, 받침크기 등)



<그림 3.3.26> 역T형 교대의 단면도

(5) 설계결과

(가) 상부 : PSC박스거더교

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법(MPa)	강도설계법(MPa)
f_{ck}	40	40
f_y	400	400
f_{py}	1,600	1,600

○ 단면 검토 결과

구분		한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	강연선
		콘크리트	강연선	콘크리트	강연선	한계/강도	
		m^3/m	mm^2/m	m^3/m	mm^2/m	%	%
시점측 (50 m, 확폭부)	중앙부	11.595	34,746	12.069	36,897	96.1	94.2
	지점부	16.006	52,119	16.528	52,710	96.8	98.9
내측 (60 m)	중앙부	10.811	52,119	11.314	52,710	95.6	98.9
	지점부	16.006	56,462	16.528	57,981	96.8	97.4
종점측 (50 m)	중앙부	10.811	34,746	11.314	36,897	95.6	94.2
	지점부	16.006	52,119	16.528	52,710	96.8	98.9

○ 물량비교

구분		콘크리트	철근	강연선
				종방향
		m^3	ton/m	ton
강도설계법		3,075	2.055	85.150
한계상태설계법		2,865	1.686	75.873
증감	양	▽210	▽0.369	▽9.277
	비율	93.2 %	82.0 %	89.1 %

(나) 교각

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법	강도설계법
f_{ck}	35 MPa	35 MPa
f_y	400 MPa	400 MPa

○ 단면 검토 결과

구분			한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
			콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
			㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	%
기둥		사용량	4.909	60359	5.98	64883	82.1	93.0
기초	교축	요구량	2.0	5380.2	2.5	3378.1	80.0	159.3
		사용량		6332.2		4053.6		156.2
	교직	요구량	2.0	4361.2	2.5	3378.1	80.0	129.1
		사용량		4994.6		4053.6		123.2

○ 물량비교

구분		콘크리트	철근
		㎥/개소	ton/개소
강도설계법		262.924	28.868
한계상태설계법		211.461	26.587
증감	양	▽51.463	▽2.281
	비율	80.4 %	92.1 %

(다) 교대

○ 재료강도

재료강도	한계상태설계법	강도설계법
f_{ck}	30 MPa	24 MPa
f_y	400 MPa	300 MPa

○ 단면 검토 결과

구분		한계상태설계법		강도설계법		콘크리트	철근
		콘크리트	철근	콘크리트	철근	한계/강도	
		㎥/m	㎟/m	㎥/m	㎟/m	%	%
벽체	요구량	2.98	853.2	2.98	509.0	100.0	167.6
	사용량		1146.0		4053.6		28.3
흉벽	요구량	0.8	862.5	0.8	1122.4	100.0	76.8
	사용량		1146.0		2292.0		50.0
날개벽A	요구량	0.8	1004.9	0.8	706.3	100.0	142.3
	사용량		1588.8		5139.2		30.9
날개벽A′	요구량	0.5	1400.0	0.5	938.8	100.0	149.1
	사용량		1588.8		5139.2		30.9
날개벽B	요구량	0.8	1585.3	0.8	1216.2	100.0	130.3
	사용량		1588.8		4053.6		39.2
날개벽C	요구량	0.8	1994.6	0.8	1588.4	100.0	125.6
	사용량		2292.0		4053.6		56.5
앞굽판	요구량	1.4	596.4	1.4	599.3	100.0	99.5
	사용량		794.4		3096.8		25.7
뒷굽판	요구량	1.4	797.6	1.4	807.3	100.0	98.8
	사용량		1146.0		3096.8		37.0

○ 물량비교

구분		콘크리트	철근
		㎥/개소	ton/개소
강도설계법		397.494	51.408
한계상태설계법		397.494	40.873
증감	양	-	▽10.535
	비율	100 %	79.5 %

(6) 결론

(가) 상부 : PSC박스거더교

○ 설계비교

실물교량의 도로교설계기준(한계상태설계법) 적용시 단면 감소의 효과가 나타났다. 기존 도로교설계기준(2010) 적용시 단면높이가 3.5 m 였으나 한계상태설계법 적용시 3.2 m로 감소하였다. 또한 설계방법의 차이로 인한 강연선 절감 효과도 소폭 나타났다. 이로 인해 단면의 강연선단면적은 기존 설계법 대비 94.2~98.6 % 수준으로 감소하였다.

○ 물량비교

도로교설계기준(한계상태설계법)으로 실물교량(무녀교) 상부를 설계한 결과와 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)으로 설계한 결과를 비교해보면 콘크리트량은 한계상태설계법 : 3,075 ㎥, 강도설계법 : 2,865 ㎥ 으로 210 ㎥ 감소하였고, 강연선량은 한계상태설계법 : 75.873 ton, 강도설계법 : 85.150 ton 으로 9.277 ton 감소하는 양상을 보였으며, 철근량은 한계상태설계법 : 1.686 ton/m, 강도설계법 : 2.055 ton/m 으로 0.369 ton/m 감소하는 양상을 보였다. 따라서 한계상태설계법 적용시 경제적인 설계가 될 수 있음을 확인하였다.

(나) 교각 : T형 교각

○ 설계비교

도로교설계기준(한계상태설계법)으로 설계한 결과 기둥의 경우 콘크리트와 철근 물량 모두 감소하였다. 기초의 경우 단면 높이를 감소시키면서 철근량이 증가하였지만 전체적으로 경제적인 설계가 가능함을 확인하였다.

○ 물량비교

도로교설계기준(한계상태설계법)으로 실물교량(무녀교) 교각 설계 결과와 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)으로 설계한 결과를 비교해보면 콘크리트량은 한계상태설계법 : 211.461 ㎥, 강도설계법 : 262.924 ㎥ 으로 19.6 % 감소하는 양상을 보였으며, 철근량은 한계상태설계법 : 26.587 ton, 강도설계법 : 28.363 ton 으로 6.3 % 감소하는 양상을 보였다.

(다) 교대 : 역T형 교대

○ 설계비교

교대의 경우도 교각과 같이 기존의 설계기준에 비하여 노출등급에 따른 최소콘크리트강도가 증가하므로 이를 고려하여 기존의 24 MPa를 30 MPa로 증가시켜서 검토하였다. 검토결과 상재 활하중이 추가 되었음에도 비슷한 물량으로 설계되었음을 확인 할 수 있다. 다만 기존 교대의 경우 철근 요구량보다 다소 많은 철근을 사용하였다는 점은 감안하여야 한다.

○ 물량비교

도로교설계기준(한계상태설계법)으로 실물교량(무녀교) 교대를 설계한 결과와 기존 도로교설계기준(강도설계법, 2010)으로 해석한 결과를 비교해보면 콘크리트량은 동일한 단면을 사용하였으므로 변화가 없었으며, 철근량은 한계상태설계법 : 40.873ton, 강도설계법 : 51.408ton 으로 10.535ton 감소하는 양상을 보였다.

(라) 실교량 종합결론

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)은 내구성 기준 강화되어 있고 부재상세에 대한 세부적인 설계가 가능하도록 구성되어 있다. 본 예제(실물교량)의 한계상태설계법 적용시 원안 대비 콘크리트, 강연선, 철근의 전체적인 물량 감소 효과가 있었다. 이는 한계상태설계법이 경제적이고 보다 안전한 구조물 설계를 가능하게 한다는 것으로 볼 수 있다. 다만 예제의 일부 부재에서 물량 및 재료강도가 증가되는 경향을 보이고 있고, 이는 항상 한계상태설계법이 기존도로교설계기준 대비 물량이 감소하지만은 않는다는 점과 내구성에 대한 기준이 강화되어 기존 설계법 대비 재료의 강도가 높아 질수 있다는 점을 보여 준다.

5. 결론

○ 한계상태설계법을 적용한 본 예제와 기존 도로교설계기준 예제를 비교한 결과 대체적으로 물량절감의 효과가 나타났으나, 일부 부재에서는 물량 및 재료강도가 증가되었다. 이는 항상 한계상태설계법이 기존도로교설계기준 대비 물량이 감소하지는 않는다는 점과 내구성에 대한 기준이 강화되어 기존 설계법 대비 재료의 강도가 높아 질 수 있다는 점을 보여 준다.

○ 한계상태설계법을 적용한 본 예제와 도로교설계기준(강도설계법) 편람 예제의 비교 시 다소 물량절감 효과가 크게 나타난 바가 있다. 이는 편람의 예제가 다소 안전측이기 때문이며, 본 예제 설계 시 한계상태설계법의 다양한 특징 및 설계방법들을 위하여 사용률을 최소화한 부분이 포함되어 있다.

○ 유로코드(EC2)를 근간으로하고 국내 연구진이 오랜기간 연구하여 편찬된 도로교설계기준(한계상태설계법)은 경제적이고 보다 안전한 구조물 설계가 가능하게 되어 국가예산절감 및 기술발전에 커더란 기여를 할 것으로 예상된다.

○ 기존 설계기준에 비해 많은 부분에서 설계자의 판단이 필요하게 됨으로써 보다 합리적인 설계가 가능할 것으로 예상된다.

○ 도로교설계기준(한계상태설계법)은 기존의 설계기준과 많은 차이가 있어 설계자가 설계기준과 접했을 때 많은 어려움이 예상되나 본 과제가 한계상태설계법을 처음 접하는 설계자들에게 기준에 대한 이해를 증진시키고 설계의 편의를 제공하는 등 많은 도움이 될 것이며 국내 설계기술 발전에 기여하는 바가 매우 클 것으로 예상된다.

○ 그러나, 한계상태설계법은 기존의 설계법과 달라 국내 기술자들에게 익숙하지 않고 또한 현재 발간된 설계기준이 일부 내용수정이 필요한 부분과 오탈자로 인한 혼란이 있을 수 있으므로 추후 개정되는 설계기준 및 현 시방서의 기본이 되는 AASHTO LRFD 및 Eurocode 2를 참조하여 설계할 필요가 있다.

○ 한계상태설계법은 앞의 예제에서와 같이 환경조건에 따른 피복 및 강도를 결정하고 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태 및 극단상황한계상태에 대하여 검토해야 하므로 이에 대한 절차를 이해하고 설계하여야하며 적정단면에 이를 때까지 이를 반복하여 가장 효율적이고 안전하며 경제적인 단면을 찾는 과정의 반복이 필요하나 아직은 이에 대한 충분한 노하우가 정립되지 않아 많은 시간과 인력이 필요하나 현재는 기술자들이 한계상태의 개념이 숙달되지 않은 상태이므로 한계상태설계법을 적용하여 교량을 설계할 경우 기존의 허용응력설계법 및 강도설계법에 의한 성과를 참조하여 구조물 안전에 유의하여야 한다.

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 연구목표의 달성도

1. 연구개발 수행 진도율(1차년도)

구분 / 개발내용	연구개발기간											진도(%)
	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
설계기준 상세분석 및 피드백	·····	·····	·····	·····								100
	———	———	———	———								
실무설계 절차도 제시				·····	·····							100
				———	———							
관련 문헌 및 사례조사	·····	·····										100
	———	———										
예제집 구성 및 작성 방안 검토			·····	·····	·····							100
			———	———	———							
공인기관 검토 및 공인화 방안 수립 (기술료 설정 검토)						·····	·····	·····	·····			100
						———	———	———	———			
대상 교량 형식 선정 (시험설계 대상 포함)	·····	·····	·····	·····								100
	———	———	———	———								
대상 교량 형식별 설계 조건 선정				·····	·····	·····						100
				———	———	———						
실무설계 예제집 작성					·····	·····	·····	·····	·····			100
					———	———	———	———	———			
피드백을 통한 실무설계 예제집 수정								·····	·····	·····		100
								———	———	———		
Q&A 초안 작성						·····	·····	·····	·····	·····		100
						———	———	———	———	———		
총 진도율												100

·····당초계획
———— 실 적

2. 연구개발 수행 진도율(2차년도)

구분 / 개발내용	연구개발기간 9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	진도(%)
실무설계 예제집 작성													100
피드백을 통한 실무설계 예제집 수정													100
Q&A 작성													100
설계 조건 선정													100
시험설계 및 비교평가													100
예제집 구성 및 작성 방안 보완													100
설계실무자 의견수렴													100
부분개정(안) 작성													100
자문회의													100
관련기관 및 정비협의회 의견수렴													100

·····당초계획
————실 적

3. 연구개발 목표의 달성도

목 표	달 성 도(%)	내 용
한계상태설계 기술자료의 공인화	100	▪ 도로교설계기준(한계상태설계법) 집필위원의 기술적 자문을 통한 예제집 및 Q&A의 전문성과 객관성 확보 ▪ 설계 개념, 절차 및 세부내용에 대해 전문적이고 객관적인 검토를 거쳐 신뢰성 확보
도로교설계기준(한계상태설계법) 개선 방안 수립	100	▪ 설계 예제 단계에서 발생되는 설계기준의 문제점 도출 ▪ 설계기준 오류 및 보완내용 도출 통한 부분개정(안) 도출 ▪ 설계단계에서 발생되는 예상 질문에 대한 Q&A 개발 ▪ 연계 과제 정책 제안
강교 형식별 예제집 개발	100	▪ 한계상태설계법의 설계 절차, 세부 조항을 검토하여 대표 단면에 대한 설계 예제 제시 ▪ 강교 한계상태설계의 절차 제시 및 기존 설계와의 차이를 분석하고, 설계 예제를 제시하여 기술자의 한계상태 설계에 대한 이해력 향상 제고 ▪ 강합성박스거더교, 곡선 강합성박스거더교, 플레이트거더교 예제집 개발
강교 실교량 시험설계	100	▪ 강교 실교량 상세설계 도면 작성 ▪ 물량/공사비 산정 및 기존 설계법과의 비교평가

목 표	달 성 도(%)	내 용
콘크리트교 및 하부구조 형식별 예제집 개발	100	▪ 한계상태설계법의 설계 절차, 세부 조항을 검토하여 대표 단면에 대한 설계 예제 제시 ▪ 콘크리트교 및 하부구조 한계상태설계의 절차 제시 및 기존 설계와의 차이를 분석하고, 설계 예제를 제시하여 기술자의 한계상태 설계에 대한 이해력 향상 제고 ▪ 철근콘크리트교(RC라멘교, RC 슬래브교)예제집 개발 ▪ 프리스트레스트 콘크리트교(FSM, ILM, FCM에 의한 박스거더교)예제집 개발 ▪ 프리스트레스트 합성거더교 예제집 개발 ▪ 역T형 교대, 반중력식 교대 예제집 개발 ▪ π형 교각, T형 교각 예제집 개발
콘크리트교 및 하부구조 실교량 시험설계	100	▪ 콘크리트교 미 하부구조 실교량 상세설계 도면 작성 ▪ 물량/공사비 산정 및 기존 설계법과의 비교평가

제 2 절 연구성과 및 관련분야 파급효과

1. 기대성과 및 파급효과

가. 기술적 측면

○ 2015년 시행을 앞두고 있는 '도로교설계기준(한계상태설계법)'에 대한 실무기술자들의 이해도 증진과 공감대 형성에 기여하여 국내 도로교 설계기술의 도약계기를 마련

○ AASHTO LRFD, Eurocode 등 선진국의 신뢰도 기반 설계기준에 대한 기술적 종속을 극복

나. 경제·산업적 측면

○ 기술경쟁력 확보를 통하여 고부가가치 세계 교량 시장 진출을 위한 발판 마련

○ 국제표준에 부합하는 설계개념을 도입하여 컨설팅 비용 감소 및 해외 교량건설 시장 진출 활성화에 기여

○ 단면 및 물량 감소로 인한 재료비 절감에 기여

다. 녹색성 및 사회적 측면

○ 국내 교량설계기술의 국제 표준화를 선도하여 이후 초장대교량사업에서 예정된 장경간 케이블 교량 설계기준 개발의 견인차 역할을 수행함으로써 세계화에 대비한 경쟁력 있는 교량설계기술능력 확보

○ 합리적 설계를 통한 일관된 안전도 제공을 실현하고, 자원의 효율적 이용을 통하여 저탄소 녹색성장 정책에 부합되는 교량건설 환경 조성

라. 전략적 측면

○ 새로운 설계기준의 시행 초기에 우려되는 업무혼선과 민원 최소화

○ 선진국이 선점하고 있는 해외 교량설계 시장에서의 경쟁력 확보

○ 국내 도로교설계기준(한계상태설계법)의 신속한 설계실무 정착 및 확산

2. 기타 효과

○ 실무자와 연구자의 상호 보완적 연계를 통하여 한계상태설계법과 건설 전 분야의 공동연구를 통한 기술의 완성도 확보

○ 한계상태설계법이 도로교 설계뿐만 아니라 재료, 시공적인 측면에 파급효과가 클 것으로 예상

○ 국가 주도의 건설교통 관련분야 연구개발사업에 새로운 설계법 도입함으로써 경제적인 효과 발생

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

제 1 절 연구성과 활용방안

1. 활용방안 종합

○ 'R&D정책인프라사업 기술표준화 분야'는 건설공사기준 제·개정 또는 실무적 파급효과를 가지는 실용적 성과물을 도출하는데 주된 목적이 있음을 인지하여 도로교설계기준(한계상태설계법)의 실무설계 적용을 지원하기 위한 연구목표에 부합되는 구체적이고 가시적인 최종성과물을 제시하였음.

○ 이 연구는 철저하게 실무지원을 위한 목적을 가지도록 계획된 바, 설계 예제집, Q&A, 설계기준 부분개정(안) 등 실무기술자들에게 제공될 수 있는 유형적 성격의 최종성과물이 제시되므로 그 활용가능성은 매우 높다고 판단됨.

○ 연구결과중 중요사항은 최종성과물을 도출하기 위한 연구개발단계에 따라 별도의 보고서 형태로 정리하여 제공함으로써 조사 및 분석된 귀중한 자료나 정보가 사장되지 않고 활용될 수 있도록 하였음. 특히 회원이 많이 모일수 있는 학회 등을 이용하여 기술기사 또는 논문 형태로 투고하거나 학술대회 발표 자료로 활용

○ 1차년도는 최적의 연구추진체계를 기반으로 계획된 목표대로 진행되어 5건의 설계 예제와 소정의 보고서 등 가시적 성과를 도출하였음.

○ 2차년도에는 8건의 설계 예제가 작성되고, 이 중 2건의 실교량 비교설계가 수행되는 등 실무에 직접적으로 연관되는 다수의 성과물을 도출하였음.

2. 성과물 특성에 따른 활용방안

○ 'Q&A 사례집'은 한계상태설계법 도입에 따른 인식전환을 위한 홍보자료 및 초급기술자에 대한 참고서로 활용

○ 교량 형식별 '설계 예제집'은 교량설계 기술자들의 한계상태설계 입문 도서 및 실무 설계에 활용

○ 각종 단체 주관의 교육 및 세미나 자료로 활용

○ '설계 예제집'과 '시험설계성과품' 결과에 따른 피드백을 통해 '도로교설계기준(한계상태설계법)'의 보완 사항을 도출하고, 국가기준 개정을 위한 중앙건설기술심의 상정 등 정부기관 협의 진행

○ 연구성과가 도로설계편람(교량편)과 해설서 작성시 활용되도록 관련 기관 협의

제 2 절 추가연구의 필요성

1. 추가연구의 필요성

○ 이번 과업을 통해 개발되는 예제집 외에 실무자에게 필요한 기술서를 개발하여 한계상태설계법의 조기 정착을 지원할 필요가 있음.

○ 한계상태설계법 관련 교육 프로그램을 개발하여 실무자에게 설계이론 및 실무 설계법에 대한 이해도를 높여야 함. 대학에서는 적극적으로 한계상태설계와 관련한 전공 커리큘럼을 개설하여 학생들이 한계상태설계 대한 개념을 충분히 이해할 수 있도록 지원하고, 학·협회는 초급기술자, 전문가 등 대상별로 맞춤형 교육 프로그램을 개발하여야 하며, 공무원 등 관리자 역시 해당 기술에 대한 교육을 받을 수 있도록 하는 등 전반적인 교육 체계를 마련하기 위한 해외사례 조사 등의 대책이 요구됨.

○ 유예기간동안 기술서 발간 등 필요한 연구 과제를 수행하고, 실무자 및 연구자에게 실무정착을 지원할 세미나 및 강의 프로그램에 대한 교육을 개발하여 새로운 설계법에 대한 사전 대응이 필요할 것으로 판단됨.

○ 한계상태설계법의 전면 적용이 2년 반 정도 남은 시점에서 현재 강도설계법으로 설계하고 있는 암거, 옹벽 등에 관해서도 한계상태설계에 관한 기술자료 개발이 필요한 것으로 판단됨.

○ 향후 한계상태설계법이 적용된 교량은 거동상태, 안전성, 균열 등에 대한 안전점검이 필요하며, 이러한 조사, 분석 결과는 피드백을 통해 설계 및 시공기준에 반영되도록 해야 할 것임.

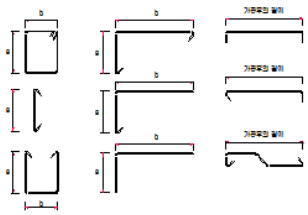
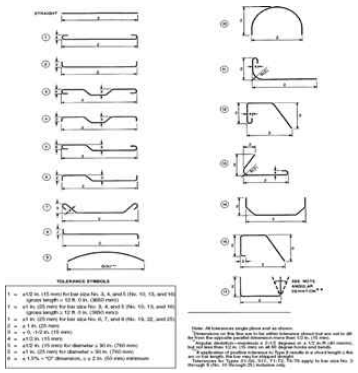
○ 현재 한계상태설계법에 규정되어 있는 계수들은 외국의 특성을 참고한 것으로 국내 지역 및 건설환경을 고려한 기준을 정립할 필요가 있음.

○ 한계상태설계법에 적합한 시공기준이 마련되어야 한다는 측면에서 도로교표준시방서(한계상태설계법)이 제정되어야 함. 국토교통부에서는 '도로교설계기준(한계상태설계법) 해설서 작성 및 표준시방서 개선방안 연구, 2014. 2'를 수행하여 한계상태설계를 고려한 표준시방서의 문제점과 대책을 제기하였으며, 구성 체계에서부터 품질관리와 시공허용오차 등 많은 부분에 개선이 필요한 것으로 나타났음. 연구보고서의 주요내용은 다음과 같음.

국내 시방서	AASHTO 기준	비고
3-19 그라우트의 시공 특성 / 기준 / 시험방법 블리딩률: 0 % (24시간) / KS F 2433 팽창률: 비팽창성 : -0.5 ~ 0.5 %, 팽창성 : 0 ~ 10 %	10.9 그라우트 특성 / 기준 / 시험방법 블리딩률: 0 % (3시간) / ASTM C 940 팽창률: 0.0 ~ 0.1 % (24시간), < 0.2 % (28일)	-국내 : 팽창성 그라우트에 대한 규정 있음 -AASHTO : 팽창성 그라우트 사용 금지

국내 시방서	AASHTO 기준	비고
KS F 2433 주입모르타르의 블리딩률 및 팽창률 시험 방법	ASTM C 940 Standard Test Method for Expansion and Bleeding of Freshly Mixed Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory	국내외 시험방법이 상이함. 외국의 경우 실제상황을 고려한 조건으로 실험을 수행함.
3-15 해양콘크리트 1.2.2 콘크리트의 설계기준강도 : 30 MPa 이상 3.1.3 보호기간 콘크리트는 보통포틀랜드시멘트를 사용할 경우 재령 5일이 되기까지는 해수에 씻기지 않도록 보호해야 한다. 또 고로슬래그시멘트 등 혼합시멘트를 사용할 경우에는 설계기준압축강도의 75 % 이상의 강도가 확보될 때까지 이 기간을 연장해야 한다.	8.6.6 염해 환경에 노출된 콘크리트 - 특별한 규정이 없다면 염해 환경에 노출된 구조물의 콘크리트는 Class A(HPC)를 적용 * 설계기준강도 27.5 MPa - 철근덮개는 101 mm 이상 - 타설 후 30일 이상은 바닷물이 접촉하지 않도록 콘크리트를 보호해야 함	- 철근덮개(피복두께) 규정 필요 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications는 30일 이상, 도로교표준시방서는 5일로 상당히 차이가 있음. 콘크리트 강도가 발현되지 않은 상태에서 염해를 받으면 확산이 가속되기 때문에 소요의 강도가 발현될 때까지 염화물과 접촉하지 않도록 해야 함. 해수 접촉시기는 상세한 검토가 필요함.
3.6 프리캐스트 블록의 접합 3.6.1 모르타르 및 콘크리트의 압축강도 • 프리캐스트 블록의 접합에 사용하는 모르타르 및 콘크리트는 블록 콘크리트와 동등 이상의 압축강도를 갖고 있어야 한다. - 3.6.2 접착제 • 적절한 온도에서 접합면을 충분히 건조시킨 상태에서 사용해야 함.	8.13 프리캐스트 콘크리트 부재 8.13.7 프리캐스트 세그멘트 박스 거더의 에폭시 부착재 시험방법 및 기준 • Test 1-Sag flow • Test 2-gel time • Test 3-open time(워커빌리티) • Test 4-3점 인장휨 시험 • Test 5-압축강도 시험 • Test 6-온도처짐 시험 • Test 7-압축/전단 시험	프리캐스트 부재는 접합/부착이 매우 중요하므로 접착재료에 대한 기준 및 시험방법을 상세히 규정할 필요가 있음.

<table>
<tr><th>국내 시방서</th><th>AASHTO 기준</th><th>비고</th></tr>
<tr><td>● 말뚝공사와 관련된 선단처리 규정이 없고 강관말뚝의 채움재로 적용되는 콘크리트의 규정이 없음.
● 공징저항을 결정하기 위한 동재하시험, 정재하시험의 상세 규정이 없음</td><td>4.2.1.2 강관말뚝
・콘크리트 채움 강관말뚝의 배합특성은 최소 압축강도 2.5ksi, 슬럼프 6~10 in.
4.4.1 말뚝 항타장비
<table>
<tr><td>해머타입</td><td>효율</td></tr>
<tr><td>드롭해머</td><td>25-40%</td></tr>
<tr><td>단동식 증기해머</td><td>67%</td></tr>
<tr><td>복동식 증기해머</td><td>50%</td></tr>
<tr><td>디젤해머</td><td>80%</td></tr>
<tr><td>유압해머</td><td>95%</td></tr>
</table>
4.4.4 공칭저항력의 결정
정재하시험, 동재하시험에 대한 상세 시방 제시</td><td>● 기존의 국내외 기준 및 AASHTO 기준을 참고하여 단기적으로 기본적인 관련 규정 작성이 가능

● 기존 도로교표준시방서에 관련 규정이 전혀 없는 부분이 있어 명확한 기준을 작성하기 위해서는 기존 실험사례를 분석하는 것 외에 기준 변경/검증을 위해서 추가 실험 및 분석이 필요함</td></tr>
<tr><td>3장 콘크리트교
3-20 가설 및 시공허용오차
표 3.20.3 부재치수의 시공 허용오차
<table>
<tr><th>항목</th><th>시공허용오차</th></tr>
<tr><td>수직부재의 길이치수</td><td>설계치수의 ±1 % 또는 ±30 ㎜ 중에서 작은 값</td></tr>
<tr><td>수평부재의 길이치수</td><td>설계치수의 ±1 % 또는 ±30 ㎜ 중에서 작은 값</td></tr>
<tr><td>기둥 및 보의 단면치수</td><td>설계치수의 ±2 % 또는 ±20 ㎜ 중에서 작은 값</td></tr>
<tr><td>바닥판의 두께</td><td>+20 ㎜ ~ −10 ㎜</td></tr>
</table></td><td>8.16 Segmental Bridge 특별요구사항
8.16.2 허용오차
<table>
<tr><td>매치캐스트 세그먼트 길이 (누적아님) (10.4 mm/m+25 mm max.</td><td>0.01 mm/mm</td></tr>
<tr><td>현장타설 세그먼트 길이</td><td>±12 mm (단, 지간당 +50 mm 이내</td></tr>
<tr><td>복부 두께</td><td>±10 mm</td></tr>
<tr><td>하부 슬래브 두께</td><td>±10 mm</td></tr>
<tr><td>상부 슬래브 두께</td><td>±10 mm</td></tr>
<tr><td>상부 슬래브 전체 폭</td><td>±5 mm/m, ±25 mm max.</td></tr>
<tr><td>격벽 두께</td><td>±12 mm</td></tr>
<tr><td>거푸집 끝단과 부재의 변화</td><td>±1 mm/m</td></tr>
<tr><td>텐던용 구멍 위치</td><td>±3 mm</td></tr>
<tr><td>전단키 위치</td><td>±6 mm</td></tr>
</table></td><td>AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications
-Segmental bridge에서 허용오차를 규정하고 있는데, 부재의 부위 및 두께에 따라 상세히 규정되어 있음.
-도로교표준시방서의 시공허용오차를 보다 상세히 기술할 필요가 있음.</td></tr>
<tr><td>3. 시공
3.1 철근가공
3.1.3 철근은 상온 가공해야 하며, 한번 구부린 철근은 재가공해서는 안된다.
3.2 철근조립
<table>
<tr><th colspan="2">철근의 종류</th><th>부호 (오른쪽 그림)</th><th>허용오차 (㎜)</th></tr>
<tr><td colspan="2">스터럽, 띠철근, 나선철근</td><td>a, b</td><td>±5</td></tr>
<tr><td rowspan="2">그 밖의 철근</td><td>D25 이하의 이형철근</td><td>a, b</td><td>±15</td></tr>
<tr><td>D29 이상 D32 이하의 이형철근</td><td>a, b</td><td>±20</td></tr>
<tr><td colspan="2">가공 후의 전 길이</td><td>L</td><td>±20</td></tr>
</table>
 </td><td>9.4 Fabrication
9.4.1 Bending
조립오차는 ACI 315-92, “Detailing Manual.”을 따름.
콘크리트 중으로 매입되는 철근은 규정되지 않은 이상 현장에서 굽힘 가공을 하지 않아야 한다.
  </td><td>AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications
-Segmental bridge에서 허용오차를 규정하고 있는데, 부재의 부위 및 두께에 따라 상세히 규정되어 있음.
-도로교표준시방서의 시공허용오차를 보다 상세히 기술할 필요가 있음.</td></tr>
</table>

국내 시방서	AASHTO 기준	비고
3.1 긴장재의 배치 상세 규정 없음. 3.1.3 쉬스 및 긴장재의 배치 표.3.20.2 PS강재 배치에 관한 시공 허용오차	10.4-PLACEMENT OF DUCTS, STEEL, AND ANCHORAGE HARDWARES Table 10.4.1.1-1－Duct Position Tolerances	긴장재 및 쉬스관에 대하여 부재 종류별로 수평, 수직 오차에 대해서 상세히 기술할 필요가 있음

표 3.20.2 PS강재 배치에 관한 시공 허용오차

항목		시공허용오차
PS강재 중심과 부재연단과의 거리	주요한 설계단면의 양측 L/10의 범위 (L:지간)	설계치수의 ±5 % 또는 ±5 ㎜ 중에서 작은 값
	기타의 범위	설계치수의 ±5 % 또는 ±30 ㎜ 중에서 작은 값. 다만, 최소 피복두께는 확보하여야 한다.

주 : 주요한 설계단면이란 단면력이 크고, 지간 중앙부근, 지점상 부근 등의 위치의 단면을 말한다.

Table 10.4.1.1-1－Duct Position Tolerances

Tolerances	Vertical position in.	Lateral position in.
Horizontal tendons in slabs or in slab regions of larger members	±1/4	±1/2
Longitudianl draped superstructure tendons in webs Tendon over supports or in middle third of span	±1/4	±1/4
Tendon in middle half of web depth	±1/2	±1/4
Longitudinal, generally horizontal, superstucture tendons usually in top or bottom of member	±1/4	±1/4
Horizontal tendons in substructures and foundations	±1/2	±1/2
	Longitudinal position in.	Transverse position in.
Vertical tendons in webs	±1/4	±1/4
Vertical tendons in pier shafts	±1/4	±1/4

국내 시방서	AASHTO 기준	비고
• 곡선거더 열간 곡선화가공에 있어 Minimum radius of curvature가 제시되어 있지 않음. 또한 강종에 대한 규정도 생략됨. • 곡선거더 제작 및 설치에 대한 사항도 간략 기술되어 있음. •	• 곡선교 제작 및 설치에 대해 COMMENT나 REFERENCE를 보다 충실히 해주고 있음. • 특히, I형, BOX, Tub(개구제형)등 교량 주거더의 형식별로 곡선거더 제작 작업 및 운반 거치 단계에서의 특징 및 주의사항을 표현함.	AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications -Segmental bridge에서 허용오차를 규정하고 있는데, 부재의 부위 및 두께에 따라 상세히 규정되어 있음. -도로교표준시방서의 시공허용오차를 보다 상세히 기술할 필요가 있음.

- 또한 석재 콘크리트 블록 및 조적, 콘크리트 암거, 모듈러 교량, 곡선교, 알루미늄 구조, 현장타설 말뚝, Shock Transmission Units에 대한 재료, 품질, 시험방법, 시공시 유의사항에 대한 연구를 통해 상세한 규정이 제시되어야 함.

2. 추가연구의 추진방안

○ 한국도로교통협회는 이러한 업계 흐름을 파악하고 도로교설계기준(한계상태설계법)이 실무 설계에 정착하기 위해서 편람, 지침 등 하위기술기준의 보급을 위해 추가 연구를 계획할 예정임.

○ 한계상태설계법에 적합한 시공기준이 마련되어야 한다는 측면에서 도로교표준시방서(한계상태설계법)의 제정을 위한 연구를 추진하고자 함.

- 한국도로교통협회는 도로교 관련 국가기준의 관리주체로서 국토교통부 기준 총괄부서, 소관부서, 정비협의회, 협회 내 위원회와 지속적인 협의를 진행하고자 함.

제 6 장 연구개발과정에서 수집된 해외과학기술정보

※ 없음

제 7 장 참고문헌

(1) 고현무 외 다수, “가상목표교량에 대한 Proto-Design 1”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 005, 2006. 9.

(2) 대한토목학회, “도로교표준시방서 하중-저항계수설계편”, 건설교통부, 1996.4.

(3) 교량설계핵심기술연구단, 교량해석 및 설계선진화 연구보고서, 2008. 12, 한국건설교통기술평가원.

(4) 국승규, 이재훈, 하동호, 김익현, 손혁수, “신뢰도 기반 도로교 내진설계기준안 교량의 내진시스템 - 및 철근콘크리트 교각의 내진설계”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 011, 2008. 8.

(5) 김우, 이광명, “콘크리트 교량의 신뢰도 기반 한계상태설계법 - Eurocode 2의 기본개념”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 003, 2007. 7.

(6) 박영석, 신동구, 심낙훈, 황재성, “LRFD법에 의한 U형 강박스거더교 설계기준 및 설계예”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 040, 2008. 12.

(7) 백인열, 이재훈, 방대재 “축력과 휨모멘트를 받는 부재의 설계 저항계수 보정을 위한 신뢰도 분석” 한국콘크리트학회 학술발표대회 논문집, 2007. 05.

(8) 신동구, 노준식, 조은영, “LRFD법으로 설계된 단경간 및 연속경간 강합성 플레이트 거더 및 박스거더의 휨에 대한 신뢰도해석”, 한국강구조학회, 제20권, 1호, 2008. 2, pp.183-193.

(9) 신동구, 김천용, 백인열, “하중저항계수법(LRFD)으로 설계된 강합성 거더의 휨에 대한 신뢰도해석”, 대한토목학회, 제26권 제3A호, 2006. 5, pp.539-546.

(10) 신동구, 박영석, “LRFD 설계법에 의한 강합성 박스거더교 설계 예제집”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 002, 2006. 6.

(11) 신동구, 박영석, 정태주, “신뢰도 기반 동적하중허용계수의 보정”, 대한토목학회, 제25권, 제3A호, 2005. 5, pp.545-553.

(12) 신동구, 박영석, 조은영, 성권, “LRFD 설계법에 의한 강합성 플레이트 거더교 설계 예제집”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 010, 2008. 8.

(13) 이재훈, 김익현, 최진호, 정혁창, “철근콘크리트 교각의 연성도 내진설계기술”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 025, 2008. 10.

(14) 정태주, 신동구, 박영석, "LRFD 보정을 위한 동적해석에 의한 도로교의 동적하중허용계수", 대한토목학회, 제28권, 제3A호, 2008. 5, pp.305-313.

(15) 조은영, 신동구, “비탄성 설계법에 의한 플레이트 거더 연속교의 LRFD 설계”, 한국강구조학회, 제20권 4호, 2008. 8, pp.469-481.

(16) 조은영, 신동구, “허용응력설계법 및 하중저헝계수설계법에 의한 강합성 거더교 설계결과 비교”, 대한토목학회, 제29권, 5A호, 2009. 9, pp.447-456.
(17) 조은영, 신동구, “LRFD법에 의한 이중합성 박스거더 최대 부모멘트 단면 휨 설계”, 한국강구조학회, 제19권, 6호, 2007. 12, pp.737-749.
(18) 조은영, 신동구, “LRFD 설계기준(안) 피로설계트럭 모형 분석”, 한국강구조학회, 제21권, 3호, 2009. 6, pp.331-342.
(19) 한국건설기술연구원, 건설공사기준 운영체계 구축방안 연구, 1997. 10.
(20) 한국건설기술연구원, 시방서・설계기준 등 건설공사기준 발전방안 연구, 2000. 12
(21) 한국건설기술연구원, 도로시설 및 설계 기준 개선 방안 연구(최종보고서), 건설교통부, 2002. 12
(22) 한국도로공사, 도로설계기준 체계정립 연구 최종보고서, 2008
(23) 한국강구조학회, 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준, 국토해양부, 2009. 12.
(24) 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 국토해양부, 2010. 9.
(25) 한국도로교통협회, 도로교설계기준(한계상태설계법), 2012. 1
(26) 국토해양부, 건설기술개발 및 관리 등에 관한 운영규정, 2011.
(27) 한국도로교통협회, 도로공사표준시방서, 국토해양부, 2009. 3
(28) 한국콘크리트학회, 알고싶은 콘크리트 Q&A, 2009.12
(29) 포항산업과학연구원, 고성능 강교량 Q&A집, 한국강구조학회, 2004.10
(30) 황의승, “신뢰도 기반 도로교설계기준을 위한 활하중모형 개발”, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 034, 2008. 11.
(31) 황의승, 백인열, “신뢰도 기반 설계기준의 기본 이론 및 설계일반”, 교량설계핵심기술연구단, TRS 001, 2007. 7
(32) AASHTO, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, fifth Editiion, 2010.
(33) AASHTO, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, sixth Editiion, 2012.
(34) LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge, FHWA, 2003
(35) Design Guidelines for Steel Trapezoidal Box Girder Systems, Texas DoT & FHWA, 2007
(36) Practical Steel Tub Girder Design, NSBA 2005.
(37) Eurocode2 : Design of Concrete Structures, BSI, 2004.
(38) C.R.Hendy and D.A.Smith, Designers′ Guide to EN 1992-2. Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 2 : Concrete Bridges. 2007.
(39) Bill Mosley, John Bungey and Ray Hulse, Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. Sixth Edition.

주 의

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 건설교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.

2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 건설교통기술촉진연구사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.

3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.