T003271

'06건설기술혁신사업 최종보고서

GOVP1201010362

R&D / 06건설핵심D14

Land Transport and Maritime R&D Report

건설구조재료의 효율적 복합구조화를 통한 신형식 교량용 거더 시스템 개발

2010. 3

주관연구기관 / 한국건설기술연구원
협동연구기관 / (주)삼보기술단
위탁연구기관 / 고려대학교
군산대학교

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

국토해양부장관 귀하

이 보고서를 "건설구조재료의 효율적 복합구조화를 통한 신형식 교량용 거더 시스템 개발"의 최종보고서로 제출합니다.

2010 . 03.

주관연구기관명 : 한국건설기술연구원
주관연구책임자 : 김정호
연구원 : 황윤국
연구원 : 박경훈
연구원 : 송재준
연구원 : 이상윤
연구원 : 고상규
연구원 : 신현섭
연구원 : 선종완
협동연구기관명 : (주)삼보기술단
협동연구책임자 : 박명균

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>06건설핵심
D14</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2008.06.17
~ 2009.12.16</td><td>단 계 구 분</td><td>3차년/
3차년</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="4">건설기술혁신사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="4">건설구조재료의 효율적 복합구조화를 통한 신형식 교량용 거더 시스템 개발</td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">김정호</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총 : 28명
내부 : 18명
외부 : 10명</td><td>해당단계
연 구 비</td><td>정부 : 273,000천원
기업 : 279,000천원
계 : 552,000천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 68명
내부 : 48명
외부 : 20명</td><td>총연구비</td><td>정부 : 45,000천원
기업 : 535,000천원
계 : 985,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">한국건설기술연구원 신성장연구실</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">(주)삼보기술단</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="5">상대국명 : 상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>위 탁 연 구</td><td colspan="5">연구기관명 :고려대학교 산학협력단, 군산대학교 산학협력단 연구책임자 :공정식(고려대학교), 김두기(군산대학교)</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약</td><td>보고서면수</td><td>274</td></tr>
<tr><td colspan="6">본 연구는 3차년에 걸쳐 콘크리트 충전 아치형 강재주형의 긴장을 통해 구조적, 경제적 효율성을 향상시킨 새로운 형식의 복합구조 거더(Concrete-Filled and Tied Steel Tubular Arch Girder; CFTA Girder) 시스템의 실용화를 최종목표로 하여 CFTA 거더의 설계 및 시공방법 정립, CFTA 거더의 실물모형 및 상세부 실험을 통한 실증, CFTA 거더교의 설계, 시공, 유지관리 등 관련 지침 도출 등을 세부적인 연구목표로 하였다. 연구개발 결과, CFTA 거더의 구조적인 안전성 및 경제적인 효율을 검증하였으며, 설계기준(안) 및 시공/제작/유지관리 지침(안) 등 실용화를 위한 기반을 마련하였다.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색 인 어
(각 5개 이상)</td><td>한 글</td><td colspan="4">합성구조, 교량, 거더 , 아치, 타이드아치, 프리스트레스</td></tr>
<tr><td>영 어</td><td colspan="4">Composite Structure, Bridge, Girder, Arch, Tied Arch, Prestress</td></tr>
</table>

요 약 문

Ⅰ. 제 목

건설구조재료의 효율적 복합구조화를 통한 신형식 교량용 거더 시스템 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

새롭게 토목분야에 적용이 시도되고 있는 신재료, 합성재료 등을 이용한 교량용 거더 시스템의 개발은 가까운 미래에 효율적이고 폭넓게 적용되기 어려운 실정이다. 따라서 기존 구조재료의 장점을 극대화할 수 있는 형상 및 재료배치를 통해 기존 중장경간 교량의 단점을 최소화하고, 구조적, 경제적 효율성뿐만 아니라 미적으로도 우수하며 유지관리가 용이한 교량용 거더의 개발이 요구된다.

강박스 거더교, PSC 박스 거더교 등 기존의 중장경간의 교량의 경우 규모가 커질수록 재료 및 공정의 비효율성, 경관과의 부조화, 중압감 등의 문제가 있으며, 특수교량 또는 장대교량의 경우 비용효율적인 문제가 발생한다. 따라서 본 연구에서는 콘크리트 충전 강관구조(CFT 구조, Concrete Filled Steel Tubular Structure), 아치구조(arch structure), 프리스트레스트 구조(prestressed structure)의 효율적 복합구조화를 통해 저중량의 장경간화가 가능하고 구조적인 안전성과 우수성뿐만 아니라 유지관리의 효율성을 증진시킬 수 있으며, 생애주기비용의 감소와 경관과 어우러진 심미적인 효과를 기대할 수 있는 새로운 교량용 복합거더 시스템을 개발을 목적으로 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

본 연구는 3차년에 걸쳐 콘크리트 충전 아치형 강재주형의 긴장을 통해 구조적, 경제적 효율성을 향상시킨 새로운 형식의 복합구조 거더(Concrete-Filled and Tied Steel Tubular Arch Girder; CFTA Girder) 시스템의 실용화를 최종목표로 하여 CFTA 거더의 설계 및 시공방법 정립, CFTA 거더의 실물모형 및 상세부 실험을 통한 실증, CFTA 거더교의 설계, 시공, 유지관리 등 관련 지침 도출 등을 세부적인 연구목표로 하며, 연차별 연구개발 내용은 다음과 같다.

<1차년도>

▸CFTA 거더 관련 기초연구

○ 합성거더의 설계 및 시공 관련 자료 수집 및 분석

○ 기존 설계기준을 만족하는 설계방법 정립

○ 구성재료 및 형상의 특성을 고려한 해석모델 연구

▸CFTA 거더의 설계 및 시공방법 연구

○ CFTA 거더의 합리적인 해석 및 설계기법 개발

○ 구조적으로 효율적이고 경제적인 시공방법 연구

○ 거더 시스템의 성능검증실험

▸CFTA 거더의 경제성 비교

<2차년도>

▸CFTA 모형거더의 설계 및 시공

○ 모형 실험체 설계 및 제작

○ 해석적 효과의 검증을 위한 모형실험

○ CFTA 거더의 설계프로그램 개발

○ 모형거더의 시공단계별 제작을 통해 시공방법 정립 및 검증

▸CFTA 거더의 상세부 설계방법 정립

○ 상세부 설계를 위한 실용적 모델의 적용성 검토

▸CFTA 거더교의 안전성 평가

○ CFTA 거더의 안전성 평가방법 연구

<3차년도>

▸CFTA 실물 모형거더의 재하실험

○ 설계변수 변화에 따른 최적 CFTA 거더 시스템 도출

○ 실물 모형실험체 제작

○ 안전성 및 사용성 검증을 위한 실물모형실험

○ CFTA 거더의 시공 및 설계 개선사항 도출

▸CFTA 거더의 상세부 검토 및 설계프로그램 개발

○ CFTA 거더교의 안전성 및 경제성 검토

○ CTTA 거더의 설계프로그램 보완

○ 상세부 거동 특성 규명을 위한 모형실험

○ 상세부 해석을 통한 안전성 검증

► CFTA 거더의 설계/시공/유지관리 지침(안) 개발

○ 설계, 시공, 유지관리 지침(안) 작성

○ 상세부 설계를 포함한 설계예제집 작성

○ 표준화 설계개념 도입을 위한 표준도면 작성

Ⅳ. 연구개발결과

본 연구개발의 최종적인 목표인 CFTA 거더의 실용화를 위해 총 3차년도에 걸쳐 CFTA 거더의 효율성 및 안전성을 높이기 위한 연구를 수행하였다.

1차년도에서는 CFTA 거더의 최적 형상을 결정하기 위한 연구를 수행하여 효율적이며 미관을 향상시킨 CFTA 거더의 형상을 결정하였고, CFTA 거더의 시공 방법 및 설계방법을 정립하기 위한 기초적인 연구를 수행하였다.

2차년도에서는, 1차년도의 결과를 바탕으로 CFTA 거더의 최종적인 시공방법과 설계방법을 정립하였으며, 정립된 설계방법에 따라 25 m의 모형교량을 설계하였다. 모형교량은 CFTA 거더의 시공성을 확인하고 개선점을 도출하기 위하여 정립된 시공방법에 따라 제작하였으며, 시공성을 검증하고 콘크리트 타설에 대한 개선점을 발견하여 구조를 개선함으로써 시공상의 문제점을 해결하였다. 또한, 제작된 모형교량을 이용하여 정·동적실험 및 손상을 모사한 정적재하실험을 수행하였으며, 실험 결과로부터 CFTA 거더의 거동이 설계 및 유한요소해석에서 예측한 결과와 유사하게 거동한다는 것을 검증함으로써 설계에 대한 신뢰성을 확인하고 긴장재가 유실된 CFTA 거더에 심각한 안전상의 문제는 발생하지 않는 다는 사실을 확인하였다.

3차년년도에서는, 1, 2차년도의 연구결과를 바탕으로 최종적인 연구과제의 목표인 실용화를 위한 최종적인 연구를 수행하였다. 3차년도에서는 정립된 설계방법과 시공방법에 따라 실물모형 실험체를 제작하고 정적재하실험 및 동적재하실험을 수행하여 CFTA 거더의 시공성, 구조적 안전성, 설계의 타당성을 검증함으로써 CFTA 거더가 실교량에 충분히 적용가능하며 정·동적으로 안전한 구조임을 확인하였다. 정·동적 재하실험과 더불어, 1차년도부터 수행해온 CFTA 거더에 대한 정·동적 안전성에 대한 해석적인 검토를 완료하였으며, 검토결과로부터 공용 중 구조적인 안전성에 문제가 없으며 이동하중에 의한 공진의 문제도 없는 것으로 확인되었다. CFTA 거더의 실용화를 위해 설계

와 관련된 세부적인 연구로서, 아직까지 명확한 설계기준이 없는 강재 아치리브와 충전 콘크리트 간의 전단연결재에 대한 설계기준을 제안하였으며 긴장 정착부에 대한 안전성을 검증하였다. 또한, 3차년도에서는 실용화를 위한 최종적인 연구로서 VE/LCC 분석을 통한 CFTA 거더의 경제성을 분석하였으며, 분석 결과로부터 CFTA 거더가 중경간 교량의 경제적이고 미적으로 우수한 대안이 될 수 있다는 것을 확인하였다. 마지막으로, CFTA 거더의 설계 및 시공에 대한 일정수준의 품질을 확보하기 위하여 설계기준(안) 및 시공/제작/유지관리 지침(안)을 작성하였으며, 지금까지의 연구결과를 바탕으로 CFTA 거더의 경간별 대표단면을 도출하였다.

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

CFTA 거더의 실용화를 위하여 총 3차년도에 걸쳐 수행된 연구개발을 통하여 최적의 형상, 설계 및 시공방법의 정립, 안전성 및 경제성의 검증, 설계기준(안) 및 시공/제작/유지관리 지침(안)의 작성 등의 성과를 달성하였다. 본 연구개발로부터 축적된 연구결과와 설계 및 시공에 관련된 노우하우는 CFTA 거더를 현장에 적용함에 있어서 필요한 기술적인 지원에 활용할 것이다. 특히, 본 연구의 최종적인 목적이 CFTA 거더의 실용화인 만큼 실교량에 적용하기 위한 기술계약에 노력을 기울일 것이다.

Summary

Ⅰ. Title

The development of new type of bridge girder system taking advantage of the efficiently composite structurizing of structural construction materials

Ⅱ. Objectives and Necessity of Research

The development of bridge girder system by adopting new material or composite material which is attempted to newly apply to construction field is hardly adopted to wide and efficient application in near future. Therefore, it is natural that the development of bridge girder system which can minimize the weak points of existing mid-long span bridges by maximizing the strong points of existing structural material in terms of shape or material arrangement should be needed. In addition, new type of bridge girder system which has structural, economic, and aesthetic efficiency and easy maintenance is needed as well.

In case of existing mid-long span bridge such as steel box girder bridge or PSC box girder bridge, problems occur in terms of the efficiency of material and construction progress, the harmony of landscape, oppressive feeling, and etc. by increasing span length. Otherwise, in case of special or very long span bridge, problems also occur with respect to cost elevation.

Therefore, in this study, new type of bridge which can maximize the structural efficiency by combining the concrete filled steel tubular structure, Arch Structure, and prestressed structure is presented to make long span with light weight, structural stability with small amount of material, and maintenance efficiency with easy method possible. Besides, the additional objective of this study is to develop bridge type which can reduce life cycle cost and harmonize bridge and landscape.

III. Contents and Scope of Research

The final goal of this study is the practical use of new type of girder, Concrete-Filled and Tied Steel Tubular Arch Girder (hereinafter CFTA Girder), which can improve structural and economic efficiency by way of prestressing concrete filled steel arch girder within 3 year study. The detailed goals of study is the establishment of design and construction method of CFTA girder, the actual proof through the full scale test and particular test of CFTA girder and the deduction of related manuals in terms of design, construction, and maintenance in CFTA girder. The following are the detail objectives and major contents of this study in each year:

< 1st year>

- ▸ Basic study on the CFTA girder
  - ○ Collection and analysis on the related design and construction material of composite girder
  - ○ Establishment of the design method which can satisfy existing design code
  - ○ Study on the analysis model considering the characteristics of constitution material and shape
- ▸ Study on the design and construction method of CFTA girder
  - ○ Development of the reasonable analysis and design technique with repect to CFTA girder
  - ○ Study on the structurally efficient and economic construction method
  - ○ Performance test on the CFTA girder system
- ▸ Analysis on the economic efficiency of CFTA girder

< 2nd year>

- ▸ Design and construction of CFTA girder models
  - ○ Design and production of models
  - ○ Model experiments for the verification of interpretative effects
  - ○ Development of design program for the CFTA girder
  - ○ Establishment of construction methods and verification through the

production of model girders for each construction phase

► Establishment of detailed design methods for the CFTA girder

○ Examination of the applicability of practical models for detailed design

► Safety assessment of CFTA girder bridges

○ Research on the safety assessment methods for CFTA girder

< 3rd year>

► Experimental test using real-scale CFTA girder specimen

○ Deduction of the optimal CFTA girder system

○ Design and costruction of the real-scale CFTA girder specimen

○ Experimental test to verify the structural safety

○ Deduction of improvements of CFTA girder in design and construction

► Study on the detail of design and development of desgin program

○ Safety assessment and VE/LCC assessment

○ Compensation of design program

○ Experimental test on the detail of design

○ Verification of safety through the analysis for the detail of design

► Establishment of the special manual for design, construction, maintenance

○ Establishment of the special manual for design, construction, maintenance

○ Establishment of the design example

○ Establishment of the standard section of CFTA girder

Ⅳ. Result of Research

For the practical use of CFTA (Concrete-Filled Tubular tied-Arch) Girder which is the final goal of this study, this study has been conducted for 3 years in order to improve the effectiveness and safety of this girder.

In the 1st year of this study, the shape of CFTA Girder improving the effectiveness and aesthetics has been determined. And, the foundational study for establishing the design method (scheme) and construction procedure as well.

In the 2nd year of this study, on the basis of the result of the 1st year of study, the final design method (scheme) and the construction procedure have been established, and the girder specimen having 25 m span length has been designed by using the established design method. The girder specimen has been fabricated by the established construction procedure in ordre to confirm the constructability and to find the improvements in the construction, and the found problems in the construction have been resolved by improving the structure of CFTA Girder. A static load test, vibration test, the test reproducing the damage of the cable in CFTA Girder have been conducted by using the girder specimen. From the results of the tests, the reliability of the design has been verified by confirming the similarity among the behaviors of the girder specimen, the frame analysis model for design, and the finite element model. And, the safey of CFTA girder having a damage of the cable has been validated from the result of the test reproducing the damage of the cable.

In the 3rd year as the final year of this study, on the basis on the results of the studies in the 1st year and the 2nd year, the final study for the practical use of CFTA girder has been conducted. By verifying the structability, structural safety, and the validity of the design for the CFTA girder, it has been confirmed that the CFTA girder can be applied on the real bridge and it's safety can be guaranteed in the view of the static behavior and dynamic behavior. From the results of the dynamic safety assessment completed this year which has been carried out from the 1st year of this study, it is stated that the possibility of the resonance by the excitation of traffic is negligible. As a study on the detail of the design for the practical use of CFTA girder, a design scheme for the shear connector has been proposed. And, the safety of the anchorage for the cable has been checked as well. As the final study for the practical use, the VE.LCC assessment has been conducted. From the results of the VE/LCC assement, it is stated that the CFTA girder can be the economic and aesthetic alternative for the middle-span-length (50 m ~ 70 m) bridges. As the final result, 'Special design specification for CFTA girder' and 'Special manual for the construction, fabrication, maintenance of CFTA girder' has been established. It is expected that these design specification and manual will contribute to make sure of the quality of CFTA girder when this girder is applied on the real bridges.

Ⅴ. Application of Research Results

Through the 3-year study conducted for the practical use of the CFTA girder, the final goals of this study such as the optimal shape of CFTA girder, establishment of design method and construction procedure, confirmation of structural safety and economical efficiency, and establishment of 'Special design specification for CFTA girder' and 'Special manual for the construction, fabrication, maintenance of CFTA girder' have been achieved. The results of this study and the know-hows for the design and construction of CFTA girder will be applied on the technical support for the practical use of CFTA girder.

여 백

Contents

Chapter 1. Introduction ····· 1

1. Objectives and Necessity of Research ····· 1

2. Objectives and Contents of Development ····· 5

Chapter 2. Present Condition of Internal & External Research ····· 7

1. Trend of Research & Development ····· 7

2. Trend of Patent ····· 10

Chapter 3. Contents & Results of Research Achievement ····· 11

1. Concept of CFTA girder ····· 11

1. Introduction of CFTA girder ····· 11

2. Decision of the shape of CFTA girder ····· 14

2. Design of CFTA girder ····· 19

1. Characteristics of CFTA girder and considerations for design ····· 19

2. Analysis of CFTA girder ····· 22

3. Design of CFTA girder ····· 24

4. Representative sections of CFTA girder for each span length ····· 42

2. Design of CFTA girder ····· 19

1. Specification and Design of CFTA girder ····· 19

2. Analysis of CFTA girder ····· 22

3. Design of CFTA girder ····· 24

4. Standard section of span length CFTA girder ····· 42

3. Construction of CFTA girder ····· 55

1. Construction procedure of the bridge using CFTA girder ····· 55

2. Examination of the details for construction ····· 61

4. Experimental test using real-scale CFTA girder specimen ····· 77

1. Design of specimen ····· 77

2. Fabrication of specimen ····· 86

3. Method of experimental test ····· 88

4. Finite element analysis ····· 93

5. Analysis of test results ····· 104

5. Examination of the details of CFTA girder ····· 130

1. Examination of shear connection ····· 130

2. Examination of anchorage zone ····· 150

6. Safety assessment of CFTA girder ····· 165

1. Static safety assessment ····· 165

2. Dynamic safety assessment ····· 184

7. Economic evaluation of CFTA girder ····· 198

Chapter 4. Achievement of Research Objectives & Contribution to Related Field ····· 229

Chapter 5. Application Plan of Research Results ····· 231

Chapter 6. Collected Overseas Technical Information During Research ··· 232

Chapter 7. References ····· 233

List of Figures

Figure 1.1.1 Concept of CFTA girder ····· 2
Figure 1.1.2 Constitution of CFTA girder bridge ····· 3
Figure 1.1.3 Characteristics & structural combination of CFTA girder ····· 4
Figure 2.1.1 CFT truss bridge (U.S.A.) ····· 8
Figure 2.1.2 CFT arch bridge (china) ····· 8
Figure 2.1.3 Construction of CFT girder bridge (japan) ····· 8
Figure 2.1.4 Real-scaled experimental test for CFT girder ····· 8
Figure 2.1.5 RPF girdr bridge ····· 9
Figure 2.1.6 SCP girder bridge ····· 9
Figure 2.1.7 IPC girder bridge ····· 9
Figure 2.1.8 MSP girder bridge ····· 9
Figure 2.1.9 Hybrid bridge with corrugated steel web ····· 9
Figure 2.1.10 Composite truss bridge ····· 9
Figure 2.1.11 Bridge with FRP covered RC strut (japan) ····· 10
Figure 2.1.12 Bird's eye view of the bridge with FRP covered RC strut (Incheon bridge) 10
Figure 3.1.1 Basic structure of CFTA girder bridge ····· 11
Figure 3.1.2 Behavior of arch structure with rise-ratio ····· 13
Figure 3.1.3 Behavior of CFTA girder with rise-ratio ····· 13
Figure 3.1.4 Concept of each alternative ····· 14
Figure 3.1.5 Conceptional arrangement of Internal Tendon ····· 16
Figure 3.1.6 Conceptional arrangement of steel pipe ····· 17
Figure 3.2.1 Behavior of arch structure with rise-ratio ····· 19
Figure 3.2.2 Equilibrium of tied-arch structure ····· 20
Figure 3.2.3 Behavior of CFTA girder with rise-ratio ····· 21
Figure 3.2.4 Behavior of CFTA girder with area of PS tendon ····· 21
Figure 3.2.5 Frame analysis model of CFTA girder ····· 22
Figure 3.2.6 Flow of design ····· 24

Figure 3.2.7 Grid analysis model ····· 28
Figure 3.2.8 Variation of girder height vs. flexural stress on top of girder concrete at the 1st PS stage - Case 1 ····· 43
Figure 3.2.9 Variation of girder height vs. flexural stress on top of deck concrete at the 2nd PS stage - Case 1 ····· 43
Figure 3.2.10 Variation of girder height vs. flexural stress on bottom of girder concrete at the final stage - Case 1 ····· 43
Figure 3.2.11 Variation of girder height vs. deflection by live load - Case 1 ····· 43
Figure 3.2.12 Variation of girder height vs. variation of construction cost - Case 1 ····· 44
Figure 3.2.13 Variation of girder height vs. flexural stress on top of girder concrete at the 1st PS stage - Case 2 ····· 45
Figure 3.2.14 Variation of girder height vs. flexural stress on top of deck concrete at the 2nd PS stage - Case 2 ····· 45
Figure 3.2.15 Variation of girder height vs. flexural stress on bottom of girder concrete at the final stage - Case 2 ····· 45
Figure 3.2.16 Variation of girder height vs. deflection by live load - Case 2 ····· 45
Figure 3.2.17 Variation of girder height vs. variation of construction cost - Case 2 ····· 45
Figure 3.2.18 Variation of arch-rib height vs. flexural stress on top of girder concrete at the 1st PS stage ····· 46
Figure 3.2.19 Variation of arch-rib height vs. flexural stress on top of deck concrete at the 2nd PS stage ····· 46
Figure 3.2.20 Variation of arch-rib height vs. flexural stress on bottom of girder concrete at the final stage ····· 47
Figure 3.2.21 Variation of arch-rib height vs. deflection by live load ····· 47
Figure 3.2.22 Variation of arch-rib height vs. variation of construction cost ····· 47
Figure 3.2.23 Variation of PS tendon area vs. flexural stress on top of girder concrete at the 1st PS stage ····· 48
Figure 3.2.24 Variation of PS tendon area vs. flexural stress on top of deck concrete at the 2nd PS stage ····· 48
Figure 3.2.25 Variation of PS tendon area vs. flexural stress on bottom of girder concrete at the final stage ····· 48

Figure 3.2.26 Variation of PS tendon area vs. deflection by live load ····· 48
Figure 3.2.27 Variation of PS tendon area vs. variation of construction cost ····· 49
Figure 3.2.28 Variation of steel top flange thickness vs. flexural stress on top of girder concrete at the 1st PS stage ····· 50
Figure 3.2.29 Variation of steel top flange thickness vs. flexural stress on top of deck concrete at the 2nd PS stage ····· 50
Figure 3.2.30 Variation of steel top flange thickness vs. flexural stress on bottom of girder concrete at the final stage ····· 50
Figure 3.2.31 Variation of steel top flange thickness vs. deflection by live load ····· 50
Figure 3.2.32 Variation of steel top flange thickness vs. variation of construction cost ····· 50
Figure 3.2.33 Variation of steel bottom flange thickness vs. flexural stress on top of girder concrete at the 1st PS stage ····· 51
Figure 3.2.34 Variation of steel bottom flange thickness vs. flexural stress on top of deck concrete at the 2nd PS stage ····· 51
Figure 3.2.35 Variation of steel bottom flange thickness vs. flexural stress on bottom of girder concrete at the final stage ····· 51
Figure 3.2.36 Variation of steel bottom flange thickness vs. deflection by live load ····· 51
Figure 3.2.37 Variation of steel bottom flange thickness vs. variation of construction cost 52
Figure 3.2.38 Variation of f_{ck} vs. flexural stress on top of girder concrete at the 1st PS stage ····· 52
Figure 3.2.39 Variation of f_{ck} vs. flexural stress on top of deck concrete at the 2nd PS stage ····· 52
Figure 3.2.40 Variation of f_{ck} vs. flexural stress on bottom of girder concrete at the final stage ····· 53
Figure 3.2.41 Variation of f_{ck} vs. deflection by live load ····· 53
Figure 3.3.1 Alternative of construction procedure (1) ····· 56
Figure 3.3.2 Alternative of construction procedure (2) ····· 57
Figure 3.3.3 Alternative of construction procedure (3) ····· 58
Figure 3.3.4 Alternative of construction procedure (add.) ····· 60

Figure 3.3.5 Flow of fabrication ····· 61
Figure 3.3.6 Assemblage of steel girder ····· 62
Figure 3.3.7 Detail of anchorage ····· 68
Figure 3.3.8 Anchorage and emplacement of PS tendon of CFTA girder ····· 69
Figure 3.3.9 Corrosion protection for MS type cable of cable stayed bridge (free length) · 70
Figure 3.3.10 Sections for examination of filled concrete ····· 71
Figure 3.3.11 Condition of filled concrete (Section 1. side) ····· 71
Figure 3.3.12 Condition of filled concrete (Section 1, cutting plane) ····· 71
Figure 3.3.13 Condition of filled concrete (Section 2. side) ····· 71
Figure 3.3.14 Condition of filled concrete (Section 2, cutting plane) ····· 71
Figure 3.3.15 Condition of filled concrete (Section 3. side) ····· 72
Figure 3.3.16 Condition of filled concrete (Section 3, cutting plane) ····· 72
Figure 3.3.17 Position of pouring hole ····· 73
Figure 3.3.18 Position and shape of pouring hole ····· 73
Figure 3.3.19 Pouring concrete at end block ····· 74
Figure 3.3.20 View of concrete filling along with arch rib ····· 74
Figure 3.3.21 View of concrete pouring through pouring hole (1) ····· 74
Figure 3.3.22 View of concrete pouring through pouring hole (2) ····· 74
Figure 3.3.23 Finished condition of pouring hole ····· 75
Figure 3.3.24 Pouring concrete at middle of span ····· 75
Figure 3.3.25 Cutting plane of arch rib ····· 75
Figure 3.3.26 Cutting plane of center of span ····· 75
Figure 3.4.1 Frame analysis model ····· 77
Figure 3.4.2 Drawing of specimen (1) ····· 80
Figure 3.4.3 Drawing of specimen (2) ····· 81
Figure 3.4.4 Drawing of specimen (3) ····· 82
Figure 3.4.5 Drawing of specimen (4) ····· 83
Figure 3.4.6 Drawing of specimen (5) ····· 84
Figure 3.4.7 Drawing of specimen (6) ····· 85
Figure 3.4.8 Carrying in and placement of segment ····· 86

Figure 3.4.9 Connection of segments ····· 86
Figure 3.4.10 Concrete filling of girder ····· 86
Figure 3.4.11 Steam curing of filled concrete ····· 86
Figure 3.4.12 Emplacement of 1st PS tendon ····· 87
Figure 3.4.13 Prestressing 1st PS tendon ····· 87
Figure 3.4.14 Emplacement of rebar and form for deck ····· 87
Figure 3.4.15 Pouring deck concrete ····· 87
Figure 3.4.16 Prestressing 2nd PS tendon ····· 87
Figure 3.4.17 Complete specimen ····· 87
Figure 3.3.18 Concept of loading ····· 89
Figure 3.3.19 Test setting ····· 89
Figure 3.3.20 View of static load test ····· 89
Figure 3.4.21 Positions of measured sections ····· 90
Figure 3.4.22 Positions of strain gauges (A-A) ····· 90
Figure 3.4.23 Positions of strain gauges (B-B) ····· 90
Figure 3.4.24 Positions of strain gauges (C-C) ····· 90
Figure 3.4.25 Positions of strain gauges (D-D) ····· 90
Figure 3.4.26 Positions of strain gauges (E-E) ····· 90
Figure 3.4.27 Positions of exciter ····· 91
Figure 3.4.28 Positions of accelerometers ····· 91
Figure 3.4.29 View of vibration test ····· 92
Figure 3.4.30 View of measurement of acceleration ····· 92
Figure 3.4.31 Example of time-history of measured acceleration ····· 92
Figure 3.4.32 Deck of CFTA girder ····· 93
Figure 3.4.33 Deck rebar of CFTA girder ····· 93
Figure 3.4.34 Steel girder of CFTA girder ····· 94
Figure 3.4.35 Filled concrete of CFTA girder ····· 94
Figure 3.4.36 PS tendon of CFTA girder ····· 94
Figure 3.4.37 Completed CFTA girder ····· 94
Figure 3.4.38 Analysis result of Step 1 ····· 98

Figure 3.4.39 Analysis result of Step 2 ····· 99
Figure 3.4.40 Analysis result of Step 3 ····· 100
Figure 3.4.41 Analysis model of Step 4 ····· 101
Figure 3.4.42 Applied load on the girder ····· 101
Figure 3.4.43 Load-displacement curve for each member ····· 102
Figure 3.4.44 Displacement curve with applied load ····· 102
Figure 3.4.45 Distribution of strain and stress for each applied load ····· 103
Figure 3.4.46 Chamber by 1st PS ····· 104
Figure 3.4.47 Stain at center of span by 1st PS ····· 104
Figure 3.4.48 Displacement by deck self-weight ····· 105
Figure 3.4.49 Strain by deck self-weight ····· 105
Figure 3.4.50 Chamber by 2nd PS ····· 106
Figure 3.4.51 Stain at center of span by 2nd PS ····· 106
Figure 3.4.52 Displacement by applied load - design load ····· 106
Figure 3.4.53 Strain by applied load - design load ····· 106
Figure 3.4.54 Shape of displacement by applied load - ultimate load ····· 107
Figure 3.4.55 Displacement by applied load - ultimate load ····· 107
Figure 3.4.56 Strain by applied load - ultimate load ····· 108
Figure 3.4.57 Increase of displacement with defect and recover ····· 109
Figure 3.4.58 Accumulated displacement with defect and recover ····· 109
Figure 3.4.59 Load-displacement curve for each defect case (All) ····· 110
Figure 3.4.60 Load-displacement curve for each defect case (intact, elimination) ····· 110
Figure 3.4.61 Load-displacement curve with defect and recover ····· 110
Figure 3.4.62 Strain distribution for each defect case (All) ····· 111
Figure 3.4.63 Strain distribution for each defect case (intact, elimination) ····· 111
Figure 3.4.64 Strain recovery by recover (vertical distribution) ····· 111
Figure 3.4.65 Lateral strain distribution with defect and recover (bottom flange) ····· 112
Figure 3.4.66 Lateral strain distribution with defect and recover (top flange) ····· 112
Figure 3.4.67 Concept of CFTA girder and view of instrument ····· 113
Figure 3.4.68 Impact load and free vibration test ····· 113

Figure 3.4.69 Measured time history of acceleration ····· 114
Figure 3.4.70 SVD of response (acceleration) for each main frequency of excitation ····· 114
Figure 3.4.71 Characteristics of modal circle ····· 116
Figure 3.4.72 Example of circle-fit method ····· 118
Figure 3.4.73 Peak amplitude method ····· 118
Figure 3.4.74 Nyquist diagram of receptance and inverse receptance ····· 119
Figure 3.4.75 Effect of residual part in modal value estimation for 4-DOF system ····· 120
Figure 3.4.76 Measured mode shape of girder ····· 127
Figure 3.4.77 Normalized measured mode shape of girder ····· 127
Figure 3.4.78 Comparison of mode shapes by measuring and FE analysis ····· 128
Figure 3.4.79 Comparison of mode shapes of CFTA girder and simple beam with uniform section by FE analysis ····· 128
Figure 3.4.80 Comparison of mode shapes with damaged tendon and intact tendon by FE analysis ····· 128
Figure 3.5.1 Push-out specimen ····· 131
Figure 3.5.2 View of test ····· 132
Figure 3.5.3 Setting of test ····· 132
Figure 3.5.4 Setting of displacement gauge ····· 132
Figure 3.5.5 Example of load-relative slip curve ····· 132
Figure 3.5.6 Example of ripping crack ····· 133
Figure 3.5.7 Example of splitting crack ····· 133
Figure 3.5.8 Example of stud rupture ····· 133
Figure 3.5.9 Regression function for Push-out tests ····· 138
Figure 3.5.10 Stud diameter vs. yield strength ····· 143
Figure 3.5.11 Power of Stud diameter vs. yield strength ····· 143
Figure 3.5.12 Stud height vs. yield strength ····· 143
Figure 3.5.13 $\sqrt{f_{ck}}$ vs. yield strength ····· 143
Figure 3.5.14 Proposed allowable shear force ····· 144
Figure 3.5.15 Stud diameter vs. ultimate strength ····· 147
Figure 3.5.16 Power of stud diameter vs. ultimate strength ····· 147

Figure 3.5.17 Stud height vs. ultimate strength ····· 147
Figure 3.5.18 $\sqrt{f_{ck}}$ vs. ultimate strength ····· 147
Figure 3.5.19 $\sqrt{E_c}$ vs. ultimate strength ····· 147
Figure 3.5.20 Proposed ultimate shear strength ····· 148
Figure 3.5.21 Comparison of Proposed ultimate shear strength ····· 148
Figure 3.5.22 Principal stress distribution for anchorage zone of post-tensioning system · 150
Figure 3.5.23 Stress distribution for anchorage zone of post-tensioning system ····· 151
Figure 3.5.24 Local zone and general zone of anchorage zone ····· 152
Figure 3.5.25 Stress distribution at anchorage ····· 152
Figure 3.5.26 Distribution of bursting stress by concentrated load at anchorage ····· 153
Figure 3.5.27 Anchor plate ····· 153
Figure 3.5.28 Analysis model for anchorage ····· 154
Figure 3.5.29 AASHTO design specification of rebar for bursting force ····· 155
Figure 3.5.30 Model of concrete beam for safety assessment of anchorage zone ····· 156
Figure 3.5.31 Stress Path ····· 156
Figure 3.5.32 Stress of anchorage zone for ordinary PSC beam ····· 158
Figure 3.5.33 Stress of anchorage zone for ordinary PSC beam ····· 158
Figure 3.5.34 Stress (S11, x-dirction) of CFTA girder ····· 159
Figure 3.5.35 Stress (S11, x-dirction) of PSC beam ····· 159
Figure 3.5.36 Tensile force of anchorage zone ····· 161
Figure 3.5.37 Structure of anchorage of CFTA girder ····· 161
Figure 3.6.1 CFTA girder model (FEM) ····· 166
Figure 3.6.2 DB-24 ····· 166
Figure 3.6.3 Loading on CFTA girder ····· 167
Figure 3.6.4 Positive-negative reaction on tendon surface and pitting corrosion ····· 168
Figure 3.6.5 Corrosion of tendon inside ····· 168
Figure 3.6.6 Displacement of girder with variation of PS tendon ····· 172
Figure 3.6.7 Variation of stress with time ····· 173
Figure 3.6.8 Truck model ····· 174
Figure 3.6.9 Contact algorithm for collision model ····· 175

Figure 3.6.10 Truck collision analysis ····· 176
Figure 3.6.11 Strain of tendon by truck collision ····· 176
Figure 3.6.12 Number of tendon ····· 178
Figure 3.6.13 Case : No loss of PS tendon ····· 179
Figure 3.6.14 Case : Loss of 1 PS tendon ····· 179
Figure 3.6.15 Load-displacement of specemen ····· 181
Figure 3.6.16 Analysis model for CFTA girder ····· 184
Figure 3.6.17 Analysis model for each element of CFTA girder ····· 185
Figure 3.6.18 Mode shape by measurement and analysis ····· 186
Figure 3.6.19 Vehicle driving on the bridge having sine wave shape ····· 186
Figure 3.6.20 Example of time function at lead (velocity : 100 km/hr) ····· 187
Figure 3.6.21 Meister vibration sensitivity characteristic curve ····· 187
Figure 3.6.22 Meister vibration sensitivity characteristic curve (40 km/hr) ····· 188
Figure 3.6.23 Meister vibration sensitivity characteristic curve (60 km/hr) ····· 189
Figure 3.6.24 Meister vibration sensitivity characteristic curve (80 km/hr) ····· 189
Figure 3.6.25 Meister vibration sensitivity characteristic curve (100 km/hr) ····· 190
Figure 3.6.26 Mode shapes of 1st damage model and intact model - analysis ····· 191
Figure 3.6.27 Mode shapes of 1st damage model and intact model - vibration test ····· 192
Figure 3.6.28 Mode shapes of 2nd damage model and intact model - vibration test ····· 192
Figure 3.6.29 Mode shapes of 3rd damage model and intact model - vibration test ····· 192
Figure 3.6.30 Comparison of dynamic characteristics for measurement and advanced analysis model ····· 196
Figure 3.7.1 Items for LCC of each stage in life cycle ····· 199
Figure 3.7.2 Decision of weight factor by matrix evaluation method ····· 202
Figure 3.7.3 Alternative bridges for economic evaluation ····· 203
Figure 3.7.4 Repair method for support of PSC box girder bridge and steel box girder birdge ····· 214
Figure 3.7.5 Total LCC (left) and Cost for each item (right) with time ····· 222

List of Tables

Table 1.1.1 Objective of each research phase ····· 6
Table 3.1.1 Characteristics for each alternative ····· 15
Table 3.2.2 Materials for designed bridge ····· 25
Table 3.2.3 Allowable stress ····· 25
Table 3.2.4 Minimum thickness of brige deck ····· 26
Table 3.2.5 Applied load and Effective section for each construction stage ····· 27
Table 3.2.6 Stress for each construction stage ····· 28
Table 3.2.7 Allowable flexural tensile stress and flexural compressive stress ····· 29
Table 3.2.8 Allowable shear force ····· 29
Table 3.2.9 Allowable stress of PS tendon ····· 30
Table 3.2.10 Allowable displacement ····· 31
Table 3.2.11 Minimum web thickness of non-composite steel plate girder ····· 31
Table 3.2.12 Connection vertical stiffener to top/bottom flange ····· 32
Table 3.2.13 Lateral stiffener and maximum height of web ····· 32
Table 3.2.14 Section dimension of designed bridge ····· 33
Table 3.2.15 Section dimension of CFTA girder for each span length ····· 54
Table 3.3.1 Dimension of anchorage ····· 69
Table 3.4.1 Dimension of real-scaled specimen ····· 78
Table 3.4.2 Resultant for each construction stage ····· 78
Table 3.4.3 Stress for each construction stage ····· 79
Table 3.4.4 Procedure of test ····· 88
Table 3.4.5 Material property for linear-elastic analysis ····· 95
Table 3.4.6 Nonlinear material property of steel ····· 95
Table 3.4.7 Nonlinear material property of concrete ····· 96
Table 3.4.8 Type of element for linear-elastic analysis ····· 97
Table 3.4.9 Displacement, Strain, and Stress of CFTA girder at Step 1 ····· 98
Table 3.4.10 Displacement, Strain, and Stress of CFTA girder at Step 2 ····· 99

Table 3.4.11 Displacement, Strain, and Stress of CFTA girder at Step 3 ····· 100
Table 3.4.12 Displacement, Strain, and Stress of CFTA girder at Step 4 ····· 101
Table 3.4.13 Measured natural frequency of girder ····· 126
Table 3.4.14 Natural frequency of girder by measurement and FE analysis ····· 126
Table 3.4.15 Comparison of mode shapes with damaged tendon and intact tendon by FE analysis ····· 127
Table 3.5.1 Type and amount of Push-out test specimen ····· 131
Table 3.5.2 Push-out test result for 25 MPa concrete compressive strength ····· 134
Table 3.5.3 Push-out test result for 35 MPa concrete compressive strength ····· 135
Table 3.5.4 Push-out test result for 45 MPa concrete compressive strength ····· 136
Table 3.5.5 Shear strength for each concrete compressive strength - this study ····· 137
Table 3.5.6 Shear strength for each concrete compressive strength - past study ····· 137
Table 3.5.7 Push-out test result for 25 MPa concrete compressive strength ····· 138
Table 3.5.8 Push-out test result for 35 MPa concrete compressive strength ····· 139
Table 3.5.9 Push-out test result for 45 MPa concrete compressive strength ····· 140
Table 3.5.10 Test result - yield strength for stud ····· 142
Table 3.5.11 Test result - ultimate strength for stud ····· 146
Table 3.5.12 Stress of anchorage zone for ordinary PSC beam and CFTA girder ····· 157
Table 3.5.13 Stresses of ordinary PSC beam and CFTA girder with distance form end ··· 160
Table 3.6.1 Material property of CFTA girder ····· 166
Table 3.6.2 Dimension of CFTA girder ····· 166
Table 3.6.3 Evaluation of initiation time of corrosion for environment ····· 169
Table 3.6.4 Mean and standard deviation of corrosion rate ····· 169
Table 3.6.5 Area of tendon and initial jacking force ····· 170
Table 3.6.6 Displacement at center of span of CFTA girder by FE analysis ····· 171
Table 3.6.7 Stress of concrete section ····· 173
Table 3.6.8 Material properties of CFTA girder for collision analysis ····· 174
Table 3.6.9 Nonlinear material property of PS tendon ····· 175
Table 3.6.10 Stress of PS tendon ····· 177
Table 3.6.11 Strain of PS tendon ····· 177

Table 3.6.12 Stress of PS tendon and displacement with rupture of PS tendon #1 ····· 178
Table 3.6.13 Stress at center of span ····· 180
Table 3.6.14 Stress of PS tendon with loss of PS tendon ····· 180
Table 3.6.15 Stress at center of span for left girder with loss of PS tendon ····· 181
Table 3.6.16 Natural frequency by measurement and analysis ····· 185
Table 3.6.17 Comparison of natural frequency - vibration test ····· 191
Table 3.6.18 Comparison of natural frequency - analysis ····· 191
Table 3.6.19 Comparison of dynamic characteristics for measurement and advanced analysis model ····· 196
Table 3.7.1 Types of bridges for comparison ····· 200
Table 3.7.2 Items of VE assessment ····· 201
Table 3.7.3 Method deciding items for VE assessment ····· 201
Table 3.7.4 Criterion for estimating the level ····· 202
Table 3.7.5. Initial cost of each bridge for LCC assessment ····· 204
Table 3.7.6 Specification of initial cost of CFTA girder bridge ····· 205
Table 3.7.7 Specification of initial cost of PSC box girder bridge ····· 206
Table 3.7.8 Specification of initial cost of steel box girder bridge ····· 207
Table 3.7.9 Specification of initial cost of SCP girder bridge ····· 208
Table 3.7.10 Maintenance period of each alternative bridge ····· 213
Table 3.7.11 Cost model ····· 214
Table 3.7.12 Service life of bridge - by type of bridge ····· 217
Table 3.7.13 Service life of bridge - by country ····· 218
Table 3.7.14 Characteristics of each type of bridge ····· 219
Table 3.7.15 Weight factor based on the survey results ····· 220
Table 3.7.16 Level of bridge for each evaluation item based on the survey results ····· 220
Table 3.7.17 Result of VE assessment ····· 221

목 차

제 1 장 연구개발과제의 개요 ····· 1

제 1 절 연구의 필요성 및 목적 ····· 1

제 2 절 연구개발의 목표 및 내용 ····· 5

제 2 장 국내외 기술개발 현황 ····· 7

제 1 절 국내외 합성거더 기술관련 연구 개발 동향 ····· 7

제 2 절 국내외 합성거더 기술관련 특허 동향 ····· 10

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 11

제 1 절 CFTA 거더의 개요 ····· 11

1. CFTA 거더의 개요 ····· 11
2. CFTA 거더의 형상 결정 ····· 14

제 2 절 CFTA 거더의 설계 ····· 19

1. CFTA 거더의 특징 및 설계 착안점 ····· 19
2. CFTA 거더의 해석 ····· 22
3. CFTA 거더의 설계 ····· 24
4. 경간별 CFTA 거더의 표준단면 ····· 42

제 3 절 CFTA 거더의 시공 ····· 55

1. CFTA 거더를 이용한 교량의 시공단계 ····· 55
2. 시공상세 검토 ····· 61

제 4 절 CFTA 거더의 실물모형실험 ····· 77

1. 실험체의 설계 ····· 77
2. 실험체의 제작 ····· 86
3. 실험 방법 ····· 88
4. 유한요소해석 ····· 93
5. 실험 결과 분석 ····· 104

제 5 절 CFTA 거더의 상세부 검토 ····· 130
1. 전단연결부 검토 ····· 130
2. 정착부 검토 ····· 150
제 6 절 CFTA 거더의 안전성 평가 ····· 165
1. 정적 안전성 평가 ····· 165
2. 동적 안전성 평가 ····· 184
제 7 절 CFTA 거더의 경제성 검토 ····· 198

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 229

제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 231

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 232

제 7 장 참고문헌 ····· 233

그 림 목 차

그림 1.1.1 CFTA 거더의 개념도 ····· 2
그림 1.1.2 CFTA 거더를 이용한 교량의 구성 ····· 3
그림 1.1.3 CFTA 거더의 구조적 조합 및 기술적 특징 ····· 4
그림 2.1.1 CFT 트러스교(미국) ····· 8
그림 2.1.2 CFT 아치교(중국) ····· 8
그림 2.1.3 CFT 거더교의 시공(일본) ····· 8
그림 2.1.4 CFT 거더 실물모형실험 ····· 8
그림 2.1.5 RPF 거더 교량 ····· 9
그림 2.1.6 SCP 거더 교량 ····· 9
그림 2.1.7 IPC 거더 교량 ····· 9
그림 2.1.8 MSP 거더 교량 ····· 9
그림 2.1.9 복부 파형강판 복합교량 ····· 9
그림 2.1.10 복부트러스 복합교량 ····· 9
그림 2.1.11 FRP 피복 RC 스트럿 적용교량(일본) ····· 10
그림 2.1.12 FRP 피복 RC 스트럿 적용교량 조감도(인천대교) ····· 10
그림 3.1.1 CFTA 거더교의 기본 구조 ····· 11
그림 3.1.2 라이즈비에 따른 아치구조의 거동 ····· 13
그림 3.1.3 라이즈비에 따른 CFTA 거더의 거동 ····· 13
그림 3.1.4 각 대안의 개요도 ····· 14
그림 3.1.5 Internal Tendon 배치 개요도 ····· 16
그림 3.1.6 강관적용 개요도 ····· 17
그림 3.2.1 라이즈비에 따른 아치구조의 거동 ····· 19
그림 3.2.2 타이드 아치구조의 평형 ····· 20
그림 3.2.3 라이즈비에 따른 CFTA 거더의 거동 ····· 21
그림 3.2.4 긴장재량에 따른 CFTA 거더의 거동 ····· 21
그림 3.2.5 CFTA 거더의 프레임 모델링 ····· 22
그림 3.2.6 설계흐름도 ····· 24

그림 3.2.7 격자 해석 모델링 ····· 28
그림 3.2.8 거더높이 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 - Case 1 ····· 43
그림 3.2.9 거더높이 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 - Case 1 ····· 43
그림 3.2.10 거더높이 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 - Case 1 ····· 43
그림 3.2.11 거더높이 변동비율 vs. 활하중 처짐 - Case 1 ····· 43
그림 3.2.12 거더높이 변동비율 vs. 시공비 변화 - Case 1 ····· 44
그림 3.2.13 거더높이 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 - Case 2 ····· 45
그림 3.2.14 거더높이 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 - Case 2 ····· 45
그림 3.2.15 거더높이 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 - Case 2 ····· 45
그림 3.2.16 거더높이 변동비율 vs. 활하중 처짐 - Case 2 ····· 45
그림 3.2.17 거더높이 변동비율 vs. 시공비 변화 - Case 2 ····· 45
그림 3.2.18 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 ····· 46
그림 3.2.19 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 ····· 46
그림 3.2.20 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 ····· 47
그림 3.2.21 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 활하중 처짐 ····· 47
그림 3.2.22 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 시공비 변화 ····· 47
그림 3.2.23 긴장재량 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 ····· 48
그림 3.2.24 긴장재량 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 ····· 48
그림 3.2.25 긴장재량 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 ····· 48
그림 3.2.26 긴장재량 변동비율 vs. 활하중 처짐 ····· 48
그림 3.2.27 긴장재량 변동비율 vs. 시공비 변화 ····· 49
그림 3.2.28 상부 강재 두께 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 ····· 50
그림 3.2.29 상부 강재 두께 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 ····· 50
그림 3.2.30 상부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 ····· 50
그림 3.2.31 상부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 처짐 ····· 50
그림 3.2.32 상부 강재 두께 vs. 시공비 변화 ····· 50
그림 3.2.33 하부 강재 두께 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 ····· 51
그림 3.2.34 하부 강재 두께 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 ····· 51
그림 3.2.35 하부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 ····· 51
그림 3.2.36 하부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 처짐 ····· 51

그림 3.2.37 하부 강재 두께 vs. 시공비 변화 ····· 52
그림 3.2.38 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 ····· 52
그림 3.2.39 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 ····· 52
그림 3.2.40 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 ····· 53
그림 3.2.41 변동비율 vs. 활하중 처짐 ····· 53
그림 3.3.1 시공절차 안(1) ····· 56
그림 3.3.2 시공절차 안(2) ····· 57
그림 3.3.3 시공절차 안(3) ····· 58
그림 3.3.4 시공절차 안(추가) ····· 60
그림 3.3.5 제작 흐름도 ····· 61
그림 3.3.6 강재주형의 조립 ····· 62
그림 3.3.7 긴장장치 상세 ····· 68
그림 3.3.8 CFTA 거더 긴장재의 정착 및 설치 ····· 69
그림 3.3.9 사장교 MS type cable의 부식방지 대책 (free length) ····· 70
그림 3.3.10 내부 콘크리트 검토 위치 ····· 71
그림 3.3.11 내부 콘크리트 상태 (단면 1, 측면) ····· 71
그림 3.3.12 내부 콘크리트 상태 (단면 1, 단면) ····· 71
그림 3.3.13 내부 콘크리트 상태 (단면 2, 측면) ····· 71
그림 3.3.14 내부 콘크리트 상태 (단면 2, 단면) ····· 71
그림 3.3.15 내부 콘크리트 상태 (단면 3, 측면) ····· 72
그림 3.3.16 내부 콘크리트 상태 (단면 3, 단면) ····· 72
그림 3.3.17 타설홀 위치 ····· 73
그림 3.3.18 타설홀 위치 및 형태 ····· 73
그림 3.3.19 단부 개구부 타설 ····· 74
그림 3.3.20 아치리브를 따라 차오르는 상태 ····· 74
그림 3.3.21 타설홀 타설 전경 1 ····· 74
그림 3.3.22 타설홀 타설 전경 2 ····· 74
그림 3.3.23 타설홀 마감 상태 ····· 75
그림 3.3.24 중앙 개구부 타설 전경 ····· 75
그림 3.3.25 아치리브 절단면 ····· 75

그림 3.3.26 중앙부 절단면 ····· 75
그림 3.4.1 프레임 해석 모델 ····· 77
그림 3.4.2 실험체 도면(1) ····· 80
그림 3.4.3 실험체 도면(2) ····· 81
그림 3.4.4 실험체 도면(3) ····· 82
그림 3.4.5 실험체 도면(4) ····· 83
그림 3.4.6 실험체 도면(5) ····· 84
그림 3.4.7 실험체 도면(6) ····· 85
그림 3.4.8 세그먼트 반입 및 거치 ····· 86
그림 3.4.9 세그먼트 연결 ····· 86
그림 3.4.10 거더 내부 콘크리트 충전 ····· 86
그림 3.4.11 충전 콘크리트 증기양생 ····· 86
그림 3.4.12 1차 긴장재 설치 ····· 87
그림 3.4.13 1차 긴장력 도입 ····· 87
그림 3.4.14 바닥판 거푸집 및 철근 설치 ····· 87
그림 3.4.15 바닥판 콘크리트 타설 ····· 87
그림 3.4.16 2차 긴장력 도입 ····· 87
그림 3.4.17 완성 실험체 ····· 87
그림 3.3.18 하중 재하 개요도 ····· 89
그림 3.3.19 실험세팅 전경 ····· 89
그림 3.3.20 정적재하실험 전경 ····· 89
그림 3.4.21 계측단면 위치 ····· 90
그림 3.4.22 변형률 게이지 위치 (A-A) ····· 90
그림 3.4.23 변형률 게이지 위치 (B-B) ····· 90
그림 3.4.24 변형률 게이지 위치 (C-C) ····· 90
그림 3.4.25 변형률 게이지 위치 (D-D) ····· 90
그림 3.4.26 변형률 게이지 위치 (E-E) ····· 90
그림 3.4.27 가진기 설치 위치 ····· 91
그림 3.4.28 가속도계 설치 위치 ····· 91
그림 3.4.29 가진실험 전경 ····· 92

그림 3.4.30 가속도 계측 전경 ····· 92
그림 3.4.31 계측된 가속도 시간이력의 예 ····· 92
그림 3.4.32 CFTA 거더의 바닥판 ····· 93
그림 3.4.33 CFTA 거더의 바닥판 철근 ····· 93
그림 3.4.34 CFTA 거더의 강재주형 ····· 94
그림 3.4.35 CFTA 거더의 콘크리트 충전재 ····· 94
그림 3.4.36 CFTA 거더의 긴장재 ····· 94
그림 3.4.37 CFTA 거더의 완성된 모습 ····· 94
그림 3.4.38 Step 1의 해석 결과 ····· 98
그림 3.4.39 Step 2의 해석 결과 ····· 99
그림 3.4.40 Step 3의 해석 결과 ····· 100
그림 3.4.41 Step 4의 해석 모델 ····· 101
그림 3.4.42 거더에 작용하는 가력하중 ····· 101
그림 3.4.43 부재별 하중 변형률 곡선 ····· 102
그림 3.4.44 가력하중에 따른 처짐 변화 곡선 ····· 102
그림 3.4.45 가력하중별 단면 변형률 및 응력 분포 곡선 ····· 103
그림 3.4.46 1차 긴장에 의한 솟음 ····· 104
그림 3.4.47 1차 긴장에 의한 중앙부의 변형률 ····· 104
그림 3.4.48 바닥판 자중에 의한 처짐 ····· 105
그림 3.4.49 바닥판 자중에 의한 변형률 ····· 105
그림 3.4.50 2차 긴장에 의한 솟음 ····· 106
그림 3.4.51 2차 긴장에 의한 중앙부의 변형률 ····· 106
그림 3.4.52 재하하중에 의한 처짐 - 설계하중 ····· 106
그림 3.4.53 재하하중에 의한 변형률 - 설계하중 ····· 106
그림 3.4.54 재하하중에 의한 처짐 형상 - 극한하중 ····· 107
그림 3.4.55 재하하중에 의한 처짐 - 극한하중 ····· 107
그림 3.4.56 재하하중에 의한 변형률 - 극한하중 ····· 108
그림 3.4.57 손상 및 복원에 따른 변위의 증가 ····· 109
그림 3.4.58 손상 및 복원에 따른 누적 변위 ····· 109
그림 3.4.59 손상별 하중-변위 곡선 (All) ····· 110

그림 3.4.60 손상별 하중-변위 곡선 (무손상, 완전손상) ····· 110
그림 3.4.61 손상 및 복구에 따른 하중-변위 곡선 ····· 110
그림 3.4.62 손상별 변형률 분포 (All) ····· 111
그림 3.4.63 손상별 변형률 분포 (무손상, 완전손상) ····· 111
그림 3.4.64 복구에 따른 변형률의 복원 (연직분포) ····· 111
그림 3.4.65 손상 및 복구에 따른 횡방향 변형률 분포 (하부플랜지) ····· 112
그림 3.4.66 손상 및 복구에 따른 횡방향 변형률 분포 (상부플랜지) ····· 112
그림 3.4.67 CFTA의 개요와 계측기 설치 전경 ····· 113
그림 3.4.68 충격하중과 자유진동실험 ····· 113
그림 3.4.69 계측된 가속도 시간이력 ····· 114
그림 3.4.70 주된 가진 진동수별로 계측된 가속도응답의 특이치 분해(SVD) ····· 114
그림 3.4.71 Modal Circle의 특성 ····· 116
그림 3.4.72 Circle-Fit Method를 이용한 예 ····· 118
그림 3.4.73 Peak Amplitude Method ····· 118
그림 3.4.74 Receptance와 Inverse Receptance의 Nyquist선도 ····· 119
그림 3.4.75 4자유도계의 모드계수 추정에서 residual 항의 영향 ····· 120
그림 3.4.76 계측된 거더의 모드형상 ····· 127
그림 3.4.77 계측된 거더의 정규화된 모드형상 ····· 127
그림 3.4.78 계측과 유한요소해석으로 구한 모드형상 비교 ····· 128
그림 3.4.79 유한요소해석으로 구한 CFTA 거더 및 등단면 단순보의 모드형상 비교 ····· 128
그림 3.4.80 유한요소해석으로 구한 텐던의 유무에 따른 모드형상 비교 ····· 128
그림 3.5.1 Push-out 실험체의 외형 ····· 131
그림 3.5.2 실험 전경 ····· 132
그림 3.5.3 실험체 세팅 ····· 132
그림 3.5.4 변위계 설치 모습 ····· 132
그림 3.5.5 하중-상대슬립 곡선의 예 ····· 132
그림 3.5.6 리핑균열의 예 ····· 133
그림 3.5.7 할렬균열의 예 ····· 133
그림 3.5.8 스터드 파단의 예 ····· 133
그림 3.5.9 Push-out 실험들에 대한 회귀식 ····· 138

그림 3.5.10 스터드 직경 vs. 항복강도 ····· 143
그림 3.5.11 스터드 직경의 제곱 vs. 항복강도 ····· 143
그림 3.5.12 스터드 높이 vs. 항복강도 ····· 143
그림 3.5.13 $\sqrt{f_{ck}}$ vs. 항복강도 ····· 143
그림 3.5.14 제안된 허용전단력 기준 ····· 144
그림 3.5.15 스터드 직경 vs. 극한강도 ····· 147
그림 3.5.16 스터드 직경의 제곱 vs. 극한강도 ····· 147
그림 3.5.17 스터드 높이 vs. 극한강도 ····· 147
그림 3.5.18 $\sqrt{f_{ck}}$ vs. 극한강도 ····· 147
그림 3.5.19 $\sqrt{E_c}$ vs. 극한강도 ····· 147
그림 3.5.20 제안된 스터드 전단연결재의 극한강도 ····· 148
그림 3.5.21 제안된 극한강도의 비교 ····· 148
그림 3.5.22 포스트텐션 정착부의 주응력 분포 ····· 150
그림 3.5.23 포스트텐션 부재 정착부의 응력 분포 ····· 151
그림 3.5.24 정착부의 국부영역과 일반영역 ····· 152
그림 3.5.25 정착부에서의 응력 ····· 152
그림 3.5.26 정착부의 집중하중에 의한 파열응력 분포 ····· 153
그림 3.5.27 정착판 ····· 153
그림 3.5.28 정착부 해석 모델 ····· 154
그림 3.5.29 AASHTO 규정의 파열 철근 배근 기준 ····· 155
그림 3.5.30 정착부 안전성 평가를 위한 콘크리트 빔 모델링 ····· 156
그림 3.5.31 응력 Path ····· 156
그림 3.5.32 일반 콘크리트 PSC 빔의 정착부 응력 ····· 158
그림 3.5.33 CFTA 거더의 정착부 응력 ····· 158
그림 3.5.34 CFTA 콘크리트 X방향 Stress, S11 ····· 159
그림 3.5.35 PSC빔 콘크리트 X방향 Stress, S11 ····· 159
그림 3.5.36 정착부의 인장력 ····· 161
그림 3.5.37 CFTA 거더의 정착부 구조 ····· 161
그림 3.6.1 CFTA 거더의 해석 모델 ····· 166

그림 3.6.2 DB-24 ····· 166
그림 3.6.3 CFTA 거더에 하중 재하 ····· 167
그림 3.6.4 강선표면에서의 양극-음극 반응 및 Pitting Corrosion ····· 168
그림 3.6.5 내부에의 텐던 부식 손상 ····· 168
그림 3.6.6 긴장재 단면 변화에 따른 거더의 처짐 ····· 172
그림 3.6.7 시간 흐름에 따른 콘크리트 단면 응력 변화 ····· 173
그림 3.6.8 트럭 모델 ····· 174
그림 3.6.9 충돌 모델의 접촉 알고리즘 ····· 175
그림 3.6.10 트럭 충돌 해석 ····· 176
그림 3.6.11 트럭 충돌에 의한 긴장재 변형률 ····· 176
그림 3.6.12 긴장재 번호 ····· 178
그림 3.6.13 긴장재 손실이 없는 경우 ····· 179
그림 3.6.14 1개 긴장재 손실 경우 ····· 179
그림 3.6.15 실험체의 하중-처짐 곡선 ····· 181
그림 3.6.16 CFTA 거더의 전체 해석모델 ····· 184
그림 3.6.17 CFTA 거더의 구성품별 수치해석 모델 ····· 185
그림 3.6.18 계측과 해석으로 구한 거더의 모드형상 ····· 186
그림 3.6.19 정현파 형상의 교량을 주행하는 자동차 ····· 186
그림 3.6.20 도입부에서의 시간함수 예 (주행속도 : 100 km/hr) ····· 187
그림 3.6.21 Meister 진동감각특성 곡선 ····· 187
그림 3.6.22 Meister 진동감각특성 곡선(40 km/hr) ····· 188
그림 3.6.23 Meister 진동감각특성 곡선(60 km/hr) ····· 189
그림 3.6.24 Meister 진동감각특성 곡선(80 km/hr) ····· 189
그림 3.6.25 Meister 진동감각특성 곡선(100 km/hr) ····· 190
그림 3.6.26 1차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 해석 ····· 191
그림 3.6.27 1차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 실험 ····· 192
그림 3.6.28 2차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 실험 ····· 192
그림 3.6.29 3차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 실험 ····· 192
그림 3.6.30 계측된 동적특성과 개선된 모델로 구한 동적특성의 비교 ····· 196
그림 3.7.1 생애주기 동안의 각 단계별 LCC 구성 항목 ····· 199

그림 3.7.2 매트릭스 평가법에 의한 가중치 결정 ····· 202
그림 3.7.3 경제성 평가 대상 교량 ····· 203
그림 3.7.4 PSC 박스 거더교와 강박스 거더교의 교량 받침 보수보강 공법 현황 ····· 214
그림 3.7.5 시간 경과에 따른 총 생애주기 비용 (좌) 및 항목별 발생비용 (우) ····· 222

표 목 차

표 1.1.1 연차별 단계적 목표 ····· 6
표 3.1.1 대안별 단면특성 ····· 15
표 3.2.2 설계교량의 사용재료 ····· 25
표 3.2.3 재료의 허용응력 ····· 25
표 3.2.4 차도부분 바닥판의 최소두께 ····· 26
표 3.2.5 시공단계별 작용하중 및 저항단면 ····· 27
표 3.2.6 시공단계별 단면 응력 ····· 28
표 3.2.7 허용휨인장응력 및 허용휨압축응력 ····· 29
표 3.2.8 허용전단응력 ····· 29
표 3.2.9 긴장재의 허용응력 ····· 30
표 3.2.10 허용처짐량 ····· 31
표 3.2.11 비합성 플레이트거더의 복부판 최소 두께 ····· 31
표 3.2.12 상·하부플랜지와 수직보강재 사이의 연결 ····· 32
표 3.2.13 수평보강재와 최대복부판높이 ····· 32
표 3.2.14 설계교량의 단면제원 ····· 33
표 3.2.15 경간별 CFTA 거더 단면 제원 ····· 54
표 3.3.1 긴장재의 정착구 제원 ····· 69
표 3.4.1 실물모형 실험체의 제원 ····· 78
표 3.4.2 시공단계별 단면력 ····· 78
표 3.4.3 시공단계별 응력 ····· 79
표 3.4.4 실험절차 ····· 88
표 3.4.5 선형-탄성 해석을 위한 물성치 ····· 95
표 3.4.6 비선형 강재 물성치 ····· 95
표 3.4.7 비선형 콘크리트 물성치 ····· 96
표 3.4.8 선형 해석 시 부여한 요소와 부재 특성 ····· 97
표 3.4.9 Step 1에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력 ····· 98
표 3.4.10 Step 2에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력 ····· 99

표 3.4.11 Step 3에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력 ····· 100
표 3.4.12 Step 4에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력 ····· 101
표 3.4.13 계측된 거더의 고유진동수 ····· 126
표 3.4.14 계측과 유한요소해석으로 구한 거더의 고유진동수 ····· 126
표 3.4.15 유한요소해석으로 구한 텐던의 유무에 따른 고유진동수 비교 ····· 127
표 3.5.1 Push-out 실험체의 종류 및 개수 ····· 131
표 3.5.2 콘크리트 설계기준 강도 25 MPa에 대한 Push-out 실험 결과 ····· 134
표 3.5.3 콘크리트 설계기준 강도 35 MPa에 대한 Push-out 실험 결과 ····· 135
표 3.5.4 콘크리트 설계기준 강도 45 MPa에 대한 Push-out 실험 결과 ····· 136
표 3.5.5 콘크리트 강도별 스터드 당 강도 - 본 실험 ····· 137
표 3.5.6 콘크리트 강도별 스터드 당 강도 - 이전 실험자료 ····· 137
표 3.5.7 콘크리트 설계기준 강도 25 MPa에 대한 Push-out 실험 결과 ····· 138
표 3.5.8 콘크리트 설계기준 강도 35 MPa에 대한 Push-out 실험 결과 ····· 139
표 3.5.9 콘크리트 설계기준 강도 45 MPa에 대한 Push-out 실험 결과 ····· 140
표 3.5.10 실험 결과 - 스터드 당 항복강도 ····· 142
표 3.5.11 실험 결과 - 스터드 당 극한강도 ····· 146
표 3.5.12 일반 PSC 빔과 CFTA 거더의 정착부 응력 비교 ····· 157
표 3.5.13 지점부로부터의 거리에 따른 CFTA 거더와 PSC빔의 응력 비교 ····· 160
표 3.6.1 CFTA 거더의 물성치 ····· 166
표 3.6.2 CFTA 거더 단면 재원 ····· 166
표 3.6.3 환경별 강선의 부식 개시점 산정 ····· 169
표 3.6.4 부식률의 평균과 표준편차 ····· 169
표 3.6.5 텐던 단면적 및 초기 긴장력 ····· 170
표 3.6.6 유한요소해석에 의한 CFTA 거더 중앙부의 처짐 ····· 171
표 3.6.7 콘크리트 단면의 응력 ····· 173
표 3.6.8 충돌 해석에 사용된 거더 물성치 ····· 174
표 3.6.9 긴장재의 비선형 물성치 ····· 175
표 3.6.10 긴장재 응력 ····· 177
표 3.6.11 긴장재 변형률 ····· 177
표 3.6.12 1번 긴장재의 파단에 따른 처짐과 긴장재 응력 ····· 178

표 3.6.13 거더 중앙부 응력 ····· 180
표 3.6.14 긴장재 손실에 의한 긴장재 응력 ····· 180
표 3.6.15 긴장재 손실에 따른 좌측 거더 중앙부 응력 ····· 181
표 3.6.16 계측과 해석으로 구한 거더의 고유진동수 ····· 185
표 3.6.17 거더의 고유진동수 비교 - 해석 ····· 191
표 3.6.18 거더의 고유진동수 비교 - 실험 ····· 191
표 3.6.19 개선된 CFTA 거더 유한요소모델로 구한 고유진동수 비교 ····· 196
표 3.7.1 비교대상 구조 형식 ····· 200
표 3.7.2 VE 평가를 위한 비교항목 ····· 201
표 3.7.3 VE 평가를 위한 대상 선정기법 ····· 201
표 3.7.4 평가등급 산정을 위한 기준 ····· 202
표 3.7.5. LCC 분석을 위한 각 교량형식의 초기비용 ····· 204
표 3.7.6 CFTA 거더교 초기비용 내역서 ····· 205
표 3.7.7 PSC 박스 거더교 초기비용 내역서 ····· 206
표 3.7.8 강박스 거더교 초기비용 내역서 ····· 207
표 3.7.9 SCP 거더교 초기비용 내역서 ····· 208
표 3.7.10 비교대상 교량의 유지 보수 주기 ····· 213
표 3.7.11 비용모델 ····· 214
표 3.7.12 교량구조물의 공용수명 - 교량 형식별 ····· 217
표 3.7.13 교량의 내구연한 - 국가별 ····· 218
표 3.7.14 각 교량형식별 장·단점 ····· 219
표 3.7.15 설문조사를 바탕으로 한 적용 가중치 ····· 220
표 3.7.16 설문조사를 바탕으로 한 교량 평가등급 ····· 220
표 3.7.17 VE 평가결과 ····· 221

제 1 장 연구개발과제의 개요

제 1 절 연구의 필요성 및 목적

최근 국내외적으로 교량 상부구조와 관련된 다양한 연구개발이 진행되고 있으며, 상부구조 형상 및 재료의 효율화, 복합재료의 활용 등을 통해 보다 안전하고 경제적이며 주변 경관과 조화를 이루는 친환경적인 교량건설이 진행 중이다. 강-콘크리트 합성구조 역시 최근의 상부구조 개발과 맥을 같이 하여 다양한 분야에서 다양한 형태로 개발되고 있다.

콘크리트와 강재를 합성하여 각 재료의 장점을 극대화시키고 단점을 상호보완하려는 시도는 오래전부터 있어왔다. 넓은 의미에서 보면, 콘크리트와 강재의 합성구조는 철근 콘크리트 구조물부터 시작하여 프리스트레스트 콘크리트, 콘크리트 바닥판과 강재 거더를 합성한 강합성형교, 프리플렉스 구조, SRC 구조, 콘크리트 충전 강관(CFT, Concrete Filled Tubular) 구조에 이르기까지 다양한 형태로 시도되어 왔다.

강재 단면을 콘크리트로 충전하여 합성하는 콘크리트 충전 강관 구조는 오랫동안 주로 교각에 적용되어 왔고, 거더에 적용된 것은 비교적 최근의 일이다. 콘크리트 충전 강관 구조의 장점은 별도의 거푸집 작업이 필요하지 않아 시공성이 개선될 뿐만 아니라 강재의 구속작용과 콘크리트에 의한 강재의 국부좌굴 방지로 내하력이 증대된다는 것이다. 또한 콘크리트가 균열을 일으킨 후에도 콘크리트가 부담하던 하중이 강재로 전달되어 구조물 전체의 연성이 크게 증가하게 된다.

새로운 교량용 거더 형식으로 제안된 CFTA(Concrete-Filled and Tied Steel Tubular Arch)거더는 콘크리트 충전 강관 구조를 택하면서 추가로 거더에 아치 형상을 부여하고 외부 긴장재를 배치한 거더 형식으로, 교량 상부구조에 적용되어오던 기존의 방법들을 형상 및 재료적으로 조합하여 기존의 방법들이 지니고 있던 한계를 극복하고, 보다 효율적인 교량 상부구조 형식을 제공하기 위해 제안되었다. CFTA 거더의 형상을 개념적으로 나타내면 <그림 1.1.1>과 같다.

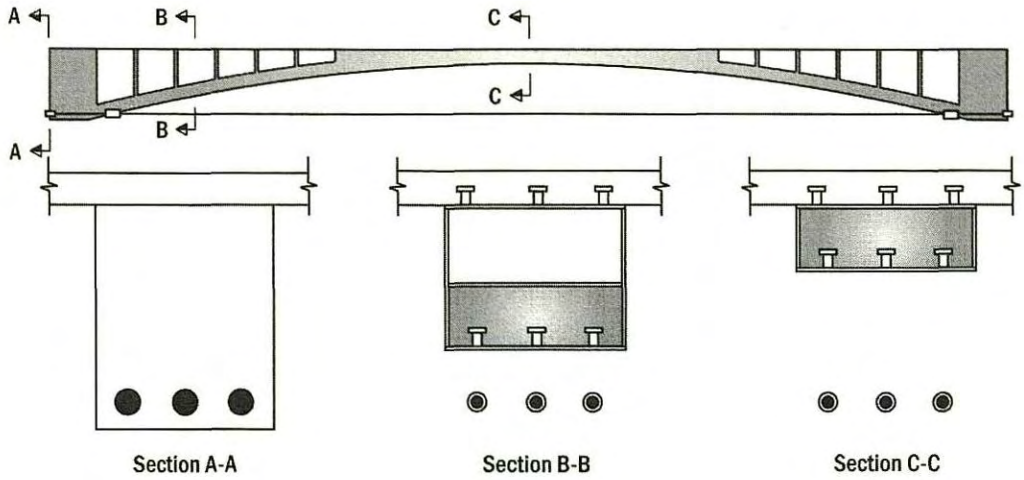
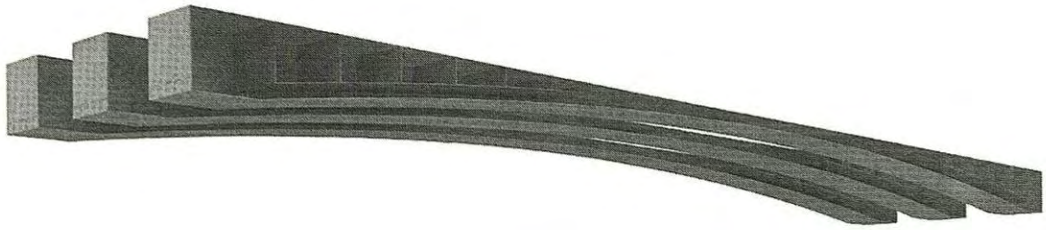
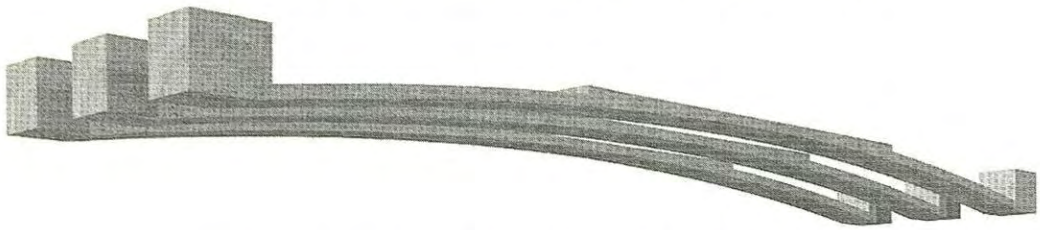


그림 1.1.1 CFTA 거더의 개념도

<그림 1.1.2>는 CFTA 거더교 형식을 구성하고 있는 강재, 콘크리트 아치, PS강재, 콘크리트 바닥판의 복합화를 개념적으로 보여주고 있다. CFTA 거더는 아치 형상으로 강재주형을 제작한 후, 내부에 아치리브 콘크리트와 상재하중을 아치리브에 전달하기 위한 기둥부 콘크리트를 충전하여 중공부가 강재주형 내부에 형성되어 강-콘크리트 합성거더를 형성하고, 합성거더의 단부 하단에 프리스트레스의 도입을 위한 긴장재를 설치하여, 자중 및 활하중에 효과적으로 저항할 수 있도록 하는 것을 기술적 특징으로 하고 있다. 이를 통해 아치의 구조적 효율성과 콘크리트, 강재, 긴장재 등 각 구조재료의 장점이 효과적으로 조합되어 기존 거더들에 비해 역학적, 경제적, 심미적으로 유리한 교량용 거더를 제공할 수 있다. <그림 1.1.3>은 CFTA 거더를 구성하는 강재주형, 아치콘크리트, PS강재의 구조적 조합에 따른 기술적 특징을 보여주고 있다.



(a) CFTA 거더의 외부를 형성하는 강재주형의 투시도



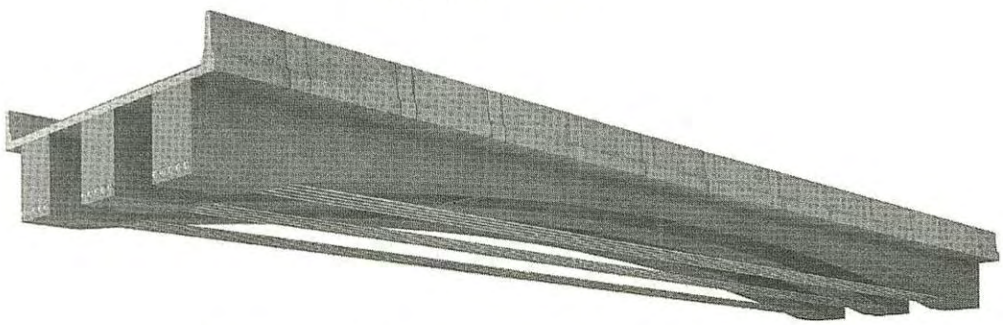
(b) CFTA 거더 외부강재 내부에 충전되는 콘크리트 아치



(c) 긴장력을 도입하기 위해 CFTA 거더 하부에 설치된 PS강재



(d) 상부 바닥판



(e) CFTA 거더를 이용한 교량의 완성된 모습

그림 1.1.2 CFTA 거더를 이용한 교량의 구성

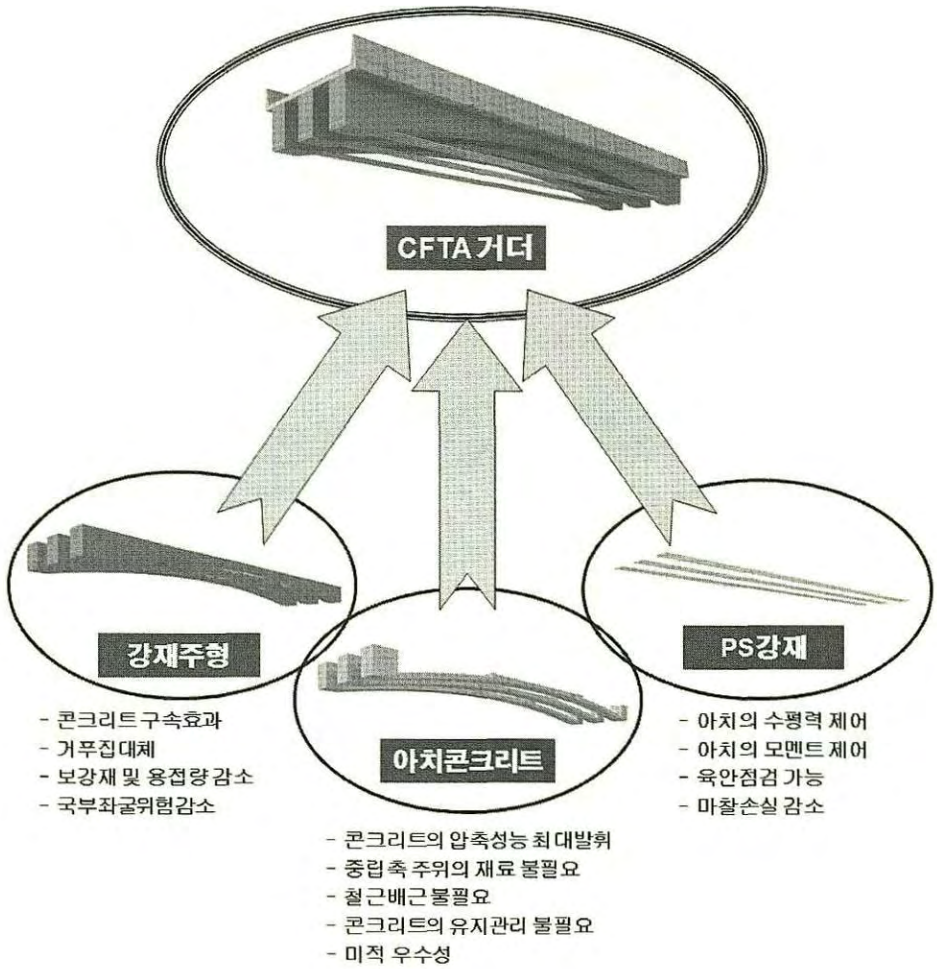


그림 1.1.3 CFTA 거더의 구조적 조합 및 기술적 특징

새롭게 토목분야에 적용이 시도되고 있는 신재료, 합성재료 등을 이용한 교량용 거더 시스템의 개발은 가까운 미래에 효율적이고 폭넓게 적용되기 어려운 실정이다. 따라서 기존 구조재료의 장점을 극대화할 수 있는 형상 및 재료배치를 통해 기존 중장경간 교량의 단점을 최소화하고, 구조적, 경제적 효율성뿐만 아니라 미적으로도 우수하며 유지관리가 용이한 교량용 거더의 개발이 요구된다.

강박스 거더교, PSC 박스 거더교 등 기존의 중장경간의 교량의 경우 규모가 커질수록 재료 및 공정의 비효율성, 경관과의 부조화, 중압감 등의 문제가 있으며, 특수교량 또는 장대교량의 경우 비용효율적인 문제가 발생한다. 따라서 본 연구에서는 콘크리트 충전 강관구조(CFT 구조, Concrete Filled Steel Tubular Structure), 아치구조(arch structure), 프리스트레스트 구조(prestressed structure)의 효율적 복합구조화를 통해 저중량의 장경간화가 가능하고 구조적인 안전성과 우수성뿐만 아니라 유지관리의 효율성을 증진시킬 수 있으며, 생애주기비용의 감소와 경관과 어우러진 심미적인 효과를 기대할 수 있는 새로운 교량용 복합거더 시스템을 개발을 목적으로 한다.

제 2 절 연구개발의 목표 및 내용

일반적으로 새롭게 제안되는 교량 형식은 제안된 교량 형식의 특성에 따른 장점을 가지고 있지만, 다양한 방향에서 충분한 검토 없이는 실제 교량에 적용하기 어렵다. 특히 이론적 또는 개념적으로 제시되는 구조적인 특성 및 안전성은 실험이나 정확한 구조모델을 이용한 충분한 검토가 이루어져야 하며, 교량 형식의 효율적인 대안으로서의 가능성을 판단하기 위한 경제적인 측면은 물론 시공, 미관, 환경영향과 같은 측면의 검토도 충분히 이루어져야 한다.

CFTA 거더 역시 최근에 제안된 교량형식으로 개발의 초기단계에 있으므로, 실용화를 달성하기 위해서는 다양한 방향에서 검토가 이루어져야 한다. 특히 구조적인 안전성을 검토하기 위한 구조 모델의 개발과 실험적인 검증이 우선적으로 필요하며, 경제적인 검토가 역시 필요하다. 또한 설계기준을 만족하면서, 수치해석연구 및 부재 실험연구를 통해 효율적이고 경제적인 CFTA 거더 단면을 결정하기 위한 설계식 및 설계기준을 도출하여 설계자에게 제공하고, 시공 및 유지관리지침을 제안함으로써 실용화를 달성할 필요가 있다.

본 연구는 3차년에 걸쳐 콘크리트 충전 아치형 강재주형의 긴장을 통해 구조적, 경제적 효율성을 향상시킨 새로운 형식의 복합구조 거더시스템의 실용화를 최종목표로 하여 CFTA 거더의 설계 및 시공방법 정립, CFTA 거더의 실물모형 및 상세부 실험을 통한 실증, CFTA 거더교의 설계, 시공, 유지관리 등 관련 지침 도출 등을 세부적인 연구목표로 한며, 연차별 단계적인 목표는 <표 1.1.1>과 같다.

표 1.1.1 연차별 단계적 목표

연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	▪ CFTA 거더 관련 기초 연구	- 합성거더의 설계 및 시공 관련 자료 수집 및 분석 - 기존 설계기준을 만족하는 설계방법 정립 - 구성재료 및 형상의 특성을 고려한 해석모델 연구
	▪ CFTA 거더의 설계 및 시공방법 연구	- CFTA 거더의 합리적인 해석 및 설계기법 개발 - 구조적으로 효율적이고 경제적인 시공방법 연구 - 거더 시스템 구조형상에 따른 성능비교실험
	▪ CFTA 거더의 경제성 분석	- CFTA 거더의 LCC분석
2차년도	▪ CFTA 모형거더의 설계 및 시공	- 모형 실험체 설계 및 제작 - 해석적 효과의 검증을 위한 모형실험 - CFTA 거더의 설계프로그램 개발 - 모형거더의 시공단계별 제작을 통해 시공방법 정립 및 검증
	▪ CFTA 거더의 상세부 설계방법 정립	- 상세부 설계를 위한 실용적 모델의 적용성 검토
	▪ CFTA 거더교의 안전성 평가	- CFTA 거더의 안전성 평가방법 연구
3차년도	▪ CFTA 실물 모형거더의 재하실험	- 설계변수 변화에 따른 최적 CFTA 거더 시스템 도출 - 실물 모형실험체 제작 - 안전성 및 사용성 검증을 위한 실물 모형실험 - CFTA 거더의 시공 및 설계 개선사항 도출
	▪ CFTA 거더의 상세부 검토 및 설계프로그램 개발	- 공용 중 거더 시스템의 안전성 검토 - CFTA 거더의 설계프로그램 보완 - 상세부 거동 특성 규명을 위한 모형실험 - 상세부 해석을 통한 안전성 검증
	▪ CFTA 거더의 설계/시공/유지관리 지침(안) 개발	- 설계, 시공, 유지관리 지침(안) 작성 - 상세부 설계를 포함한 설계예제집 작성 - 표준화 설계개념 도입을 위한 표준도면 작성

제 2 장 국내외 기술개발 현황

제 1 절 국내외 합성거더 기술관련 연구 개발 동향

최근 국내외적으로 교량 상부구조와 관련된 다양한 연구개발이 진행되고 있다. 기존 교량 상부구조의 형상 및 재료의 효율화, 복합재료의 활용 등을 통해 보다 안전하고 경제적이며, 주변 경관과의 조화 및 친환경적인 교량 건설이 진행 중이다.

콘크리트 충전 부재를 이용한 교량구조물과 관련한 기술로서 미국, 유럽, 일본 등에서는 단순히 CFT 거더를 이용하여 트러스 구조물 형태로서 적용하거나, 아치교의 압축력을 부담하는 요소로서 적용을 시도한 바 있다(<그림 2.1.1>, <그림 2.1.2>). 최근 CFT를 휨을 주로 받는 거더로 사용한 사례 또한 보고되고 있다(<그림 2.1.3>, <그림 2.1.4>). 이외에도 기존 PSC 거더의 시공단계 조정, 다단계 긴장, 분절 제작 등을 통해 성능을 개선하거나(<그림 2.1.5> ~ <그림 2.1.8>), 박스 거더교의 경우 복부 구성재료의 파형강판 또는 트러스로의 대체, 스트럿(strut) 도입을 통한 캔틸레버부 증대(<그림 2.1.9> ~ <그림 2.1.12>), 라멘교의 성능개선 등 다양한 연구개발이 진행 중이다. 대부분 기존 거더 형식의 개선이나 시공단계 등을 개선하여 성능을 향상 시키고자 하고 있다.

한국건설교통기술평가원이 운영하는 건설신기술정보마당(ct.kictep.re.kr)에 근거하면, 건설교통부 지정 건설신기술의 경우에 토목구조 분야에서 신기술로 지정된 건수는 2009년 12월 현재 56건이며, 그 가운데 교량용 거더와 관련된 기술은 아래와 같이 SCP, IPC, MSP 거더 등 모두 8건으로 나타났다.

- 프리스트레스트 프리플렉스 합성보의 설계 및 제작방법
- 단계적 긴장력도입에 의한 PSC I형거더의 제작기술(IPC)
- 장경간 교량용 DB-TEE 거더의 분절제작 및 시공방법
- 내부 Jacking공법을 이용한 프리플랙스 빔의 제작공법 및 단부지점의 하강-상승을 이용한 프리플랙스 합성형교의 시공법
- I형상의 강재로 구속된 프리스트레스트 콘크리트 충전 합성거더(SCP 합성거더)의 시공기술
- 고속철도 프리캐스트 PSC 박스 거더교의 경간 일괄 가설 및 연속화 공법
- 단부의 측면에 설치된 정착장치와 연속 텐던을 이용한 PSC-I형 거더 합성교의 연속화 공법
- 다단계 긴장구조를 가지는 하부 플랜지 매립형 합성거더(MSP 합성거더)의 시공기술

- H-형강에 고강도 강판을 용접 부착한 가설교량용 프리스트레스 거더 제작 기술
- WPC(Wide flange Prestressed Concrete) 박스 거더 교량공법
- ㄱ형 perfobond리브 전단연결재를 적용한 콘크리트 충전강관 거더 교량 시공기술
- 거더 단부의 상부에 긴장재의 이완과 재긴장이 가능한 정착시스템을 이용한 프리스트레스트 콘크리트 거더 공법

대부분 콘크리트에 프리스트레스(prestress; PS)의 효과적인 도입을 통해 성능 향상을 도모하고 있으며, SCP의 경우 PSC 거더와 유사한 단면형상을 가지면서 강재주형에 콘크리트를 충전하고 PS를 도입하는 구조를 띠고 있다. 따라서 건설신기술에서도 아직까지 충전구조, PS구조, 아치구조의 조합을 통해 복합구조시스템을 이루는 본연구의 CFTA 거더와 유사한 형태의 교량용 거더는 존재하지 않는 실정이다.

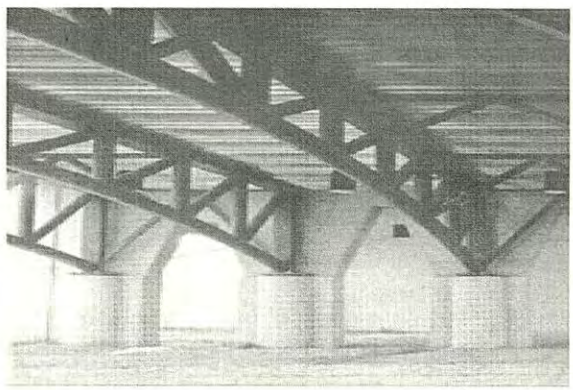


그림 2.1.1 CFT 트러스교(미국)



그림 2.1.2 CFT 아치교(중국)

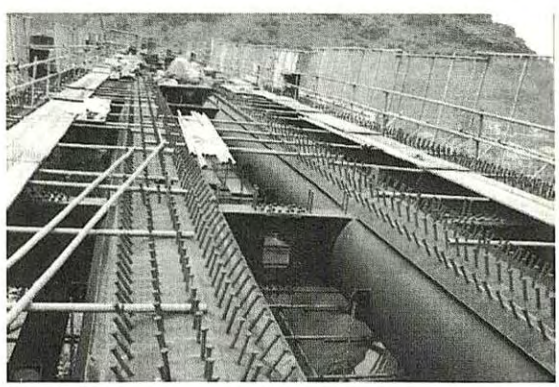


그림 2.1.3 CFT 거더교의 시공(일본)



그림 2.1.4 CFT 거더 실물모형실험

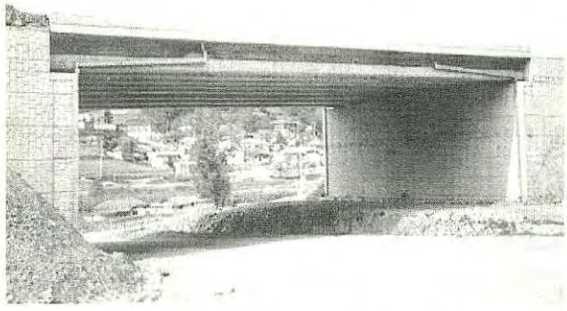


그림 2.1.5 RPF 거더 교량

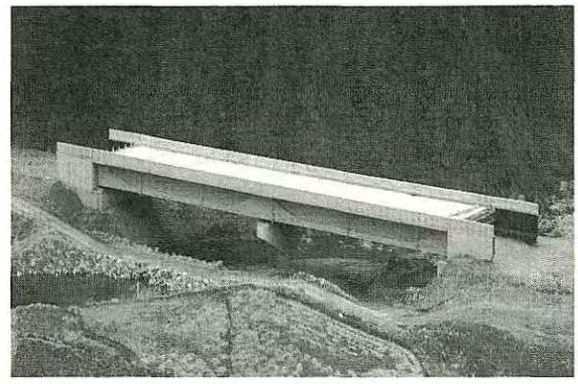


그림 2.1.6 SCP 거더 교량

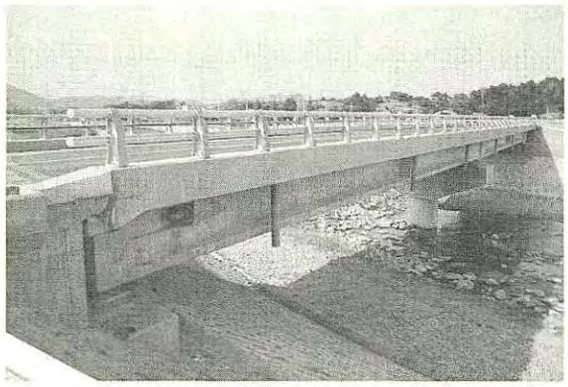


그림 2.1.7 IPC 거더 교량

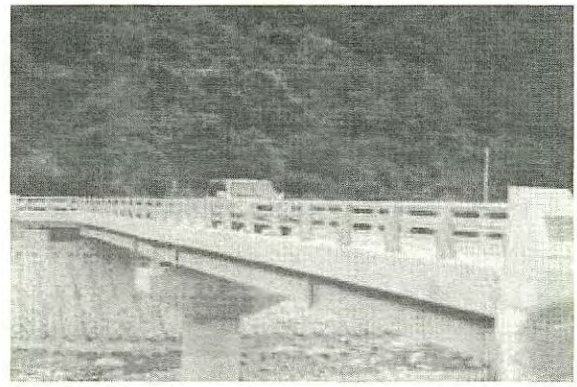


그림 2.1.8 MSP 거더 교량

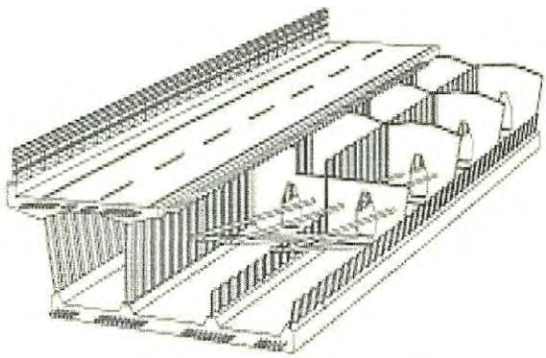


그림 2.1.9 복부 파형강판 복합교량

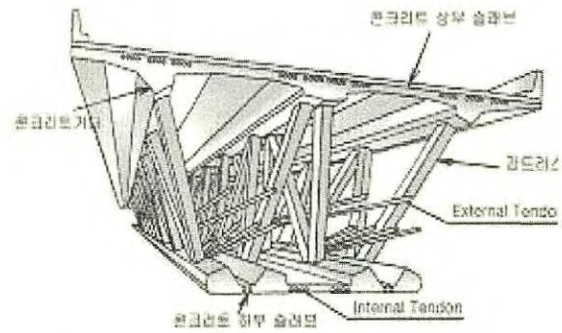


그림 2.1.10 복부트러스 복합교량

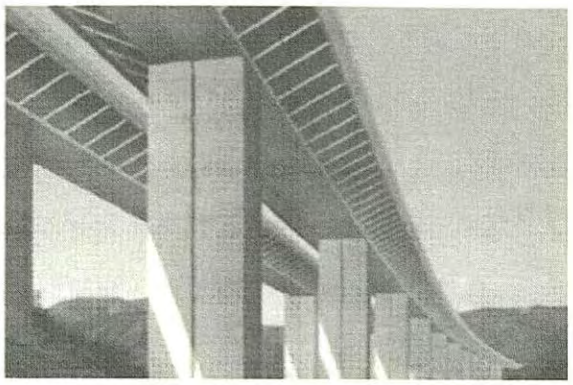


그림 2.1.11 FRP 피복 RC 스트럿
적용교량(일본)

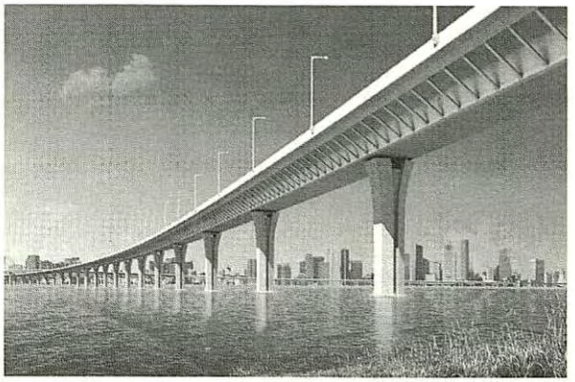


그림 2.1.12 FRP 피복 RC 스트럿
적용교량 조감도(인천대교)

제 2 절 국내외 합성거더 기술관련 특허 동향

'한국특허정보원 특허기술정보서비스(www.kipris.or.kr)'를 이용하여 최근까지 등록된 기존의 특허를 조사・분석한 결과 국내 교량용 거더(또는 빔)와 관련하여 등록된 특허는 총 31건이 조사되었으며, 그 중 본 연구와 관련이 있는 합성거더 및 복합거더에 관련된 국내 특허는 주로 강-콘크리트 합성구조에 프리스트레스를 도입하는 형태가 주를 이루는 것으로 나타났다. 국외 교량용 거더(또는 빔)와 관련하여 등록된 특허는 총 435 건이 조사되었으며, 국가별로는 미국 31 건, 일본 390 건, 유럽 14 건이 등록되어 있다. 이 중에서 본 연구와 관련이 있는 합성거더 및 복합거더에 관련된 특허는 주로 일본에서 강-콘크리트 합성구조 및 프리스트레스가 도입된 형태의 교량용 구조물과 관련된 특허가 주를 이루는 것으로 나타났다.

국내외 특허 조사 결과, 교량용 강-콘크리트 합성구조와 여기에 프리스트레스를 도입한 교량용 구조물과 관련된 특허는 최근 들어 우리나라와 일본을 중심으로 점차 증가하고 있는 것으로 나타났으나, 본 연구의 대상인 CFTA 거더와 같이 기존 재료의 효율적 조합을 통해 새로운 구조시스템 개발과 관련된 특허는 찾아보기 어려운 것으로 나타났다. CFTA 거더는 국내 및 주요 선진국의 특허 현황 조사를 바탕으로 이미 국내의 특허를 획득한 상태이므로 추가적인 해외 특허의 취득을 통해 국내를 비롯한 해외 건설시장에서 주도적으로 새로운 영역을 창출할 수 있을 것으로 판단된다.

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

제 1 절 CFTA 거더의 개요

1. CFTA 거더의 개요

CFTA 거더는 최근 많은 연구가 진행되고 있는 콘크리트 충전 강관 구조에 아치 형상을 부여하고 외부 긴장재를 도입하여, 재료적인 합성에 의한 이점뿐만 아니라 기하학적인 형상을 통한 장점을 도입하여 거더의 구조적인 효율성 및 경제성을 향상 시키고자 제안된 교량 상부구조 형식이다.

CFTA 거더는, <그림 3.1.1>와 같이 폐단면의 강재주형 내부를 충전하는 합성구조 형식으로 거더의 상면은 일정한 높이를 유지하고 하면은 아치 형상을 갖는다. 거더의 양 단부의 일정구간은 전 단면에 걸쳐서 콘크리트가 충전되지만, 양 단부의 일정부분을 제외한 구간에서는 거더의 하부 면을 따라 일정한 높이의 아치리브를 형성하면서 콘크리트가 충전된다. 또한, 거더의 양 단부를 긴장재를 이용하여 고정함으로써 타이드 아치(tied-arch)의 형상을 이룬다.

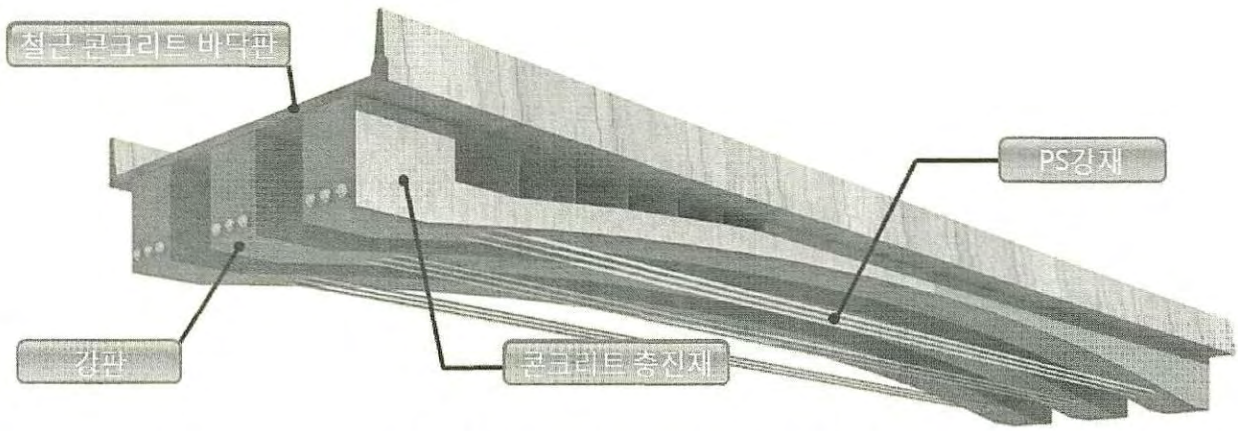


그림 3.1.1 CFTA 거더교의 기본 구조

CFTA 거더의 외부를 구성하는 강재주형은 콘크리트의 외부를 구속함으로써 압축력을 받는 콘크리트가 이축 압축상태가 되도록 유도함으로써 콘크리트의 강도를 향상 시킬 뿐만 아니라, 과도한 하중에 의해 콘크리트에 균열이 발생하는 경우 강재의 연성적인 특성에 의해 거더가 연성적으로 거동하는 기능을 한다. 또한, 거더의 휨강성의 상당부분을 담당하는 주요부재로서의 역할을 한다. 강재주형의 내부에 충전된 콘크리트는 판형으로 이루어진 강재의 국부적인 좌굴을 방지하며, 강재주형과 함께 타이드 아치의 거동에 의한 압축력에 저항하는 축방향 강성은 물론 휨강성의 상당부분을 담

당한다. 특히, 콘크리트에 의한 자중의 증가로 인해 진동주기의 향상과 감쇠성능을 향상시키는 역할을 한다. CFTA 거더의 하부에 배치되는 긴장재는 아치 형상을 갖는 강-콘크리트 합성거더의 양 단부를 이어줌으로써 타이드 아치를 이루어 거더에 작용하는 휨 모멘트를 압축력과 경감된 휨모멘트로 전환하여 거더의 효율성을 높이는 역할을 한다. 이와 같이 PS강재는 외력에 저항하는 타이드 아치 구조의 주부재로서의 역할은 물론, 시공 중에 긴장력을 도입함으로써 충전 콘크리트의 하부에 발생하는 인장응력을 상쇄시켜 콘크리트가 사용하중 하에서 전단면 압축인 상태로 거동하도록 하는 역할을 한다.

CFTA 거더는 강-콘크리트 합성구조와 타이드 아치 형식이라는 두 가지 특징을 가지고 있다. 이러한 특징에 따라서, 상부 바닥판 콘크리트 타설을 제외한 거더의 제작공정은 제작장에서 이루어지게 된다. 제작장에서 이루어지는 제작 순서는 강재주형 제작, 거더 콘크리트 충전(타설), 그리고 PS강재의 설치 및 긴장으로 이루어진다. 이때 강재주형은 거더 콘크리트의 충전 시에 거푸집으로서의 역할을 함으로써 거푸집의 설치에 소요되는 공정을 최소화할 수 있게 한다.

특히, 강재주형의 내부가 콘크리트로 충전되기 때문에 강재주형의 비틀림과 좌굴을 방지하기 위한 보조 부재의 대부분을 감소되기 때문에 재료비의 절감은 물론 용접량의 감소로 인한 경제적인 절감 효과를 얻을 수 있다. 또한, 용접이 필요한 구조가 단순하기 때문에 대부분의 용접은 공장에서 자동용접으로 이루어지므로 용접에 대한 신뢰도의 향상은 물론 그에 따른 피로 성능의 향상을 기대할 수 있다.

아치구조의 전체적인 거동은 경간 길이에 대한 교량의 높이의 비인 라이즈비에 따라 변화하며, 타이드 아치 구조인 CFTA 거더 역시 아치구조와 마찬가지로 라이즈비에 따라 전체적인 거동이 결정된다. 라이즈비가 커지면 아치리브(강-콘크리트 합성거더)에 작용하는 휨모멘트는 감소하며, 라이즈비가 작은 영역에서는 라이즈비에 따라 아치리브에 작용하는 압축력이 증가하는 경향을 나타낸다. 하지만, 타이드 아치의 수평력을 지지하는 PS강재의 강성에 한계가 있기 때문에 라이즈비에 따른 압축력의 증가에는 한계가 있다. 일반적인 거더의 형상을 고려하면 라이즈비가 작은 영역에 속하게 되므로 라이즈비의 증가에 따라 대체적으로 휨모멘트는 감소하고 압축력은 증가하는 경향을 보일 것이다.

CFTA 거더 역시 아치형상이 거더 단면 내에서 결정되므로 라이즈비가 상대적으로 낮을 수밖에 없어 아치효과의 발생이 제한적일 것이다. 이것은 CFTA 거더에서 아치 거동이 지배적인 것은 아니며, 아치효과에 의해 감소된 단면력을 거더의 휨강성으로 저항해야 한다는 것을 의미한다. 따라서 아치효과의 증대와 단면강성의 감소 사이에서 적절한 타협점을 찾는 것이 CFTA 거더의 설계에 있어서 일차적인 관심사가 된다.

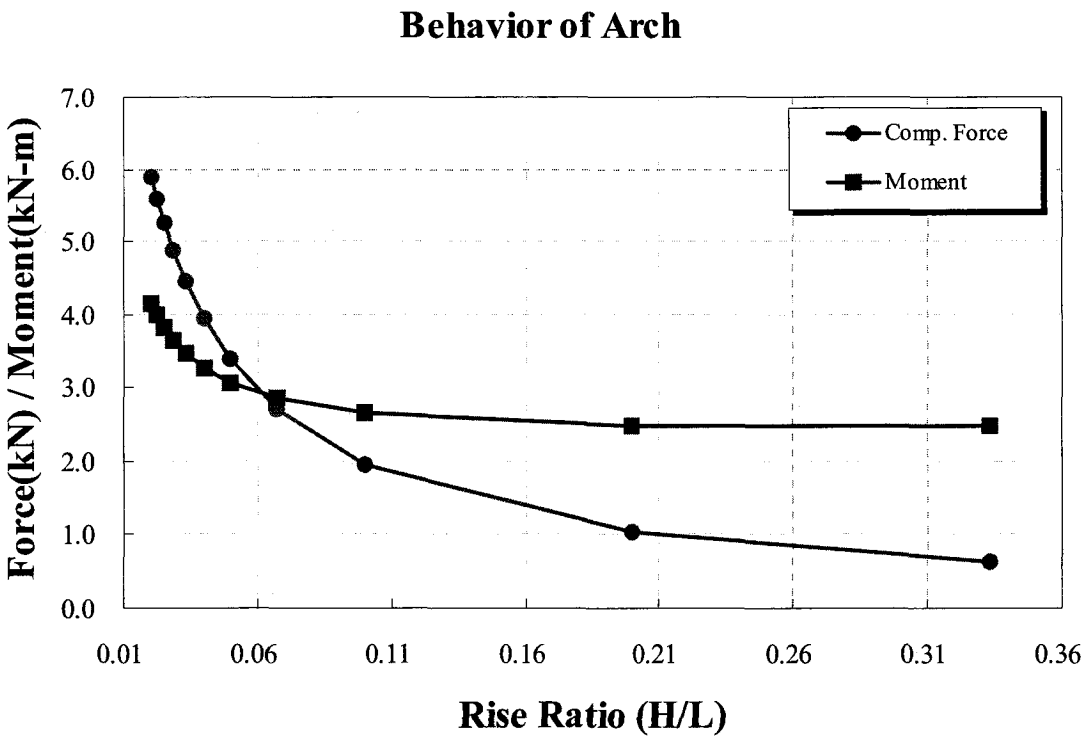


그림 3.1.2 라이즈비에 따른 아치구조의 거동

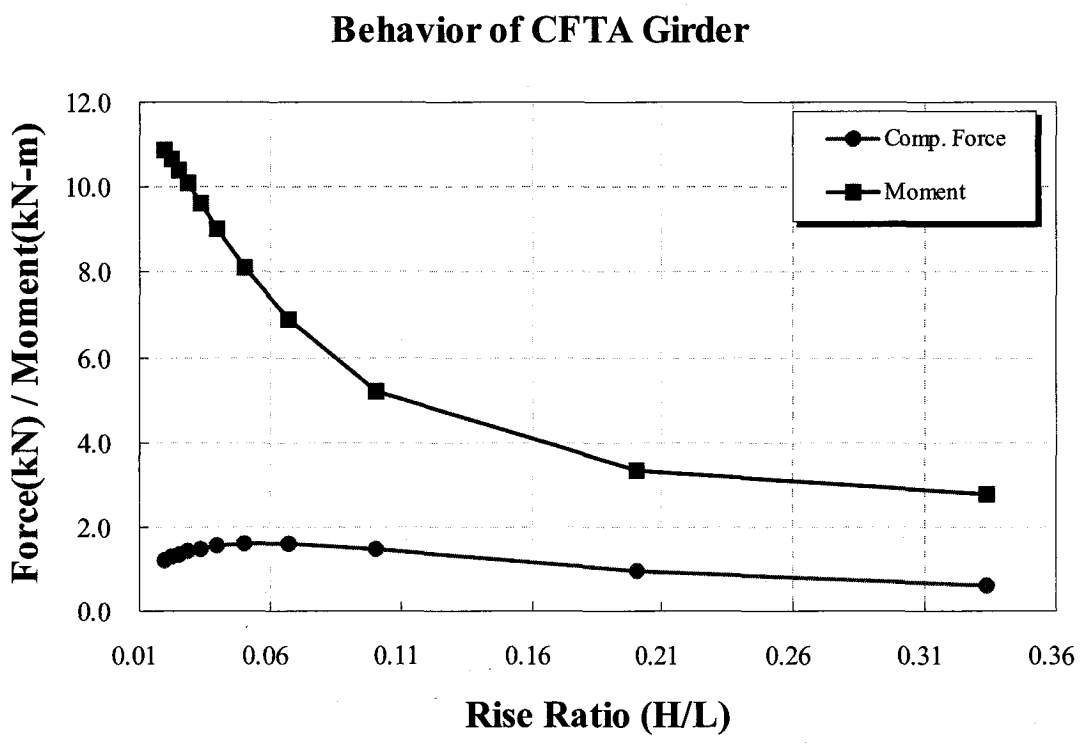


그림 3.1.3 라이즈비에 따른 CFTA 거더의 거동

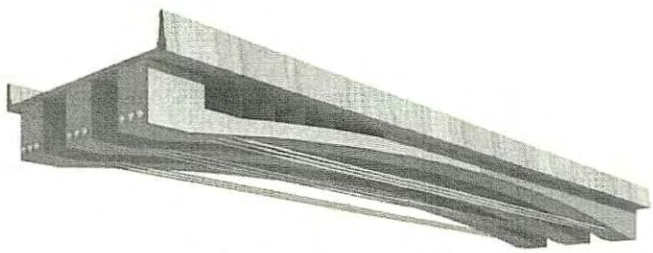
2. CFTA 거더의 형상 결정

가. CFTA 거더의 형상에 따른 적용성 검토 및 형상 결정

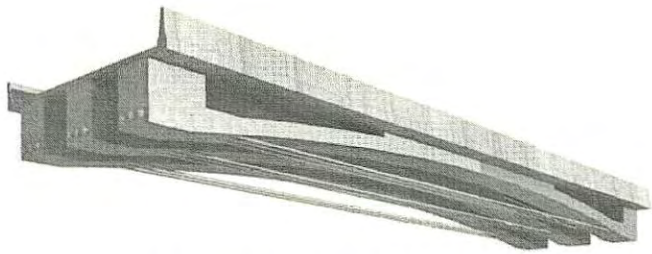
CFTA 거더의 경제성, 시공성, 구조 합리성을 높이기 위하여 다양한 단면 계획에 따른 최적 거더 단면 대안을 도출 하였다. 즉, CFTA 거더의 기본 개념을 유지하면서 강재주형의 단면형상을 달리하여 가며 단면대안을 도출하고 각각의 특징을 검토하여 최적의 단면을 구성하였다.

단면 구성의 변수로서는 강재주형 복부의 유무, 콘크리트 충전 유무, 충전부 격벽의 설치 유무 등으로 볼 수 있으며, 이를 조합하여 다양한 단면구성을 생각해 볼 수 있으나 본 검토에서는 가장 주요한 대안으로 판단되는 아치리브 충전 폐쇄 중공단면, 아치리브 충전 개방 중공단면, 거더 전체 충전 단면의 3 가지 대안에 대하여 정성적 검토를 수행하였다.

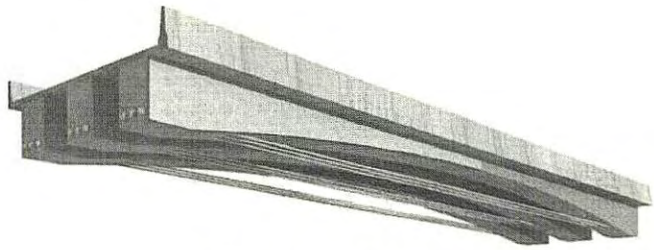
각 단면의 개요도는 <그림 3.1.4>과 같고 단면특성은 다음 <표 3.1.1>과 같다.



(a) 아치리브 충전 폐쇄 중공단면



(b) 아치리브 충전 개방 중공단면



(c) 거더 전체 충전단면

그림 3.1.4 각 대안의 개요도

표 3.1.1 대안별 단면특성

구분	단면특성
아치리브 충전 폐쇄 중공단면	- 아치리브 부분을 콘크리트로 충전 - 폐합된 강재 중공단면을 설치하여 자중 경감
아치리브 충전 개방 중공단면	- 아치리브 부분을 콘크리트로 충전 - 중공단면을 강재 Web을 생략하여 측면 개방감 증대
거더 전체 충전단면	- 폐합부의 강재량을 저감하기 위하여 전단면 콘크리트 충전

아치리브 충전 폐쇄 중공단면 : 중공부의 강재 복부 등 폐합된 단면 내부의 좌굴방지를 위해 수평 수직 보강재 등이 설치되어야 하므로 CFTA 거더의 강중증가 요인이 되며, 중공부를 폐쇄 단면으로 제작하는 경우 제작성이 떨어진다. 반면에 거더 상단에 설치되는 바닥판 단면의 최적설계가 가능하고 거더의 현장설치 작업시에나 바닥판 합성전의 1차 강선 긴장시에 외력에 대한 좌굴 안전성 확보에도 유리한 구조적 효율성이 높은 단면이다.

아치리브 충전 개방 중공단면 : 이 단면은 아치리브 충전부의 복부를 없애고 측면에서의 미적인 개방감을 강조하는 단면으로 강재주형의 제작이 간편하나, 강재주형의 복부가 생략되어 바닥판의 설계 및 시공에 불리하며, 특히 강재주형만 설치되어 있는 상황에서 케이블 1차 긴장에 의한 좌굴 안정성 확보가 어렵고, 거더 거치 및 바닥판 슬래브 타설 시 등 가설중 안정성 및 시공성 확보를 위해서는 매우 민감한 시공관리가 요구되는 단면이다.

거더 전체 충전단면 : 강재주형 내부를 모두 콘크리트로 충전하는 단면 계획으로서 복부 및 보강재가 최소화 되어 강재 중량의 최적화에 유리하며, 단면의 강성이 큰 구조계를 구성할 수 있다. 하지만 거더의 아치 거동에 기여하지 못하는 복부에 중량의 콘크리트를 배치하게 되므로 자중에 의한 과도한 휨모멘트를 발생 시켜, 중앙부에서의 강재 단면두께가 증가가 불가피하고 자중에 의한 휨모멘트로 인해 내부 콘크리트 균열을 제어하기가 매우 어려운 단면 구성이다. 또한 거더 충전 후 현장에 거치 하는 과정에서 용량이 큰 가설장비를 적용하여야 하므로 시공성 및 가설시 경제성 확보에도 불리한 단면이다.

위와 같은 사항을 종합적으로 검토해 볼 때 가설중 강재주형의 안정성 확보에 유리하고, 바닥판 슬래브의 일반적인 설계 및 가설이 가능하며, 가설중 적정한 장비만으로 시공성 확보가 가능한 아치리브 충전 폐쇄 중공단면 구성의 거더가 가장 적합한 단면이라고 판단된다.

나. 기타 고려사항

위에서 제시된 단면 대안별 특성은 주로 강재 단면의 구성에 관한 내용이나 이러한 단면구성 외에 거더구조의 단면 성능을 향상 시키는 설계상의 아이디어가 있다. 본 절에서는 이러한 설계상의 아이디어를 제시하고 각각의 구조안전성, 시공성, 경제성을 검토하고자 한다. 본 CFTA 거더는 강재와 콘크리트의 복합재료로 구성된 단순거더로서, 이러한 거더의 성능향상을 위해 고려해 볼 수 있는 내부 Internal tendon 계획과 케이블의 응력수준을 높여 거더 전체 강성을 높이는 아이디어로 생각될 수 있는 강관을 튜브 내에 외부 케이블을 배치하는 방안을 검토하였다.

(1) 내부 긴장재 배치 계획

CFTA 거더교는 거더의 제작 및 가설시 거더 중앙부에서 가설단계별로 휨모멘트가 부호가 바뀌며 이에 따른 교번 응력 변동이 발생하고, 시공시 케이블의 긴장력 수준, 가설시 가지점의 지지상태 등가설단계시 고려사항이 많으며, 또 매우 정밀한 가설관리가 요구될 수 있다. 이러한 가설시 다양한 응력변동이 발생되는 거더 중앙부의 단면은 제작 및 가설중 상하연 플랜지부에서 인장과 압축이 번갈아 가면 발생된다.

강재와 콘크리트의 합성으로 구성되어 있는 중앙부 단면의 강재단면은 이러한 인장, 압축에 대한 교번응력에 대한 저항능력이 좋으나 반면에 인장에 취약한 콘크리트 단면은 인장응력에 의해 가설중 균열이 발생될 수 있다. 가설중 거더의 거동이 선형적으로 변동하도록 유지하기 위해서는 가설중에도 이러한 인장균열을 방지하는 것이 품질관리에 유리할 것으로 판단되며 이를 위해 거더 중앙부 콘크리트 충전 구조 내에 Internal Tendon을 설치하는 방안을 고려해 볼 수 있다.

<그림 3.1.5>는 중앙부 거더콘크리트에 내부 긴장재를 배치한 개요도를 보여주고 있다.

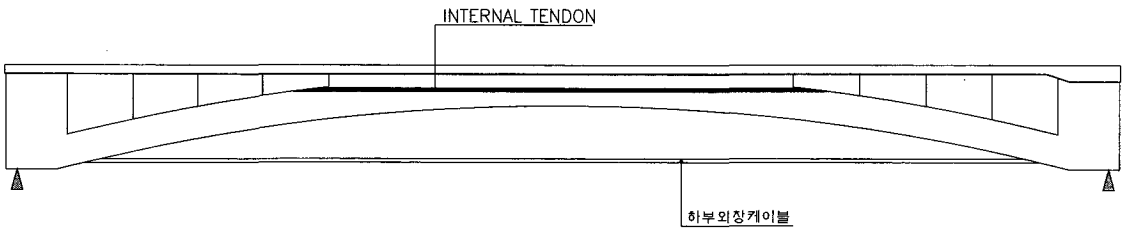


그림 3.1.5 Internal Tendon 배치 개요도

이러한 Internal Tendon은 중앙부 콘크리트 인장응력을 제어하는 확실한 방법으로 사료되며, 가설중 및 공용중 가장 큰 휨모멘트를 받는 거더 중앙부 내측 충전 콘크리트의 품질을 확보하고 거더의 거동을 선형적으로 유지 할 수 있는 방안이다. 하지만 이러한 구조 안전성 측면의 장점에도 불구

하고 시공성 및 경제성 면에서는 복잡한 문제를 야기한다. 먼저 거더 내측에 Tendon의 쉬스관, 정착부 보강 철근 등의 설치가 밀폐된 박스 내부에 설치되어야 하므로 시공성 확보가 어려우며 특히 정착부 설치 위치에서 케이블 긴장용 장비를 설치 할 수 있는 공간을 확보하기가 어렵다. 경제성 측면에서도 Tendon의 설치는 강연선, 쉬스관, 정착부 등의 추가적인 재료 증가가 발생시키며, 뿐만 아니라 가설시 긴장 횟수에 증가에 따른 거더 가설 공기 증가, 가설공정의 복잡성 증대 등으로 인해 경제성 확보에도 불리하다.

따라서 본 2차년도 과제에서는 이러한 Internal Tendon을 적용하는 대신 거더의 높이 및 강재의 두께를 증가 시켜 강성증가를 이용한 구조적 안전성을 확보 하는 것이 시공성, 경제성 등을 종합적으로 고려하여 볼 때 최적안이라고 판단하였다.

(2) 케이블 외측에 강관 배치를 통한 긴장력 증진 계획

거더 하부에 배치되는 케이블은 CFTA 거더의 강성을 결정하는 주요한 구조요소이다. 즉, 거더의 완성 후 활하중 등의 외력이 작용하는 경우 케이블에 충분한 장력이 도입되어 있거나 케이블의 단면적이 크면 외력에 의한 추가 적인 변위 구속 능력이 향상된다. 이러한 변위 구속 능력은 거더의 인장응력 발생을 억제시키고 거더 전체의 강성을 증대 시키는 효과를 가져 온다. 따라서 경제성을 확보할 수 있는 적정한 단면과 충분한 장력 도입은 다른 구조요소의 구조 안전성 및 재료절감에 도움이 된다. 하지만 본 CFTA 거더의 구조계는 케이블 장력을 높이는 경우 중앙부 거더 상연에 과도한 인장응력이 발생되는 구조계이므로 적정 수준 이상의 장력도입이 어려운 구조계이다. 따라서 여기서 제시되는 아이디어는 케이블 주변에 강관을 설치하여 강관이 압축력에 저항토록 하므로 거더의 인장응력을 제어하며 케이블에 충분한 장력을 주는 방안이다. 이때 케이블 단면은 아래 <그림 3.1.6>과 같이 구성된다.

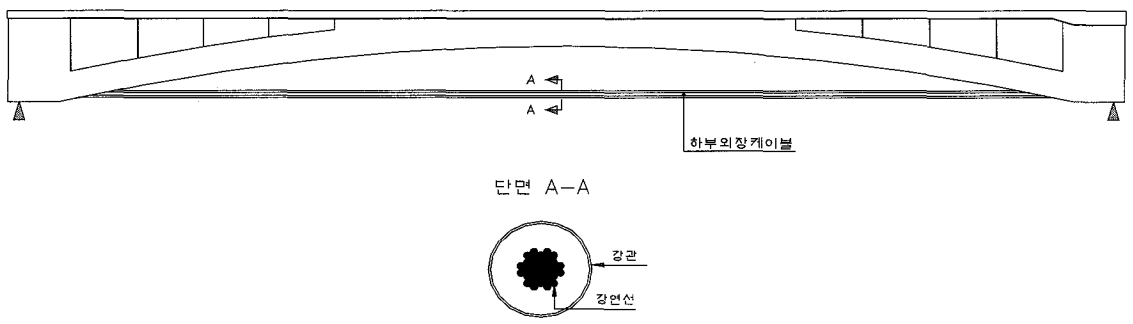


그림 3.1.6 강관적용 개요도

이러한 외부 강관을 배치한 경우 구조물의 강연선의 긴장력을 거더 본체 구조물의 응력 상승 없이 효율적으로 높일 수 있어 구조계 전체의 강성을 효율적으로 상승 시킬 수 있다. 하지만 구조계획적인 측면과 시공성을 고려할 때 다음과 같은 문제가 발생된다.

먼저, 상당한 긴장력을 강관이 저항하게 되면 강관은 압축부재로 거동하게 되며 좌굴안전성 확보를 위해 횡방향 브레이싱 등을 설치 할 수 없으므로 단면의 두께가 커지고 이로 인해 강재중량 의한 휨모멘트가 증가하고 처짐 제어가 힘들어져 구조적인 계획의 합리성이 떨어지게 된다. 더욱이 케이블 인장시 가설중 정위치에 배치하지 못하고 축력방향과 편심이 발생되는 경우 2차 모멘트 발생으로 제작시 강관의 좌굴이 우려된다.

경제성 측면에서도 강관의 재료비용이 추가되므로 경제성을 악화 악화시키는 요인이 된다. 또한 거더의 제작시에도 강관을 배치하고 내부에 현장에서 텐던을 배치하여야 하므로 제작기간의 증가를 초래한다. 따라서 구조적인 장점에도 불구하고 실제 구조물에 적용하기 위해선 시공특성 및 경제성확보를 위한 별도의 방안을 마련해야 하므로 실제 CFTA 적용에는 무리가 있을 것으로 판단된다.

제 2 절 CFTA 거더의 설계

1. CFTA 거더의 특징 및 설계 착안점

CFTA 거더는 아치형상의 특성과 긴장력을 이용하여 외부하중에 의한 인장응력을 감소시키는 구조를 가지고 있다. 양단의 수평변위가 구속된 일반적인 아치구조는 아치의 기하적인 형상에 의해 휨모멘트를 현저히 감소시켜 효율성을 높일 수 있는 구조형식이다. <그림 3.2.1>과 같이 휨모멘트 감소효과는 라이즈비가 높을수록 증대되지만, CFTA 거더는 아치형상이 거더 단면 내에서 결정되므로 일반적인 아치형식에 비해 라이즈비가 낮을 수밖에 없어 휨모멘트의 감소효과는 제한적일 것으로 보인다. 반면, 아치구조에 작용하는 수평력은 라이즈비가 낮을수록 증가하는 경향을 보이며, 이러한 압축력의 경향으로부터 휨모멘트에 의해 발생하는 CFTA 거더 하부의 인장응력을 상쇄시켜주는 효과를 기대할 수 있다.

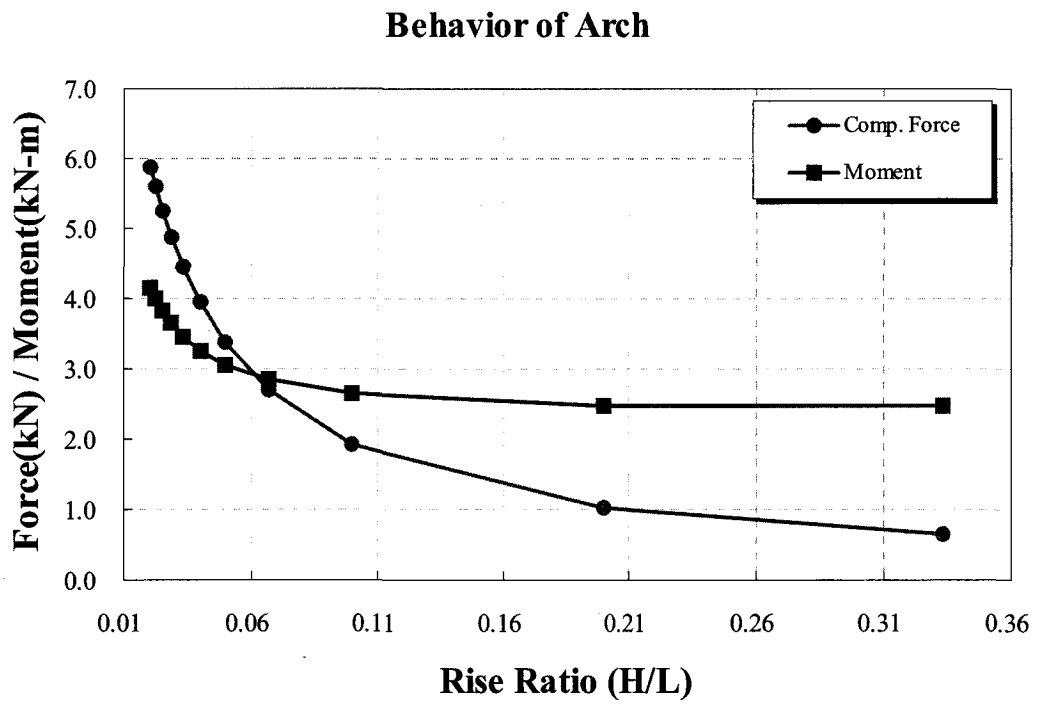


그림 3.2.1 라이즈비에 따른 아치구조의 거동

아치구조가 성립되기 위해서는 양단변위가 구속되어 있어야 하지만 CFTA 거더는 그 조건을 만족시킬 수 없으므로 긴장재가 이를 대신하도록 한다. CFTA 거더의 축방향 변형을 긴장재의 축방향 강성으로 구속시키고 구속된 만큼 거더에 압축력이 도입된다. CFTA 거더의 긴장재는 통상의 PSC 거더와는 달리 긴장력을 도입하기 위한 매개체인 동시에 외부하중을 지지하기 위한 구조부재의 역

할 또한 담당하게 된다. 즉, CFTA 거더는 <그림 3.2.2>와 같이 외력에 의해 전체 단면에 작용하는 휨모멘트(M)를 아치리브의 휨모멘트(M_a)와 아치리브와 긴장재에 작용하는 축력(C, T)에 의한 우력으로 지지하는 구조형식이라고 할 수 있다. 외력에 의해 아치리브에 작용하는 휨모멘트와 우력은 전체 단면에 대한 휨강성(E_gI_g)과 아치리브의 휨강성(E_aI_a)에 따라 분포되며, 전체 단면에 대한 휨강성(E_gI_g)은 아치리브와 긴장재의 중립축간 거리(h)의 2차 함수형태로 표현되므로 아치리브에 작용하는 휨모멘트(M_a)와 압축력(C)은 평형조건으로부터 아래의 식과 <그림 3.2.3>과 같이 중립축간 거리(또는 라이즈비)에 대한 고차함수의 형태로 표현된다.

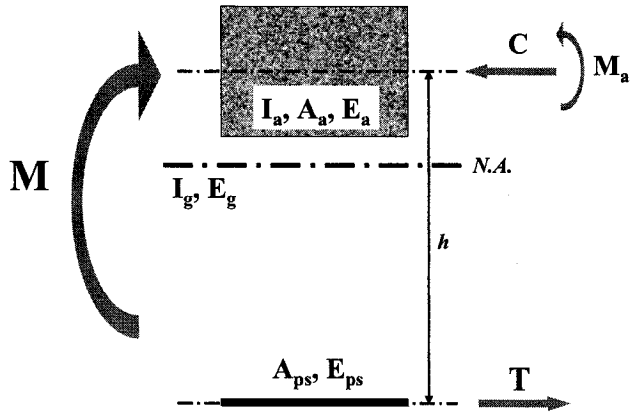


그림 3.2.2 타이드 아치구조의 평형

$$M_a = -E_aI_a\Theta' = -E_aI_a\frac{-M}{E_g(I_a+Jh^2)} = \left(\frac{E_a}{E_g}\right)\frac{M}{1+Kh^2} \tag{3.2.1}$$

$$C = \frac{1}{h}(M-M_a) = \frac{1}{h}\left[M-\left(\frac{E_a}{E_g}\right)\frac{M}{1+Kh^2}\right] = \frac{M}{h}\left[1-\left(\frac{E_a}{E_g}\right)\frac{1}{1+Kh^2}\right] \tag{3.2.2}$$

여기서, $J = \dfrac{A_aA_{ps}}{(E_{ps}/E_a)A_a+A_{ps}}$, $K = J/I_a$

<그림 3.2.3>에서 아치리브의 휨모멘트는 일반적인 아치구조와 유사하게 라이즈비가 높아짐에 따라 점차 감소하는 경향을 보이지만, 압축력은 최고점을 갖는 곡선의 형태로 나타난다. CFTA 거더는 휨모멘트에 의한 인장응력을 아치구조의 특성에 의한 압축력으로 상쇄시킴으로써 구조적인 효율을 높일 수 있는 구조형식으로서, 효율적으로 적용할 수 있는 라이즈비의 구간이 존재한다고 할 수 있다. 따라서 구조적인 효율을 높이기 위해서는 아치구조에 의한 압축력을 효과적으로 이용할 수 있는 적절한 라이즈비의 선택이 중요할 것으로 판단된다.

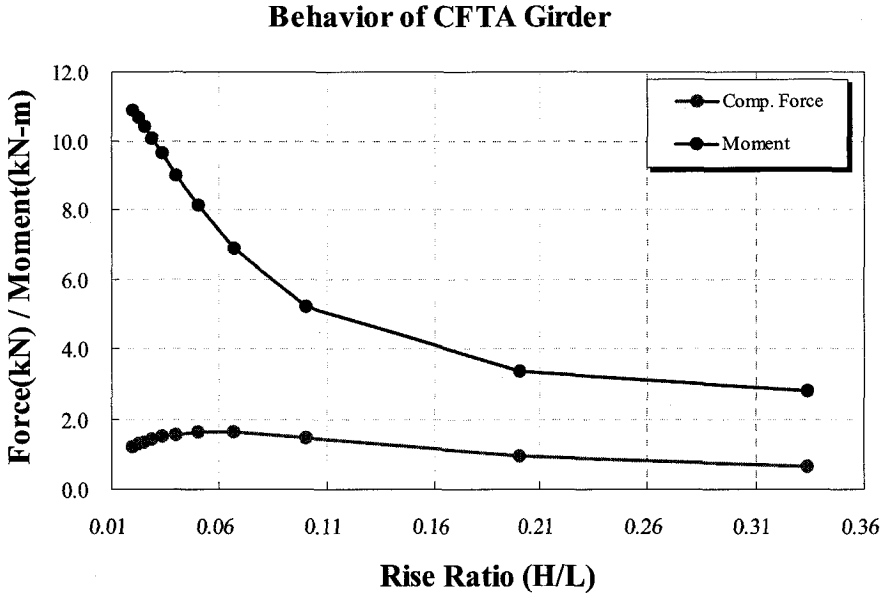


그림 3.2.3 라이즈비에 따른 CFTA 거더의 거동

앞서 기술한 바와 같이, 긴장재가 구조부재로써 기능하게 되므로 긴장재의 강성은 거더 전체의 거동에 영향을 주게 된다. 즉 긴장재의 단면적이 증가할수록 <그림 3.2.4>와 같이 아치리브에 작용하는 압축력은 상승하며 휨모멘트는 감소한다. 따라서 CFTA 거더의 긴장재량 결정시에는 긴장력 도입시 외부하중에 의한 응력증가분을 고려하여야 하며, 긴장재의 응력변동이 피로 기준 이내에 있도록 제한하여야 한다. 또한 거더와 긴장재의 하중분담률이 적합하도록 긴장재량을 조절하여야 한다.

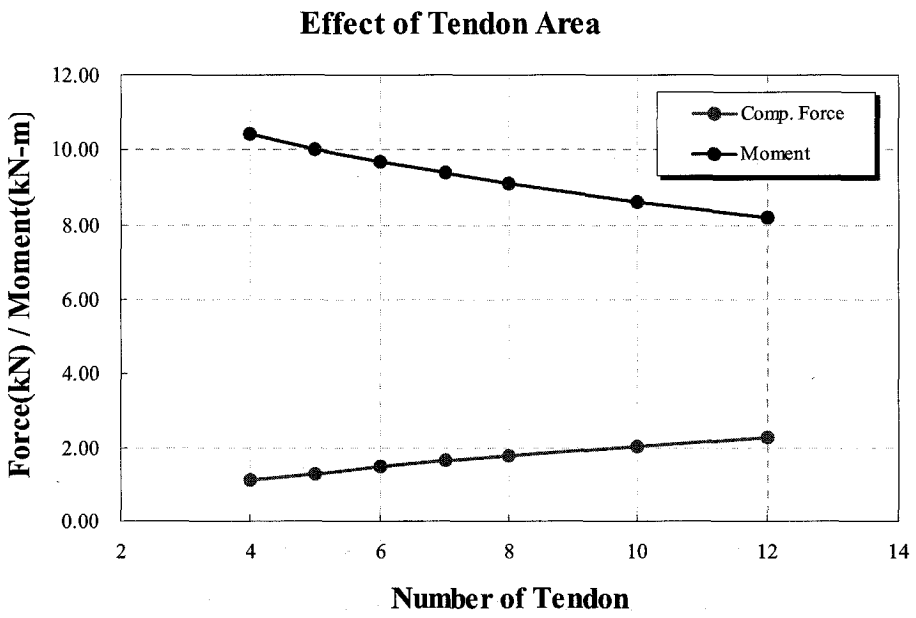


그림 3.2.4 긴장재량에 따른 CFTA 거더의 거동

2. CFTA 거더의 해석

가. 설계를 위한 CFTA 거더교의 해석

구조물의 해석 모델은 구조물이 가지는 거동 특성을 모사할 수 있도록 작성되어야 한다. CFTA 거더는 강재와 콘크리트가 합성된 아치리브의 양단을 긴장재로 고정시킨 형태를 갖기 때문에, 일반적인 거더의 거동과는 상이한 거동을 보인다.

CFTA 거더의 모델링은 거더 단면의 변화와 아치 효과를 고려하기 위하여 긴장재를 제외한 거더의 중립축을 따라 보 요소로 모델링하며, 긴장재는 보 요소와 별개로 구분하여 트러스요소 또는 케이블 요소로 모델링한다. 이때 전술한 바와 같이 본 시스템의 특성은 거더의 시공단계별 도심의 변화와 단계별 발생단면력을 중첩하여 단계별 해석을 수행하는 것이 필요하다. 따라서 이를 고려하기 위해 각 시공단계별 단면의 도심 변동, 강성변동, 응력변동을 도출하여 최종적인 완성 구조물의 단면력과 응력을 산출하도록 하였다. 긴장재는 콘크리트 단면 외부에 위치하고 거더에 수직 처짐이 발생할 때에도 좌우로만 팽창할 뿐, 거더와 같이 수직한 변위를 발생시키지 않으므로 긴장재 도심의 위치에 인장력만을 부담하는 케이블 요소로 모델링하였으며, 보 요소와는 양단부에서 Rigid Link로 연결시켜 변위를 상호간에 구속하였다. 결과적으로 거더의 전체적인 모델링은 아래 <그림 3.2.5>과 같이 타이드 아치를 이룬다.

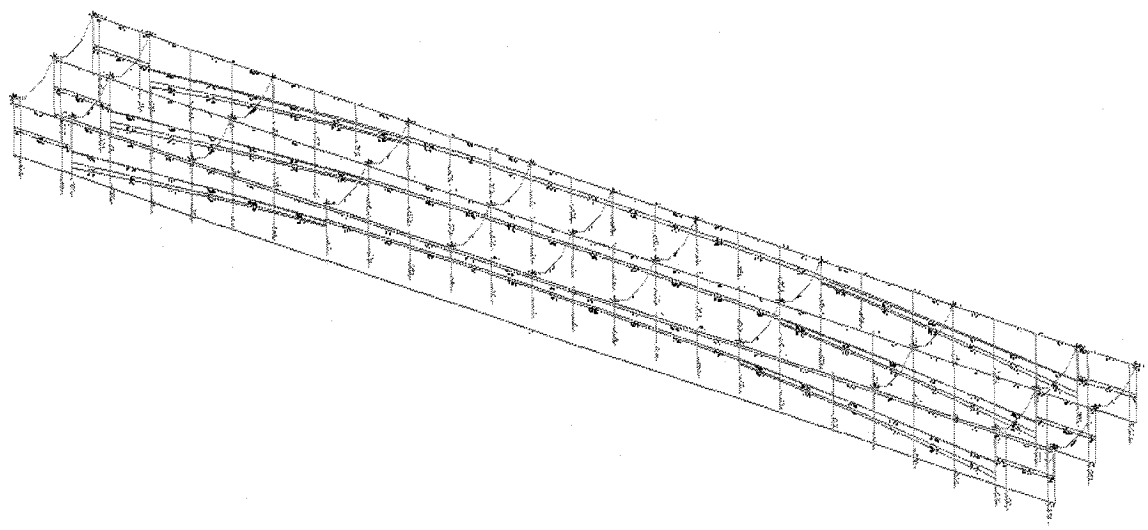


그림 3.2.5 CFTA 거더의 프레임 모델링

CFTA 거더에서 긴장재가 외부하중에 저항하는 구조부재 역할을 담당하게 되므로 긴장력 도입시 허용응력에 여유를 두어야 한다. 또한 지나치게 낮은 수준의 긴장력 도입은 긴장재의 정착에 문제가 발생할 가능성이 있으므로 적절한 수준의 긴장력 도입이 결정되어야 한다.

콘크리트의 크리프와 건조수축은 콘크리트 구조물의 장기거동 예측에 중요한 요소일 뿐만 아니라, 긴장력이 가해지는 구조물일 경우 긴장력의 손실량 계산에도 반드시 고려되어야 한다. 콘크리트 충전 강관 구조물에서 콘크리트의 변형은 외부강재에 의해 구속되므로 일반적인 콘크리트 구조물에서의 크리프 변형보다는 제한되는 반면, 강재에 부정정력을 유발할 것으로 판단된다. 또한, 강관 내의 콘크리트는 외부공기와 직접 접촉하지 않으므로 수화반응에 따른 영향만을 받아 건조수축에 의한 변형이 매우 작아질 것으로 예측된다. 그러나 콘크리트 충전 강관 구조에서 콘크리트의 크리프와 건조수축이 구조물에 어떤 영향을 주는지에 대한 신뢰할 만한 연구는 현재 거의 없는 실정이다. 다만, 일부 연구에서 일반적인 콘크리트 구조보다 콘크리트 충전 강관 구조에서 크리프와 건조수축의 영향은 현저하게 줄어든다는 결과를 보여주었다(Ichonose et al., 1990). 따라서 본 연구에서는 기존의 콘크리트 크리프와 건조수축에 대한 설계기준과 연구결과를 차용하기로 한다. 이는 콘크리트 충전 강관 구조물에 대하여 보수적인 결과를 보여줄 것으로 판단된다.

CFTA 거더교의 거더 제작 및 가설단계에 부합하는 가설단계 해석을 위해서 상용 구조해석 프로그램을 이용하여 시공단계를 고려한 해석을 수행하였다. 각 시공단계 해석에서 고려해야 할 가설 단계는 아래의 순서와 같다.

stage 1 : 구조용 강재의 자중 재하
stage 2 : 충전되는 콘크리트의 자중 재하
stage 3 : 강재와 충전콘크리트와의 경화 후 합성 단면력 산정
stage 4 : 1차 긴장력 도입
stage 5 : 임시 지지점 제거 (remove bent)
stage 6 : 바닥판 슬래브 타설
stage 7 : 바닥판 슬래브 경화 후 2차 긴장력 도입
stage 8 : 바닥판 슬래브를 포함한 최종 합성단면 완성
stage 9 : 2차 하중(아스콘, 방호벽) 재하
stage10 : 활하중 재하

3. CFTA 거더의 설계

가. CFTA 거더교의 설계단계 및 단계별 고려사항

본 절에서는 실교량에 대한 설계 예제를 소개한다. 설계는 <그림 3.2.6>의 설계 흐름도에 따라 이루어진다. 설계 흐름도 자체는 PS 강연선을 갖는 기존의 거더와 크게 다르지 않지만 앞 절에서 서술한 CFTA 거더의 특징들을 반영하고 있다. 여기서 소개되는 설계는 거더에만 한정되어 수행되었으며 계획 및 부대공 등을 포함하는 설계 흐름도 상의 모든 절차에 대해 수행하지는 않는다.

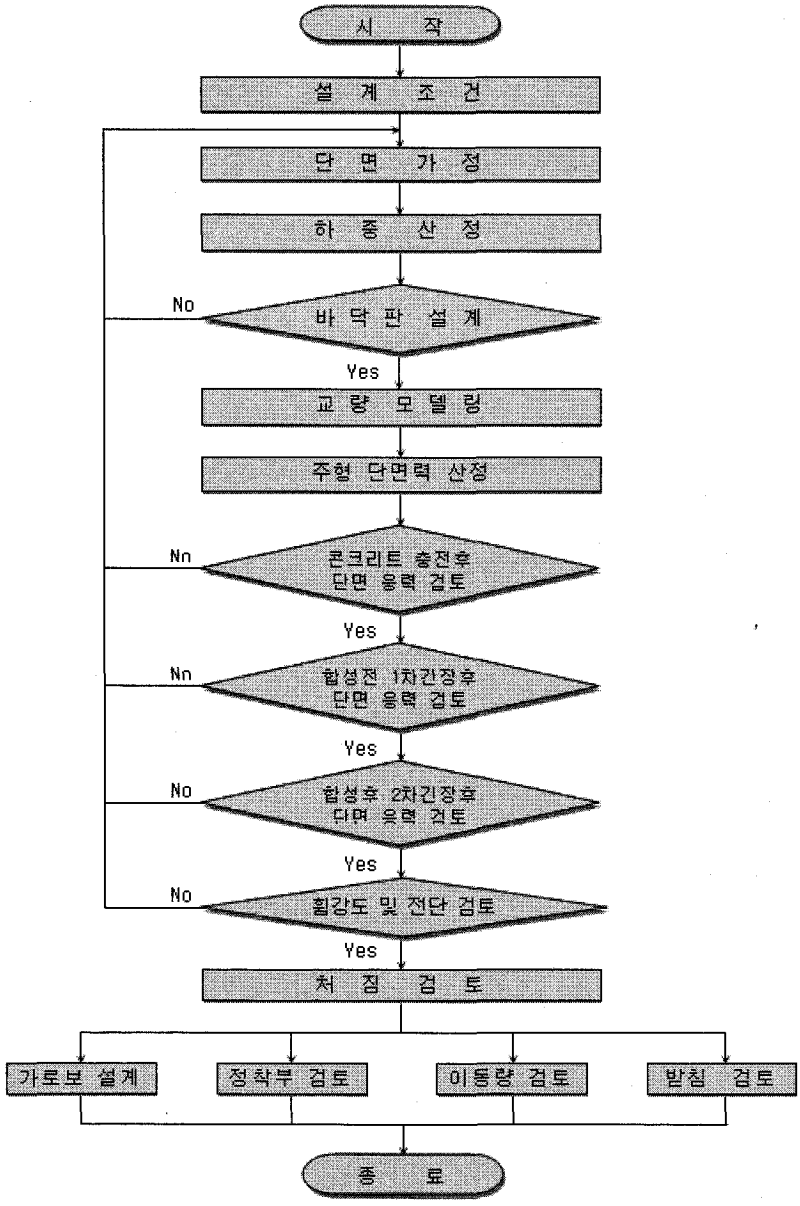


그림 3.2.6 설계흐름도

(1) 사용재료

CFTA 거더교의 설계에 사용되는 주요재료인 강재, 콘크리트, 긴장재의 재료특성과 허용응력은 <표 3.2.2> 및 <표 3.2.3>와 같다.

표 3.2.2 설계교량의 사용재료

재료	단위질량 (kg/m^3)	압축강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	비고
거더 콘크리트	2,300	40	-	29,998	
바닥판 콘크리트	2,500	27	-	25,000	
강재	7,700	-	400	200,000	SM490
긴장재	-	-	1,600	200,000	SWPC 7B

표 3.2.3 재료의 허용응력

구분	휨응력(MPa)		전단응력 (MPa)	인장응력 (MPa)
	압축	인장		
거더 콘크리트	크리프와 건조수축이 일어나기 전		0.506	-
	17.6	부착 철근 있음 : 1.4 부착 철근 없음 : 2.8		
	모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태			
	16.0	3.2		
바닥판 콘크리트	10.8	2.6	0.416	-
강재	190.0	190.0	110.0	-
긴장재	-	-	-	$f_{pa}{}^{1)}$: 1,504 $f_{pa}{}^{2)}$: 1,330 $f_{pa}{}^{3)}$: 1,328 $f_{pa}{}^{4)}$: 1,280

$f_{pa}{}^{1)}$: 긴장시 허용인장응력
$f_{pa}{}^{2)}$: 정착 후 정착부에서의 허용응력
$f_{pa}{}^{3)}$: 정착 후 활동에 의한 손실 구역 끝부분에서의 허용 응력
$f_{pa}{}^{4)}$: 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용 응력

(2) 하중

설계시 고려된 하중은 자중, 기타 고정하중, 활하중, 긴장력이며, 자중은 거더 강재 자중, 충전콘크리트 자중, 바닥판 자중을 포함한다. 강재 자중은 주부재 외에도 부부재, 전단연결재, 용접 등의 영향을 감안하여 할증계수를 곱하여 산출한다. 기타 고정하중은 바닥판 경화 후 설치되는 포장, 방호벽, 중분대 등의 하중을 고려한다. 활하중은 설계 교량을 1등급으로 가정하였으므로 도로교 설계기준에

따라 DB-24 하중과 DL-24 하중을 재하시킨다. 활하중은 충격계수의 영향을 포함한다.

$$I=\frac{15}{40+L}=\frac{15}{40+49}=0.169\leq 0.3 \tag{3.2.1}$$

긴장력은 1차, 2차로 나뉘어 도입되었으며, 1차 긴장력은 긴장시 허용응력의 21%, 2차 긴장력은 9%를 고려한다. 통상 90%의 긴장력을 도입하는 기존의 거더와는 달리 CFTA 거더에서는 긴장재가 외부하중에 저항하는 구조부재 역할을 담당하므로 긴장력 도입시 허용응력에 상당량의 여유를 두어야 한다.

(3) 바닥판 설계

바닥판의 구조적 기능은 다음과 같다.

- 하중을 복부로 전달하는 횡방향 슬래브 기능
- 횡방향 변형(distortion)에 저항하는 기능
- 종방향 휨에 대한 종방향 인장 및 압축재로서의 기능
- 단면 비틂(torsion)에 저항하는 종방향 전단벽(shear wall) 기능
- 수평하중에 의해 발생하는 휨에 저항하는 종방향 복부로서의 기능

이중에서 구조적인 측면에서의 바닥판 설계는 횡방향 슬래브의 기능에 의해 좌우되며, 보통 바닥판의 단면적은 종방향 휨에 대해서는 충분하다. 그러므로 바닥판의 두께는 횡방향 모멘트, 최소두께 규정, 철근배근 등 시공성의 확보에 의해 좌우된다. 차도부분 바닥판 최소두께는 <표 3.2.4>에서 구한 값과 220 mm 중 큰 값으로 한다.

표 3.2.4 차도부분 바닥판의 최소두께 (mm)

판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량진행방향에 직각	차량진행방향에 평행
단 순 판	$40L + 130$	$65L + 150$
연 속 판	$30L + 130$	$50L + 150$
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25$ $280L + 180$ $L > 0.25$ $80L + 230$	$240L + 150$

여기서 L : 바닥판의 지간 (m)

(4) 거더 모델링 및 해석

CFTA 거더 형식에 가장 효율적인 시공단계를 정하는 것은 구조적 안정성, 경제성, 시공성 등이 복합적으로 고려되어야 하므로 보다 다양하고 자세한 검토가 필요하다. CFTA 거더의 시공단계 안에 대한 검토는 뒤에서 보다 자세하게 다루어 질것이다. 설계시 고려된 시공단계와 단계별 작용하중 및 저항단면을 정리하여 <표 3.2.5>에 나타내었다.

표 3.2.5 시공단계별 작용하중 및 저항단면

	시공단계	작용하중	저항단면
단계1	가지점위에 거더 설치	· 강재 자중	강재단면
단계2	거더 강재단면 내 콘크리트 충전	· 단계1의 하중 · 충전콘크리트 자중	강재단면
단계3	충전 콘크리트 경화 후 1차 긴장	· 단계2의 하중 · 지점변경 · 1차 긴장력	콘크리트 충전단면
단계4	바닥판 타설	· 단계3의 하중 · 바닥판자중	콘크리트 충전단면 긴장재
단계5	바닥판 경화 후 2차 긴장	· 단계4의 하중 · 2차 긴장력 · 1차 긴장력 손실	바닥판 합성단면
단계6	포장, 방호벽 등 설치	· 단계5의 하중 · 기타 사하중	바닥판 합성단면 긴장재
단계7	활하중 재하	· 단계6의 하중 · 최종 긴장력 손실 · 활하중	바닥판 합성단면 긴장재

위의 시공단계 안은 바닥판 경화 후 2차 긴장을 한다는 것이 특징이다. 구체적으로, 먼저 공장에서 제작된 강재주형을 가지점 위에 거치시키고 콘크리트를 충전한다. 거더에는 강재의 자중과 충전 콘크리트의 자중이 작용하며, 저항단면은 강재주형 뿐이다. 충전 콘크리트가 경화하여 강재와 콘크리트가 합성되면 1차 긴장을 한다. 1차 긴장은 단순지지 조건에서 거더가 자립할 수 있고 거더 위에 타설될 바닥판 자중을 견딜 수 있는 동시에 거더 단면 내 모든 응력이 허용응력 범위 내에 있도록 크기가 결정되어야 한다. 1차 긴장 직후 거더는 다단지지에서 단순지지로 구조계가 바뀌며, 거더 충전 콘크리트-강재 합성단면과 긴장재로 거더의 자중 및 바닥판 자중에 저항하는 상태가 된다. 바닥판이 경화하면 거더의 저항단면은 바닥판 콘크리트-거더 충전 콘크리트-강재의 합성단면과 긴장재가 되며, 이후 거더에 작용할 포장, 방호벽, 중분대 등의 2차 고정하중과 활하중에 대비하여 2차 긴장을 한다. 긴장력의 손실에 따른 영향을 고려하기 위하여, 바닥판이 경화하는 동안 1차 긴장력에 손실이 발생하였으며 활하중 재하 전에 긴장력의 모든 손실이 발생하였다고 가정한다. 이와 같은 시공단계에

따라 교량이 가설된다면, 거더의 단면 응력은 <표 3.2.6>과 같은 분포를 보일 것이다.

거더의 모델링은 앞서 말한 바와 같이 중립축을 따라 곡선 형상이 되도록 한다. 설계 교량에 대한 격자해석 모델링은 <그림 3.2.7>와 같다.

표 3.2.6 시공단계별 단면 응력

번호	시공단계	저항단면	발생응력			누계응력		
			바닥판	충전 콘크리트	강재	바닥판	충전 콘크리트	강재
1	강재주형							
2	거더충전							
3-1	1차 긴장							
3-2	가지점제거							
4	바닥판타설							
5	바닥판경화							
6	2차 긴장							
7	추가고정하중							
8	최종손실							
9	활하중							

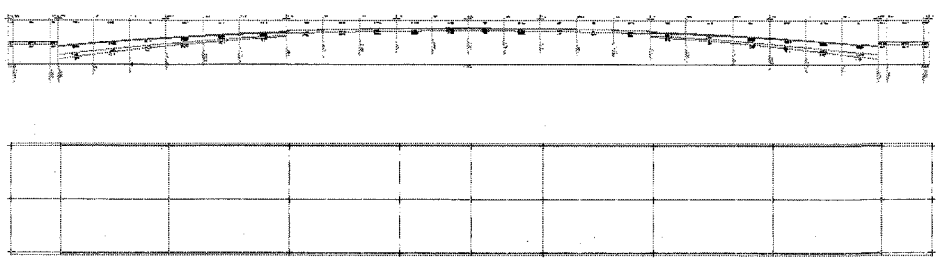


그림 3.2.7 격자 해석 모델링

(5) 단면 검토

본 거더의 단면 검토시 강재에 대하여는 허용응력설계법을 적용하고 콘크리트에 대해서는 강도설계법을 적용하며 그 기준은 다음과 같다.

(가) 강 재

- 합성전 및 합성후 응력 검토는 [도・설 3.8.2.1 플레이트거더의 휨응력] 및 [도・설 3.9.3.1 허용응력]에 따른다. 이때 부재의 국부좌굴 발생 가능성을 고려하여 허용응력은 국부좌굴을 고려한 감소된 허용응력을 적용한다.
- 2차 부정정력(크리프, 온도차, 건조수축)에 의한 응력은 [도・설 3.9.2.6~8]에 따라 산정된 응력을 추가하여 바닥판 콘크리트 및 강재 주거더의 응력을 검토한다.
- 항복에 대한 검토는 [도・설 3.9.3.2 항복에 대한 안전도의 검사]에 따라 고정하중의 1.3배와 활하중(충격 포함)의 2.15 배, 프리스트레스, 크리프 및 건조수축, 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 하중조합에 대하여 검사한다.
- 전단 및 비틀림 응력의 검토는 [도・설 3.8.2.2 복부판의 전단응력] 및 [도・설 3.8.2.3 비틀림 모멘트를 고려하는 범위]에 따른다.
- 휨응력과 전단응력의 합성응력에 대한 검토는 [도・설 3.8.3.5 합성응력의 검산]에 따른다.

표 3.2.7 허용휨인장응력 및 허용휨압축응력(MPa)

강 종 / 판 두께	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40 이하	140	190	210	260
40 초과 75 이하	130	175	200	250
75 초과 100 이하	130	175	195	245

표 3.2.8 허용전단응력(MPa)

강 종 / 판 두께	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40 이하	80	110	120	150
40 초과 75 이하	75	100	115	145
75 초과 100 이하	75	100	110	140

(나) 콘크리트

- 거더 콘크리트

허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \times f_{ck}$ = 16.000 MPa

허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.5 \times \sqrt{f_{ck}}$ = 3.162 MPa

허용전단응력 $v_{ca} = 0.08 \times \sqrt{f_{ck}}$ = 0.506 MPa

- 슬래브 콘크리트

허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 \times f_{ck}$ = 10.800 MPa

허용휨인장응력 $f_{ta} = 0.5 \times \sqrt{f_{ck}}$ = 2.598 MPa

허용전단응력 $v_{ca} = 0.08 \times \sqrt{f_{ck}}$ = 0.416 MPa

(다) 긴장재

긴장재의 허용응력은 <표 3.2.9>와 같이 적용한다.

표 3.2.9 긴장재의 허용응력

구 분	적 용 식	값(MPa)
긴 장 시	$0.80f_{pu}$, $0.94f_{py}$ 중 작은 값	1,504
정착 직후		
· 정착구에서의 응력	$0.70f_{pu}$	1,330
· 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝부분에서의 응력	$0.83f_{py}$	1,328
손실 후 사용하중 상태에서의 응력	$0.80f_{py}$	1,280

(6) 처짐 검토

허용처짐량에 대한 규정은 <표 3.2.9>와 같으나 본 구조물의 설계 처짐 검토에 대하여는 활하중과 충격에 의한 처짐이 고려되어야 하므로 [도 · 설 4.4.9.5]의 규정을 따른다. 즉, 사용 활하중과 충격으로 인한 상부구조물의 처짐이 경간장의 1/800 이하가 되도록 한다. 다만, 보행자가 사용하는 교량에 대해서는 처짐이 경간의 1/1,000을 초과해서는 안 된다. 사용 활하중과 충격으로 인한 캔틸레버의 처짐은 캔틸레버 길이의 1/300을 초과해서는 안 된다. 다만, 보행자 용도가 고려된 경우에는 이 처짐의 비는 1/375를 초과해서는 안 된다([도 · 설 4.4.9.5]).

표 3.2.10 허용처짐량 (지간장 : m)

교 량 형 식		최 대 처 짐	
종 류	지 간	단면 지지보 및 연속보	게르버보의 캔틸레버부
철근콘크리트 바닥판이 있는 플레이트 거더	L ≤10 m	L /2,000	L/1,200
	10 < L ≤ 40 m	L/(20,000/L)	L/(12,000/L)
	L > 40 m	L/500	L/300
기타 바닥판이 있는 플레이트거더		L/500	L/300

(7) 보강재 검토

(가) 수직보강재 설계

- 복부판 높이와 복부판 두께가 <표 3.2.11>에 표시한 이상의 경우에는 복부판에 필히 수직보강재를 설치하여야 한다. 수직보강재의 간격은 형고보다 좁게 택하는 것이 보통이고, 수직브레이싱 간격은 등간격으로 배치하는 경우가 많다. 수직보강재의 간격을 조사하는 관계식은 [도・설 3.8.5.1 수직보강재의 간격]에 따라 정한다.
- 연속형의 지점 상에 있어서 전단응력이 비교적 큰 부분에서는 수직보강재의 간격이 좁아질 가능성이 있다. 이 경우에는 복부판 두께를 증가시켜 전단응력을 작게 하거나, 플랜지 휨응력에 여유를 주어 보강재간격이 극단적으로 좁게 되는 것을 방지하여야 한다.
- 수직보강재의 강도는 [도・설 3.8.5.2 수직보강재의 강도]에 따라 검토되어야 한다.
- 상・하부플랜지와 수직보강재 사이의 연결은 <표 3.2.12>와 같은 원칙으로 한다. 교번응력을 받는 부분의 수직보강재와 상・하부플랜지의 접합부는 용접을 하는 것을 원칙으로 한다.

표 3.2.11 비합성 플레이트거더의 복부판 최소 두께

강 종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA520	SM570 SMA570
수평보강재가 없을 때	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{130}$	$\frac{b}{123}$	$\frac{b}{110}$
수평보강재 1단을 사용할 때	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{188}$
수평보강재 2단을 사용할 때	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{294}$	$\frac{b}{262}$
수평보강재를 3단 이상 사용할 때	플레이트거더의 최소 복부판 두께는 임의로 정할 수 있다. 다만, 보강재로 구분되는 패널의 국부좌굴응력은 [도・설 3.4.2.3]에 의하여 검토하여야 한다.			

여기서, b : 상하 양 플랜지의 순간격 (mm)

표 3.2.12 상·하부플랜지와 수직보강재 사이의 연결

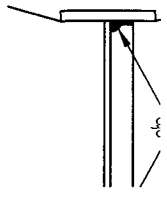
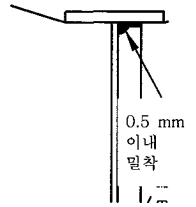
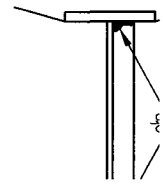
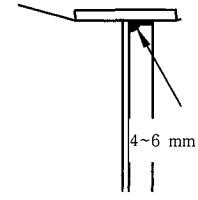
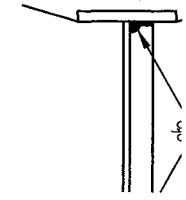
위치	지점부	수직 브레이싱 및 가로보가 설치되는 부분		기타	
휨모멘트의 부호	부	정	부, 교번부	정	부, 교번부
개념도					

표 3.2.13 수평보강재와 최대복부판높이 (mm)

수평보강재의 사 용 단 수	복부판 두 께	최 대 복 부 판 높 이			
		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA520	SM570 SMA570
수평보강재가 없을 때	10	1,520	1,300	1,230	1,100
	11	1,672	1,430	1,353	1,210
	12	1,824	1,560	1,476	1,320
	13	1,976	1,690	1,599	1,430
수평보강재 1단을 사용할 때	10	2,560	2,200	2,090	1,880
	11	2,816	2,420	2,299	2,068
	12	3,072	2,640	2,508	2,256
	13	3,328	2,860	2,717	2,444
수평보강재 2단을 사용할 때	10	3,100	3,100	2,940	2,620
	11	3,410	3,410	3,234	2,882
	12	3,720	3,720	3,528	3,144
	13	4,030	4,030	3,822	3,406

(나) 수평보강재 설계

수평보강재는 [도·설 3.8.6.1 수평보강재의 위치], [도·설 3.8.6.2 수평보강재의 강도], [도·설 3.8.6.3 수평보강재의 부착방법] 및 [도·설 3.8.6.4 수평보강재의 강종]의 각 규정을 만족하도록 설계한다.

나. CFTA 거더교의 설계 예

(1) 교량제원

설계의 대상이 되는 교량은 2차로 폭원을 갖는 1등급의 도로교로 폭은 10.9 m, 연장은 50.6 m이다.

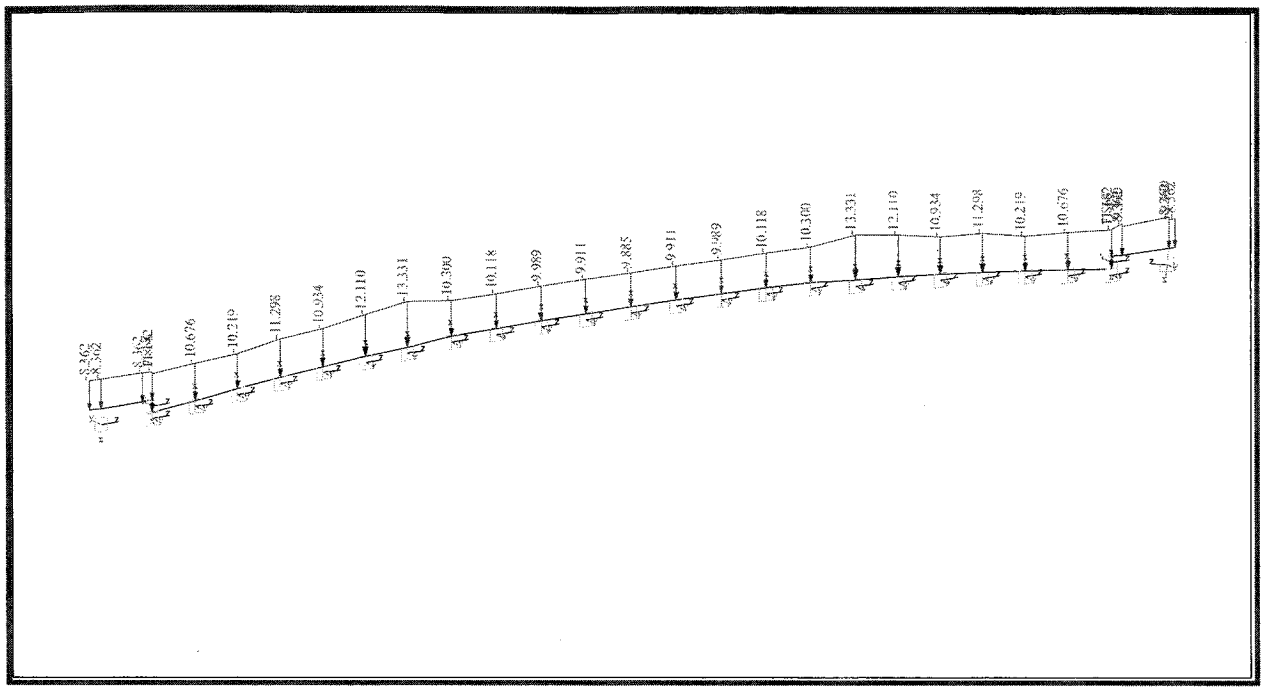
(2) 단면가정

거더의 단면 제원과 사용된 재료의 물성값을 다음과 같이 가정한다. 거더의 하단부는 2차 포물선을 따라 높이가 변화하는 것으로 가정한다. 재료의 물성값에 기초하여 허용응력을 계산한다.

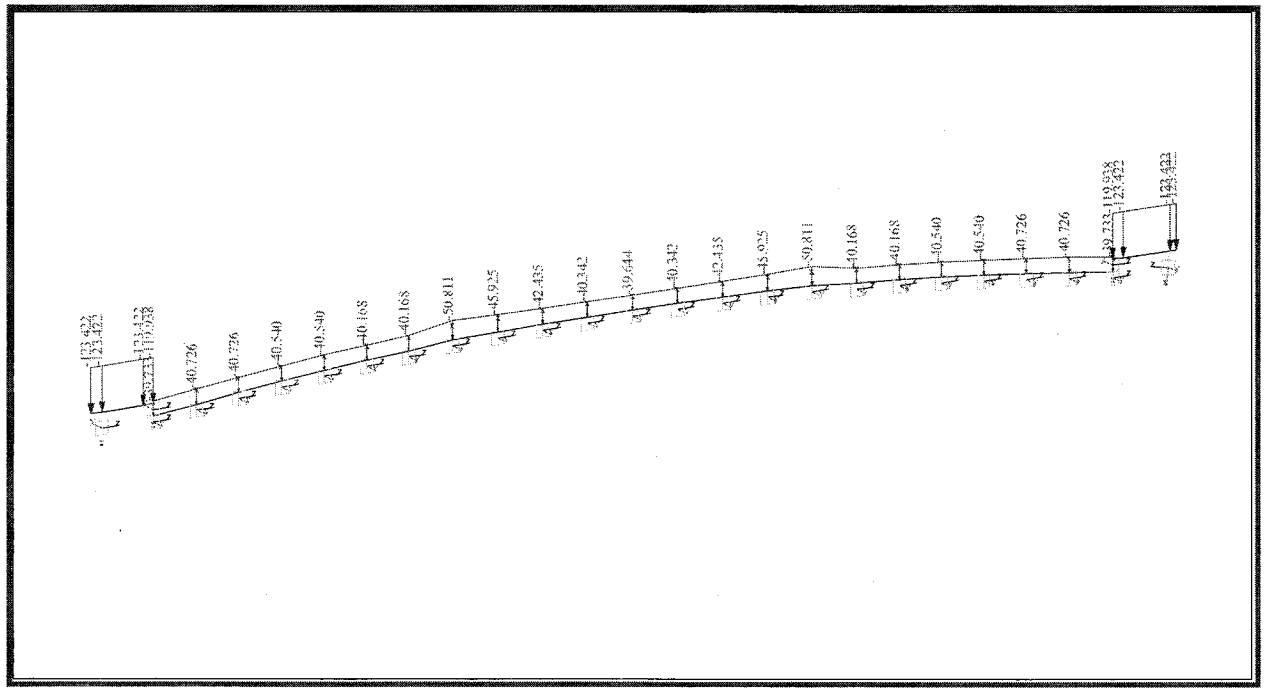
표 3.2.14 설계교량의 단면제원

단부에서 거리(m)	B(m)	H(m)	상부플랜지 두께(mm)	하부플랜지 두께(mm)	웹 두께 (mm)	비고
0.00	2.00	2.800	12	12	10	단부
0.30	2.00	2.800	12	12	10	전체 충전
2.50	2.00	2.800	12	12	10	〃
3.00	2.00	2.728	12	12	10	〃
5.00	2.00	2.455	12	12	10	하단 충전
7.00	2.00	2.207	12	12	10	〃
9.00	2.00	1.985	16	16	10	〃
11.00	2.00	1.788	16	16	10	〃
13.00	2.00	1.616	16	24	10	〃
15.00	2.00	1.470	16	24	10	전체 충전
17.10	2.00	1.344	24	24	10	〃
19.20	2.00	1.246	24	24	10	〃
21.30	2.00	1.176	24	24	10	〃
23.40	2.00	1.134	24	24	10	〃
25.50	2.00	1.120	24	24	10	중앙부
27.40	2.00	1.134	24	24	10	전체 충전
29.50	2.00	1.176	24	24	10	〃
31.60	2.00	1.246	24	24	10	〃
33.70	2.00	1.344	24	24	10	〃
35.80	2.00	1.470	16	24	10	〃
37.80	2.00	1.616	16	24	10	하단 충전
39.80	2.00	1.788	16	16	10	〃
41.80	2.00	1.985	16	16	10	〃
43.80	2.00	2.207	12	12	10	〃
45.80	2.00	2.455	12	12	10	〃
47.80	2.00	2.728	12	12	10	〃
48.30	2.00	2.800	12	12	10	전체 충전
50.30	2.00	2.800	12	12	10	〃
50.60	2.00	2.800	12	12	10	단부

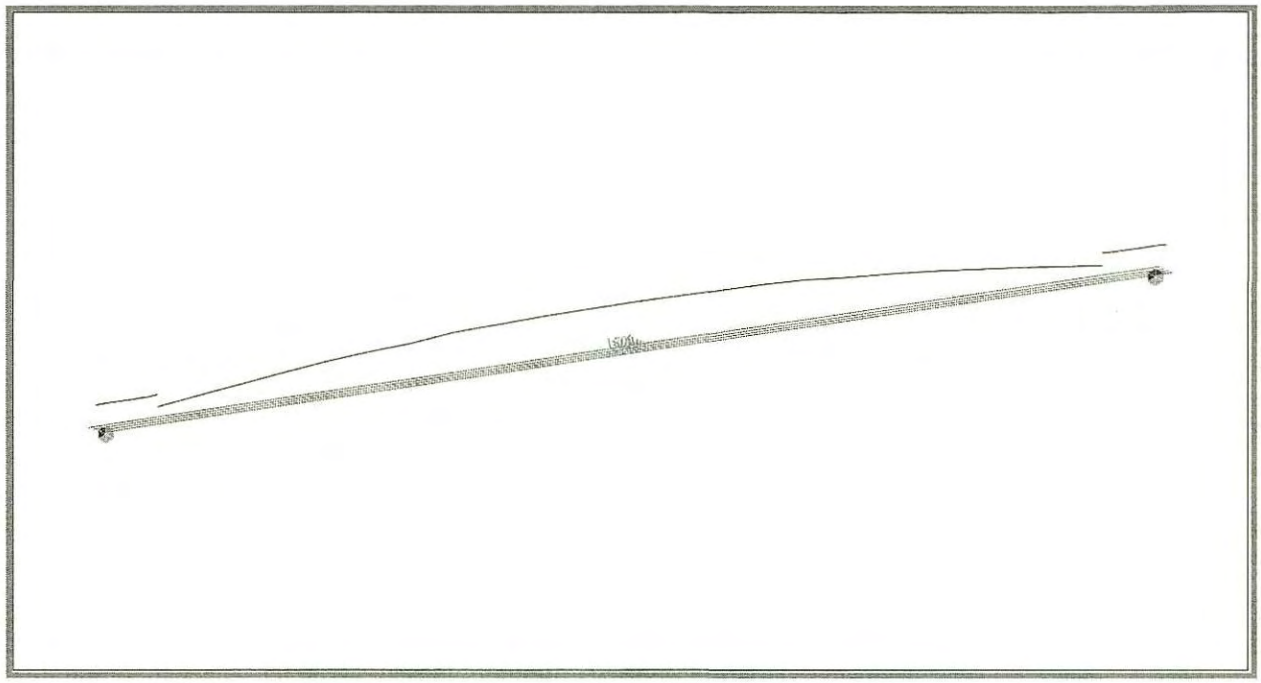
(3) 단계별 해석 과정



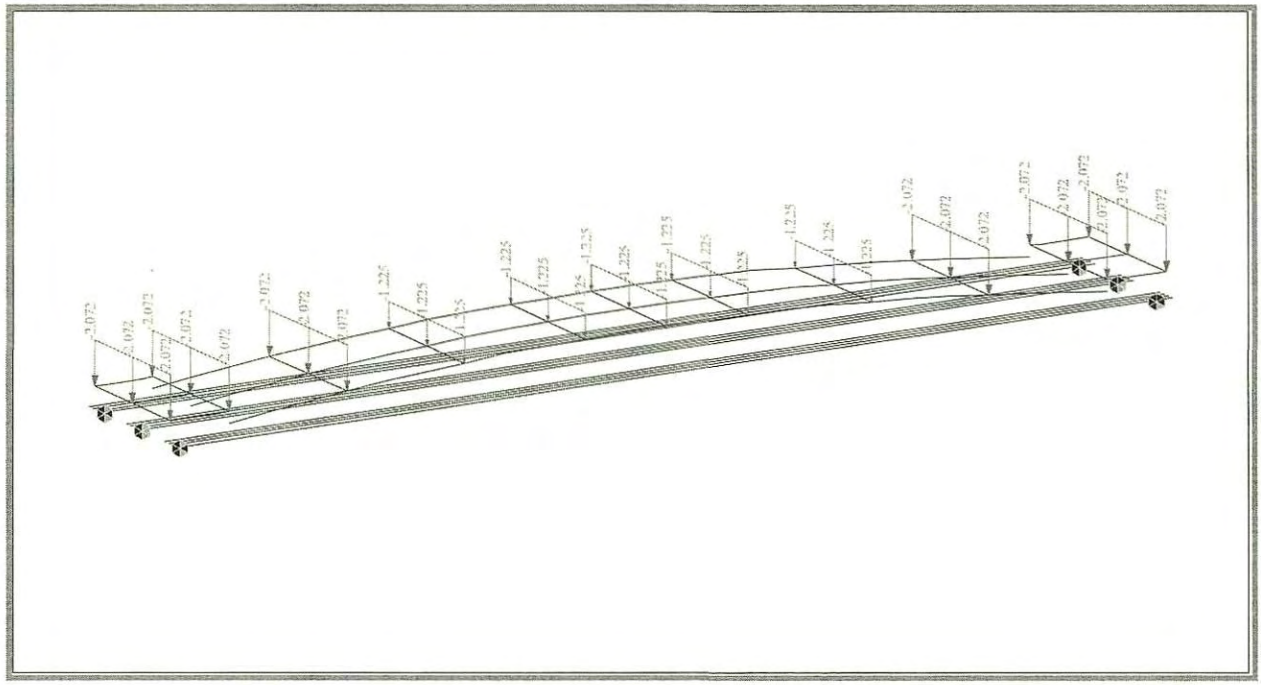
강재거더 자중재하



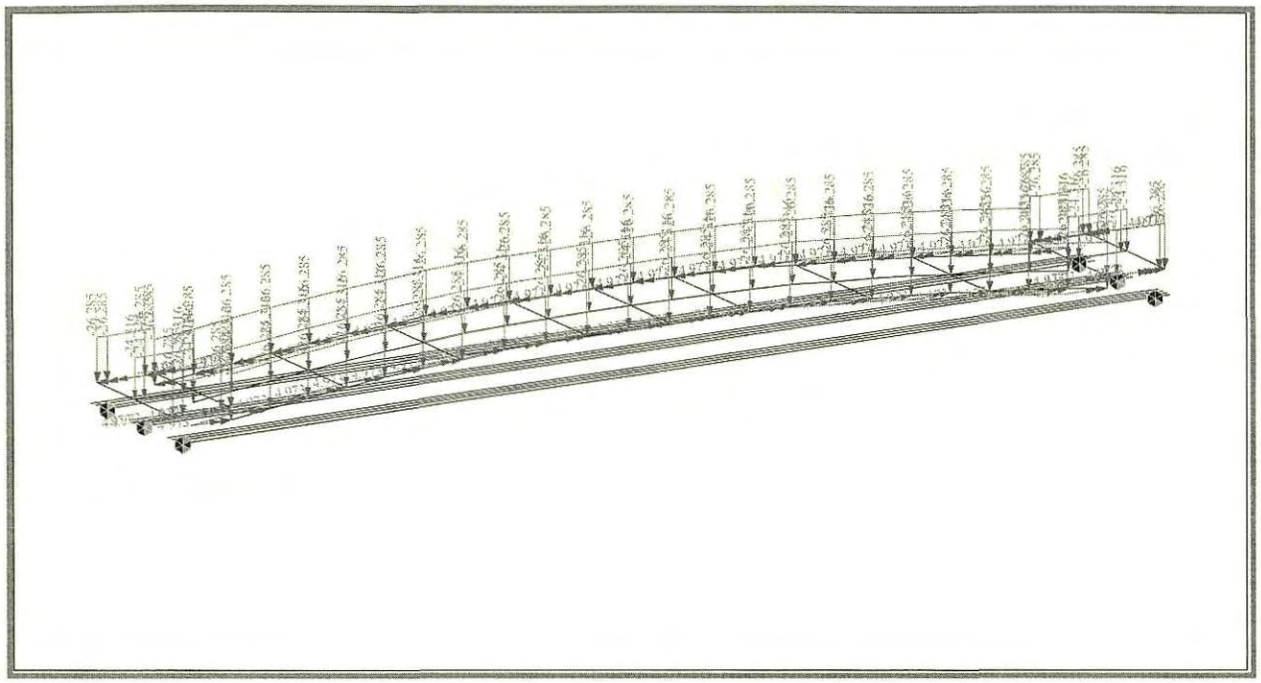
충전콘크리트 자중재하



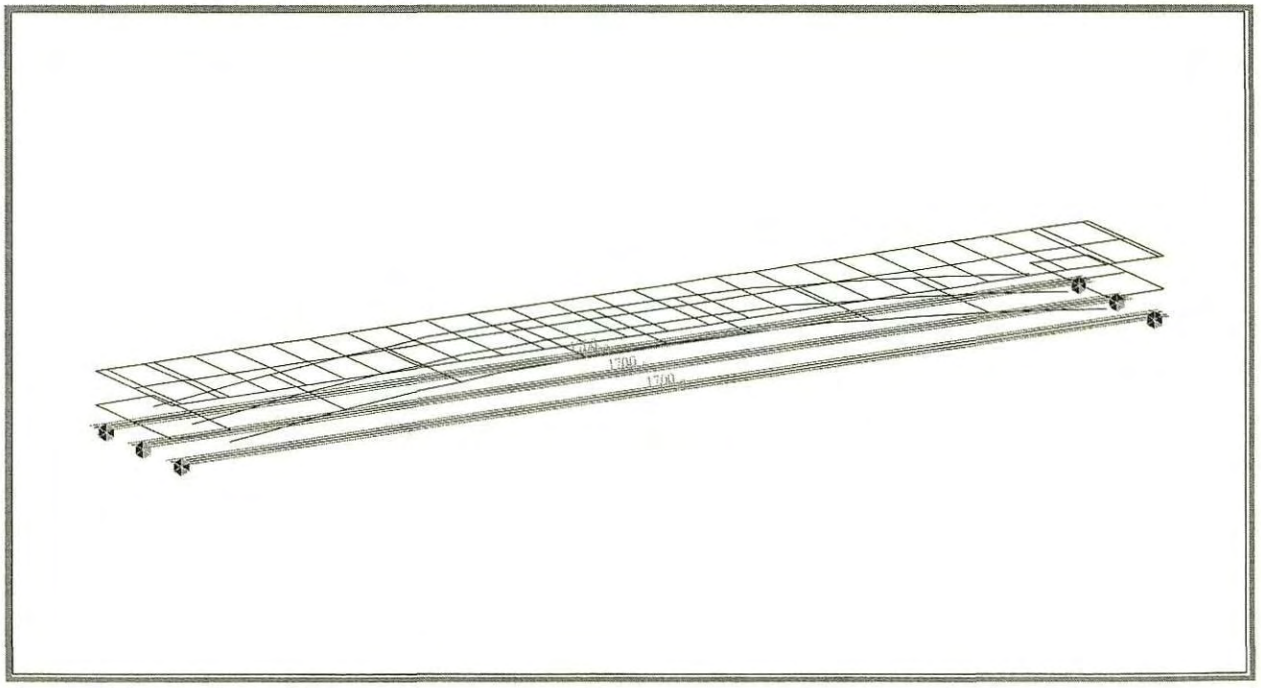
1차 긴장력 도입



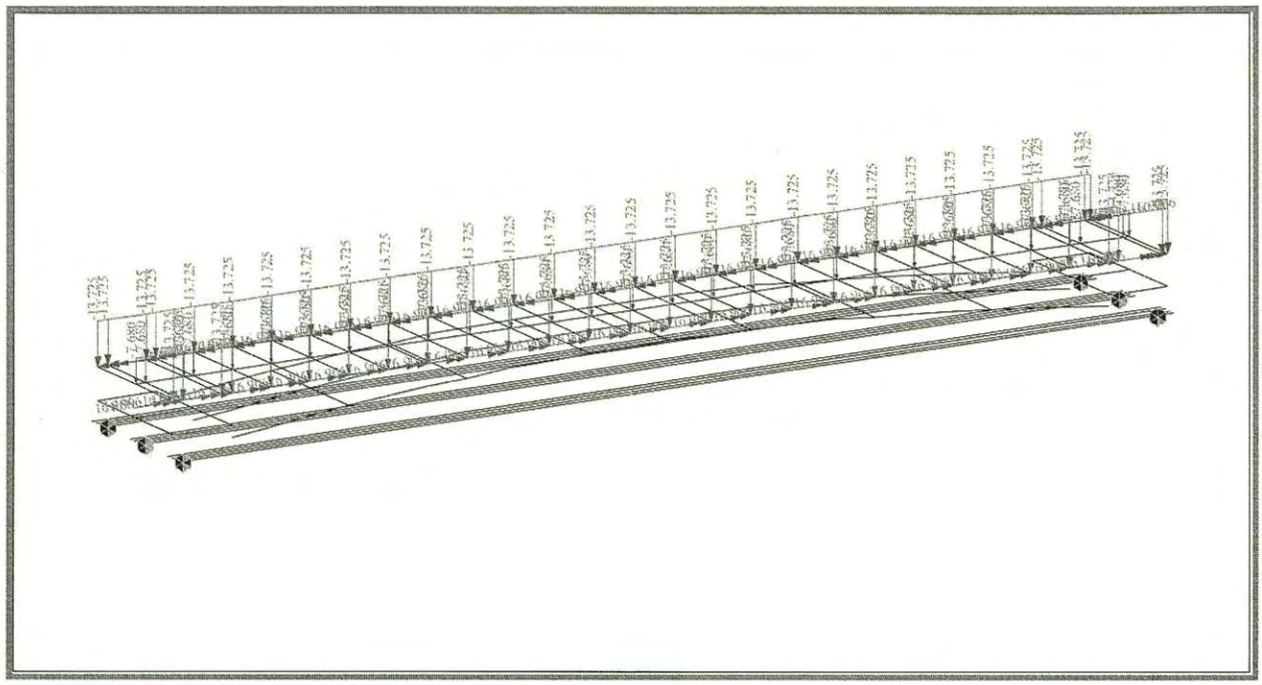
가로보 설치



슬래브 타설



2차 긴장 도입



2차 고정하중 재하

(4) 해석 결과

각 교량별 해석 결과 거더 중앙부 단면의 단면력을 +압축, -인장으로 나타났으며, 처짐은 아래 표와 같다.

◈ 50.6 m 3거더 중앙부 단면 검토(+압축, -인장)

▶ 단면 특성

구분	강재	콘크리트	슬래브	1차 긴장재	2차 긴장재
단면적(mm^2)	422,103	2,954,720	900,000	7,767.2	1,387.0
단면2차모멘트(mm^4)	60,320,864,180	422,246,049,257	4,320,000,000		
상연거리 y_t(mm)	-569	-545	-120		
하연거리 y_t(mm)	550	526	120		

▶ 휨응력 검토

- 강재주형

하 중		P (kN)	M (kN-m)	f_{top} (MPa)	f_{bot} (MPa)	f_{ca} (MPa)	f_{ta} (MPa)
거더자중		-0.450	20,072.040	-189.454	183.231	-190	190
PS1차 긴장후		-11,400.450	-2,997.000	1.279	-54.367	-190	190
가로보설치후		-11,414.570	-2,951.290	0.814	-53.984	-190	190
슬래브타설시		-12,936.580	1995.110	-49.479	-12.435	-190	190
PS2차 긴장후		-15,880.640	843.020	-45.580	-29.927	-190	190
2차고정하중		-14,244.690	1,984.730	-52.480	-15.629	-190	190
활하중 최대시	V_{max}	-11,431.430	3,914.680	-64.031	8.654	-190	190
	M_{max}	-11,430.820	4,243.120	-67.130	11.654	-190	190
활하중 최소시	V_{max}	-14,267.830	1,970.920	-52.405	-15.810	-190	190
	M_{max}	-14,267.220	2,239.590	-54.939	-13.356	-190	190

- 콘크리트 거더

하 중		P (kN)	M (kN-m)	f_{top} (MPa)	f_{bot} (MPa)	f_{ca} (MPa)	f_{ta} (MPa)
거더자중		-0.450	20,072.040	-25.924	25.035	-16.000	3.984
PS1차 긴장후		-11,400.450	-2,997.000	0.012	-7.596	-16.000	3.984
가로보설치후		-11,414.570	-2,951.290	-0.051	-7.544	-16.000	3.984
슬래브타설시		-12,936.580	1,995.110	-6.955	-1.890	-16.000	3.984
PS2차 긴장후		-15,880.640	843.020	-6.463	-4.323	-16.000	3.984
2차고정하중		-14,244.690	1,984.730	-7.384	-2.346	-16.000	3.984
활하중 최대시	V_{max}	-11,431.430	3,914.680	-8.925	1.014	-16.000	3.984
	M_{max}	-11,430.820	4,243.120	-9.349	1.424	-16.000	3.984
활하중 최소시	V_{max}	-14,267.830	1,970.920	-7.374	-2.371	-16.000	3.984
	M_{max}	-14,267.220	2,239.590	-7.721	-2.035	-16.000	3.984

▶ 전단 응력 검토

하 중		V (kN)	τ (MPa)	τ_a (MPa)
거더자중		134.230	6.261	110
PS1차 긴장후		133.560	6.229	110
가로보설치후		134.120	6.256	110
슬래브타설시		185.310	8.643	110
PS2차 긴장후		184.160	8.590	110
2차고정하중		201.210	9.385	110
활하중 최대시	V_{max}	230.360	10.744	110
	M_{max}	48.150	2.246	110
활하중 최소시	V_{max}	201.900	9.417	110
	M_{max}	19.690	0.918	110

▶ PS강재 응력 검토

하 중	1차 긴장재			2차 긴장재		
	P (kN)	f (MPa)	f_a (MPa)	P (kN)	f (MPa)	f_a (MPa)
거더자중(충전후)						
PS1차 긴장후	5,700.000	733.855	1,330	0.000	0.000	1,330
가로보설치후	5,707.060	734.764	1,330	0.000	0.000	1,330
슬래브타설시	6,467.985	832.731	1,330	0.000	0.000	1,330
PS2차 긴장후	5,982.118	770.177	1,280	850.000	612.833	1,280
2차고정하중	6,182.515	795.977	1,280	885.798	638.643	1,280
활하중 최대시	6,495.867	836.320	1,280	941.758	678.989	1,280
활하중 최소시	6,179.458	795.584	1,280	885.253	638.250	1,280

▶ 슬래브 응력 검토

하 중		P (kN)	M (kN-m)	f_{top} (MPa)	f_{bot} (MPa)	f_{ca} (MPa)	f_{ta} (MPa)
PS2차 긴장후		1,760.265	-16.405	2.412	1.500	-10.800	2.598
2차고정하중		-385.715	-5.295	-0.281	-0.576	-10.800	2.598
활하중 최대시	V_{max}	-357.225	-5.565	-0.242	-0.552	-10.800	2.598
	M_{max}	-357.225	-37.505	0.645	-1.439	-10.800	2.598
활하중 최소시	V_{max}	-4,000.155	-23.815	-3.783	-5.106	-10.800	2.598
	M_{max}	-4,000.155	-53.045	-2.971	-5.918	-10.800	2.598

▶ 처짐 검토

< Girder 1 >

(단위 : mm)

절점NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
처 짐 량	-0.018	0.000	-5.106	-6.383	-6.383	-11.594	-16.765	-21.851	-26.791	-31.504
절점NO.	11	12	13	14	15	16				
처 짐 량	-35.890	-39.953	-43.392	-46.049	-47.747	-48.359				

◈ 허용처짐량

지간 길이 L = 50.400 m

δ1 = 48.359 mm < δa = L/1,000 = 50.000 mm O.K

< Girder 2 >

(단위 : mm)

절점NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
처 짐 량	-0.018	0.000	-5.125	-6.407	-6.407	-11.634	-16.820	-21.922	-26.878	-31.608
절점NO.	11	12	13	14	15	16				
처 짐 량	-36.010	-40.089	-43.551	-46.228	-47.940	-48.560				

◈ 허용처짐량

지간 길이 L = 50.400 m

δ1 = 48.560 mm < δa = L/1,000 = 50.000 mm O.K

< Girder 3 >

(단위 : mm)

절점NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
처 짐 량	-0.017	0.000	-5.130	-6.414	-6.414	-11.653	-16.855	-21.973	-26.942	-31.685
절점NO.	11	12	13	14	15	16				
처 짐 량	-36.100	-40.191	-43.656	-46.335	-48.050	-48.674				

◈ 허용처짐량
지간 길이 L = 50.400 m
δ1 = 48.674 mm < δa = L/1,000 = 50.000 mm O.K

거더 하단부의 아치 형상과 긴장재가 이루는 타이드 아치 효과를 외부하중에 대한 긴장재의 축력 증가로부터 확인해 볼 수 있다. 긴장재의 축력은 거더에 압축력을 도입하여 거더의 인장응력을 감소시키는 역할을 한다. 여기에 추가로 긴장력을 도입하여 긴장력에 의한 인장응력 감소를 유도하였다.

앞에서 제시한 시공단계에 따르면, 거더가 바닥판과 합성단면으로 외부하중에 저항하는 단계는 바닥판 경화 이후부터이다. 바닥판이 거더의 강성에 기여하기 시작할 때를 기준으로 보면 거더의 축력과 모멘트비가 크게 달라진다는 것을 알 수 있다. 합성전 바닥판 자중에 의한 축력/모멘트비와 합성후 활하중에 의한 축력/모멘트 비는 후자가 훨씬 감소한다. 이것은 거더가 바닥판과 합성되면서 거더의 강성이 크게 증가한 반면 긴장재의 강성은 그대로이기 때문에 발생한다. 즉, 거더와 긴장재의 강성비에 따라 외부하중에 대한 하중분담률이 결정된다. 이런 효과는 거더의 강성이 약한 합성전에는 긴장재가 많은 하중을 부담하도록 하고, 거더의 강성이 강해지는 합성후에는 거더가 많은 하중을 부담하여 긴장재가 피로하중으로 파단될 가능성을 줄여줄 것으로 판단된다.

활하중에 의한 50.6 m 거더의 처짐은 각각 48.4 mm, 48.6 mm, 48.7 mm로 해석되었으며, 도로교 설계기준에서 규정된 콘크리트 교량에 대한 기준을 모두 만족하는 값으로 나타났다.

다. 소결

국내 설계기준에는 강재주형에 콘크리트가 충전된 CFT 형식에 적합한 설계기준을 제시하고 있지 않다. 특히, CFT 구조에 프리스트레스를 도입한 경우에 대한 설계기준은 이러한 설계기준의 미비로 인하여 보수적인 설계가 이루어지고 있는 것이 현실이다. 본 CFTA 거더의 설계는, 기존의 CFT 구조를 갖는 합성거더 형식인 SCP 합성거더 및 CFT 거더와 같이, 적합한 기준의 부재로 인하여 강교 및 콘크리트교에 대한 설계기준과 PSC 거더교에 대한 설계기준을 준용하여 설계를 수행하도록 하였다.

본 CFTA 거더의 설계에 준용되는 각각의 설계기준들은 CFT 구조에 불합리하게 적용되는 기준을 포함하고 있으며, 이를 보완하기 위해서는 보수적인 설계가 이루어져야 한다. 결과적으로, 적합한 설계기준의 부재는 CFTA 거더의 보수적인 설계로 인하여 건설재료의 증가로 이어져 경제성을 떨어뜨리는 원인이 되며, CFT 구조가 갖는 구조적인 장점을 훼손하는 원인이 된다. CFT 구조를 갖는 거더형식에 대한 합리적인 설계를 위해서는 CFT 구조에 적합한 설계기준이 마련되어야 할 것이며, 향후 다양한 연구를 통해 적합한 설계기준이 마련된다면 보다 합리적이고 경제적인 설계가 가능할 것이다.

4. 경간별 CFTA 거더의 표준단면

가. 파라미터 분석

경간별 단면을 결정하기 위하여 파라미터 분석을 실시하였다. 파라미터는 설계 결과에 영향을 미칠 수 있는 주용 변수인 단부높이, 중앙부 아치리브 높이, 긴장재량, 상하부 강재 두께, 콘크리트 설계기준 강도로 결정하였다. 설계 단면의 결정에 있어서 중앙부 아치리브의 높이는 단부 높이에 대한 비율로 결정하게 된다. 즉, 단부높이의 변화는 중앙부 아치리브의 높이의 변화를 유발하게 되며, 이에 따라 순수 단부 높이의 변화에 대한 경향과 중앙부 아치리브의 높이의 변화를 동반하는 단부 높이의 변화에 대한 경향을 분석할 필요가 있다. 따라서 단부높이의 변화는 단부 높이에 대하여 일정한 비율로 중앙부 아치리브의 높이가 변화하는 경우와 단부높이의 변화와 상관없이 중앙부 아치리브의 높이를 고정시킨 경우로 구분하여 경향을 분석하였다.

거더의 설계에 있어서 설계 단면을 결정 하는 것은 아치리브에 충전된 콘크리트의 인장응력, 바닥판 콘크리트의 인장응력, 활하중에 의한 처짐 및 시공비가 된다. 1차 긴장력을 도입하는 단계에서 도입되는 긴장력에 제약을 주는 요인은 거더 콘크리트 상부의 인장응력이며, 2차 긴장력 도입 단계에서 도입되는 긴장력에 제약을 주는 요인은 바닥판 콘크리트 상부의 인장응력이다. 또한, 설계 단면을 결정하는 가장 주요한 요소는 활하중에 의해 발생하는 거더 콘크리트 하부의 인장응력과 중앙부 처짐이다. 따라서 파라미터를 변화시키면서 설계 단면을 결정하는 주요 요인이 되는 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연 응력, 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연 응력, 활하중 작용시 거더 콘크리트 하연 응력 및 처짐과 시공비의 변화를 분석하였다.

(1) 단부 높이

단부 높이의 변화에 따라 중앙부 아치리브의 높이가 변화하는 경우에 대하여, 단부높이를 변화시키면서 설계 단면을 결정하는 주요 요소들에 대한 경향을 분석하였다. 이때, 중앙부 아치리브의 높이는 단부 높이의 40%로 결정되는 것으로 하였다.

<그림 3.2.8> ~ <그림 3.2.12>는 단부높이의 변화에 따른 각 요소들의 경향을 나타낸 것이다. 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력은 긴장재의 위치와 중앙부 아치리브의 중립축 간의 거리가 길어짐에 따라 긴장력의 편심효과가 커지면서 증가하는 경향을 나타냈으며 거더 높이의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 약 35%의 변화를 나타내었다. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트의 응력 역시 긴장력의 편심효과가 커지면서 허용인장응력 대비 약 12% 정도의 증가를 보였다. 활하중 작용시 거더 콘크리트의 하연응력은 긴장력의 편심효과에 의한 압축응력 도입량의 증가와 강성의 증가에 따른

활하중에 의한 인장응력 발생량의 감소로 인해 점차 감소하는 경향을 보였으며, 거더 높이의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 약 200%의 변화를 나타내었다. 활하중 처짐은 거더 높이가 증가함에 따라 휨강성이 증가하면서 감소하는 경향을 보였으며, 허용처짐 대비 약 7%의 변화를 보였다. CFTA 거더교의 시공비는 거더 높이의 변동 폭 20%에 대하여 약 6.5 백만원의 증가를 보였다.

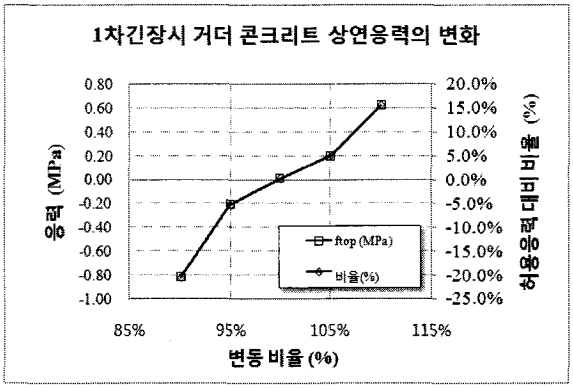


그림 3.2.8 거더높이 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 - Case 1

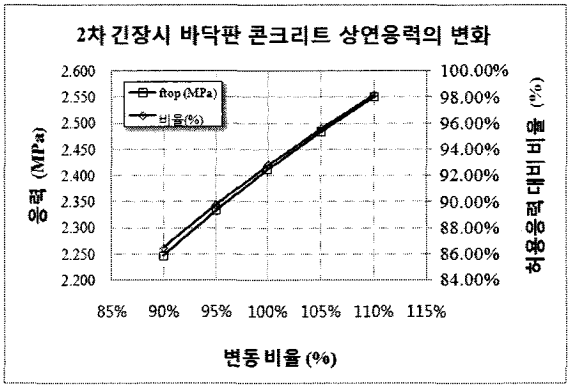


그림 3.2.9 거더높이 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 - Case 1

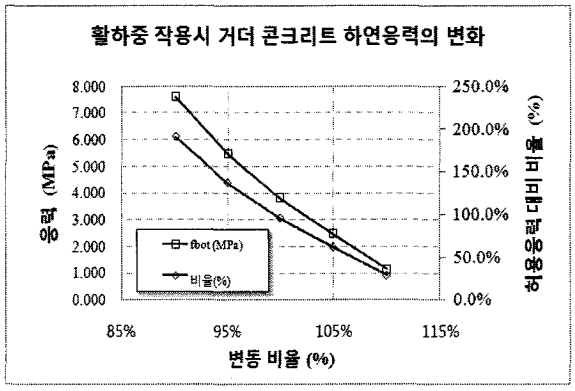


그림 3.2.10 거더높이 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 - Case 1

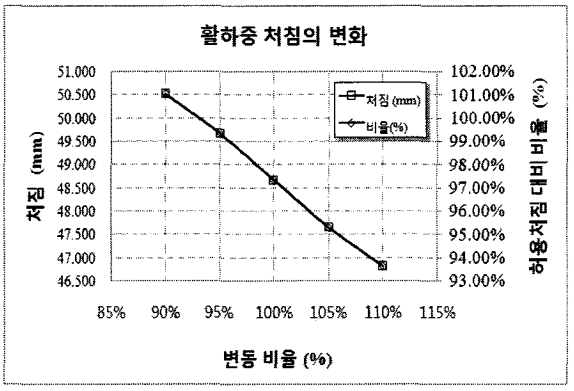


그림 3.2.11 거더높이 변동비율 vs. 활하중 처짐 - Case 1

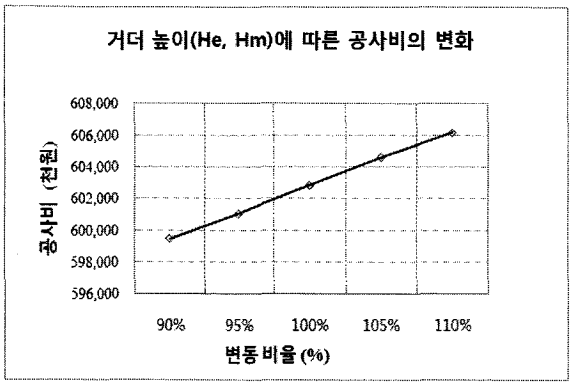


그림 3.2.12 거더높이 변동비율 vs. 시공비 변화 - Case 1

<그림 3.2.13> ~ <그림 3.2.17>는, 단부 높이의 변화에 따라 중앙부 아치리브의 높이가 변화하지 않는 경우에 대하여, 단부높이의 변화에 따른 각 요소들의 경향을 나타낸 것이다. 이때, 중앙부 아치리브의 높이는 1.12 m로 고정하였다.

1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력은 앞의 경우와 마찬가지로 긴장재의 위치와 중앙부 아치리브의 중립축 간의 거리가 길어짐에 따라 긴장력의 편심효과가 커지면서 증가하는 경향을 나타냈다. 중앙부 아치리브가 고정되었기 때문에 앞의 경우에 비해 편심효과가 더 커짐에 따라 거더 높이의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 인장응력은 약 220%의 큰 변화를 나타내었다. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트의 응력 역시 1차 긴장시 거더콘크리트의 상연응력의 경우와 같은 이유로 긴장력의 편심효과가 커지면서 허용인장응력 대비 약 16% 정도의 증가를 보였다. 활하중 작용시 거더 콘크리트의 하연응력은 긴장력의 편심효과에 의한 압축응력 도입량의 증가와 강성의 증가에 따른 활하중에 의한 인장응력 발생량의 감소로 인해 점차 감소하는 경향을 보였으며, 거더 높이의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 약 250%의 변화를 나타내었다. 활하중 처짐은 거더 높이가 증가함에 따라 휨강성과 라이즈비가 증가하면서 감소하는 경향을 보였으며, 허용처짐 대비 약 15%의 변화를 보였다. 중앙부 아치리브 높이의 변화가 없이 단부 높이가 증가하게 되면 중앙부 아치리브의 높이가 단부 높이에 따라 변화하는 경우에 비해 라이즈비가 보다 크게 증가하여 활하중 처짐은 앞의 경우에 비해 보다 크게 감소하는 경향을 보인다. 반면, CFTA 거더교의 시공비는, 중앙부 아치리브의 높이가 고정되어 있기 때문에, 거더 높이의 변동 폭 20%에 대하여 앞의 경우보다 감소한 약 2.0 백만원의 증가를 보였다.

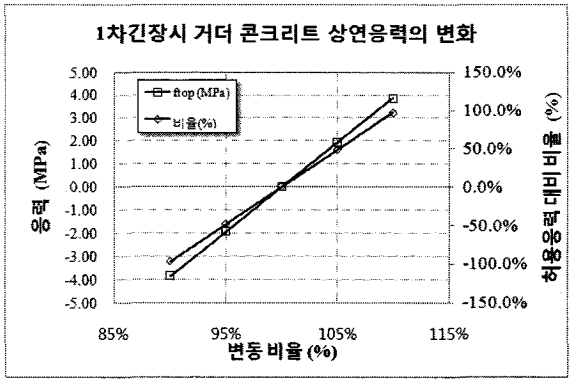


그림 3.2.13 거더높이 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력 - Case 2

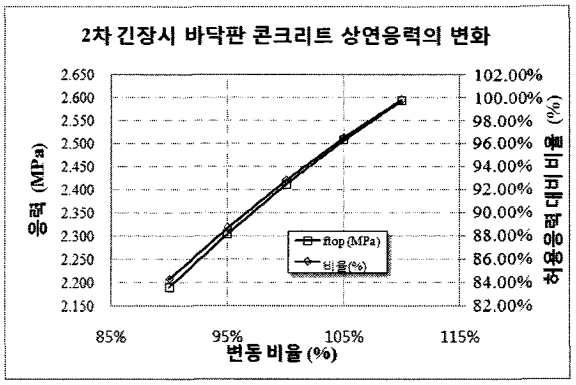


그림 3.2.14 거더높이 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력 - Case 2

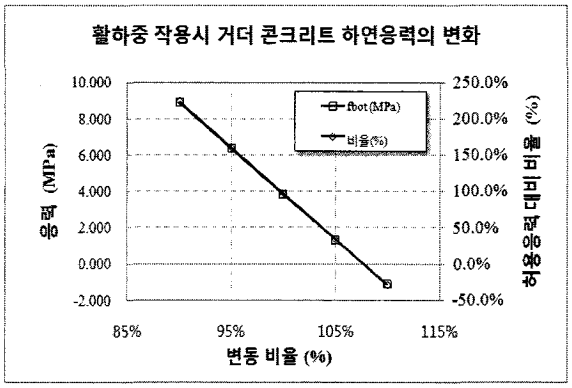


그림 3.2.15 거더높이 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력 - Case 2

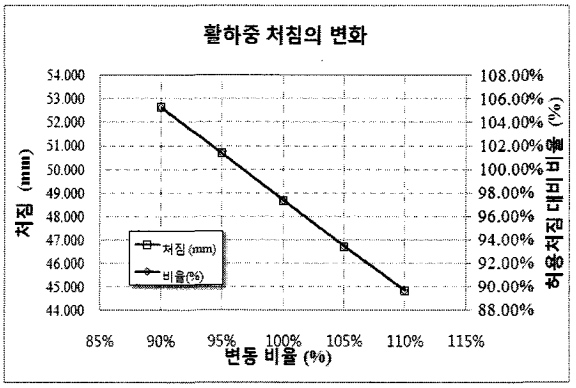


그림 3.2.16 거더높이 변동비율 vs. 활하중 처짐 - Case 2

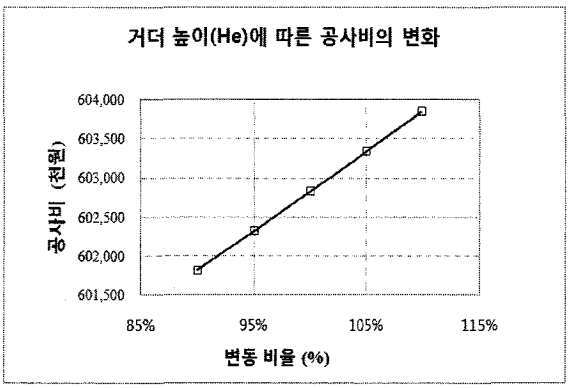


그림 3.2.17 거더높이 변동비율 vs. 시공비 변화 - Case 2

(2) 중앙부 아치리브 높이

중앙부 아치리브 높이를 변화시키면서 설계 단면을 결정하는 주요 요소들에 대한 경향을 분석하였다.

<그림 3.2.18> ~ <그림 3.2.22>는 중앙부 아치리브 높이의 변화에 따른 각 요소들의 경향을 나타낸 것이다. 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력은 중앙부 아치리브 높이의 증가에 따라 편심효과가 작아지면서 감소하는 경향을 나타냈으며, 중앙부 아치리브 높이의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 약 150%의 변화를 나타내었다. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트의 응력 역시 긴장력의 편심효과가 작아지면서 감소하였지만 허용인장응력 대비 약 3.5% 정도의 감소를 보여 효과는 크지 않은 것으로 나타났다. 활하중 작용시 거더 콘크리트 하연응력은, 중앙부 아치리브 높이의 증가에 따라 휨강성은 증가하였지만 도입되는 긴장력의 효과 및 라이즈비가 감소하고 자중이 늘어남으로써 활하중 작용 전에 누적되는 인장응력이 커짐으로써, 중앙부 아치리브 높이의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 약 100% 정도의 증가를 보였다. 활하중 처짐은 중앙부 아치리브 높이가 증가함에 따라 휨강성이 증가하면서 감소하는 경향을 보였으나, 라이즈비가 감소하기 때문에 단부 높이의 변화에 비해 작은 약 5%의 변화를 보였다. 중앙부 아치리브 높이의 증가는 경간 전체에 걸쳐 단면의 높이를 증가시킴으로써 변동 폭 20%에 대하여 약 5.5 백만원의 증가를 보였다.

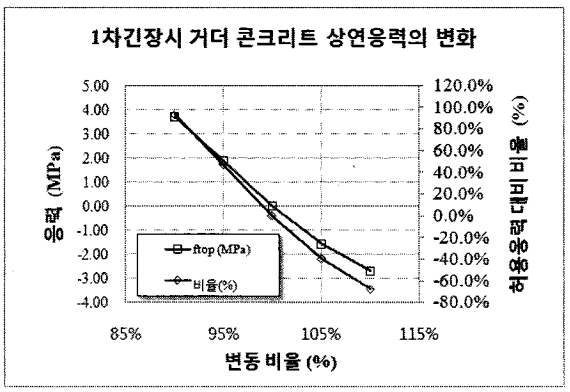


그림 3.2.18 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력

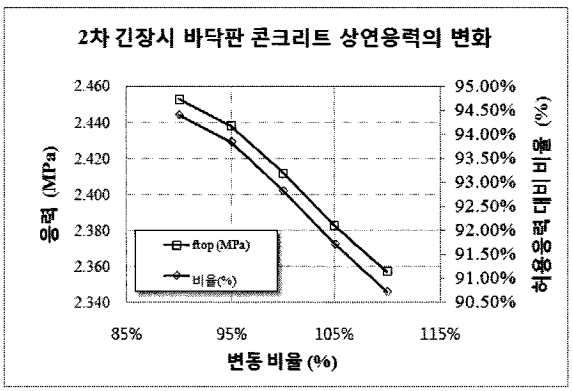


그림 3.2.19 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력

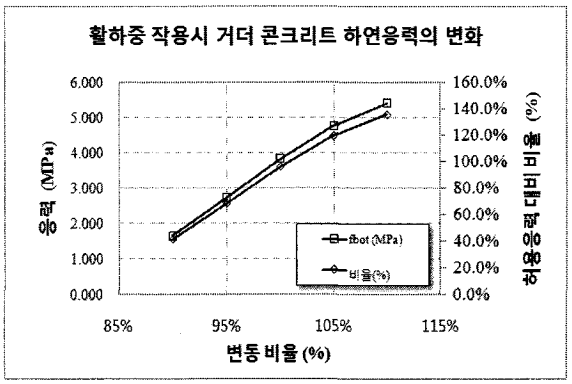


그림 3.2.20 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력

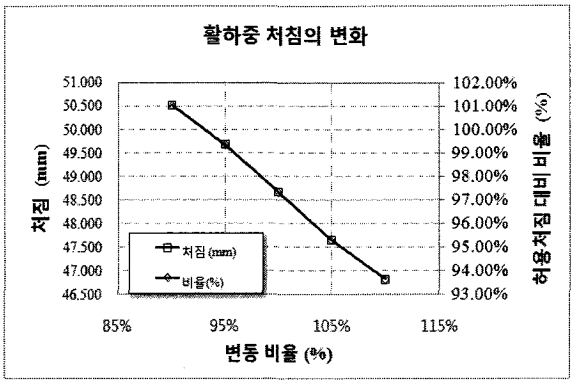


그림 3.2.21 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 활하중 처짐

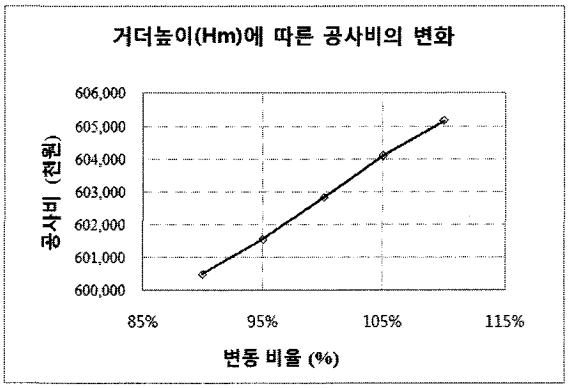


그림 3.2.22 중앙부 아치리브 높이 변동비율 vs. 시공비 변화

(3) 긴장재량

긴장재량을 변화시키면서 설계 단면을 결정하는 주요 요소들에 대한 경향을 분석하였다.

<그림 3.2.23> ~ <그림 3.2.27>는 긴장재량의 변화에 따른 각 요소들의 경향을 나타낸 것이다. 1차 긴장시 저항단면에 변화가 없으므로, 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력은 긴장재량의 증가에 따라 변화가 없다. 2차 긴장시 저항단면에는 1차 긴장재가 포함되면서 저항단면이 커지는 효과로 나타나므로, 긴장재량의 증가에 따라 2차 긴장시 바닥판 콘크리트의 응력은 감소하는 경향을 보이며, 긴장재량의 변동 폭 20%에 대하여 약 5.5%의 감소를 보였다. 긴장재량의 증가에 따라 활하중에 대한 저항단면이 커지면서 활하중 작용시 거더 콘크리트 하연응력은 감소하는 경향을 보였으며, 긴장재량의 변동 폭 20%에 대하여 약 20%의 감소를 보였다. 활하중 처짐 역시 긴장재량의 증가에 따라 저항단면이 증가하면서 줄어드는 경향을 보였으며, 약 15%가 감소하는 것으로 나타났다. 긴장재량과

관련하여 시공비에 가장 큰 영향을 주는 것은 정착장치의 변경이다. 시공비는 긴장재량의 증가에 따라 정착장치의 변경이 없는 경우에는 큰 변화가 없었으며, 정착장치가 변경되는 90% 수준의 긴장재량을 적용하는 경우 다소 증가하였지만 그 양은 크지 않은 것으로 나타났다.

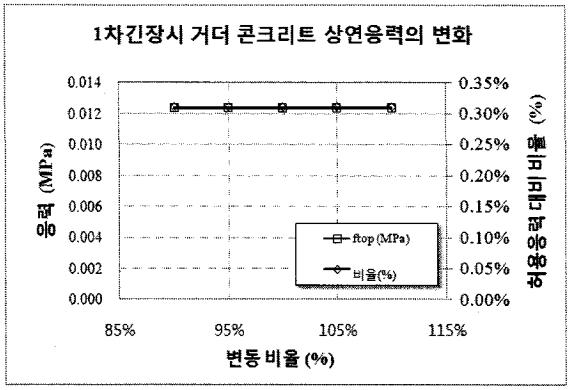


그림 3.2.23 긴장재량 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력

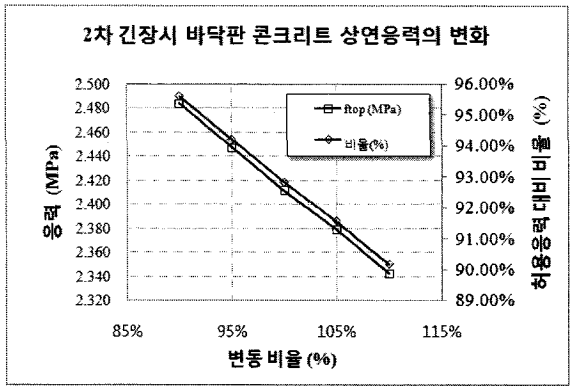


그림 3.2.24 긴장재량 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력

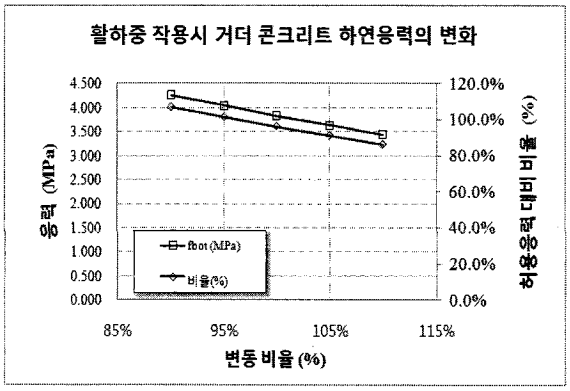


그림 3.2.25 긴장재량 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력

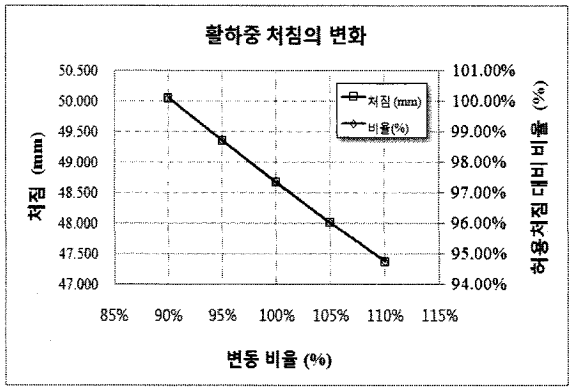


그림 3.2.26 긴장재량 변동비율 vs. 활하중 처짐

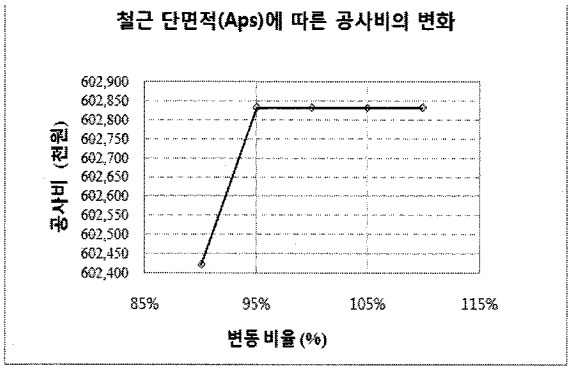


그림 3.2.27 긴장재량 변동비율 vs. 시공비 변화

(4) 상부 강재 두께

상부 강재 두께를 변화시키면서 설계 단면을 결정하는 주요 요소들에 대한 경향을 분석하였다.

<그림 3.2.28> ~ <그림 3.2.32>는 상부 강재 두께의 변화에 따른 각 요소들의 경향을 나타낸 것이다. 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력은 저항단면이 증가되면서 감소하는 경향을 나타냈으며, 상부 강재 두께의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 약 7%의 변화를 나타내었다. 바닥판이 타설되면 중앙부 아치리브의 중립축은 상부강재와 인접하여 발생하게 되어 저항단면의 증가에 큰 영향을 주지 않는다. 상부 강재 두께의 변화에 따른 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력은 거의 변화가 없는 것으로 나타났다. 활하중 작용시 거더 콘크리트의 하연응력 및 처짐 역시 2차 긴장시의 경우와 마찬가지로 상부 강재 두께의 증가가 휨강성의 증가에 큰 영향을 주지 못하여 거의 변화가 없는 것으로 나타났다. 하지만, 강재의 두께의 변화는 고가의 강재량을 증가시키게 되므로 시공비는 약 20 백만원이 증가하여 기존의 파라미터에 비해 큰 폭의 변화를 주는 것으로 나타났다. 즉, 설계에 있어서 상부 강재 두께의 증가는 설계 결과의 효율을 저감 시키게 된다고 할 수 있다. 하지만, 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력을 감소시키는 역할을 하기 때문에 필요한 경우 상부 강재 두께의 증가도 고려할 수는 있을 것이다.

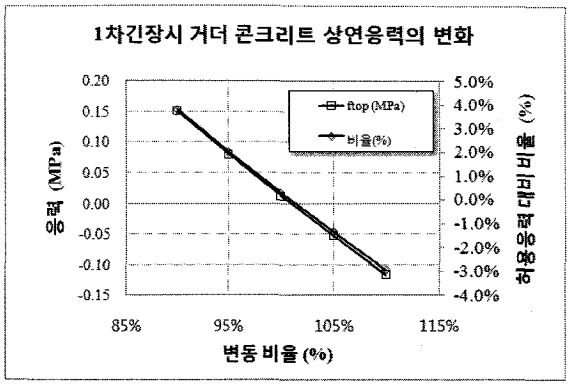


그림 3.2.28 상부 강재 두께 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력

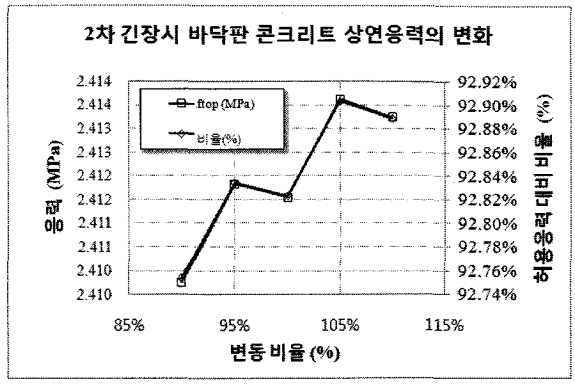


그림 3.2.29 상부 강재 두께 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력

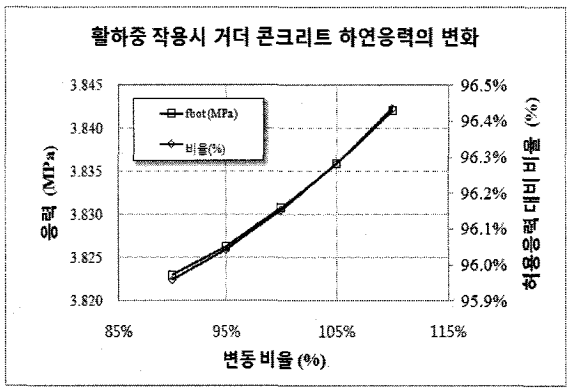


그림 3.2.30 상부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력

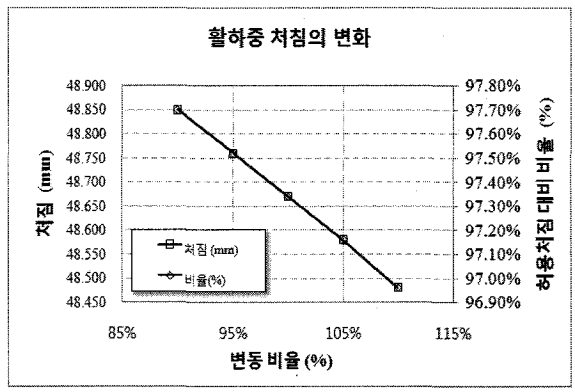


그림 3.2.31 상부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 처짐

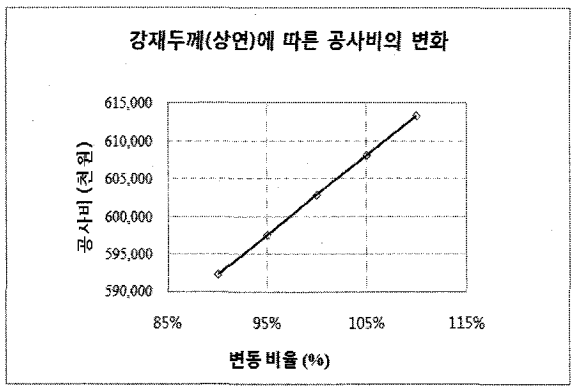


그림 3.2.32 상부 강재 두께 vs. 시공비 변화

(5) 하부 강재 두께

하부 강재 두께를 변화시키면서 설계 단면을 결정하는 주요 요소들에 대한 경향을 분석하였다.

<그림 3.2.33> ~ <그림 3.2.37>는 하부 강재 두께의 변화에 따른 각 요소들의 경향을 나타낸 것이다. 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력은 저항단면이 증가되면서 감소하는 경향을 나타냈으며, 하부 강재 두께의 변동 폭 20%에 대하여 허용인장응력 대비 약 10%의 변화를 나타내었다. 하지만, 상부 강재 두께의 변화와 같이 다른 요소에 대해서는 큰 변화가 없는 것으로 나타났다. 하지만, 하부 강재 두께의 증가 역시 고가의 강재량을 증가시키게 되므로 시공비는 약 25 백만원이 증가하여 기존의 파라미터에 비해 큰 폭의 변화를 주는 것으로 나타났다. 즉, 설계에 있어서 하부 강재 두께의 증가 역시 설계 결과의 효율을 저감 시키게 된다고 할 수 있다. 하지만, 1차 긴장시 거더 콘크리트 상연응력을 감소시키는 역할을 하기 때문에 필요한 경우 하부 강재 두께의 증가도 고려할 수는 있을 것이다.

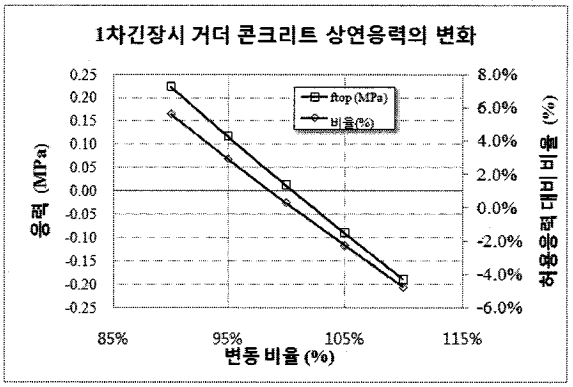


그림 3.2.33 하부 강재 두께 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력

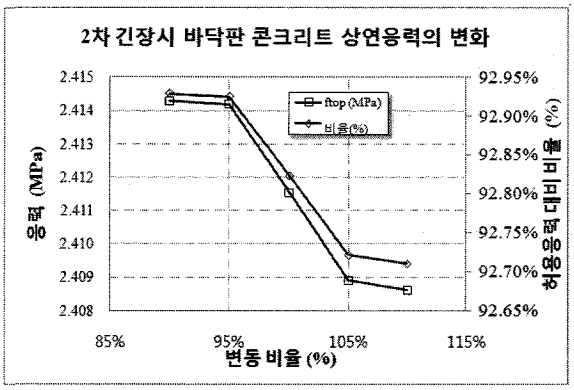


그림 3.2.34 하부 강재 두께 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력

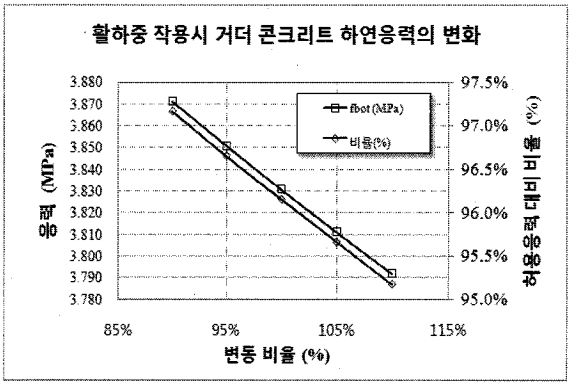


그림 3.2.35 하부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력

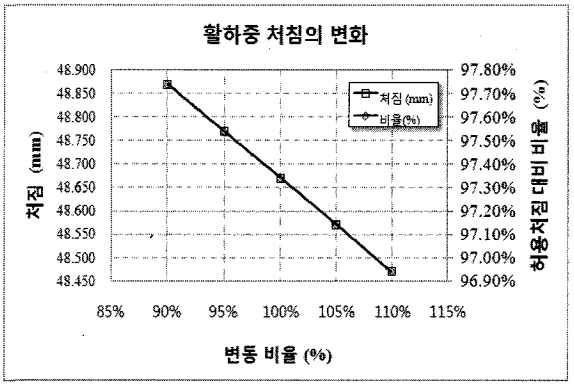


그림 3.2.36 하부 강재 두께 변동비율 vs. 활하중 처짐

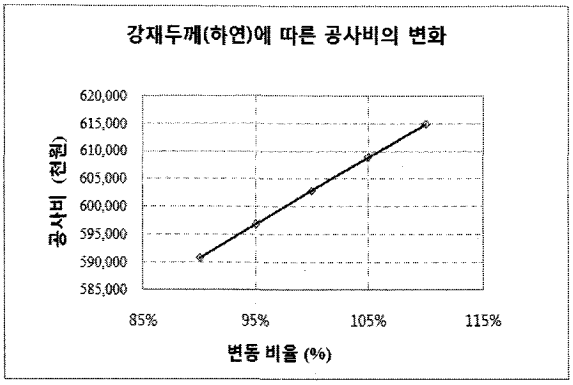


그림 3.2.37 하부 강재 두께 vs. 시공비 변화

(6) 콘크리트 설계기준 강도

콘크리트 설계기준 강도를 변화시키면서 설계 단면을 결정하는 주요 요소들에 대한 경향을 분석하였다.

<그림 3.2.38> ~ <그림 3.2.41>는 콘크리트 설계기준 강도의 변화에 따른 각 요소들의 경향을 나타낸 것이다. 콘크리트의 설계기준 강도는 합성구조 단면에서 강성의 변화에 큰 기여를 하지 못한다. 이러한 이유로, 콘크리트 설계기준 강도의 변화 역시 응력 및 처짐에 큰 변화를 주지 못하는 것으로 나타났다. 약 20%의 강도의 변화로 인해 시공비의 변화도 거의 없다고 할 수 있다.

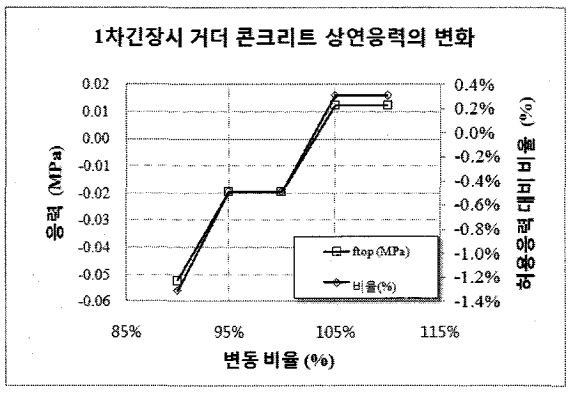


그림 3.2.38 f_{ck} 변동비율 vs. 1차 긴장시 거더콘크리트 상연응력

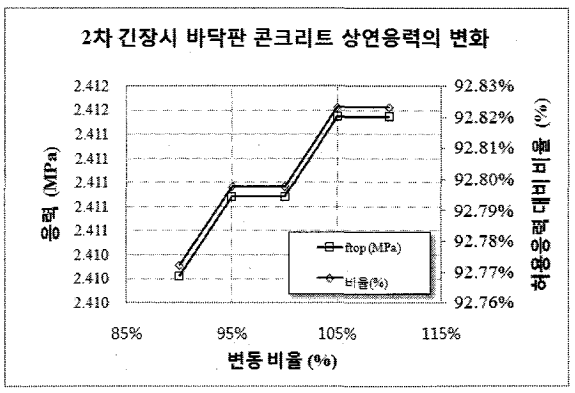


그림 3.2.39 f_{ck} 변동비율 vs. 2차 긴장시 바닥판 콘크리트 상연응력

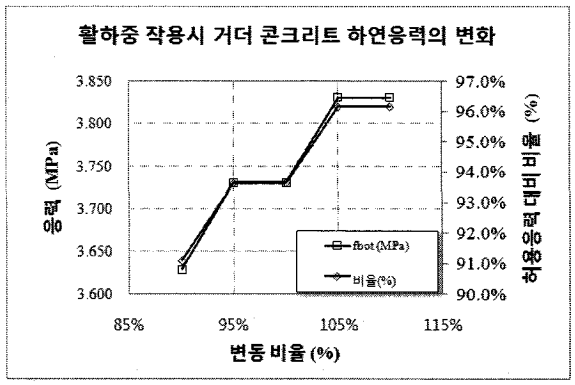


그림 3.2.40 f_{ck} 변동비율 vs. 활하중 작용시 거더콘크리트 하연응력

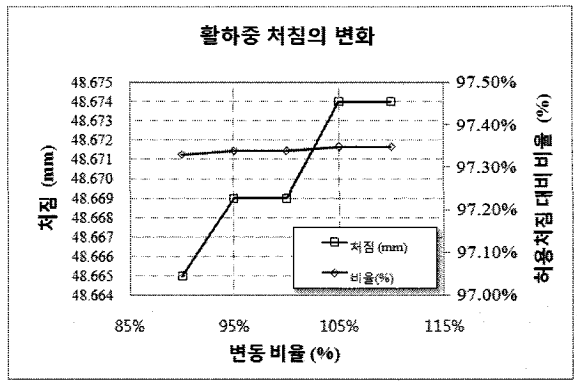


그림 3.2.41 f_{ck} 변동비율 vs. 활하중 처짐

(7) 파라미터 분석 결과

파라미터 분석 결과, 단부 높이, 중앙부 아치리브의 높이 및 긴장재량 설계결과에 큰 영향을 주는 주요한 파라미터 인 것으로 분석되었다.

단부 높이의 증가는 활하중 작용에 따른 거더 콘크리트 하연의 응력을 크게 저감시키게 된다. 특히, 단부 높이의 변화와 상관없이 중앙부 아치리브의 높이를 고정하는 경우 그 효과는 더 크게 나타난다. 하지만, 활하중 처짐은 중앙부 아치리브의 높이가 같이 변화하는 경우에 좀 더 크게 감소하는 것으로 나타났다. 중앙부 아치리브 높이는 활하중 처짐을 감소시키는 역할을 하지만, 활하중에 의한 거더 콘크리트 하연응력을 증가시키는 요인이 된다. 하지만, 거더 콘크리트 하연응력은 긴장력의 조절을 통해 상당부분 보완이 가능하므로 설계에 있어서 비효율적인 영향을 준다고 할 수는 없으며, 설계의 주요 파라미터로 고려해야 할 것이다. 즉, 단면을 설계함에 있어서 적절한 단부 높이와 중앙부 아치리브의 높이를 적절하게 결정하는 것이 중요한 설계 과정의 하나일 것이다.

긴장재량의 증가는 시공비 상승에 비하여 처짐을 감소시키는 능력이 뛰어난 것으로 나타났다. 긴장재량의 증가는 활하중에 의한 거더 콘크리트 하연 응력의 감소에는 거더 높이의 변화에 비해 상대적으로 작은 영향을 미치지만, 활하중 처짐을 감소시키는 주요한 역할을 하므로 긴장재량 역시 주요한 파라미터로 고려해야 할 것이다.

상·하부 강재의 두께는 증가하는 비용에 비해 얻을 수 있는 효과가 크지 않은 것으로 나타났다. 하지만, 1차 긴장시 거더 콘크리트 상부에 작용하는 인장응력을 감소시키는 기능이 크기 때문에, 1차 긴장시 충분한 긴장력을 도입하기 위한 수단으로써 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

마지막으로, 거더 콘크리트의 설계기준 강도는 설계결과에 뚜렷한 영향을 주지 않는 것으로 나타났다. 따라서 설계에 있어서 거더 콘크리트의 강도는 파라미터로 활용하지 않는 것이 바람직 할 것으로 된다.

나. 경간별 표준단면

파라미터 분석결과를 바탕으로 설계의 주요 파라미터는 단부 높이, 중앙부 아치리브의 높이 및 긴장재량 인 것으로 나타났다. 따라서 CFTA 거더의 설계는 적절한 강재의 두께를 가정하고 주요 파라미터인 단부 높이, 중앙부 아치리브의 높이와 긴장재량를 결정하는 순서로 이루어지는 것이 바람직할 것이다.

이러한 결과를 바탕으로, CFTA 거더의 경간별 표준단면은 다음과 같은 순서로 결정하였다. 이때, 설계상의 편의를 위하여 거더의 폭은 2.0 m로 고정하였으며, 중앙부 아치리브의 높이는 단부 높이에 따라 일정한 비율(40%)의 높이가 되도록 정하였다. 표준단면은 경간장 30 m, 50 m, 70 m인 단순교를 대상으로 결정하였으며, 경간별 표준 단면의 대표적인 제원은 <표 3.2.15>와 같다. 제시된 단면은 특정한 제한조건하에서 결정된 것으로 실제 다양한 조건에 따라 변경이 가능하다.

표 3.2.15 경간별 CFTA 거더 단면 제원 (단순교)

경간장 (m)	단면높이 (m)		거더 폭 (m)	상·하부 강재 두께 (mm)	긴장재량 (mm^2)
	중앙부	단부			
30	0.66	1.65	2.0	24	4,438.4
50	1.12	2.80	2.0	24	9,154.2
70	1.68	4.20	2.0	24	10,818.6

제 3 절 CFTA 거더의 시공

1. CFTA 거더를 이용한 교량의 시공단계

가. CFTA 거더교의 시공단계 대안 검토

토목구조물은 시공되는 주변 여건에 따라 다양한 가설 방법이 적용될 수 있다. CFTA 거더를 이용한 교량 가설의 경우에도 다양한 시공방법이 고려될 수 있으며, 기본적으로 안전성을 확보한 상태에서 보다 경제적이고 효율적인 방법으로 결정하게 된다.

CFTA 거더를 이용한 교량 건설시에 고려될 수 있는 시공단계는 Full Staging에 의한 방법과 단계별 긴장력 도입에 의한 런칭 크레인을 이용한 가설 방법으로 구분할 수 있다. 교각의 높이가 높지 않거나 교량 하부에 도로, 하천 등이 없는 경우 지반에 지지된 가설재로 Full Staging에 의해 가설될 수 있으며, 교각의 높이가 높고 교량 하부에 도로, 하천 등이 있을 경우에 가설트러스를 이용한 Full Staging 방법이 고려될 수 있으나 일반적이지 못하며, 단순교에 적용하는 것은 비경제적이다. 따라서 주변 건설 환경에 영향을 적게 받을 수 있는 일반적인 가설방법으로 단계별 긴장력 도입을 통한 가설방법에 대한 고찰을 수행하였다.

PS강재의 긴장 단계에 따라 CFTA 거더를 이용한 교량 건설시에 시공단계에 따른 절차는 다음과 같이 3 가지 경우를 고려하였다. 긴장의 도입시기 및 횟수에 따라 시공 절차 및 위치에 변화가 있으며, 각 절차의 시공성, 구조적인 효율성, 경제성 등에 대한 검토가 병행되어야 할 것이다.

- 시공절차 안(1) : 강재주형 제작 → 거더 콘크리트 타설 → PS강재 긴장 → 바닥판 콘크리트 타설
- 시공절차 안(2) : 강재주형 제작 → 거더 콘크리트 타설 → PS강재 1차 긴장 → 바닥판 콘크리트 타설 → PS강재 2차 긴장
- 시공절차 안(3) : 강재주형 제작 → PS강재 1차 긴장 → 거더 콘크리트 타설 → PS강재 2차 긴장 → 바닥판 콘크리트 타설 → PS강재 3차 긴장

위에서 제시된 3 가지 시공절차의 주된 차이점은 프리스트레스의 도입횟수에 있다. 이로 인해 시공 단계 및 위치 등이 조정되며, CFTA 거더가 발휘하는 성능에도 차이를 가져오며, 결과적으로 비용면에서도 차이를 나타내게 된다.

(1) 시공절차 안(1)

시공절차 안(1)은 제안된 절차 중에 가장 단순하며 기존의 충전 거더 교량의 시공절차와 PS강재의 긴장 부분을 제외하고는 대부분 유사한 절차를 갖는다. PS강재의 긴장은 강재주형에 콘크리트가 충전되어 양생된 후 1 회에 한한다. PS가 도입된 거더는 크레인 등을 통해 교량 가설위치에 거치된 후에 바닥판이 타설되고 활하중을 지지하게 된다.

본 시공절차는 시공절차가 단순하고 현장작업장에서의 1 회 긴장으로 교량 가설위치에서의 추가 긴장이 불필요한 방법으로 시공성이 우수한 방법이 될 수 있다. 그러나 충전거더에 도입되는 긴장력의 한계로 인해 바닥판이 합성된 교량이 최적의 성능을 발휘하지 못할 수 있으며, 1 회에 충분한 긴장력의 도입을 위해서는 거더 중앙부 충전 콘크리트의 인장응력 제어에 대한 대책이 필요한 방법이다.

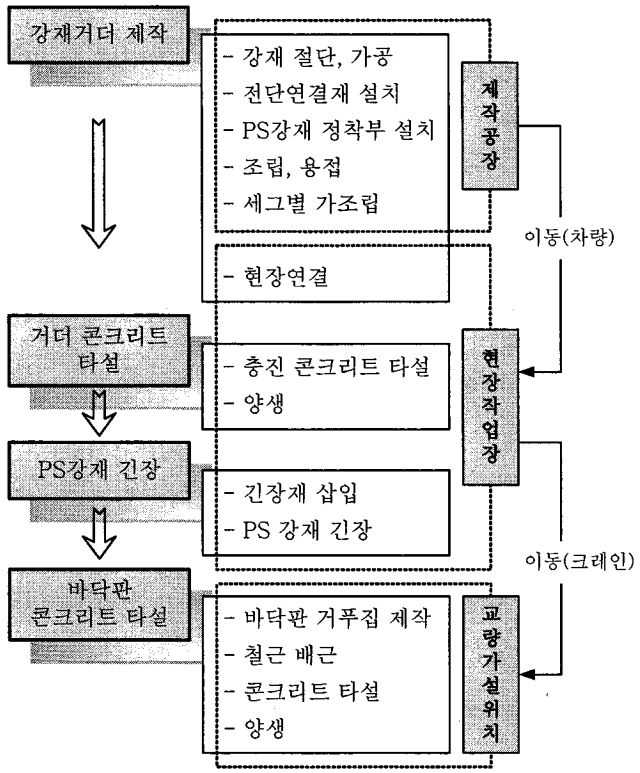


그림 3.3.1 시공절차 안(1)

(2) 시공절차 안(2)

시공절차 안(2)는 시공절차 안(1)의 시공단계에 바닥판 합성후 추가적인 2차 긴장을 수행하는 방법이다. 거더가 교량 가설위치에 놓인 후 긴장력을 도입하게 되므로 거더 단부 및 교대부에 추가 긴장력 도입을 위한 고려가 필요한 방법이다. 하지만 거더의 특성 상 공용 중 긴장력의 손실에 따른 유

지보수 또는 별도의 추가 긴장력 도입을 위한 대책이 요구되므로 시공단계에서부터 추가 긴장의 도입이 가능하도록 하는 것이 유리할 수 있다. 시공절차 안(1)과 같이 1 회 긴장력 도입으로 충전 거더의 단면이 과다해지는 것을 방지할 수 있으며, 거더가 바닥판과 합성된 후 추가 긴장할 수 있는 여력을 충분히 활용할 수 있다는 장점이 있다. 2 회에 걸친 긴장력의 도입은 PS강재의 하중 분담 비율에 따라 동일한 PS강재를 재긴장하거나 단계별로 별도의 PS강재를 긴장할 수 있다.

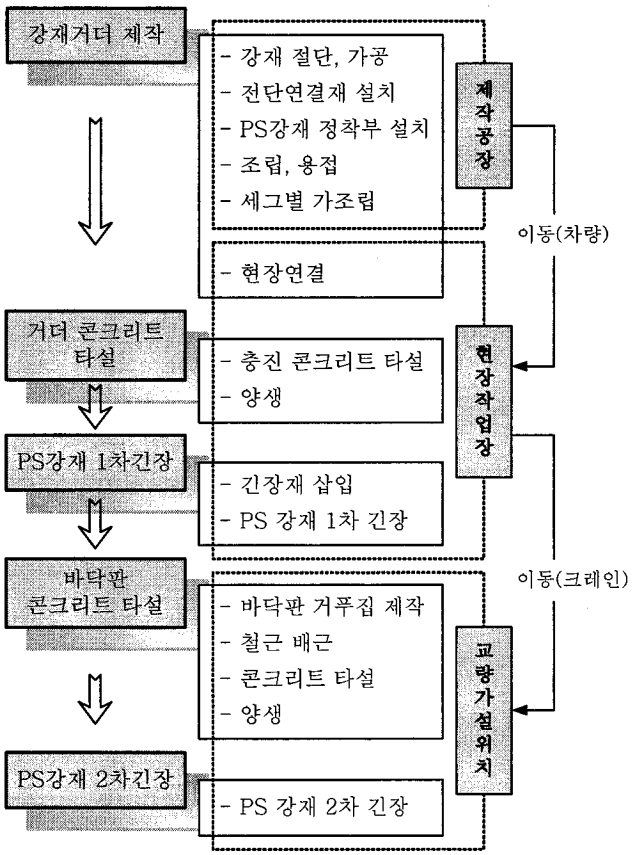


그림 3.3.2 시공절차 안(2)

(3) 시공절차 안(3)

시공절차 안(3)의 특징은 다단계 긴장을 통해 대부분의 가설 공정을 교량 가설위치에서 수행한다는 것이다. 고교각에 가설하는 경우나 연속교에 효과적으로 적용될 수 있을 것으로 판단되나, 긴장력의 도입이 빈번하여 시공절차가 복잡한 단점이 있다. 현장으로 반입한 강재주형을 자중과 충전 콘크리트의 중량을 지지할 수 있도록 제작 및 긴장하여 교량 가설위치에 거치시킨 후, 충전 콘크리트를 타설하고 양생 후 2차 긴장하고, 바닥판 콘크리트를 타설, 양생하고 최종 긴장을 도입하게 된다. 시공절차 안(2)와 마찬가지로 거더가 교량 가설위치에 놓인 후 긴장력을 도입하게 되므로 거더 단부 및 교대부에 추가 긴장력 도입을 위한 고려가 필요한 방법이다. 또한 3 회에 걸친 긴장력의 도입은

PS강재의 하중 분담 비율에 따라 동일한 PS강재를 재긴장하거나 단계별로 별도의 PS강재를 긴장할 수 있다.

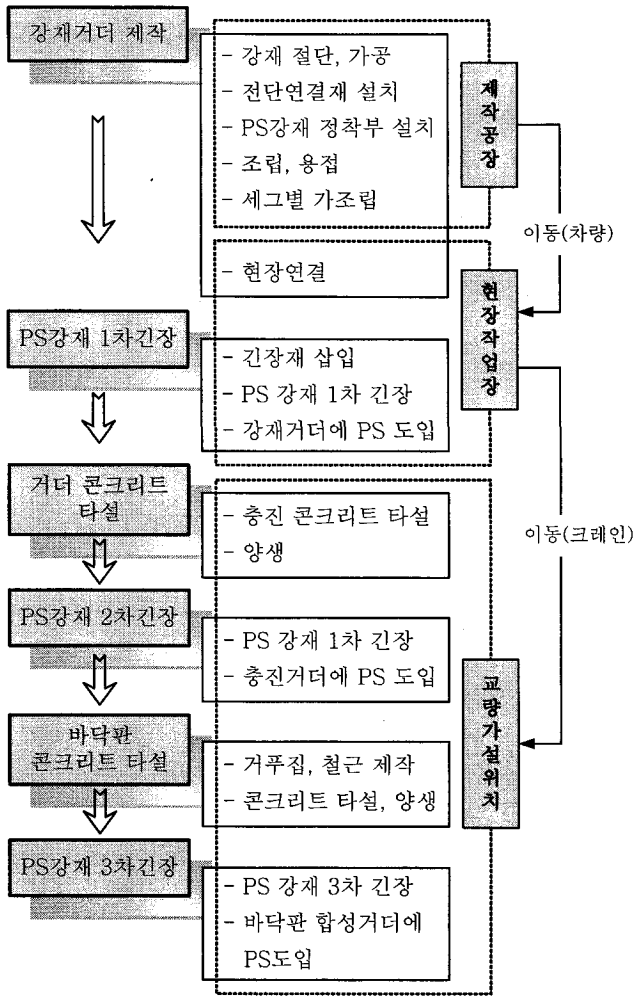


그림 3.3.3 시공절차 안(3)

나. CFTA 거더교의 시공단계 결정

위에서 언급한 3 가지의 시공절차 안에 대한 특성을 살펴보면 다음과 같다.

시공절차 안(1)은, 1차 긴장에 의해 시공이 완료되는 시공상의 장점을 가지고 있는 반면, 1차 긴장시에 충전 콘크리트 상부에 발생하는 인장응력의 제약으로 인해 도입되는 긴장력에 한계가 있으며, 이로 인해 바닥판 타설 하중과 바닥판 타설 이후에 발생하는 추가적인 고정하중 및 활하중에 의해 충전 콘크리트의 하부에 발생하는 인장응력을 제어하기 위해서 단면이 과대하게 커지는 한계가 있다. 또한, CFTA 거더가 타이드 아치로서의 강성을 확보하기 위해서는 요구되는 PS강재량에 비해 도입되는 긴장력이 작아지면, PS강재량에 도입될 수 있는 최대 긴장력의 약 30 ~ 40% 수준의 긴장력

만을 도입하게 됨으로써 PS강재의 효율성이 떨어질 뿐만 아니라 PS강재의 정착에 필요한 소요 긴장력에 못 미치는 경우가 발생하여 구조적인 문제가 발생할 가능성이 있다.

시공절차 안(2)는 충전 콘크리트의 양생이 완료된 이후에 1차 긴장력을 도입하고, 가설 위치에 거치한 뒤 바닥판을 타설하고, 바닥판 콘크리트의 양생이 완료된 이후에 2차 긴장력을 도입하여 교량을 완성하는 방법이다. 이러한 방법은, 2차 긴장력 도입을 위한 작업이 가설위치에서 이루어져야 하는 고소작업이 동반되지만, 시공절차 안(1)에 비해 단면을 크게 감소시킬 수 있는 장점이 있으며, 1차 긴장량 및 2차 긴장량을 적절히 조절하여 응력의 제어는 물론 PS강재의 정착에도 문제가 발생하지 않는 장점이 있다.

시공절차 안(3)은 강재주형을 가설위치에 거치한 뒤 바닥판 타설 이전에 먼저 1차 긴장을 실시하고 이후 시공절차 안(2)와 같은 순서로 시공하는 방법이다. 이 방법은 단면의 효율적인 사용이라는 측면에서는 유리한 방법일 수 있지만, 1차 긴장 및 거더 콘크리트 타설을 위해서는 강재주형의 강성의 확보 및 좌굴을 방지하기 위한 보조 부재가 요구되어 제작비용의 상승을 초래한다. 또한, 필요한 모든 긴장력 도입이 고소작업으로 이루어지므로 시공이 복잡해지고 그에 따른 비용 상승 또한 유발하는 취약점을 갖게 된다.

위의 각 시공절차 안에 대한 검토 결과, 시공절차 안(2)가 가장 합리적인 방법으로 판단되며, 시공절차 안(2)를 기준으로 하여 CFTA 거더의 단면 추정 및 실험체 설계, 제작을 수행할 것이다.

최종 안으로 결정된 시공절차 안(2)에 따라 시공하는 경우, 2차 긴장력에 의해 바닥판 상부에 발생하는 인장응력 제어에 유의하여야 할 것이다. 바닥판 콘크리트의 상부 인장응력이 허용 인장응력을 넘지 않는 범위 내에서 2차 긴장력을 도입하도록 함으로써 바닥판 상부의 휨 인장균열의 발생을 방지할 수 있을 것이다. 하지만, 2차 긴장력의 도입을 배제하고 충전 콘크리트의 하부 인장응력을 제어하기 위한 충분한 긴장력을 도입하는 데에는 한계가 존재하므로, 2차 긴장력을 도입하는 단계에서 각별한 주의가 요구된다.

다음의 시공절차 안(추가)은 2차 긴장력에 따른 바닥판 콘크리트의 균열 발생가능성을 근본적으로 배제할 수 있도록, 1차 긴장만으로 충분한 긴장력을 도입할 수 있는 방법으로 제안된 것이다. 이 시공절차는 시공절차 안(1)과 같이 1차 긴장만으로 거더를 시공하는 방법이지만, 충전 콘크리트의 타설 단계에서 1차 긴장시 인장응력에 취약한 충전 콘크리트의 상부를 제외하고 타설하는 방법에 시공절차 안(1)과 큰 차이가 있다. 즉, 충전 콘크리트 타설 단계에서 CFTA 거더의 중앙부 단면에 중립축이 충전 콘크리트의 상부에 형성되도록 부분적으로 충전함으로써 1차 긴장에 따른 콘크리트의 균열문제를 근본적으로 차단하고, 2차 긴장력 도입 단계를 배제함으로써 바닥판 콘크리트의 균열문제 역시 근본적으로 제거할 수 있는 방법이 될 수 있을 것이다. 시공절차 안(추가)은 현재의 연구

단계에서 개념만이 제안된 상태로서 최종적인 시공방법으로 적용하기 위해서는 구조적인 효율성 및 경제성에 대한 분석이 필요하다.

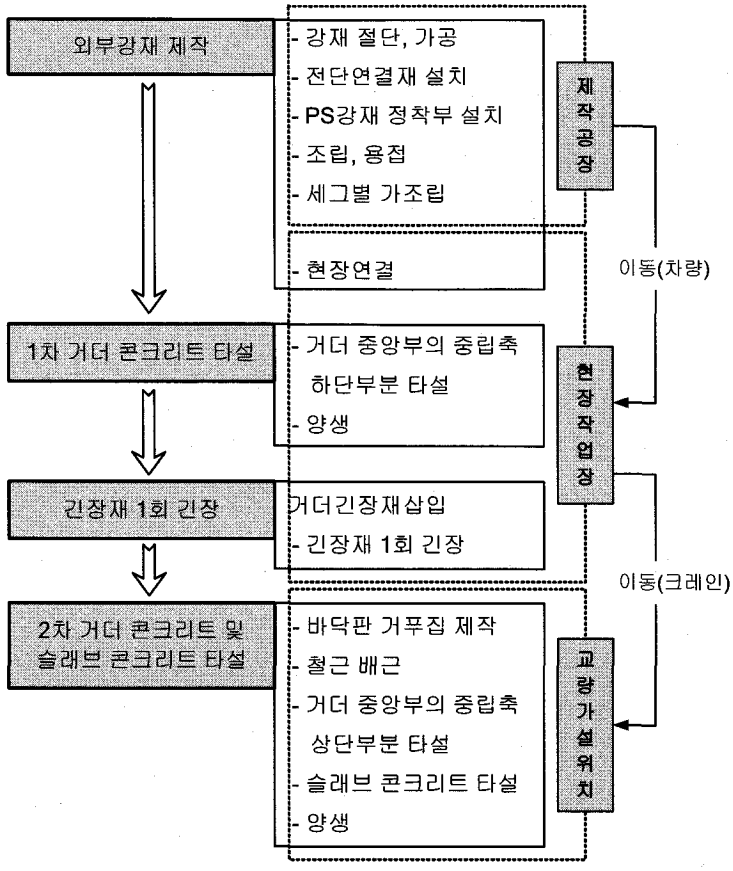


그림 3.3.4 시공절차 안(추가)

2. 시공상세 검토

가. 강형의 제작 및 연결

(1) 강형의 제작

(가) 제작 흐름도

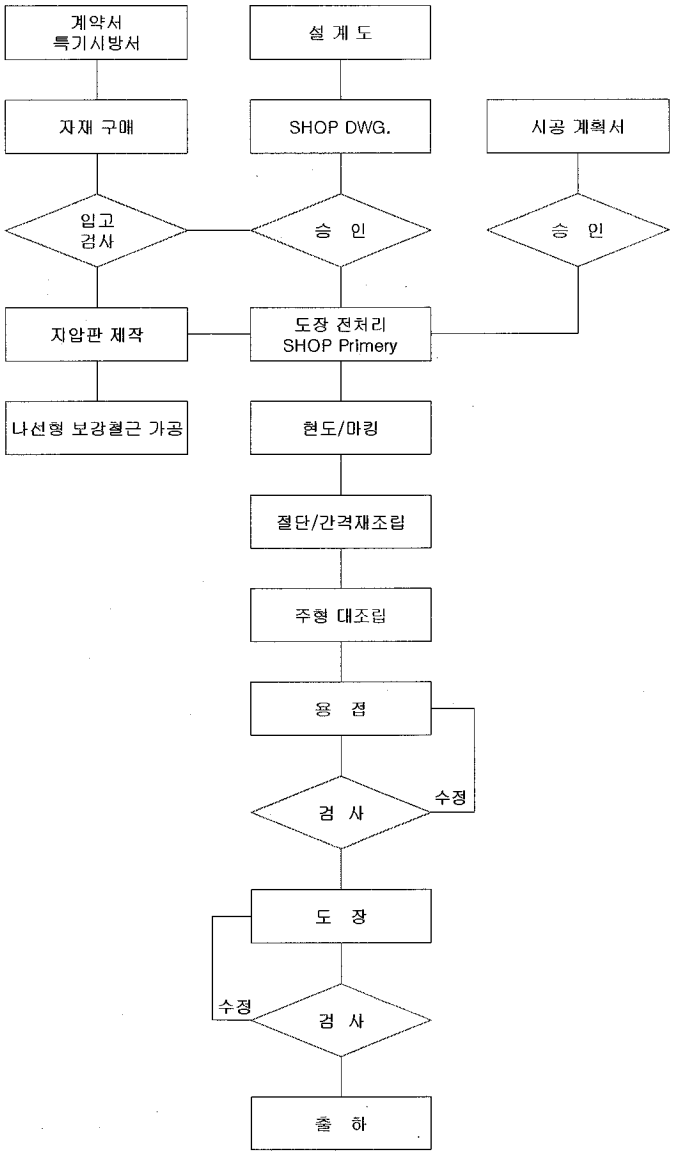


그림 3.3.5 제작 흐름도

(나) 제작도면 (Shop Drawing)

제작도면은 기본도면에 의해 공장 제작도 작성기준에 따라야 하며 관련 설계기준 도서는 발주처 공사시방서를 비롯하여 도로교설계기준 등 각종 시방서의 규정을 준수하여야 한다. 현장 여건에 따라 제작도면이 변경될 경우 변경도면을 작성하여 제작도 승인절차에 의거 발주처(감리단) 승인을 득한 후 관련부서 및 작업반에 배포한다. 승인된 제작도면을 관련부서 및 작업반에 배포시 확인도장(Approval Stamp)을 매장 찍어서 승인도면 여부를 확인할 수 있도록 한다.

(다) 절단

강판 절단작업은 자동가스 절단기 사용을 원칙으로 한다. 강판두께가 10 mm 이하의 강판은 절단기기를 사용하여 절단할 수 있다. 절단작업 여건상 수동 가스절단기로 절단할 경우 지그를 사용하여 절단작업을 한다. 자동 및 수동가스 절단기로 절단 작업시 노즐 이상 유무를 확인하여야 하며 절단할 강판과 노즐간격유지를 위해 이물질 등을 깨끗이 청소한 후 절단작업을 한다.

(라) 개선가공

개선 각도 및 루트는 용접시 용입이 충분히 이루어질 수 있도록 정밀하게 개선해야 하며 개선가공은 자동가스절단기 또는 기계절단기로 하는 것을 원칙으로 한다. 개선가공면의 품질은 관련시방서의 규정을 준하여 홈용접을 위한 개선가공 허용오차는 규정값에 -2.5° +5 ° (재편조립 정밀도의 1/2) 범위 이내 이어야 하며 루트면의 허용오차는 규정값에 ±1.6 mm 이내로 해야 한다.

(마) 주형 대조립

CFTA의 강재주형의 조립은 공장에서 실시하며, 이동 가능한 길이로 분절 후 이동하여 현장에서 마무리하게 된다. 현장에서 주형의 조립시 가설벤트 등을 이용하여 캠버 등을 조정한 후 규정에 맞는 방법으로 용접을 실시한다. 조립이 완성되면 내부 충전콘크리트가 타설되며 강도발현이 28일 강도 대비 80% 수준에서 1차 긴장을 실시한다. 콘크리트의 양생은 현장조건과 공정에 맞추어서 실시하며, 증기양생을 실시한다. <그림 3.3.6>은 강재주형의 조립하는 공정을 보여주고 있다.

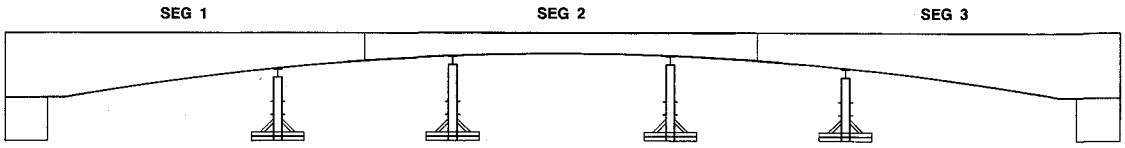


그림 3.3.6 강재주형의 조립

(1) 강형의 연결

(가) 용접기호

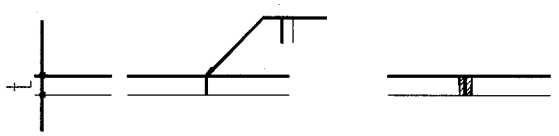
한국산업규격 KS B 0052의 표시방법을 따르는 것을 원칙으로 한다.

(나) 맞대기 이음

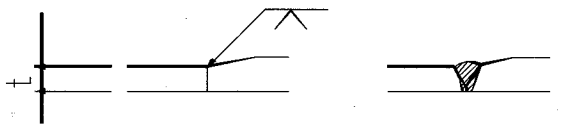
모든 맞대기 이음은 완전용입 홈용접으로 한다. (AWS D1.5 8.8)

작은 쪽 모재 두께를 기준으로 10 mm이하는 I용접으로,11 ~ 18 mm는 V용접으로, 19 mm 이상은 X 용접을 적용한다(강도로교 상세부 설계지침 P.211).

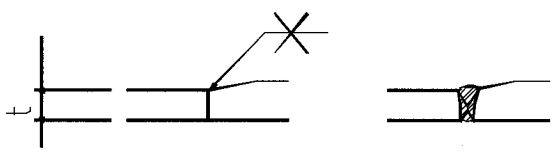
주형과 가로보 브라켓 상부플랜지의 이음과 같이 연결하고자 하는 접촉부의 길이가 서로 달라 양쪽부재를 개선하는데 다소간의 문제가 있을 경우엔 V용접 대신 L용접을 적용한다.



t = 10 mm 이하 I형

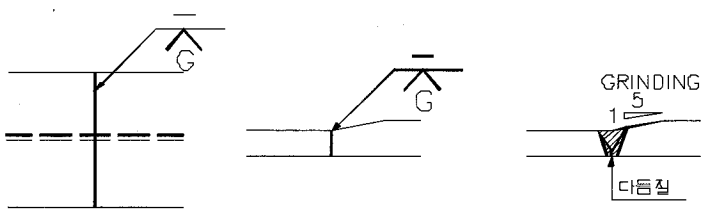


t = 11 mm ~ 18 mm V형



t = 19 mm 이상 X형

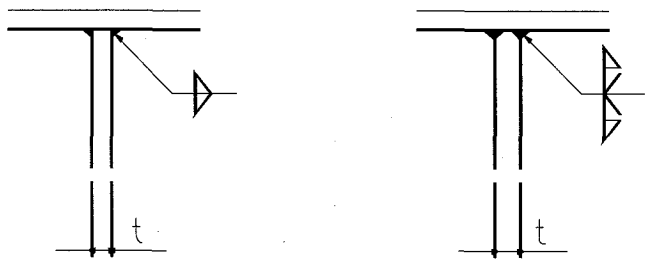
리브 등의 보강재가 부착되는 내측은 평탄하게 표면 처리하고 외측은 상·하부 모두를 1 : 5 이하의 경사가 되도록 GRINDING 처리한다(국내 및 일본의 시방규정에서는 1 : 5, AWS에서는 1 : 2.5 이하의 경사를 권장).



간혹, 상부는 콘크리트 속에 묻히므로 하부만을 GRINDING 처리 한다는 견해를 보이는 설계자도 있으나 GRINDING 처리는 외관상의 문제보다도 응력의 전달이 원활하게 이루어지도록 하기위한 구조상의 조치사항이므로 상·하부 모두를 GRINDING 하는 것이 옳은 것으로 판단된다.

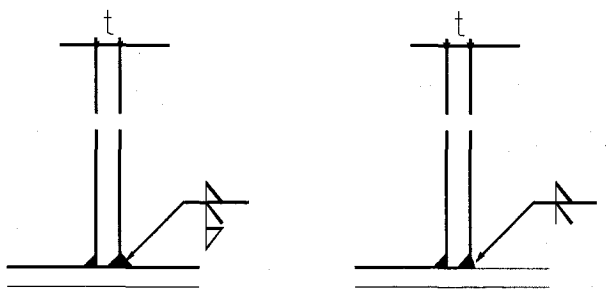
(다) T 이음 (AWS D1.5 8.7.2)

시방규정의 최소 및 최대치수를 만족하도록 최소 6 mm이상의 양면 필렛용접을 적용하는 것을 원칙으로 한다. 또한, 지점부를 제외한 플랜지와 복부판의 용접, 플랜지 또는 복부판과 각종 보강재의 용접 등에 적용한다. 철도교에서 복부판의 두께가 16 mm 이상인 경우 플랜지와 복부판의 이음에 K 용접 적용한다(강도로교상세부설계지침 P.156-일본철도교용접기준, 강구조편람 제5권 P.349).

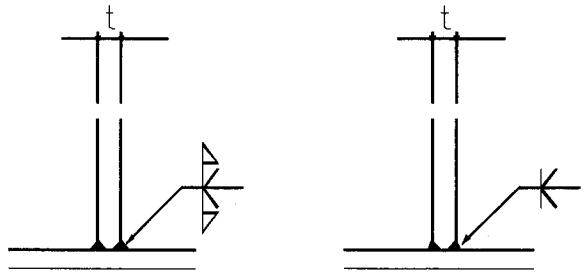


t = 16 mm 미만인 경우　　t = 16 mm 이상인 경우

지점부에서는 큰 압축력과 수평력이 발생하므로 완전용입홈용접을 적용한다(강도로교 상세부설계지침 P.28). 개선하고자 하는 모재의 두께가 16 mm 미만인 경우 K용접이 불가하므로 L용접+필렛용접을 적용하고, 16 mm 이상인 경우 K용접을 적용한다.



t = 16 mm 미만인 경우



t = 16 mm 이상인 경우

적용부재로는 하부플랜지와 복부판, 다이아프램, 지점부 등의 하단에서의 용접에 적용한다.

재편의 교각이 60° 미만이거나 또는 120° 를 초과하는 T이음에서는 완전용입 홈용접을 쓰는 것을 원칙으로 모재의 두께별 개선형상은 위에서 설명한 바와 같이 적용한다(도로교 설계기준 P.95, 철도 설계기준 P.150). 적용부재로는 사교에서 다이아프램과 복부판의 용접, 주형의 복부판과 가로보 브라켓의 복부판의 용접 등에 적용한다.

(라) 플래어 용접

원형봉강 또는 이형철근을 앵커바로 사용할 경우 앵커바와 플랜지의 용접부에 적용된다.

(마) 스터드 용접 (강도로교 용접 및 도자요령 '6.3 스터드 용접')

스터드 용접은 자동용접기를 사용한 공장용접을 원칙으로 하지만, AWS D1.57.5.5에 의하면 수동 필렛용접을 사용하는 경우도 있으므로 제품의 가설, 운송중 손상 및 누락으로 인해 보수용접이 필요한 경우에는 수동필렛용접으로 시공할 수도 있는데, 이 경우 19 mm와 22 mm 스터드에 요구되는 필렛용접의 최소크기는 8 mm이상이다. 스터드에 대한 기준 및 시험에 관한 별도의 사항은 KS B1062 " 머리붙이 스터드"를 참조한다.

나. 긴장재의 정착 및 설치

본 절에서는 CFTA 거더교에 적용되는 강선의 긴장에 관한 시방기준을 알아보고 사용 긴장재의 종류와 정착 및 설치방법에 대해 기술하였다.

(1) 강선의 긴장에 관한 시방기준

(가) 긴장재의 설치 및 긴장

- 긴장재를 배열하기 전에 거푸집바닥이 깨끗하고, 정열이 정확한지 검사해야 한다.

- 긴장재는 하나 또는 여러 개를 동시에 배열해야 한다.
- 강선이나 강연선은 접합해서는 아니 된다.
- 긴장할 길이사이에 긴장재 바이스나 쐐기로 한번 죄인 점이 있는 긴장재는 배열해서는 아니 된다. 긁혔거나 녹슬었거나 기타 손상된 긴장재를 사용할 수 없다.
- 한 가닥의 긴장재 길이는 긴장재 바이스와 코일 또는 다발 사이에서 절단해야한다.
- 긴장재의 바이스나 쐐기는 미끄러짐이 없이 긴장력을 정착시킬 수 있는 것이라야 하며, 바이스나 쐐기는 깨끗하고 기름을 친 것이라야 하며, 사용할 때마다 검사해야 한다.
- 육안으로 보아서 마멸 또는 비틀어졌거나 미끄럼이 있을 것 같은 그립은 버려야 한다. 긴장작업을 매번 시작하기 전에 긴장재인 바이스나 쐐기는 모두 깨끗하고 검사받은 깨끗하고 검사받은 것을 사용해야 한다. 바이스나 쐐기는 녹슬거나 손상되지 않은 것이라야 한다.
- 긴장재는 명시된 치수대로 긴장될 수 있도록 정확한 위치에 고정시키고, 긴장재가 처지거나 얽히지 않게 해야 한다. 긴장재는 콘크리트 치기 중에 제자리를 유지하고, 수직이동이 없도록 지지해야 한다.
- 직선인 강선긴장재가 제자리에 고정되면 각 긴장재에 초기 긴장력을 가해서 처짐을 제거하고, 최종 긴장 전에 모든 긴장재가 균등한 초기응력상태에 있게 해야 한다. 초기 긴장력은 초기 긴장력을 측정할 수 있는 적절한 계기를 갖춘 압력잭으로 가해야 한다.
- 긴장재가 설치된 후에 용접을 하거나, 거푸집 위나 부재내의 강재위에 용접장비를 두어서는 아니 된다.
- 긴장 작업중에 각 긴장재의 신장량 및 각 긴장재에 가한 재킹력을 기록해 두어야 한다.
- 로우셀은 하중측정장치를 검정하고, 긴장재의 최소 10%에 대한 초기하중의 점검에 사용해야 한다.
- 사용하는 방법에 관계없이 초기하중을 측정하는 허용오차는 ±2 kgf 또는 ±2%이하라야 한다.
- 신장측정치를 초기응력의 측도로 사용해서는 아니 된다.
- 최종긴장은 승인된 시공도면에 따라 해야 한다.
- 긴장하는 강봉이 9 m보다 짧으면 신장은 다이얼게이지로 측정해야 한다.

(나) 포스트텐셔닝

- 포스트텐셔닝의 순서와 단계는 승인된 시공도면에 따라 이행해야 한다. 처음에 과도 재킹하고, 다음에 하중을 감소시키거나 긴장재의 양단에서 동시에 재킹하는 특수기술은 승인된 시공도면에 따라 해야 한다.

- 포스트텐션 긴장재는 긴장 작업중 긴장재의 응력을 읽을 수 있도록 정확하게 검정되고, 쉽게 읽을 수 있는 유압압력계 또는 로드셀을 갖춘 유압잭을 사용해선 긴장해야 한다.
- 모든 단계에서 각 긴장재의 인장력과 신장량을 기록하고, 명시된 대로 제출해야 한다. 신장량의 읽기오차는 ±1 mm이하라야 하며, 다이얼게이지를 사용할 때는 읽기 정도는 이보다 높아야 한다.
- 한 종류의 부재중 첫 번째 부재의 긴장시에는 개별 긴장재의 응력을 점검하고, 계산된 마찰손실과 자리손실을 확인해서 포스트텐션닝 절차를 정하고, 균일한 결과를 확보해야 한다.
- 명시된 응력이 얻어지지 않는 것으로 나타나면 재점검해야 한다.
- 포스트텐션 정착장치는 서면 승인을 받은 후에 쐬우기를 해야 한다.
- 포스트텐션 긴장재의 마찰손실이 명시된 계산치를 초과하면 긴장재의 응력을 풀고 수용성 기름을 바르고 다시 긴장해야 한다.
- 프리스트레싱 강재는 명시된 최종긴장력이 되도록 계산된 초기응력에서 정착 시켜야 한다.
- 긴장하는 강재의 재킹 중에는 긴장재의 최저 보증극한인장강도의 75%를 초과 하지 않아야 한다.
- 한 종류의 부재중 첫 번째 긴장재의 정착시에는 정착부 미끌림 손실을 정확하게 측정해서 가정된 미끌림 손실량과 비교해야 한다. 차이가 있으면 응력을 풀고 승인도니 절차에 따르거나 필요하면 쐐기를 끼워서 긴장을 반복해야 한다.
- 필요하고 승인을 받은 경우에는 요구된 응력이 얻어지도록 포스트텐션닝 절차를 수정해야 한다.
- 측정한 신장량과 잭게이지 읽기 사이에 불일치가 있고, 게이지의 재검정이나 긴장재의 기름치기로 교정될 수 없을 때는 예정한 시정조치를 제시해서 승인을 받아야 한다. 필요하면 긴장재를 대체해야 한다.
- 콘크리트치기 후 즉시, 덕트에 청소기구를 집어넣거나, 공기를 불어 넣거나, 긴장재를 움직이거나 해서 장애물이 있는지 점검해야 한다. 쉬스 내에 긴장재를 삽입하기 바로 직전에도 덕트 내에 물, 부스러기 또는 다른 장애물이 없는지 확인해야 한다.

(2) 사용 긴장재의 정착과 설치

사용된 긴장장치의 상세부 형상은 아래 <그림 3.3.7>과 같고, 지압판은 강선이 수직으로 정착될 수 있도록 밀링 가공하였다. CFTA 거더는 외부 긴장재를 사용하기 때문에 그라우팅을 하지 않은 비부착(unbonded) 형식을 적용하였다.

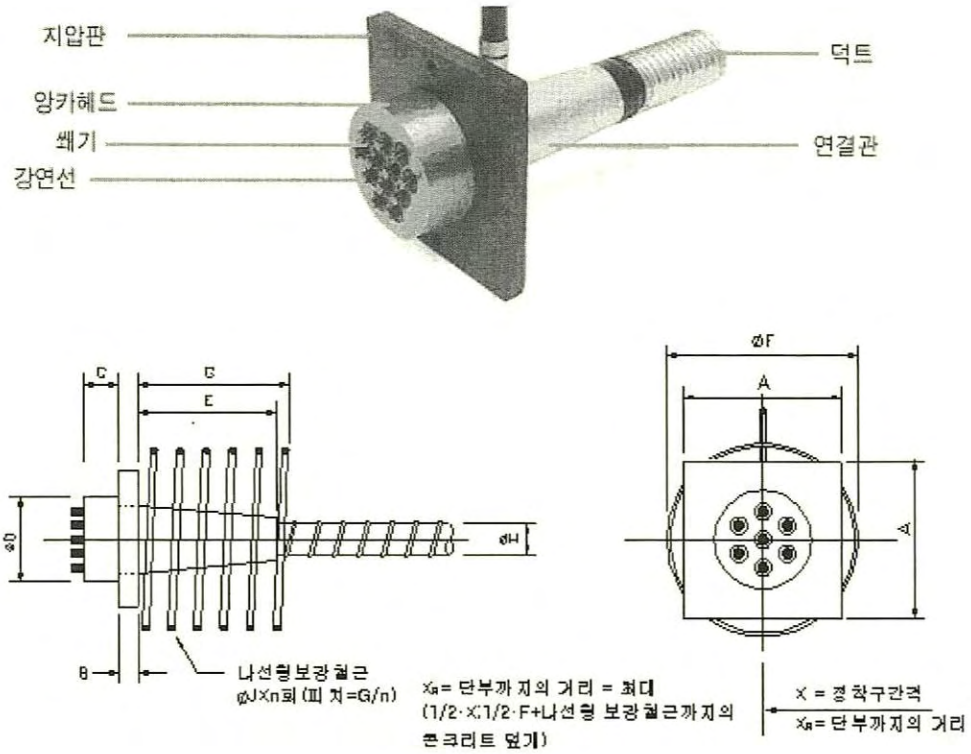


그림 3.3.7 긴장장치 상세

위 그림에서 필요한 단면제원들은 아래 <표 3.3.1>에 나타내었으며, 덕트의 치수는 파형강재 덕트의 경우이고 이 치수는 경우에 따라 다소 차이가 있을 수 있다. 또한, 정착구의 치수, 간격과 보강철근은 다음의 조건에 준한 것이다.

- ϕ12.7 mm (0.5")강연선 인장하중 : 187 kN
- ϕ15.2 mm (0.6")강연선 인장하중 : 266 kN
- 나선형 보강철근의 항복강도 : 400 MPa (SD40)
- 인장시 콘크리트의 압축강도 : 20 MPa

표 3.3.1 긴장재의 정착구 제원

	텐던 단위	A	B	C	ϕD	E	ϕF	G	H	ϕJ	n	X
12.7 mm (0.5")	5-1	70	15	45	42	70	80	90	-	10	2	90
	5-3	115	20	50	90	190	130	150	-	10	3	155
	5-4	130	20	50	95	190	160	150	51/54	10	3	180
	5-7	175	25	55	110	190	205	200	51/54	13	4	235
	5-12	230	35	60	150	370	285	250	63/66	16	5	305
	5-19	290	40	75	180	470	365	300	84/87	16	6	385
	5-22	315	45	85	190	480	395	360	87/90	19	6	415
	5-31	370	55	95	230	550	470	400	100/103	19	8	490
	5-37	405	60	-	-	570	510	420	-	19	7	535
	5-42	440	60	-	-	680	550	480	-	22	8	580
	5-55	500	70	-	-	680	620	540	-	22	9	655
15.2 mm (0.6")	6-1	75	15	50	53	70	80	90	-	10	2	105
	6-2	110	15	-	-	190	130	150	-	10	3	150
	6-3	135	20	50	95	190	160	150	51/54	10	3	185
	6-4	160	25	55	110	190	190	200	51/54	13	4	210
	6-7	205	35	60	150	290	260	250	63/66	16	5	280
	6-12	270	40	75	180	460	345	300	84/87	16	6	365
	6-19	340	50	95	230	590	440	350	100/103	19	7	460
	6-22	370	55	100	230	690	470	400	110/113	19	8	495
	6-31	435	65	120	290	690	560	480	130/133	22	8	590
	6-37	480	70	-	-	830	610	540	-	22	9	640
	6-42	520	75	-	-	950	650	640	-	25	8	690
	6-55	580	90	-	-	950	740	630	-	25	9	780

다음 <그림 3.3.8>는 CFTA 거더에 실제로 적용한 사용 긴장재가 설치된 모습이다. 정착구에서 거더 중앙부 쪽으로 약간의 경사가 있으므로 새들을 설치하여 시공한다.

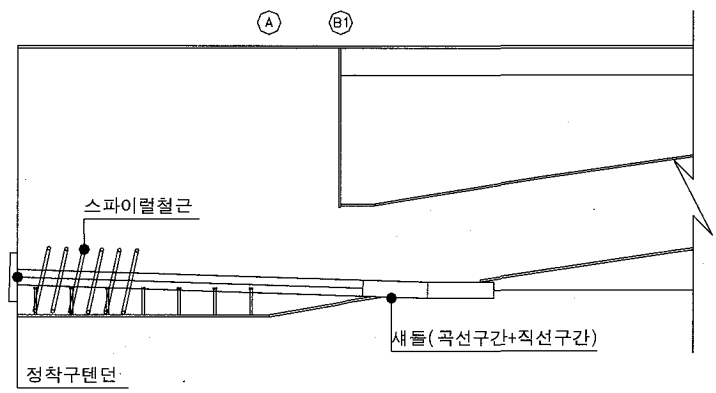


그림 3.3.8 CFTA 거더 긴장재의 정착 및 설치

CFTA 거더에 적용되는 긴장재는 긴장재가 외부로 노출되어 있어, 부식과 차량하중에 의한 충돌에 대한 보호장치가 마련되어야 할 것이다.

외부에 노출된 긴장재의 부식을 방지하기 위해 사장교나 현수교에 적용되는 케이블에 대한 부식 방지 공법을 적용하는 적합할 것이다. 케이블의 부식을 방지 공법은 케이블의 종류에 따라 달리 적용이 되며, 본 CFTA 거더의 긴장재는 MS type으로서 사장교 MS type cable에 적용하는 부식방지대책(<그림 3.3.9>)을 적용하는 것이 합리적일 것으로 판단된다.

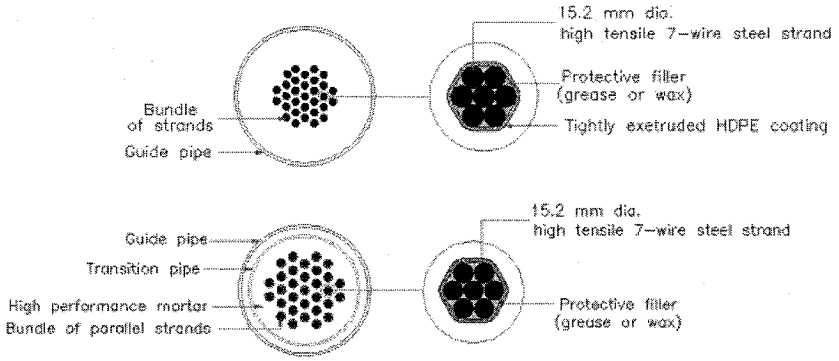


그림 3.3.9 사장교 MS type cable의 부식방지 대책 (free length)

CFTA 거더를 이용한 교량의 건설은 기본적으로 교량 하부에 교통의 통행이 이루어지지 않거나 교차조건을 충분히 만족하는 경우에 보다 선호 될 수 있을 것이다. 그러나 현행 교차조건을 모두 만족한다고 하더라도 심리적인 불안감과 사고의 발생 가능성을 완벽하게 만족시키기는 어려울 것이다. 차량의 충돌에 의한 케이블의 손상을 방지하기 위해서는 교량 시공 외에 부가적인 공사가 추가되어야 하는 등의 제한이 있다. 따라서 차량의 충돌이 발생한 경우에 대한 안전장치를 마련하는 것보다는 차량 충돌에 의한 안전성에 대한 검토를 통하여 충돌에 대한 교량의 안전성을 검증하고, 가급적 다리밑 공간이 제약이 크지 않은 경우에 한하여 CFTA 거더교를 적용하는 것이 보다 합리적인 방안이 될 것이라 판단된다.

다. 거더 콘크리트 타설

2차년도에 실시한 실험체 제작에서 거더 내부에 충전되는 콘크리트는 강재주형 단부의 상부에 개방되어 있는 부분과 경간 중앙부의 상부에 뚫려져 있는 홀을 통해서 타설하였다. 정적재하실험이 완료된 이후 실험체를 절단하면서 거더 내부에 충전된 콘크리트의 충전 상태를 검토하였다.

<그림 3.3.10>에서 단면 1은 단부 블록 쪽에서 부터 콘크리트를 채우기 시작해서 아치리브에 콘크리트를 채워 올리는 방법으로 타설한 부위이고, 단면 2는 거더의 중앙부 상부플랜지에 뚫려져 있는 홀을 통해서 콘크리트를 흘려보내는 방법으로 타설한 부위이다.

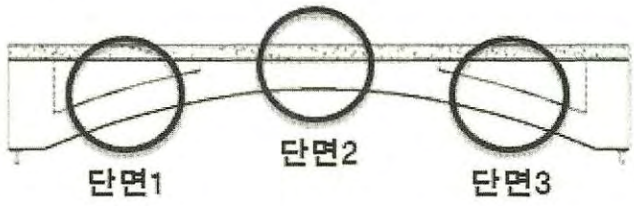


그림 3.3.10 내부 콘크리트 검토 위치

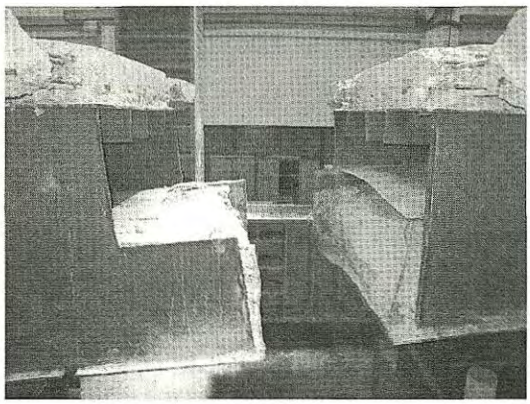


그림 3.3.11 내부 콘크리트 상태
(단면 1, 측면)

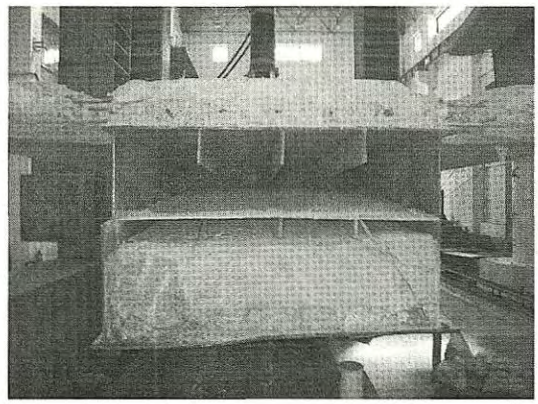


그림 3.3.12 내부 콘크리트 상태
(단면 1, 단면)

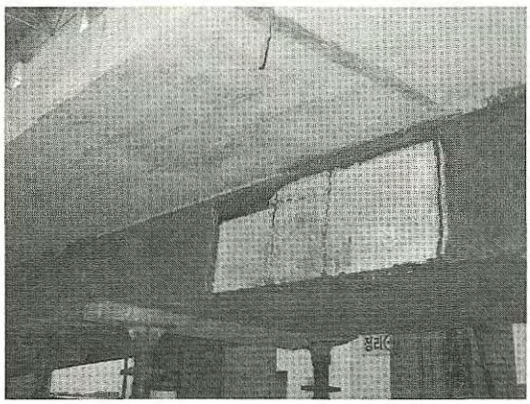


그림 3.3.13 내부 콘크리트 상태
(단면 2, 측면)

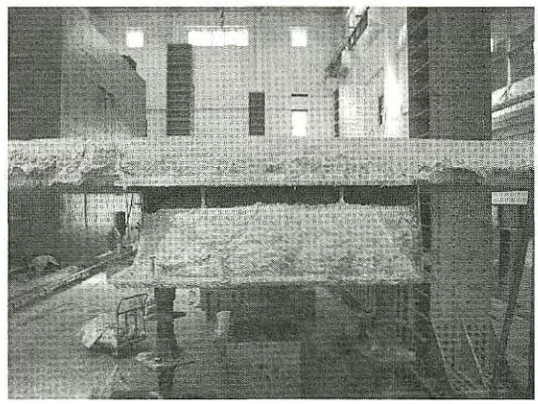


그림 3.3.14 내부 콘크리트 상태
(단면 2, 단면)

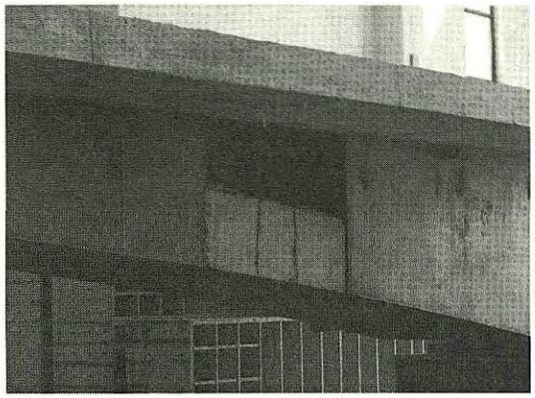


그림 3.3.15 내부 콘크리트 상태
(단면 3, 측면)

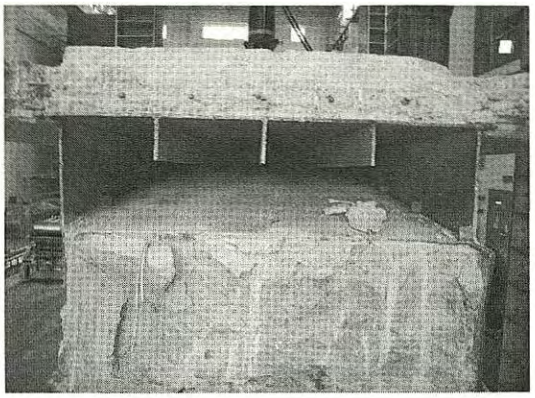


그림 3.3.16 내부 콘크리트 상태
(단면 3, 단면)

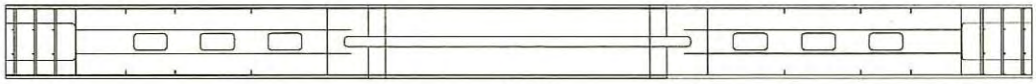
외부 강재를 제거한 뒤 내부 콘크리트를 관찰한 결과, 타설시 내부 콘크리트에 갇혀 있는 수분은 관찰되지 않았다. 따라서 수분에 의한 동결융해에 대한 피해는 우려하지 않아도 될 것으로 판단된다. 하지만, 단면 1의 경우에는 아치리브의 상부에 상당한 량의 공기가 갇혀 있는 것이 확인 되었으며, 단면 2의 경우는 단면 1의 경우와 대조적으로 콘크리트가 상당히 밀실하게 잘 채워져 있는 것을 알 수 있다. 즉, 콘크리트를 밀어 올리면서 채우는 방법이 콘크리트를 채우는 데에 있어서 보다 좋은 방법이 된다고 할 수 있다.

하지만, 유동화제를 첨가한다고 하더라도 비교적 고강도인 콘크리트가 보유하고 있는 점성이 크기 때문에 다짐에는 상당한 어려움이 따를 것으로 판단되며, 중앙부 단면에서 보이는 바와 같이, 지간중앙부 상부플랜지에 타설용 홀이 뚫려 있지 않은 부분에서 상당한 공극이 모여 있었던 이유도, 다짐의 효율성이 떨어지기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 CFTA 거더의 적용 효율을 높이기 위해서는 콘크리트 타설을 고려하여 단면을 개선하여 시공성을 높일 필요가 있다고 판단된다.

이러한 콘크리트 충전의 문제점을 보완하기 위해 <그림 3.3.17> 및 <그림 3.3.18>과 같이 강재주형의 상판과 중판에 아치리브의 전체 길이에 걸쳐 적당한 간격을 두고 콘크리트 타설을 위한 타설홀을 두도록 하였다. 타설순서는 2차년도의 타설 방법을 고려하여 단부의 개구부로부터 콘크리트를 타설한 콘크리트가 아치리브를 따라 어느 정도 차오르면, 타설홀을 이용하여 순차적으로 타설하였다.



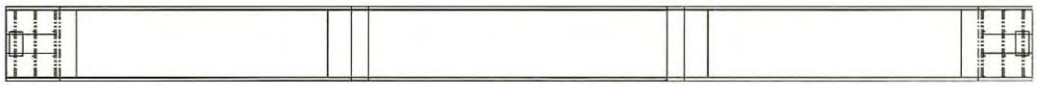
<측면도>



<상판>



<중판>



<하판>

그림 3.3.17 타설홀 위치

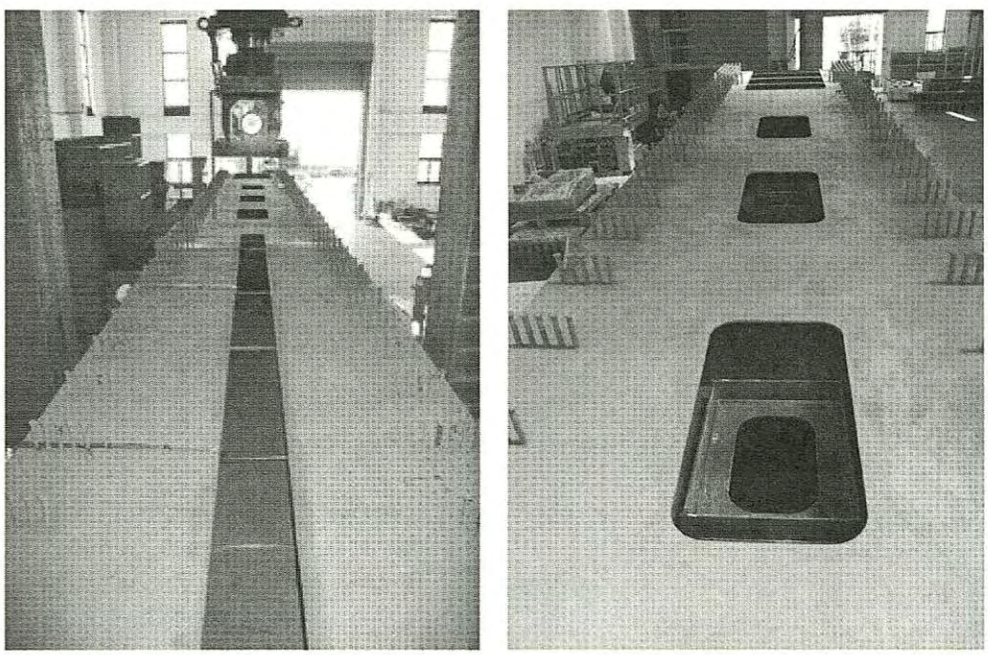


그림 3.3.18 타설홀 위치 및 형태

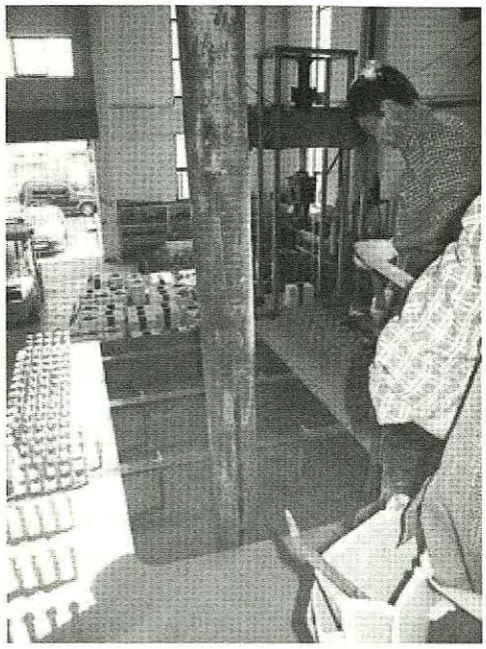


그림 3.3.19 단부 개구부 타설

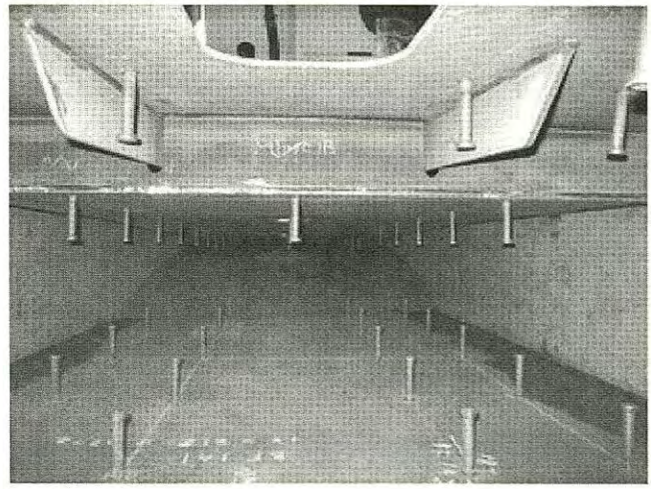


그림 3.3.20 아치리브를 따라 차오르는 상태

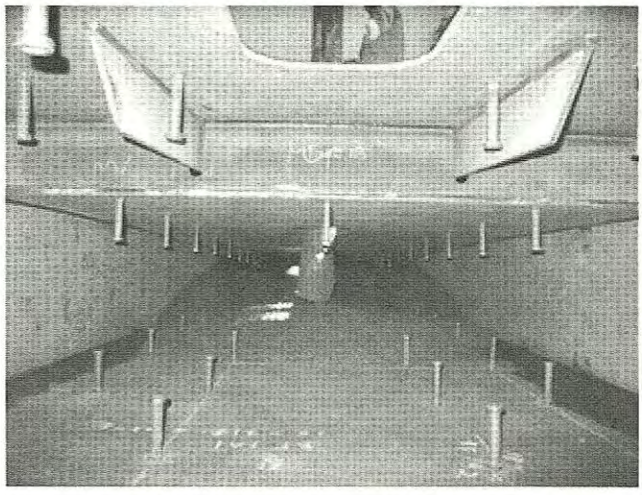


그림 3.3.21 타설홀 타설 전경 1



그림 3.3.22 타설홀 타설 전경 2

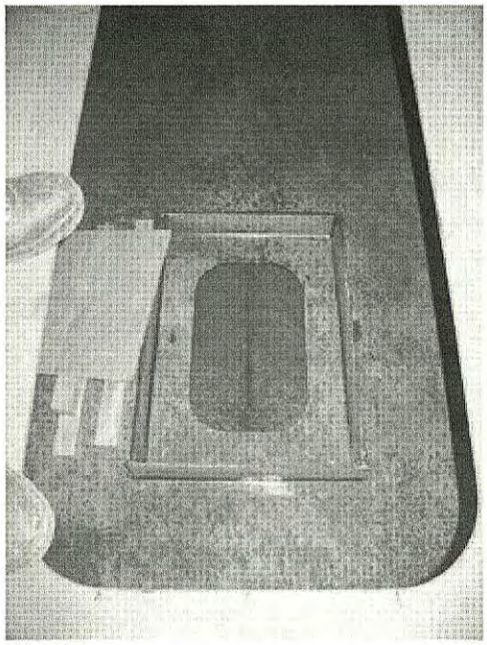


그림 3.3.23 타설홀 마감 상태

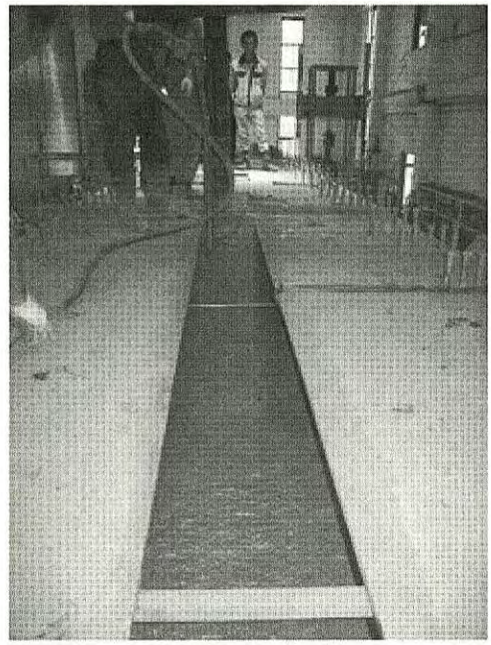


그림 3.3.24 중앙 개구부 타설 전경

실물모형 실험체를 이용한 실험이 완료된 이후 단면을 절단하여 내부 콘크리트의 상태를 확인하였다. 타설홀을 이용하여 충전한 콘크리트의 충전상태는 <그림 3.3.25>와 <그림 3.3.26>와 같이 매우 밀실한 것으로 확인되었다. 따라서 기존의 강재주형 내부의 콘크리트 충전이 불량했던 문제는 타설홀을 이용함으로써 밀실한 상태로 충전이 가능하도록 개선이 되었다고 할 수 있다.

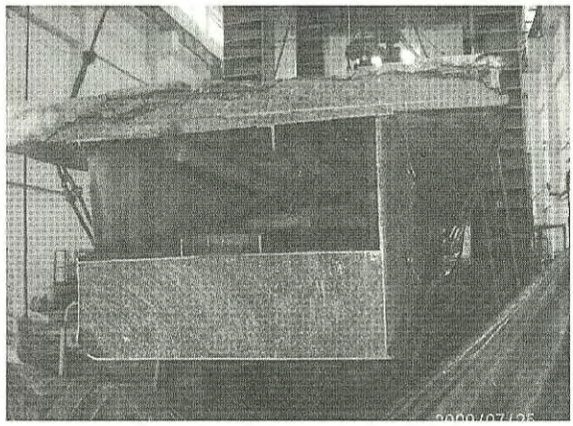


그림 3.3.25 아치리브 절단면

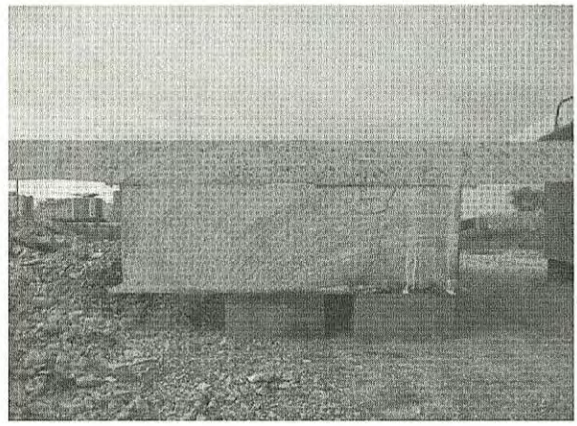


그림 3.3.26 중앙부 절단면

본 CFTA 거더 실험체의 콘크리트 시공은 실험실에서 교량 가설 비숙련자에 의해 수행된 것으로 현장에서 전문 업체와 숙련된 교량 가설 기술자에 의해 제작된다면 보단 양호한 제작이 이루어질 것으로 판단된다. 또한 시행착오를 통해 개선된 콘크리트 타설방법을 적용하면, 미리 준비된 타설홀을

통하여 다짐이 이루어지기 때문에 콘크리트의 충전상태가 대체로 양호할 것으로 판단되지만, 현장의 특성에 따라 갇힌 공기와 같은 미세한 다짐상의 결함이 발생할 수 있다. 따라서 갇힌 공기가 발생하지 않도록 아치리브의 상부를 덮고 있는 중판과 상판의 웨브 강재와의 연결부에 공기를 배출할 수 있는 소규모의 홀을 설치하여 공기의 배출을 원활하게 하는 것이 바람직 할 것이라 판단되며, 향후 CFTA의 현장 적용에 앞서 시공 상세에 반영하여 충전 콘크리트의 채움 성능을 향상 시켜야 할 것이다.

제 4 절 CFTA 거더의 실물모형실험

1. 실험체의 설계

이번 실물모형실험은 CFTA 거더 개발을 위한 연구의 최종적인 실험으로서 실물 실험체를 대상으로 시공성, 해석의 타당성 및 구조적인 안전성을 검증하기 위해 실시하였다. 본 실험을 위해 경간 30 m, 교량 폭 10.9 m의 1등급(DB-24, DL-24) 도로교에 대한 실제교량의 외측 거더를 기준으로 앞서 기술한 설계방법에 따라 실험체를 설계하였다. CFTA 거더교 설계시 거더에 충전되는 콘크리트와 바닥판 콘크리트의 설계기준 강도는 각각 40 MPa과 27 MPa을 적용하였으며, 바닥판의 두께는 0.24 m를 적용하였다.

실험체의 설계를 위해 프레임(frame) 해석을 수행하였으며, 프레임 해석을 위한 모델<그림 3.4.1>에서 바닥판과 아치리브(강-콘크리트 합성거더)는 빔(beam)요소로 적용하고 PS강재는 트러스(truss)요소로 적용하였다.

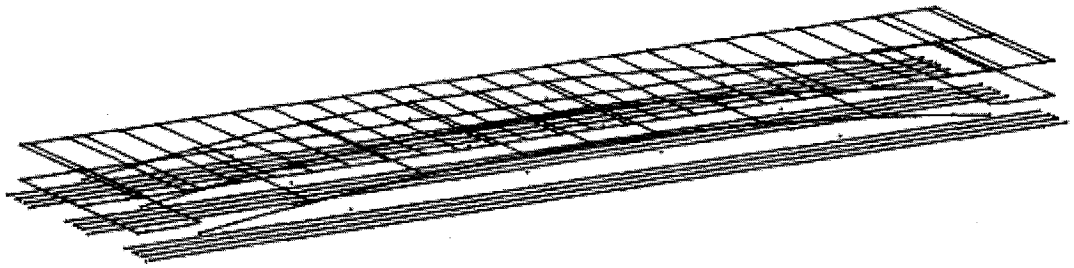


그림 3.4.1 프레임 해석 모델

CFTA 거더교 설계의 목적은 거더의 높이, 간격, 폭, 강재의 두께 및 PS강재량과 긴장력을 결정하는 것이 된다. 설계 결과, CFTA 거더의 간격은 3 m, 거더의 폭은 2 m로 결정되었다. <표 3.4.1>은 CFTA 거더의 설계를 통해 도출된 실험체의 제원을 정리한 것이다. <표 3.4.1>로부터 CFTA 거더의 라이즈비는 약 0.039 (= (1.75 m-0.58 m)/30 m)이며, 1차 긴장력은 극한 강도의 약 43%, 2차 긴장력은 극한강도의 약 22%이다.

표 3.4.1 실물모형 실험체의 제원

거더 폭		2.0 m
거더 높이	단부	1.75 m
	중앙부	0.58 m
바닥판 유효폭		3.5 m
중앙부 강재두께	상부플랜지	18 mm
	하부플랜지	18 mm
	웨브	10 mm
PS강재	1차 긴장	SWPC 7B ϕ15.2 mm 19가닥 × 2 ducts
	2차 긴장	SWPC 7B ϕ15.2 mm 12가닥 × 2 ducts
긴장력	1차 긴장 (1 duct 당)	2,150 kN ($0.43f_{pu}$)
	2차 긴장 (1 duct 당)	700 kN ($0.22f_{pu}$)

설계된 단면을 기준으로 시공 단계별로 실험체의 중앙부 단면에 작용하는 단면력을 프레임 해석 결과를 바탕으로 정리하면 <표 3.4.2>와 같다. CFTA 거더가 타이드 아치의 형식을 따르기 때문에 외력에 의해 CFTA 거더에는 축력과 모멘트가 동시에 작용하게 되며, 긴장재가 설치되지 않은 상태에 작용하는 거더의 자중에 의해서만 모멘트만이 발생하게 된다. <표 3.4.2>는 <표 3.4.3>의 단면력으로부터 각 단면 위치에서 발생하는 응력을 계산하여 정리한 것이다. <표 3.4.3>의 응력으로부터 거더 콘크리트의 인장부에는 활하중이 작용하는 경우 미소한 인장응력이 발생 할 뿐 균열에 이르는 값을 보이지는 않는 다는 것을 알 수 있다.

표 3.4.2 시공단계별 단면력

시공단계	작용하중	거더		바닥판		긴장재		변위 (mm)
		축력 (kN)	모멘트 (kN-m)	축력 (kN)	모멘트 (kN-m)	1차 긴장재 축력합 (kN)	2차 긴장재 축력합 (kN)	
1차 긴장	거더자중	0	3,930.3	-	-	-	-	-133.3
	1차 긴장력	-4,300	-5,387.9	-	-	4,300	-	176.8
	누적값	-4,300	-1,457.6	-	-	4,300	-	43.4
바닥판 타설	바닥판 하중	-495.9	2,087.0	-	-	496.0	-	-70.0
	누적값	-4,795.9	629.4	-	-	4,796	-	-26.6
2차 긴장	2차 긴장력	-2,945.0	-648.0	1750.1	-31.9	-205.1	1,400	22.5
	누적값	-7,740.9	-18.6	1,750.1	-31.9	4,590.9	1,400	-4.1
활하중 재하	DB-24, DL-24	2,898.3	1,049.4	-3,297.6	55.7	236.4	149.3	-39.8
	누적값	-4,842.6	1,030.8	-1,547.5	23.8	4,827.3	1,549.3	-43.9

표 3.4.3 시공단계별 응력

시공단계	작용하중	강재주형		거더콘크리트		바닥판 상부 응력 (kN)	1차 긴장재 응력 (kN)	2차 긴장재 응력 (kN)
		상부 응력 (kN)	하부 응력 (kN)	상부 응력 (kN)	하부 응력 (kN)			
1차 긴장	거더자중	-118.6	113.4	-15.9	15.1	-	-	-
	1차 긴장력	144.4	-173.6	19.2	-23.4	-	764.6	-
	누적값	25.8	-60.2	3.3	-8.3	-	764.6	-
바닥판 타설	바닥판 하중	-65.0	58.2	-8.7	7.8	-	94.1	-
	누적값	-39.2	-2.0	-5.4	-0.5	-	858.7	-
2차 긴장	2차 긴장력	7.163	-31.1	0.9	-4.3	3.0	38.9	420.6
	누적값	-32.037	-33.1	-4.5	-4.8	3.0	897.6	420.6
활하중 재하	DB-24, DL-24	-19.5	42.5	-2.5	5.8	-5.6	44.9	44.9
	누적값	-51.537	9.4	-7.0	1.0	-2.6	942.5	465.5

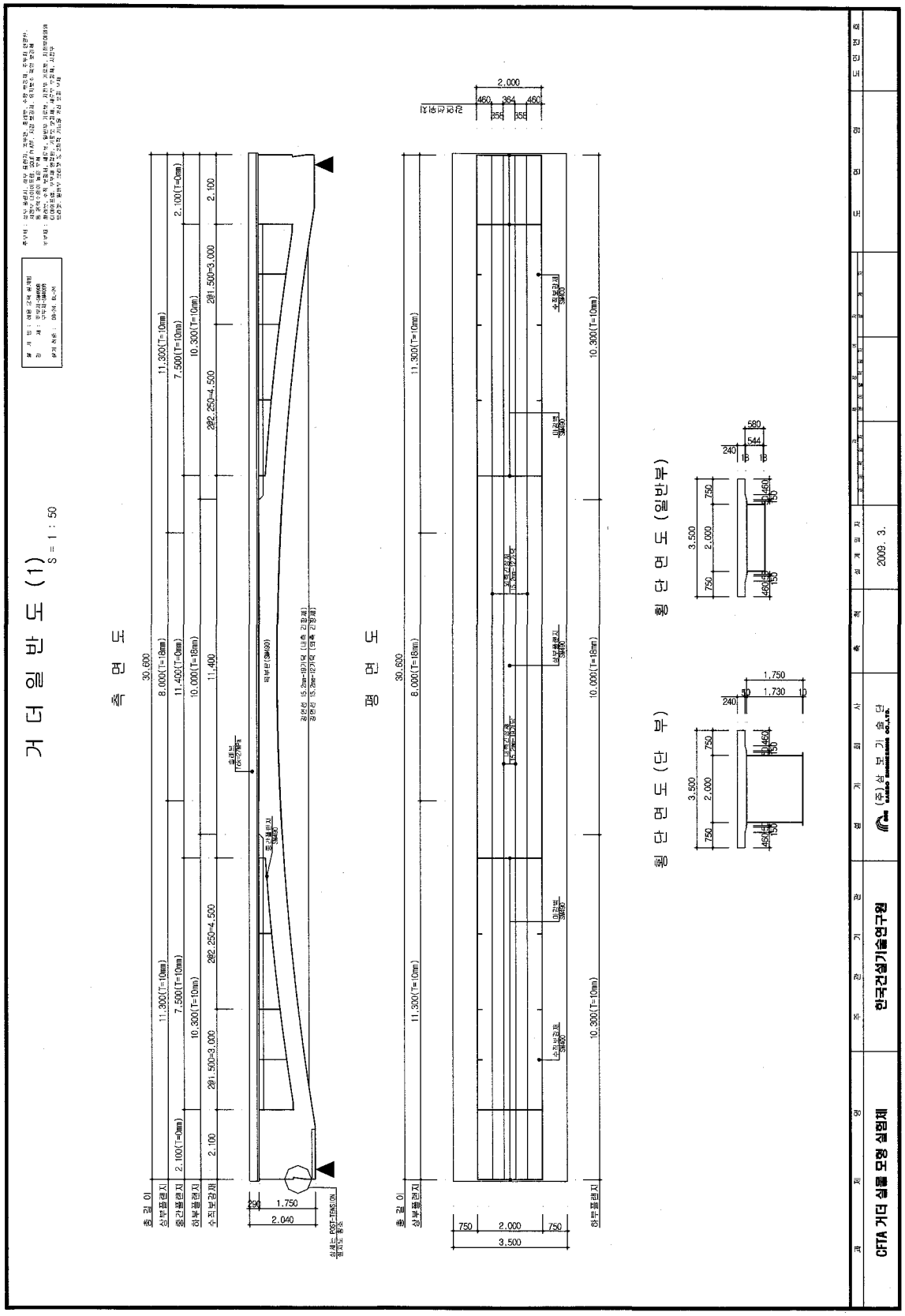


그림 3.4.2 실험체 도면(1)

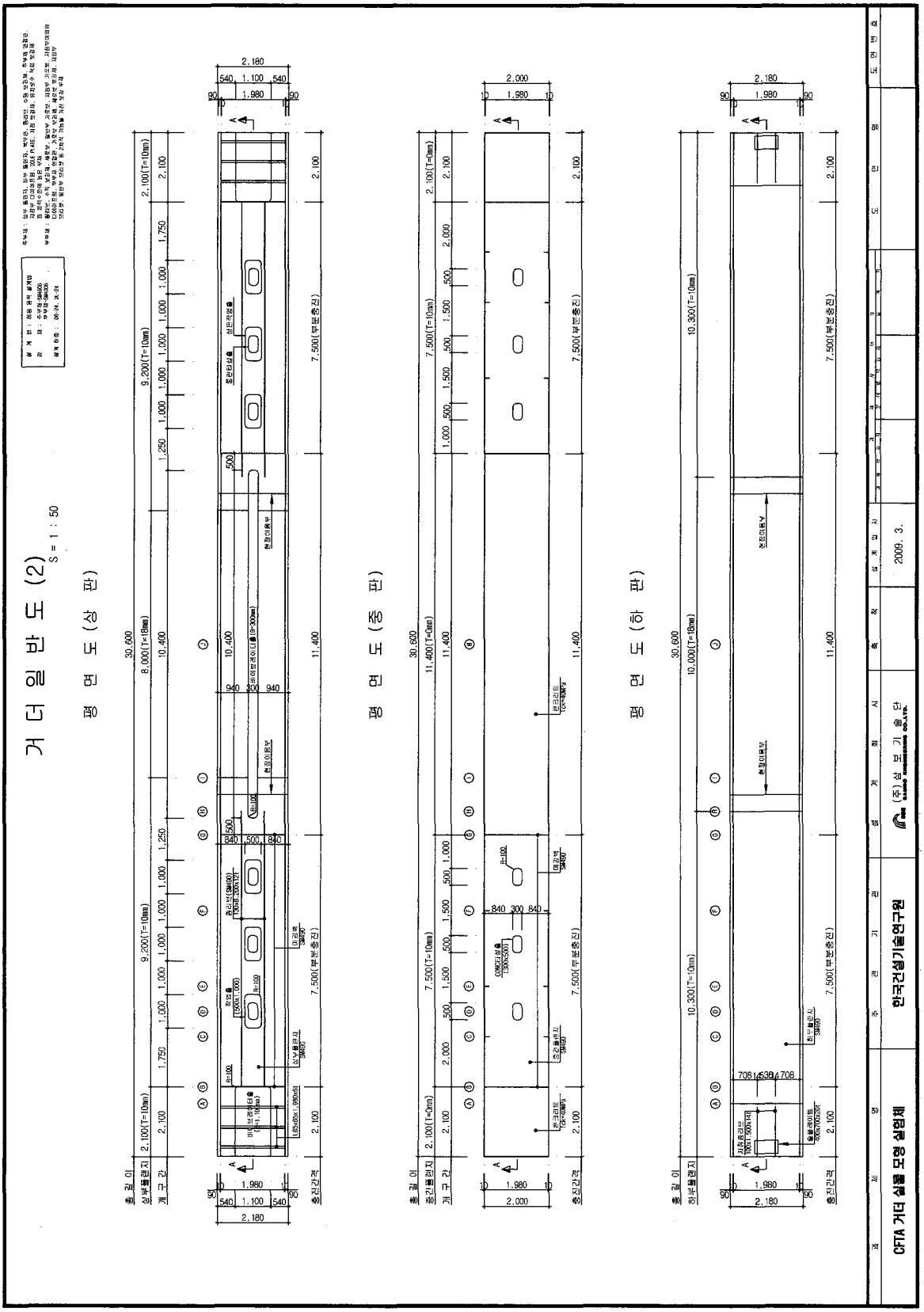
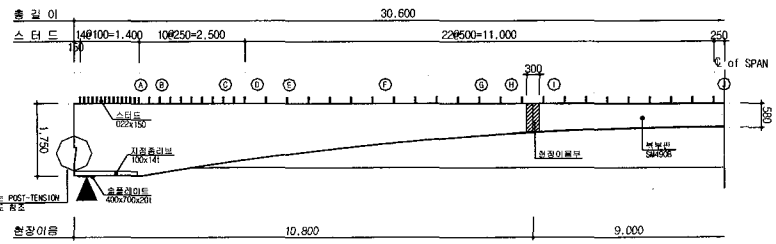
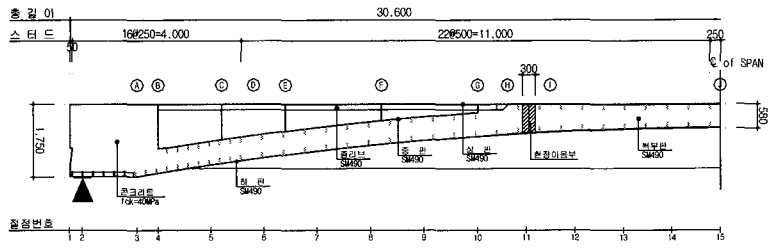


그림 3.4.3 실험체 도면(2)

거 더 일 반 도 (3)

S = 1 : 50



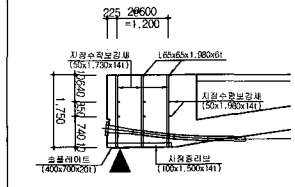


단면 변화 치수표

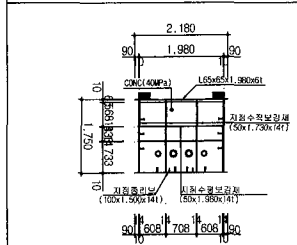
(단위 : M)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
단부로부터 거리	0.000	0.300	1.600	2.100	2.350	4.600	5.850	7.100	8.350	9.600	10.740	11.880	13.020	14.160	15.300
부재단면 높이	1.750	1.750	1.750	1.668	1.470	1.294	1.137	0.999	0.881	0.783	0.710	0.653	0.612	0.588	0.580

지점부 상세

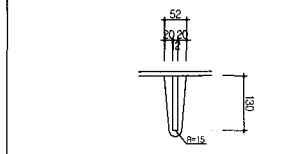


* 콘크리트 타설시 강판이 떠오르는 것을 방지하기 위하여 지점부에 수직보강재, 수평보강재, 좀리브를 설치한다.



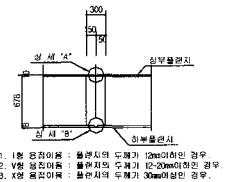
상부플랜지 스캘럽 상세

S = 1:5



현장 이음부 상세

S = NONE

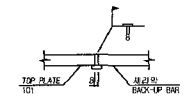


* 주 : 1. I형 강재이음 : 플랜지의 두께가 12mm이하인 경우.
2. V형 강재이음 : 플랜지의 두께가 12~20mm이하인 경우.
3. X형 강재이음 : 플랜지의 두께가 30mm이상인 경우.

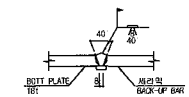
용접 상 세 도

S = NONE

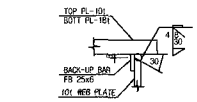
(상 세 "A")



(상 세 "B")



(복부판 용접 상세)



충진콘크리트 재료표

충진콘크리트 (40MPa)	44.720 m³	NET

과 제 명	주 관 기 관	설 계 회 사	축 척	설 계 일 자	도 면 명	도 면 번 호
CFTA 거더 실물 모형 실험체	한국건설기술연구원	(주)삼보기술단 SAMBO ENGINEERING CO.,LTD.		2009. 3.		

그림 3.4.4 실험체 도면(3)

거 더 일 반 도 (4)

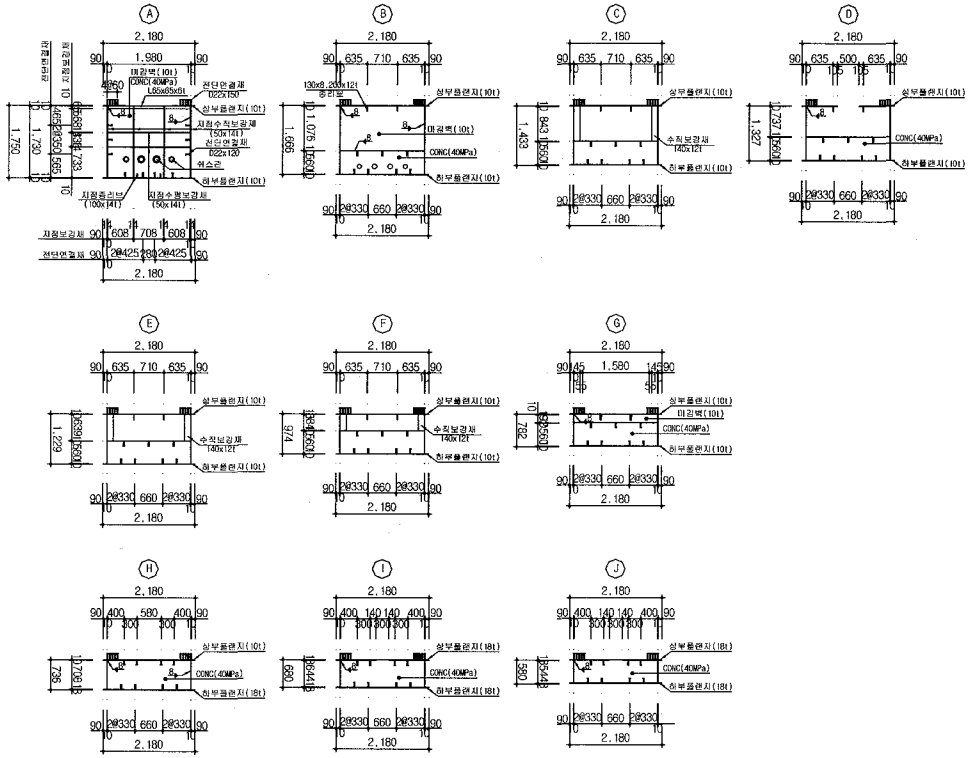
S = 1 : 50

설 계 법 :	허용 응력 설계법
강 재 :	주부재-SM490B 부부재-SM400B
설계 하중 :	DB-24, DL-24

주부재 : 상부 플랜지, 하부 플랜지, 복부판, 종리브, 수평 보강재, 주부재 연결판, 지점부 다이아프램, SDF PLATE, 지점 보강재, 유체분수 핵심 보강재 등 응력수준이 높은 부재

부부재 : 돌리브, 수직 보강재, 세로보, 외측부 거푸보, 지점부 거푸보, 지점부이음의 다이아프램, 부부재 연결판, 개구부 보강재, 세로보 보강재, 지점부 프리캐, 일반부 프리캐 등 2차적 기능을 가진 부재

단 면 도



강 재 재 료 표

부재명	폭 (m)	길이 (m)	면적 (㎡)	두께 (mm)	수량 (개)	단위중량 (ton/㎥)	총중량 (ton)	재질
상부플랜지	0.540	2.100	1.134	10	4	7.850	0.356	SM490
	2.180	9.200	20.056	10	2	7.850	3.149	"
	0.540	4.000	3.780	18	4	7.850	2.125	"
종리브플랜지	1.980	7.565	14.979	10	2	7.850	2.352	"
하부플랜지	2.180	1.600	3.488	10	2	7.850	0.548	"
	2.180	6.763	19.103	10	2	7.850	2.999	"
	2.180	5.003	10.907	18	2	7.850	3.082	"
복부판	1.730	1.600	2.768	10	4	7.850	0.869	"
	1.223	8.700	10.640	10	4	7.850	3.341	"
	0.680	1.000	0.680	10	4	7.850	0.214	"
	0.594	4.000	2.376	10	4	7.850	0.746	"
대좌벽	1.730	1.980	3.425	10	2	7.850	0.538	"
	1.074	1.980	2.127	10	2	7.850	0.334	"
	0.193	1.980	0.382	10	2	7.850	0.060	"
상부종리브	0.130	8.200	1.065	12	4	7.850	0.402	"
하부종리브	0.100	1.500	0.150	14	4	7.850	0.066	"
솔플레이트	0.400	0.700	0.280	20	2	7.850	0.088	"
수직보강재	0.140	0.844	0.118	12	4	7.850	0.045	SM400
	0.140	0.638	0.089	12	4	7.850	0.034	"
	0.140	0.385	0.054	12	4	7.850	0.020	"
지점수직보강재	0.050	1.730	0.087	14	12	7.850	0.114	SS400
지점수평보강재	0.050	1.980	0.099	14	12	7.850	0.131	"
소계							21.611	NET
총계							23.772	할증10%

L 형 강 재 료 표

부재명	길이(m)	수량(개)	단위중량(ton/m)	총중량(ton)	재질
L65x65x 6	1.980	6	0.006	0.070	SS400
소계				0.070	NET
총계				0.074	할증5%

스 터 드 재 료 표

부재명	수량(개)	비 고
스터드(D22x150)	940	상 부
스터드(D22x120)	622	종리부

과 제 명	주 관 기 관	설 계 회 사	축 척	설 계 일 자	검토	책임	승인	도 면 명	도 면 번 호
CFTA 거더 실물 모형 실험체	한국건설기술연구원	(주)삼보기술단 SAMBO ENGINEERING CO.,LTD.		2009. 3.					

그림 3.4.5 실험체 도면(4)

거 더 일 반 도 (5)

S = 1 : 50

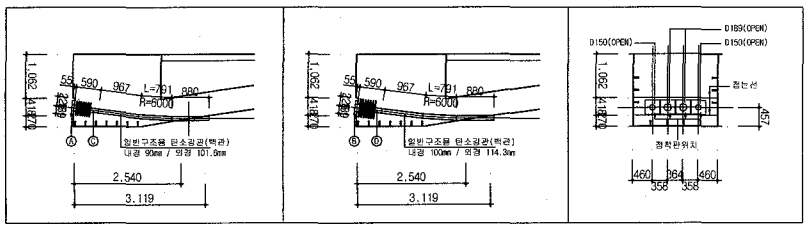
설 계 명	해풍 등적 설계법
강 재	주부재-SM490B 부부재-SM400B
설계 하중	DB-24, DL-24

주부재 : 상부 플랜지, 하부 플랜지, 웨브판, 종리브, 수평 보강재, 주부재 연결판, 시점부 다이아프램, SOLE PLATE, 지점 보강재, 앙시모수 복합 방출재 및 격벽수리에 놓은 부재

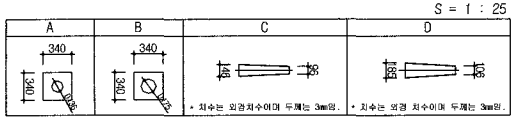
부부재 : 횡리브, 수직 보강재, 세로보, 위편부 개구부, 세부부 개구부, 지점부이외의 다이아프램, 현부재 연결판, 개구부 보강재, 세주부 보강재, 세부부 브리켓, 일반부 브리켓 및 2차적 기능을 갖는 부재

POST -TENSION 설치도

외측긴장재 : 12가닥용 / 내측긴장재 : 19가닥용 / 단부단면



S = 1 : 25



* 거더단부 정착부에서 관, 정착판, 덴소강관은 PS긴장업체에서 자재를 공급하고, 용접만 강재제작업체에서 실시한다.

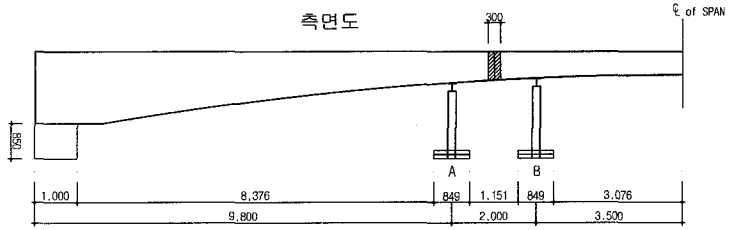
긴장재 종류에 따른 긴장력

(1개소당)

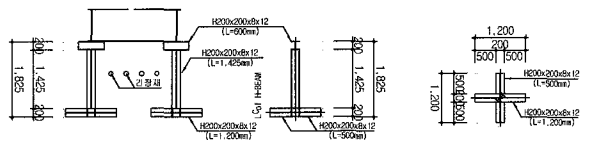
구 분	긴장력 (kN)	강연선 종류
내측긴장재(1차긴장용)	2,150	15.2mm-19가닥
외측긴장재(2차긴장용)	800	15.2mm-12가닥

지지대 일반도

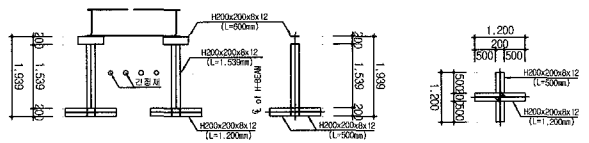
측면도



A 지정



B 지정



H 형 강 재 료 표

부재명	길이(m)	수량(개)	총길이(m)	단위중량(tonf/m)	총중량(tonf)	재질
H 200x200x8x12	1.200	8	9.600	0.0499	0.479	SS400
	0.500	16	8.000	0.0499	0.399	"
	0.600	8	4.800	0.0499	0.240	"
	1.425	4	5.700	0.0499	0.284	"
	1.539	4	6.156	0.0499	0.307	"
소 계					1.709	NET
총 계					1.829	할증7%

* H형강은 구경재(재활용)을 사용하도록 한다.

과제명	주관기관	설계회사	축척	설계일자	검토	확인	승인	도면명	도면번호
CFTA 거더 실물 모형 실험체	한국건설기술연구원	(주)상보기술단 SANBO ENGINEERING CO.,LTD.		2009. 3.					

그림 3.4.6 실험체 도면(5)

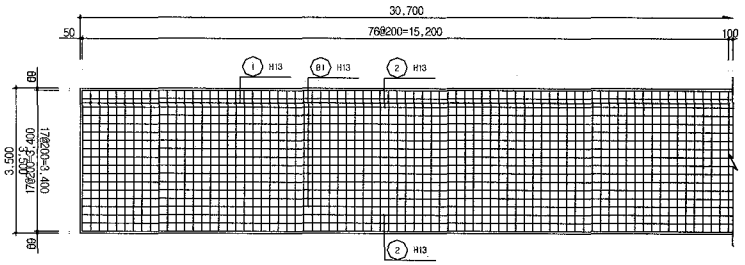
슬 래 브 구 조 도

S = 1 : 50

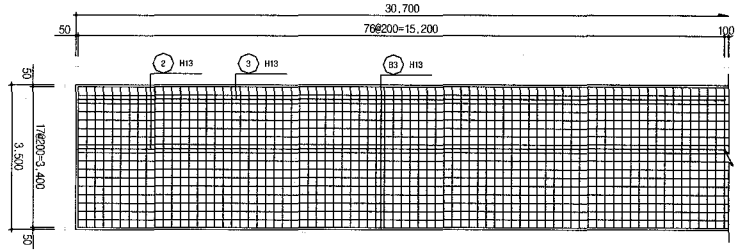
설 계 법 : 강도 설계법
콘 크 리 트 : fck=27MPa
설 계 허 중 : DB-24, DL-24

주부재 : 상부 플랜지, 하부 플랜지, 복부판, 웅라보, 수평 보강재, 주부재 연결판, 지점부 다이아프램, SOLE PLATE, 지점 보강재, 유지보수 핵점 변경재
　　등 모든하중에 놓인 부재
부부재 : 볼라보, 수직 보강재, 세로보, 일반부 거푸보, 지점부 거푸보, 지점부이외의 다이아프램, 부부재 연결판, 거푸부 보강재, 세로보 보강재, 지점부 브라켓, 일반부 브라켓 등 2차적 기능을 가진 보강 부재

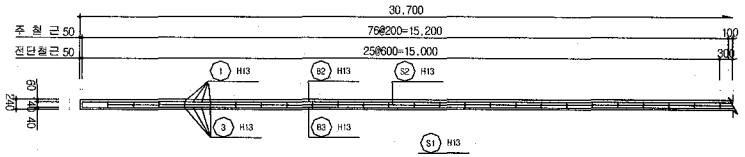
상 면



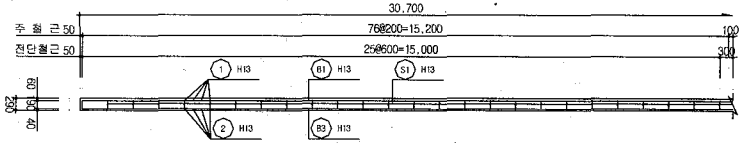
하 면



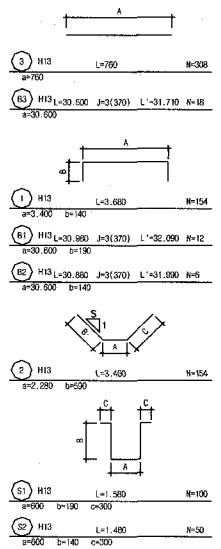
종단면도 (슬래브단부)



종단면도 (슬래브중앙부)



철 근 상 세 도



슬래브콘크리트 재료표

슬래브콘크리트 (27MPa)	29.518 m^3	NET

철 근 집 계 표

(SD-40)

번 호	직 경	길 이 (m)	갯 수	총 길 이 (m)	단위중량 (kgf/m)	총 중 량 (tonf)	비 고
1	H13	3.680	154	566.720			3.0% 가산
2	"	3.460	154	532.840			
3	"	0.760	308	234.080			
B1	"	32.090	12	385.080			
B2	"	31.990	6	191.940			
B3	"	31.710	18	570.780			
S1	"	1.580	100	158.000			
S2	"	1.480	50	74.000			
소 계				2713.440	0.995	2.700	2.781
합 계						2.700	2.781

과 제 명	주 관 기 관	설 계 회 사	축 척	설 계 일 자	설계자	검토자	책임자	도 면 명	도 면 번 호
CFTA 거더 실물 모형 실험체	한국건설기술연구원	(주)삼 보 기 술 단 SAMBO ENGINEERING CO.,LTD.		2009. 3.					

그림 3.4.7 실험체 도면(6)

2. 실험체의 제작

가. 강재주형의 제작

실험체의 제작은 최종적인 가설순서를 고려하여 1) 강재주형 세그먼트 공장제작, 2) 실험동 반입, 가지점 설치 후 세그먼트 거치 및 연결, 3) 강재주형 내부 콘크리트 충전 및 양생, 4) 1차 긴장력 도입 및 가지점 제거, 5) 바닥판 거푸집 제작 및 철근 설치, 콘크리트 타설 및 양생, 6) 2차 긴장력 도입의 순서로 진행되었다. 길이 30.6 m, 폭 3.5 m, 높이 1.99 m(바닥판 두께 포함)의 대형실험체를 실험동 내의 제한된 공간과 시간 내에 실험을 수행하기 위하여 거더 콘크리트의 양생은 증기양생을 적용하였으며, 바닥판 콘크리트는 조기에 강도가 발현되도록 배합하였다. 강재주형은 공장 제작 현장에서 실험동으로 이동을 위해 10 m 단위로 3등분으로 분리하여 제작하였다. 실험체의 제작과정별로 주요 공종에 대한 사진은 다음과 같다.

(1) 실험동 반입, 가지점 설치 후 세그먼트 거치 및 연결



그림 3.4.8 세그먼트 반입 및 거치



그림 3.4.9 세그먼트 연결

(2) 강재주형 내부 콘크리트 충전 및 양생

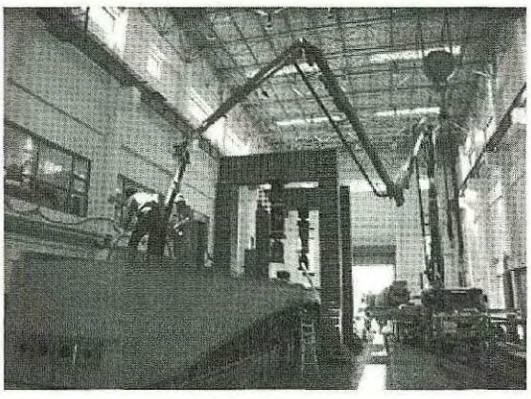


그림 3.4.10 거더 내부 콘크리트 충전



그림 3.4.11 충전 콘크리트 증기양생

(3) 1차 긴장력 도입 및 가지점 제거

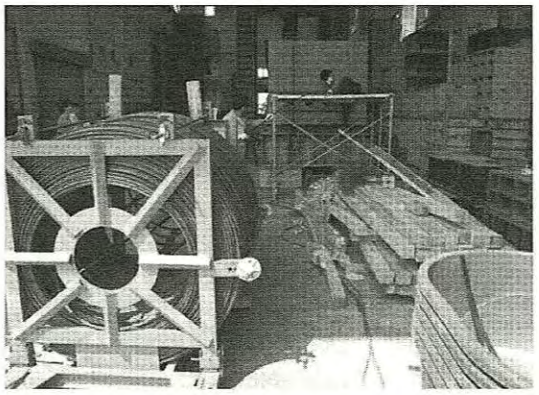


그림 3.4.12 1차 긴장재 설치



그림 3.4.13 1차 긴장력 도입

(4) 바닥판 가설

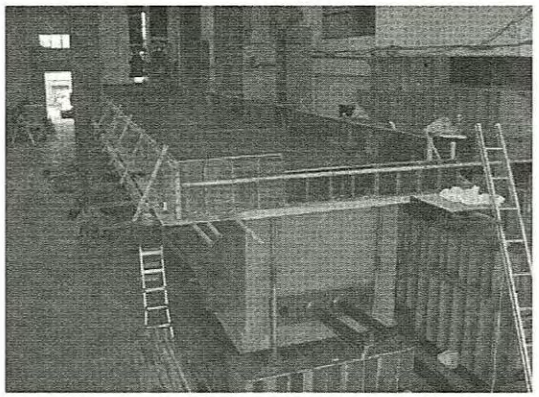


그림 3.4.14 바닥판 거푸집 및 철근 설치

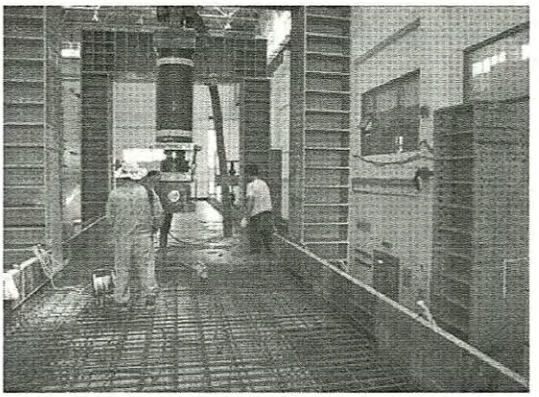


그림 3.4.15 바닥판 콘크리트 타설

(5) 2차 긴장력 도입, 실험체 완성

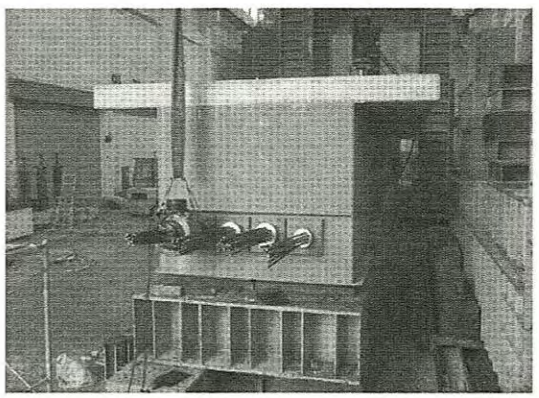


그림 3.4.16 2차 긴장력 도입

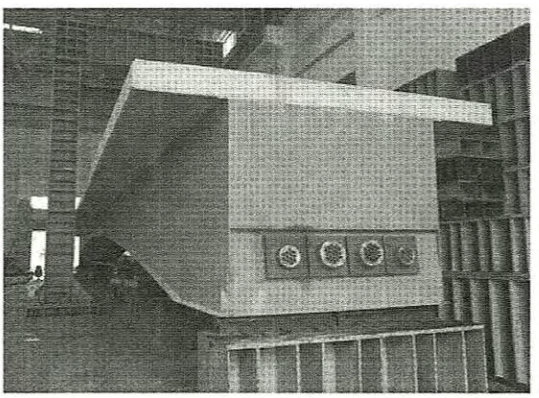


그림 3.4.17 완성 실험체

3. 실험 방법

본 연구에서는 CFTA 거더의 개발을 위한 최종 실험으로서, 실물모형실험체에 대한 거동 및 안전성을 검증하고 동적 성능 및 손상에 대한 안전성을 검증하기 위한 실험을 실시하였다. 본 절에서는 실물모형실험체를 위한 각각의 실험을 수행하기 위한 실험 방법에 대하여 기술하였다.

가. 실험절차

실물모형실험은 크게 CFTA 거더의 구조적인 안전성을 검증하기 위한 정적해하실험과 동적인 성능을 검토하기 위한 진동실험으로 구분된다. 두 가지 실험은 각각 CFTA 거더에 손상이 없는 경우, 손상을 모사하기 위해 하연의 긴장재의 일부를 제거하였을 경우 및 재긴장을 통해 보수한 경우에 대하여 수행하였다.

실험절차는 <표 3.4.4>와 같이 정상상태의 CFTA 거더에 대한 사용하중 수준에서의 정적하실험과 진동실험, 4 개의 긴장재(6인치-12연선) 중 최외곽에 있는 긴장재의 1/4(3 가닥), 1/2(6 가닥) 그리고 완전히 손상을 준 상태에서 사용하중의 약 130 kN의 하중을 재하하는 정적실험과 가진기를 이용한 진동실험을 실시하였다. 이어서 손상된 긴장재를 제거하고 새로운 긴장재를 설치하여 초기에 도입하였던 긴장력을 다시 도입한 후 사용하중 수준에서의 정적재하실험과 진동실험을 실시하고, 마지막으로 가능한 최대하중을 재하하는 것으로 계획하였다.

표 3.4.4 실험절차

거더상태 / 실험종류	정상상태 CFTA 거더	손상상태 CFTA 거더	보수 후 CFTA 거더
정적재하실험	① 정적하중재하 (사용하중)	③ 정적하중재하 (1/2*사용하중)	정적하중재하 ⑤ 사용하중 ⑦ 극한하중
동적거동실험	② 진동	④ 진동	⑥ 진동

나. 정적하중재하 및 계측

정적재하하중은 350 kN 용량의 가력기(actuator) 2 대를 각각 중앙부에서 양 단부로 3 m 떨어진 위치에서 거더 폭에 걸쳐서 선하중으로 재하하였다. 설계활하중에 대한 등가의 재하하중의 크기는, 실험체 설계를 위한 교량 모델에서 설계활하중(DB-24, DL-24)에 의하여 발생하는 긴장재의 축력과 동일한 축력이 발생하는 하중으로 결정하였다. 이때, 설계활하중에 의해 교량 모델의 긴장재에 발생

하는 축력은 약 360 kN이며, 실험체의 긴장재에 동일한 축력을 발생시키는 설계활하중에 대한 등가의 재하하중은 가력 위치 당 약 225 kN으로 계산되었다. <그림 3.3.19>와 <그림 3.3.20>은 정적재하실험을 위한 실험세팅 전경과 실험을 수행하고 있는 모습을 나타낸 것이다.

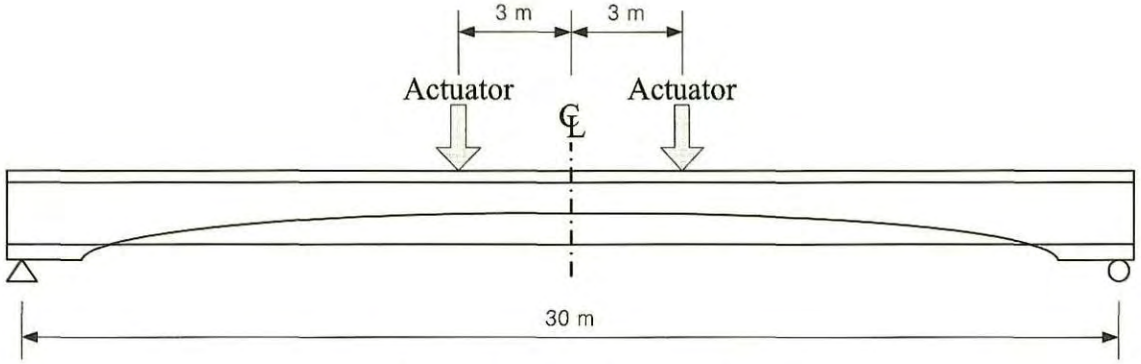


그림 3.3.18 하중 재하 개요도

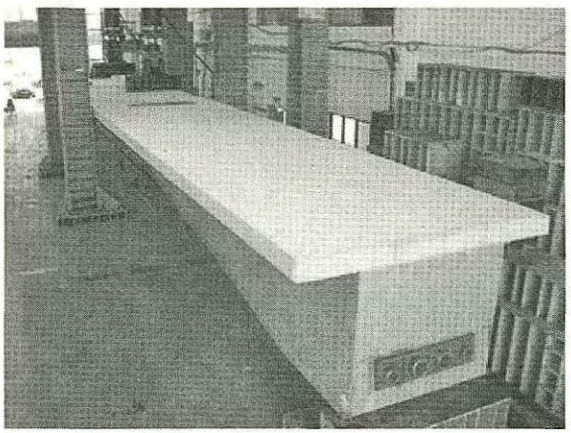


그림 3.3.19 실험세팅 전경

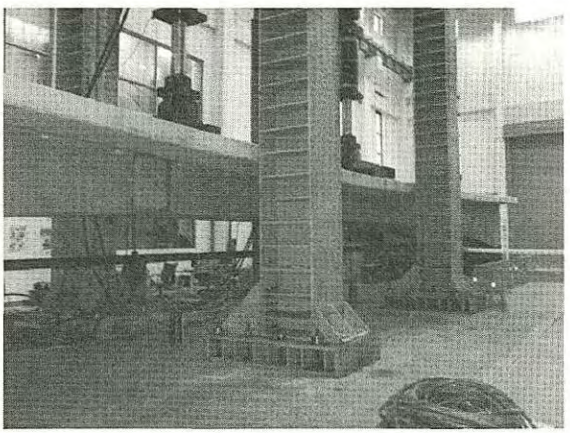


그림 3.3.20 정적재하실험 전경

하중을 재하하면서 재하하중에 의하여 발생하는 변위와 변형률을 계측하기 위해 <그림 3.4.19>의 A-단면 ~ E-단면 위치에 변위계와 변형률 게이지를 설치하였다. 각 단면별로 설치한 변형률 게이지의 위치는 <그림 3.4.21> ~ <그림 3.4.26>와 같다.

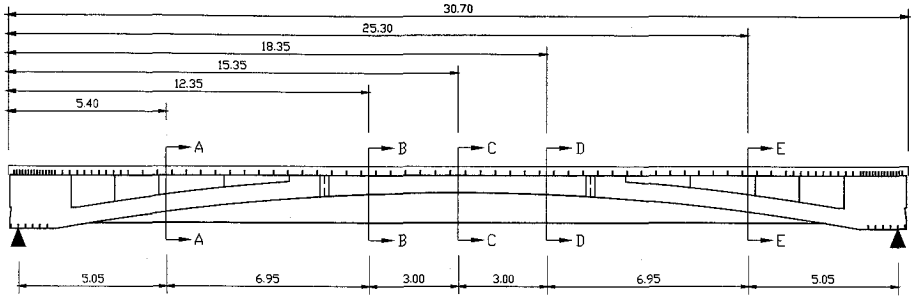
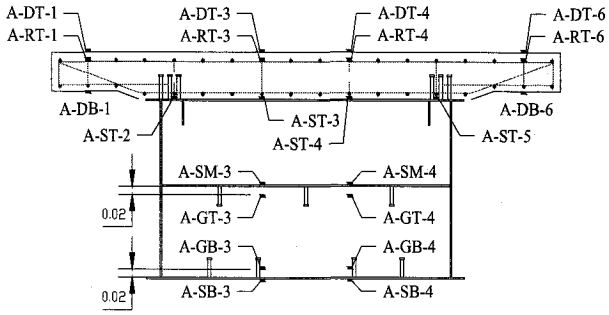
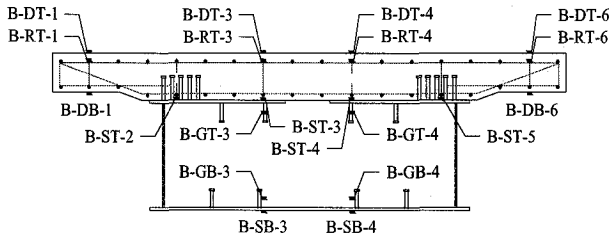


그림 3.4.21 계측단면 위치



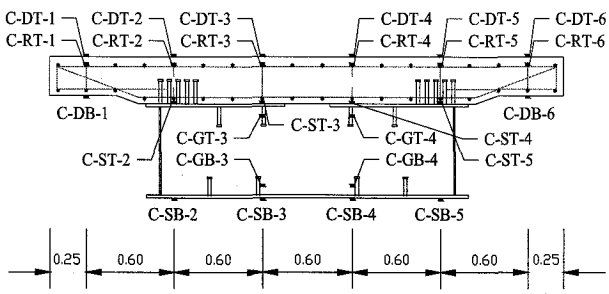
○ ○ ○ ○

그림 3.4.22 변형률 게이지 위치 (A-A)



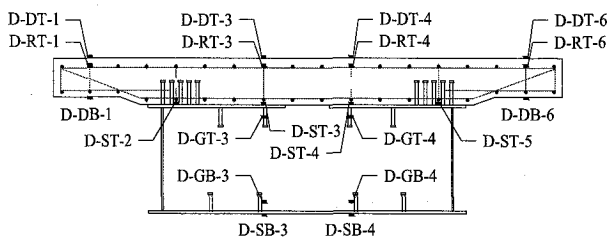
○ ○ ○ ○

그림 3.4.23 변형률 게이지 위치 (B-B)



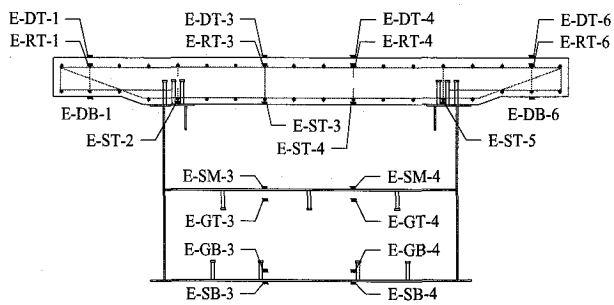
○ ○ ○ ○

그림 3.4.24 변형률 게이지 위치 (C-C)



○ ○ ○ ○

그림 3.4.25 변형률 게이지 위치 (D-D)



○ ○ ○ ○

그림 3.4.26 변형률 게이지 위치 (E-E)

다. 진동하중재하 및 계측

CFTA 거더의 동특성을 검토하기 위하여 중앙부에서 단부로 7.5 m 떨어진 위치(1/4 지점)에 가진기를 설치하여 진동하중을 가하였다. 진동실험은 2 회에 걸쳐 수행하였으며, 1/4 지점에서 가진기를 설치하여 진동실험을 수행한 이후 경간중앙부를 중심으로 대칭이 되는 위치인 3/4 지점에 가진기를 옮겨 이전과 동일한 방법으로 진동실험을 수행하였다. 진동하중은 1.0 Hz에서부터 6.0 Hz 까지 0.5 Hz 간격으로 진동수를 증가시키면서 가하였다.

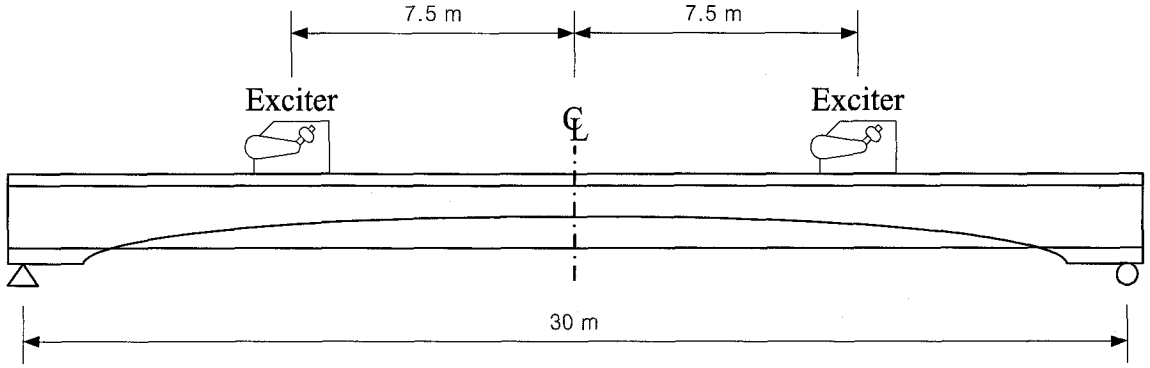


그림 3.4.27 가진기 설치 위치

가진기를 이용하며 진동을 가하면서 실험체의 동적 거동을 계측하기 위하여 <그림 3.4.28>과 같이 CFTA 거더의 교축방향으로 6 개의 등간격으로 분할된 위치에 실험체의 횡방향 중심을 따라 가속도계(A1 ~ A7)를 설치하였다. 가속도는 가진기의 진동수 별로 각각 계측하였으며, 계측 시간간격은 0.05초이며, 진동을 가한 이후 거더의 동적 응답이 충분히 감쇠되었다고 판단될 때까지 계측하였다. <그림 3.4.29>와 <그림 3.4.30>는 가진실험 전경과 계측시스템을 이용하여 가속도를 계측하는 모습을 나타낸 것이다.

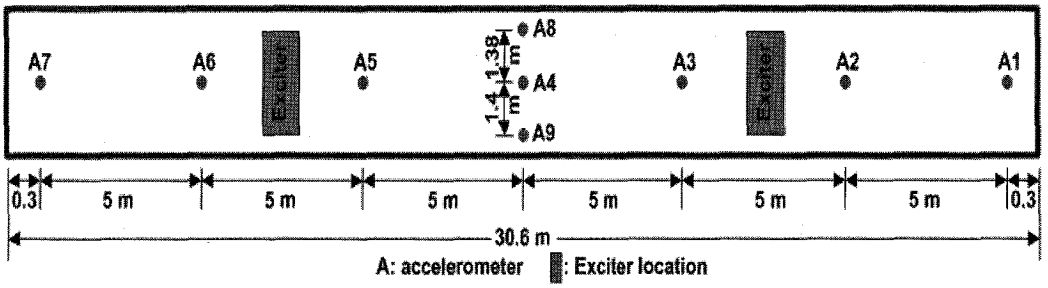


그림 3.4.28 가속도계 설치 위치

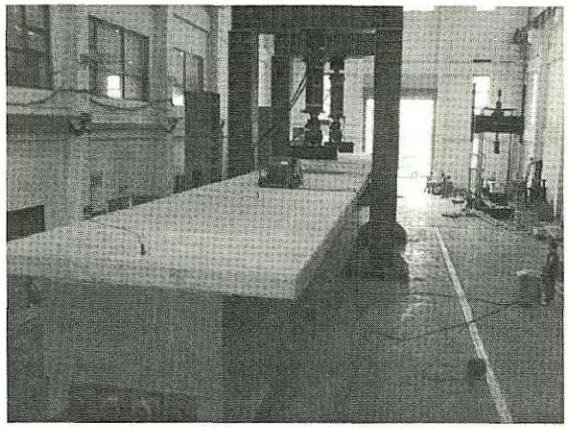


그림 3.4.29 가진실험 전경

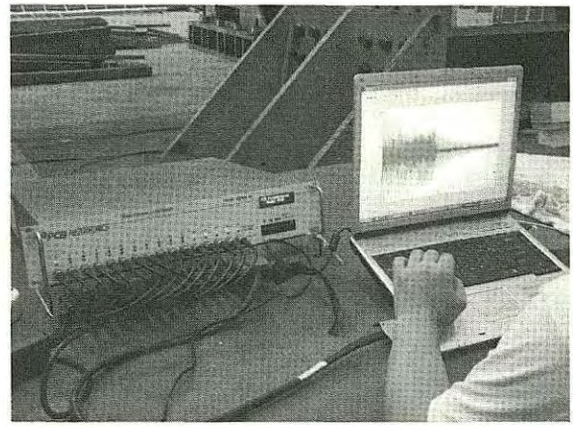


그림 3.4.30 가속도 계측 전경

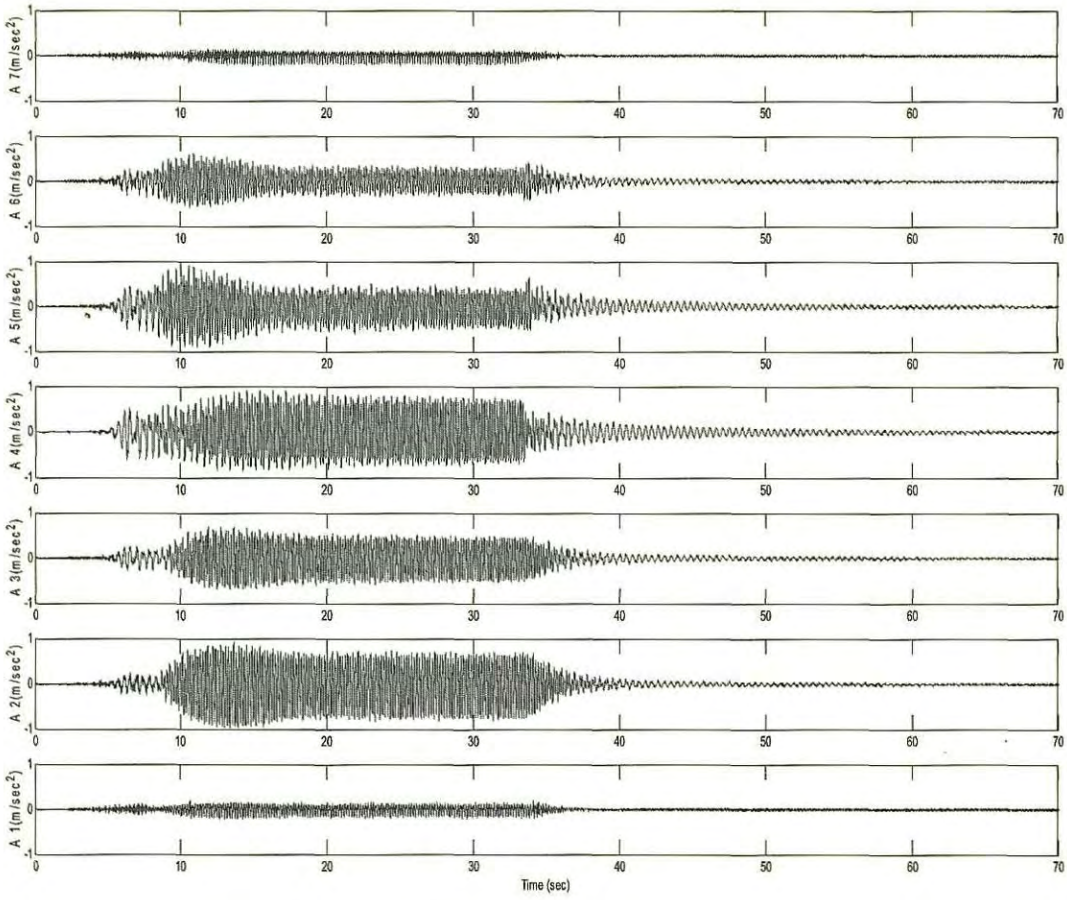


그림 3.4.31 계측된 가속도 시간이력의 예

4. 유한요소해석

가. 실험체에 대한 유한요소모델

본 절에서는 다양한 구조재료의 새로운 조합으로 이루어진 CFTA 거더의 거동특성을 해석적으로 평가하기 위하여 수행된 유한요소해석에 대하여 기술하였다. CFTA 거더의 정밀 유한요소해석은 기존의 거더형식과 차별화된 CFTA 거더의 구조거동을 예측하고, 실험결과를 고려하여 CFTA 거더에 적합한 해석모델을 개발하며, 이를 바탕으로 실교량의 구조적 여용성, 안전성, 위험도, 내하력 등을 평가하기 위하여 수행되었다.

구조실험을 위해 제작된 CFTA 거더 모델을 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 해석을 수행하였으며, 유한요소해석에서 사용한 단위계는 하중은 N, 길이는 mm, 질량은 ton으로 하였다. CFTA 거더는 콘크리트가 균열을 일으킨 후에도 콘크리트가 부담하던 하중이 강재로 전달되어 구조물 전체의 연성이 크게 증가하게 될 것으로 예상하여, 균열 이후의 거동을 검토하기 위해 탄성해석과 함께 재료적 비선형 해석도 병행하였다.

본 CFTA 거더 모델의 구성요소는 바닥판, 강재, 콘크리트 충전재, 철근, 긴장재로 되어있다. 콘크리트를 감싸고 있는 강재는 충전된 콘크리트를 구속하는 역할을 하며, 하중을 충전된 콘크리트로 전달한다. 충전된 콘크리트는 강재와 함께 아치구조를 형성하여 압축력을 지지하고 강재의 국부좌굴을 방지하는 역할을 한다. 바닥판은 상부의 하중을 거더로 전달하며, 긴장재는 거더의 양단을 고정하는 역할 뿐 아니라, 긴장력을 가하여 거더에 압축력을 도입하는 역할을 한다. 거더 모델의 구성요소는 다음 그림과 같다.

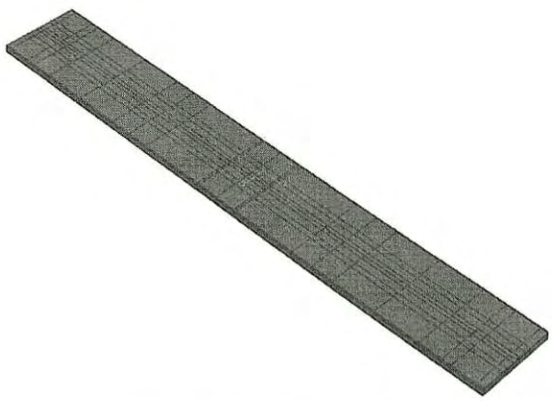


그림 3.4.32 CFTA 거더의 바닥판



그림 3.4.33 CFTA 거더의 바닥판 철근



그림 3.4.34 CFTA 거더의 강재주형



그림 3.4.35 CFTA 거더의 콘크리트 충전재



그림 3.4.36 CFTA 거더의 긴장재

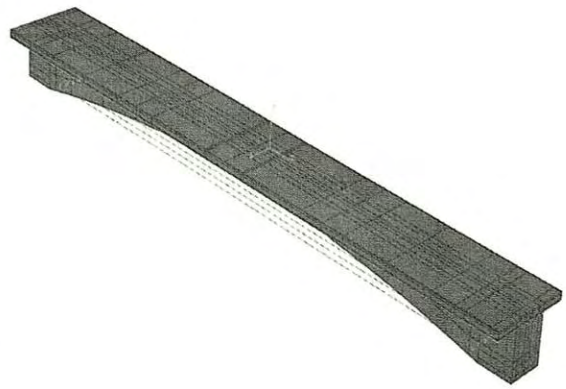


그림 3.4.37 CFTA 거더의 완성된 모습

CFTA 거더의 구조요소에 대한 합리적인 모델의 적용성을 판단하기 위하여 실물모형 실험체에 대한 해석을 실시하여 프레임 해석 결과와 비교분석을 수행하였으며 정적재하실험의 결과와의 비교분석을 위한 기초자료로 활용하였다. 해석은 실제 실험 결과와 최대한 유사한 결과를 얻기 위해서 실제 실험체의 시공 순서와 최대한 비슷하게 수행되었다. 우선 모든 부재들을 모델링하고 물성치를 입력하여 최종 모델을 완성시킨 후, 해석 단계를 시공 순서를 고려하여 적용하였다. CFTA 거더는 콘크리트가 균열을 일으킨 후에도 콘크리트가 부담하던 하중이 강재로 전달되어 구조물 전체의 연성이 크게 증가하게 될 것으로 예상되어, 균열 이후의 거동을 검토하기 위해 탄성해석과 함께 가력하중의 증가에 따른 재료적 비선형을 고려한 해석도 병행하였다.

CFTA 거더에 대한 유한요소 모델은 5 가지 구성요소로 구성되어 있다. 각 구성성분에 적용한 물성치는 <표 3.4.5>과 같다.

표 3.4.5 선형-탄성 해석을 위한 물성치

물성치 / 부재	단위질량 (ton/m^3)	탄성계수 (MPa)	포와송비
바닥판	2.35	25,000	0.167
바닥판 철근	8.00	200,000	0.3
강재	7.85	210,000	0.3
콘크리트충전재	2.35	29,000	0.167
긴장재	8.00	200,000	0.3

바닥판은 폭 3,500 mm, 높이 240 mm, 길이 30,600 mm로 모델링 하였으며, 요소는 8절점 육면체 요소를 적용하였다. 바닥판 철근은 truss요소로 제작되었으며, 길이 30,600 mm, 단면적 198.6 mm^2 이다. 강재는 거더 콘크리트를 감싸고 있으며, 3D Shell로 구성하였다. 강재를 설계할 때 사용한 좌표는 콘크리트를 생성할 때 사용하였던 좌표를 기본으로 하였다. 강재는 콘크리트 모델을 3D Shell로 전환한 후, 측면과 상면을 수정하여 제작하였다. 강재주형에 적용된 요소는 4절점 Shell 요소를 적용하였다. 거더 콘크리트는 바닥판과 마찬가지로 8절점 육면체 요소를 적용하였다. 긴장재는 철근과 동일하게 truss요소로 모델링 하였다. 길이는 30,600 mm이며, 거더 중앙부에 위치한 2개의 긴장재인 1차 긴장재의 단면적은 각각 2,635.3 mm^{2}이고, 거더 외각부에 위치한 2개의 2차 긴장재의 단면적은 각각 1,664.4 mm^{2}이다.

바닥판 콘크리트 및 충전된 콘크리트의 비선형 재료 모델은 concrete damaged plasticity 모델을 이용하였다. 바닥판 콘크리트 및 충전된 콘크리트 및 철근과 강재의 비선형 재료 물성치는 CEB-FIP Model Code 1990(CEB, 1993)을 바탕으로 아래와 같이 적용하였다.

표 3.4.6 비선형 강재 물성치

Member	Yield stress, σ_y (MPa)	Inelastic strain, ϵ_y
Steel plate	392.4 392.4 539.55	0 0.0180392 0.167304
Tendon	1,700 1,920 2,050 2,100 2,150	0 0.00214067 0.00955148 0.0192966 00390418

표 3.4.7 비선형 콘크리트 물성치 (CEB-FIP 1990)

Member	Compressed behavior		Tensile behavior	
	Yield stress, σ_y (MPa)	Inelastic strain, ϵ_y	Yield Stress, σ_y (MPa)	Cracking strain, ϵ_{cr}
Slab Concrete	17.229	0	2.715	0
	23.71	8.2E-005	0.40719	0.064192
	28.695	0.000218	0.02715	0.24393
	32.218	0.000407		
	34.309	0.000648		
	35	0.000939		
	34.28	0.001289		
	32.14	0.001691		
	28.61	0.002143		
	23.721	0.002644		
	17.5	0.003194		
Concrete	32.345	0	3.528	0
	37.54	6.2E-005	0.52917	0.061618
	41.846	0.000152	0.03528	0.234147
	45.133	0.000276		
	47.247	0.000437		
	48	0.000643		
	47.245	0.000886		
	44.81	0.001184		
	40.393	0.001546		
	33.617	0.001985		
	24	0.002515		
	9.029	0.003664		
	4.996	0.004454		
	3.227	0.005173		
	2.74	0.005865		
	1.694	0.006545		

긴장력은 자중과 가력하중이 가해지기 전 초기상태에 부여되므로, 긴장재에 초기 응력을 도입하여 가하였고, 긴장력 도입이 종료되는 시점에서 긴장재에 발생되는 응력이 설계시 계획된 응력이 되도록 하였다. 최종적으로 1차 긴장력이 도입된 후 1차 긴장재에는 816 MPa이, 2차 긴장력이 도입된 후 2차 긴장재에는 481 MPa의 응력이 되도록 하였다. FEM 해석 시 강재 및 콘크리트로 구성된 거더의 자중은 부여된 단위질량과 중력가속도, 생성한 부재의 부피에서 자동으로 계산되어 진다. 부여된 단위질량은 위에서 언급한 데로 이며, 중력가속도는 9,800 mm/s^{2}을 사용하였다. 슬래브의 자중은 등분포하중으로 적용하였다.

콘크리트가 균열을 일으킨 후에도 콘크리트가 부담하던 하중이 강재로 전달되어 구조물 전체의 연성이 크게 증가하게 될 것으로 예상하여, 균열 이후의 거동을 검토하기 위해 탄성해석과 함께 가

력 하중의 증가에 따른 재료적 비선형 해석도 병행하였다. 비선형 해석에서 가력하중은 바닥판 중앙부에서 각각 3 m씩 이격한 거리에서 각각 350,000 mm^2의 면적에 등분포 하중으로 0 kN부터 1,000 kN까지 100 kN씩 등가로 증가시키며 가력하였다. 가력하중은 긴장력과 자중이 걸려 있는 상황에서 가장 마지막으로 부여되게 되며, 긴장력에 의해, 상부로 변형이 일어난 상황에서 처짐이 발생하기 시작한다.

거더모델의 지지조건은 pin-roller 조건이며, 강재 양단에서 200 mm 떨어진 위치에서 pin 지점, roller 지점으로 각각 적용하였다. pin조건은 회전변위를 제외하고 모든 변위를 구속하였으며, roller 지점은 회전변위와, 축방향 변위를 제외하고 모든 변위를 구속하였다.

선형 해석과 기하 비선형, 재료 비선형 해석 시 구성된 요소 수는 총 42,451 개이며, 각각의 부재의 특성은 아래 표와 같다. 중앙부의 요소는 보다 세밀한 검토를 위하여 보다 조밀하게 요소를 분할하였다.

표 3.4.8 선형 해석 시 부여한 요소와 부재 특성

구성요소	크기(mm)	부재특성	요소 수	요소 타입
바닥판	30,600x3,500x240	Solid	13,664	C3D8
콘크리트 충전재	30,600x2,000x1,750	Solid	17,448	C3D8
강재	30,600x2,000x1,750	Shell	10,900	S4
긴장재	Length : 30,600 Area : 2,635.3 mm^2 1,664.4 mm^2	Truss	235	T3D2
와이어매쉬	Length : 30,600 Area : 198.6 mm^2	Truss	204	T3D2

각 부재는 바닥판 철근을 제외하고, 일체거동을 할 수 있도록 tie접합을 하였다. 바닥판 철근은 바닥판 내에 배근되어 있으므로, 'embed' 기능을 이용하여 바닥판 콘크리트 내부에서 바닥판 콘크리트와 일체거동을 하도록 하였다.

나. 해석방법

실험체의 거동을 모사하기 위하여 실험체의 시공 순서를 고려하여 단계를 나누어 해석을 수행하였다. step 1에서는 강재주형, 거더 콘크리트 및 1차 긴장재로 구성된 모델에 1차 긴장력을 도입시켰다. 그 후, step 2에서 콘크리트와 강재의 자중을 적용시켜 1차 긴장이 완료된 상태에 이르도록 하였으며, step 3에서는 슬래브 하중을 도입하여 바닥판 타설 완료 시점의 상태가 되도록 하였다. step

4에서는 슬래브와 2차 긴장재, 바닥판 철근을 모델에 추가하고 2차 긴장력을 도입하였다. 균열 이후의 거동을 검토하기 위해 탄성해석과 함께 재료적 비선형 해석을 위해 1,000 kN 까지 가력하중을 증가시키며 해석을 수행하였다. 이와 같은 해석은 해석 수행 후, 각 step 별로 결과를 볼 수 있게 됨으로써 시공 순서에 따라 가해지는 각 하중들이 CFTA 거더에 미치는 영향을 비교적 상세하게 확인하였으며, 가력하중 변화에 따른 비선형 거동 해석을 통하여 콘크리트 부재의 균열 이후의 구조물 거동을 검토할 수 있다.

다. 해석 결과

(1) Step 1. 작용 하중 : 콘크리트 및 강재 자중

Step 1에서는 콘크리트, 강재 합성 거더만 설치 된 상태로, 초기 자중인 콘크리트와 강재의 자중이 가해지는 단계이다. 따라서 거더에는 처짐이 발생하며, 부재의 상부가 인장을 하부가 압축을 받게 된다. Step 1에서의 중앙부 변위, 변형률, 응력은 다음 표와 같다.

표 3.4.9 Step 1에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력

부재 \ 항목		중앙부	
		변형률	응력(MPa)
콘크리트 충전부	상부	-0.00048	-13.6182
	하부	0.000484	13.6754
강재	상부	-0.00048	-104.027
	하부	0.000487	104.365
변위(mm)		-124.16	

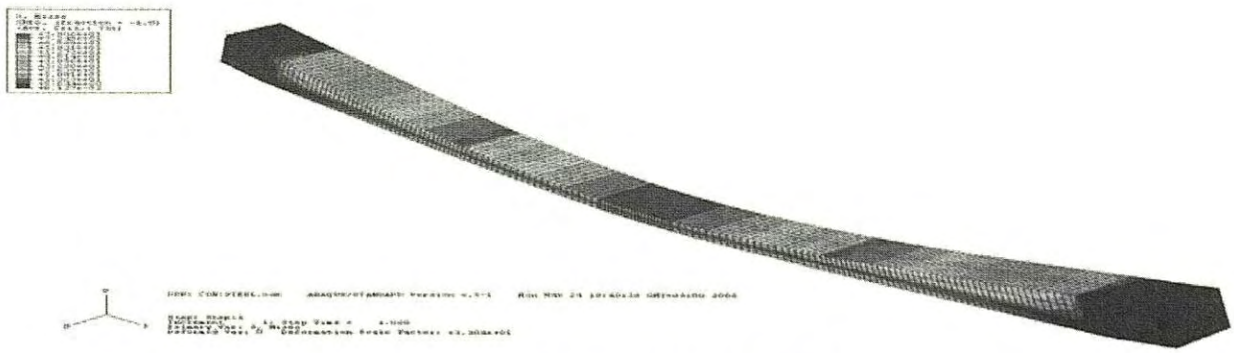


그림 3.4.38 Step 1의 해석 결과

(2) Step 2. 작용 하중 : 콘크리트 충전재와 강재의 자중

Step 2에서는 Case 1의 동일한 모델에서 1차 긴장재의 긴장력만이 작용한다. 따라서 거더는 위로 솟게 되며, 부재의 상부가 인장을, 하부가 압축을 받게 된다. Step 2에서의 위치에 따른 변위, 변형률, 응력은 다음 표와 같다.

표 3.4.10 Step 2에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력

항목 / 부재		중앙부	
		변형률	응력(MPa)
콘크리트 충전부	상부	5.73E-005	1.57273
	하부	-0.00022	-6.16384
강재	상부	5.81E-005	12.2881
	하부	-0.00022	-46.7539
변위(mm)		37.94	
1차 긴장재		775.9	

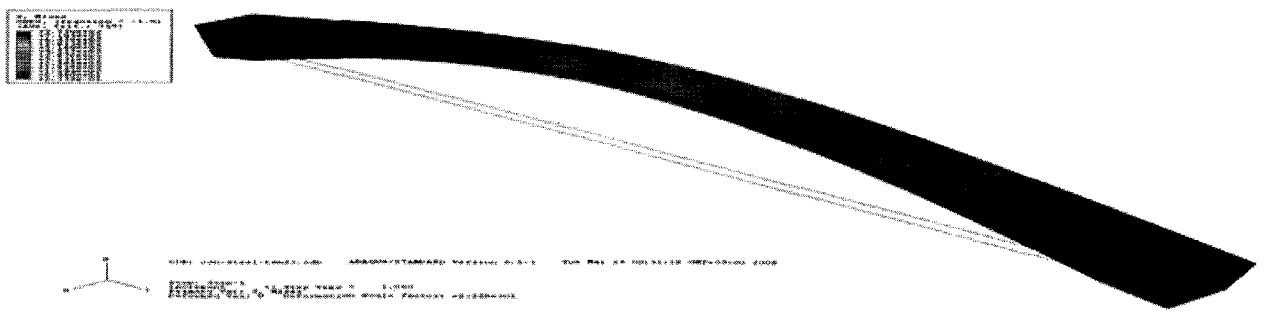


그림 3.4.39 Step 2의 해석 결과

(3) Step 3. 작용 하중 : 슬래브 하중

Step 3에서는 Step 1, 2에서 설치된 콘크리트 충전재와 강재, 1차 긴장재와, 추가로 가력 예정인 2차 긴장에 의한 부재 상부의 인장 파괴를 방지하기 위해 슬래브 바닥판의 하중이 가해지는 상태이다. 실재로 슬래브 바닥판이 설치되는 것은 아니고 하중만이 가해지는 것이므로 모델은 Step 2와 같은 모델이다. 슬래브 바닥판의 자중만이 작용하게 되므로 거더는 아래로 처지게 되며, 부재의 상부가 압축을, 하부가 인장을 받게 된다. Case 1에서의 위치에 따른 변위, 변형률, 응력은 다음 표와 같다.

표 3.4.11 Step 3에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력

부재 \ 항목		중앙부	
		변형률	응력(MPa)
콘크리트 충전부	상부	-0.000092	-2.5
	하부	-0.000089	-2.4
강재	상부	-0.000092	-19.4
	하부	-0.000090	-18.8
변위(mm)		2.6	
1차 긴장재		940.5	

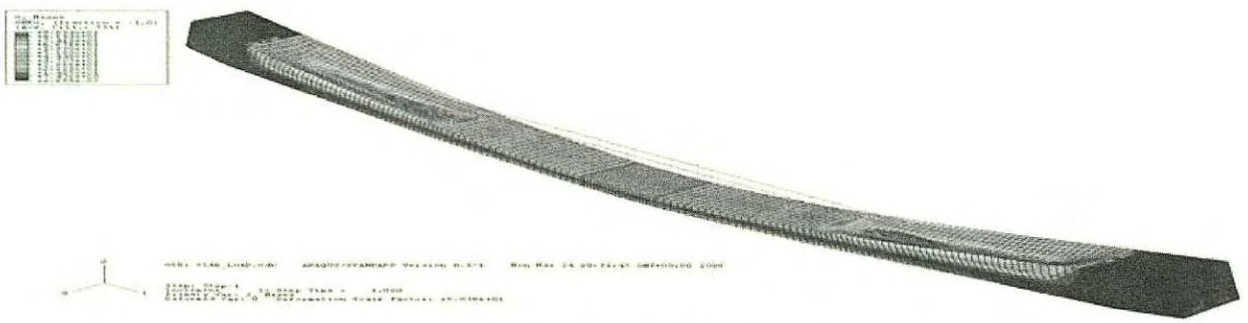


그림 3.4.40 Step 3의 해석 결과

(4) Step 4. 작용 하중 : 2차 긴장력

Step 4에서는 Step 3의 모델에 2차 긴장재와 슬래브 바닥판이 추가된 모델로 작용 하중은 2차 긴장력이다. 슬래브 바닥판이 설치었으며, 슬래브 하중은 Step 3과 같이 거더 상부면 전체에 등분포로 작용하며, 구조물에 작용하는 하중은 콘크리트 충전재와 강재의 자중, 슬래브 하중과 1 · 2차 긴장력이 작용한다. 2차 긴장력이 추가로 작용하므로 거더는 위로 솟게 되며, 부재의 상부가 인장을, 하부가 압축을 받게 된다. Step 4에서의 위치에 따른 변위, 변형률, 응력은 다음 표와 같다.

표 3.4.12 Step 4에서의 CFTA 거더 모델의 변위, 변형률, 응력

부재 \ 항목		중앙부	
		변형률	응력(MPa)
콘크리트 충전부	상부	-0.00017	-4.88853
	하부	-0.00012	-3.42956
강재	상부	-0.00017	-3.17482
	하부	-0.00012	-3.18767
슬래브 바닥판	상부	9.81E-05	2.43468
변위(mm)		23.8977	
1차 긴장재		822.548	
2차 긴장재		420.6	

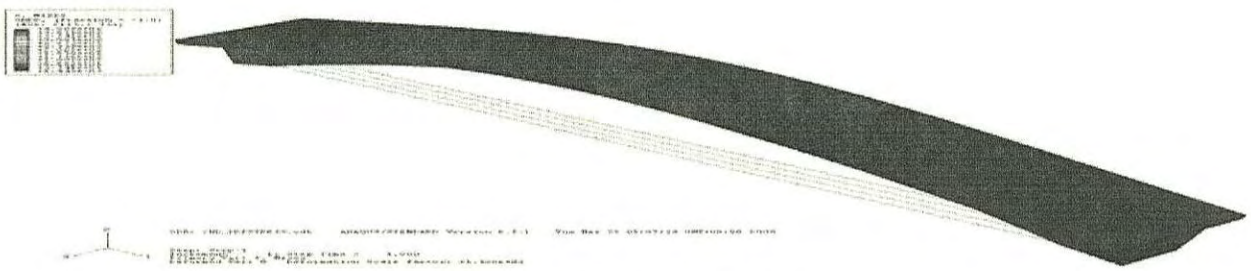


그림 3.4.41 Step 4의 해석 모델

(5) 가력 하중에 따른 비선형 해석

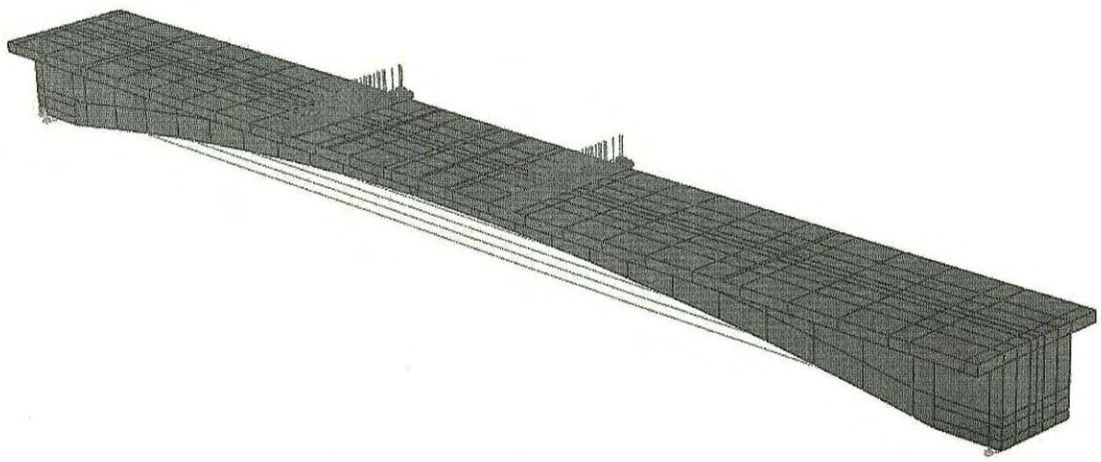


그림 3.4.42 거더에 작용하는 가력하중

콘크리트가 균열을 일으킨 후에도 콘크리트가 부담하던 하중이 강재로 전달되어 구조물 전체의 연성이 크게 증가하게 될 것으로 예상된다. 이러한 균열 이후의 거동을 검토하기 위한 비선형 해석을 위해 완성된 CFTA 거더 모델에 100 kN에서 1,000 kN 까지 하중을 100 kN씩 증가하며 가력하였다. 가력 하중은 <그림 3.4.44>와 같이 부재 중앙에서 양쪽으로 3 m씩 떨어진 곳에 등분포 하중으로 작용하게 된다. 부재별 하중에 대한 변형 거동을 살펴보기 위해 부재별 하중-변형률 곡선을 산출하였다.

거더 콘크리트 블록과 강재는 완전 합성 거동을 하므로 같은 변형률을 보이며, 400 kN이 지나면서 콘크리트 하부가 비선형거동을 하지만 강재에 의해 급격한 강성저하가 나타나지는 않는다. 가력하중에 따른 선형 비선형 처짐의 형태를 비교하면 약 500 kN의 하중이 가해지는 경우 거더의 거동이 비선형성을 띄는 것을 확인 할 수 있다.

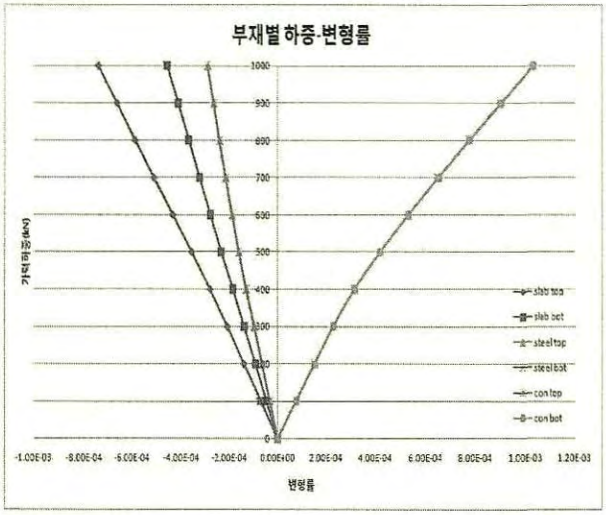


그림 3.4.43 부재별 하중 변형률 곡선

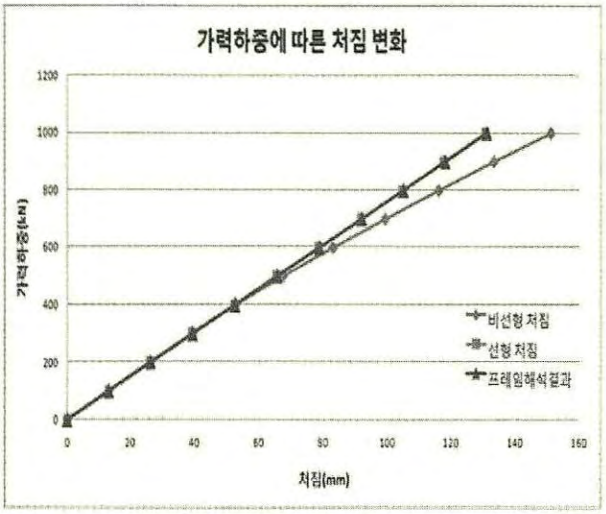


그림 3.4.44 가력하중에 따른 처짐 변화 곡선

가력 하중에 따른 단면의 변형률을 표시한 그래프에서 하중의 변화에 다른 단면의 변형 형상을 볼 수 있다. 슬래브 바닥판과 거더 상판의 초기 변형률이 다르므로 변형률의 차이를 보인다. 재료-기하 비선형 거동 시 중립축의 변화를 알아보기 위해 각 가력하중에 따른 단면의 응력을 살펴보았다. 가력하중이 증가함에 따라 중립축의 위치가 높아지며, 400 kN의 하중이 작용할 때 콘크리트 하부에서 비선형성을 띄는 기울기의 변화를 확인 할 수 있다.

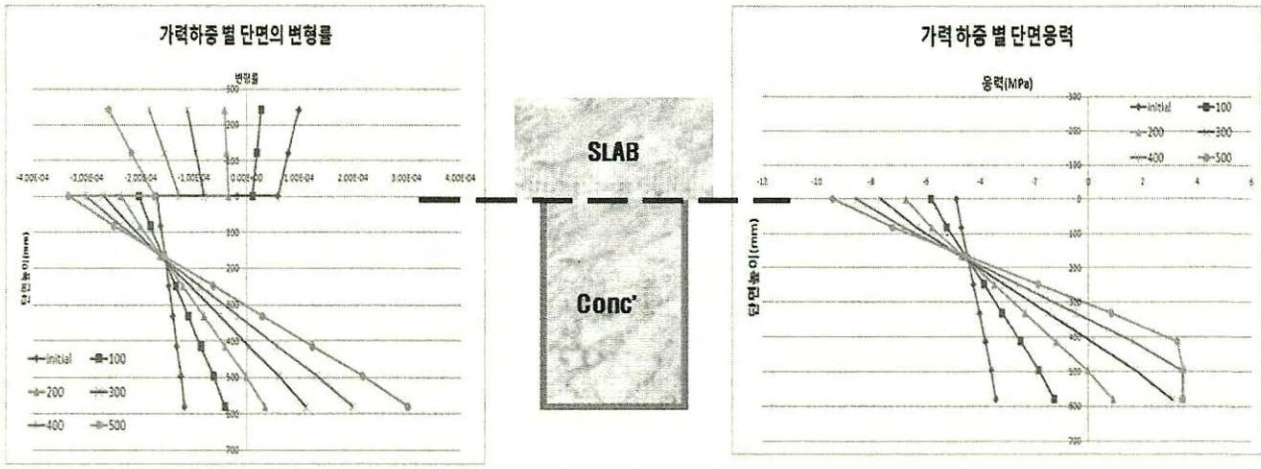


그림 3.4.45 가력하중별 단면 변형률 및 응력 분포 곡선

5. 실험 결과 분석

가. 정적재하실험

(1) 시공단계별 실험체의 거동

실험체를 제작하면서 주요 제작(시공)단계별로 실험체에 발생하는 처짐과 변형률을 계측하여 설계 결과 및 유한요소해석 결과와 비교하였다. 주요 제작단계는 1차 긴장 단계, 바닥판 타설 단계 및 2차 긴장단계이며 각 단계별로 계측된 결과는 다음과 같다.

(가) 1차 긴장

<그림 3.4.46>과 <그림 3.4.47>은 1차 긴장을 실시하면서 실험체에 발생하는 솟음량과 변형률을 설계 및 유한요소해석에 의한 결과와 비교하여 나타낸 것이다. 1차 긴장 단계에서 실험체에 발생한 경간 중앙부 솟음량은 약 45.8 mm이며, 설계 및 유한요소해석에서 예측한 솟음량에 비해 다소 크게 발생한 것으로 나타났다. 이러한 결과는 설계기 고려한 정착부 슬립에 의한 손실량이 실제 긴장력 도입 단계에서 작게 발생한 데에 원인이 있는 것으로 판단된다. 거더의 중앙부에서 계측된 실험체의 변형률에서도 축방향 압축변형량 및 휨변형량이 크게 발생한 것을 확인할 수 있다. 또한, 설계결과와 실험 결과에서 다소 차이가 발생한 것을 확인할 수 있는데, 이 결과는 1차 긴장시 거더에 작용하는 자중에 의한 처짐과 도입되는 긴장력에 의한 솟음이 누적된 결과로서 각각의 하중에 대한 처짐과 솟음의 크기에는 큰 차이가 없지만 두 해석간의 오차가 누적되어 나타난 결과이다. 1차 긴장에 의한 거더 중앙부의 변형률에서도 알 수 있듯이 두 해석간의 오차는 크지 않게 발생한 것을 알 수 있다.

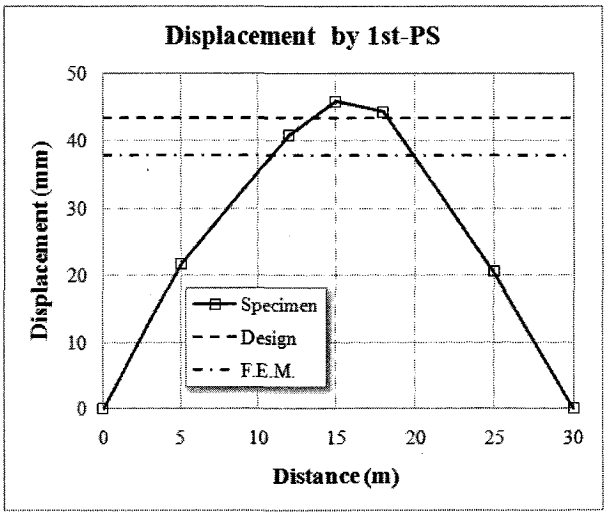


그림 3.4.46 1차 긴장에 의한 솟음

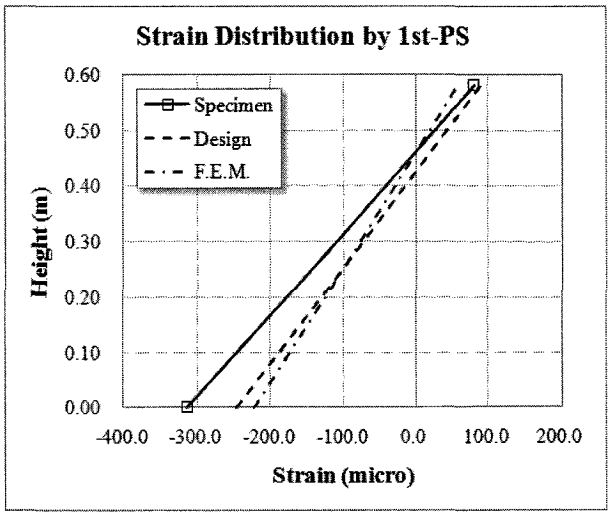


그림 3.4.47 1차 긴장에 의한 중앙부의 변형률

(나) 바닥판 타설

<그림 3.4.48>과 <그림 3.4.49>은 바닥판 타설시 바닥판 자중에 의해 실험체에 발생하는 처짐 및 변형률을 설계 및 유한요소해석에 의한 결과와 비교하여 나타낸 것이다. 바닥판 타설을 위한 거푸집은 바닥판 하중에 의한 거더의 거동을 검토하기 위하여 거푸집의 지지점을 거더에 고정하도록 하였지만, 작업상의 오류로 인해 하중 재하 지점에서 거푸집의 지지점을 지면에 고정하여 정확한 변형이 계측되지 않았다. 하지만, 1차 긴장시 거더의 거동이 설계에서의 예측치와 유사한 거동을 보였기 때문에 실험체의 거동은 설계에서 예측한 거더와 동일하게 발생했다고 가정하였다. 바닥판 자중에 의한 실험체의 처짐은 약 70.2 mm가 발생하였으며, 유한요소해석에 의한 결과는 약 65 mm로 나타났다. 바닥판 자중에 대하여 설계 및 유한요소에서 해석한 결과는 1차 긴장 단계에 비해 크지 않게 발생하였으며, 변형률 또한 유사하게 거동하는 것으로 나타났다.

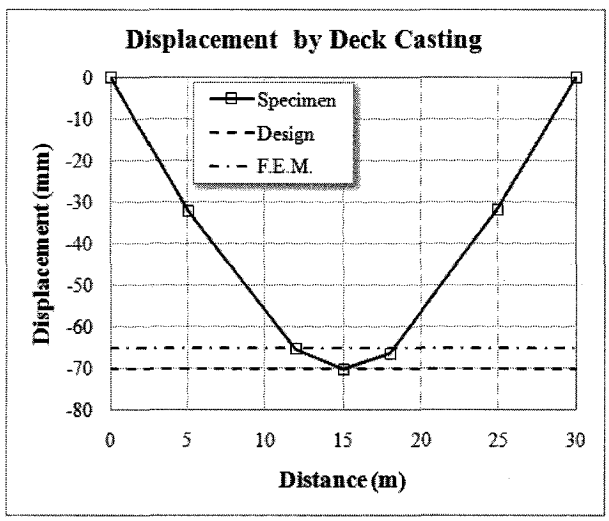


그림 3.4.48 바닥판 자중에 의한 처짐

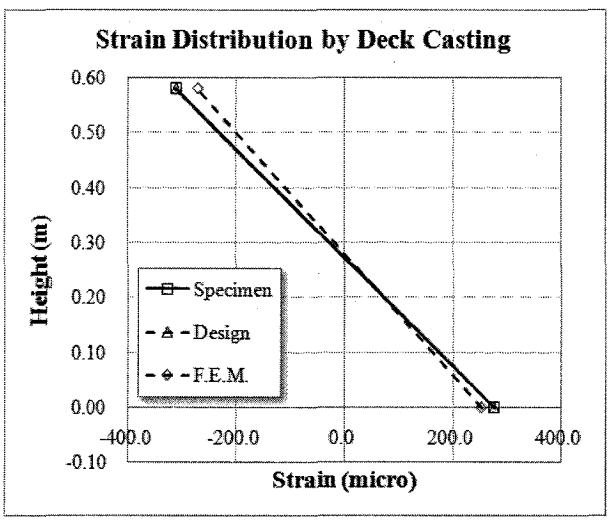


그림 3.4.49 바닥판 자중에 의한 변형률

(다) 2차 긴장

<그림 3.4.50>과 <그림 3.4.51>은 2차 긴장력에 의해 실험체에 발생하는 솟음 및 변형률을 설계 및 유한요소해석에 의한 결과와 비교하여 나타낸 것이다. 2차 긴장력 역시 1차 긴장 단계와 마찬가지로 설계에서 예측된 정착부 슬립에 의한 손실량에 비해 손실이 작게 발생하여 결과적으로 긴장력이 더 크게 발생한 것으로 판단되며, 과도하게 도입된 긴장력에 의해 바닥판 상부 콘크리트에 국부적인 균열이 발생한 것으로 나타났다. 그 결과 실험체의 압축 변형률과 휨 변형률은 <그림 3.4.51>과 같이 설계 및 유한요소해석에서 예측한 것에 비해 크게 나타났다.

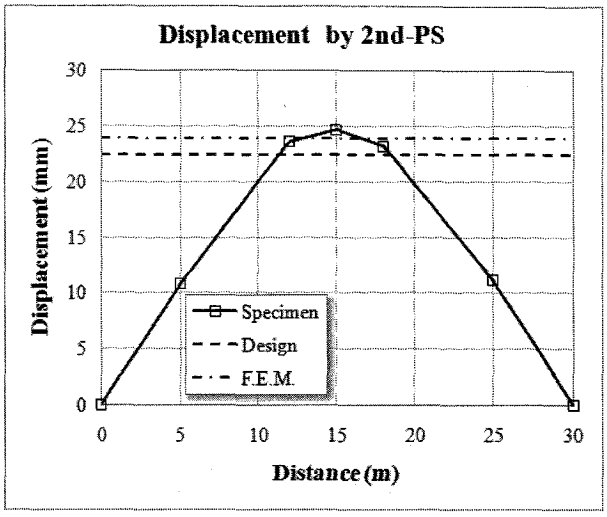


그림 3.4.50 2차 긴장에 의한 솟음

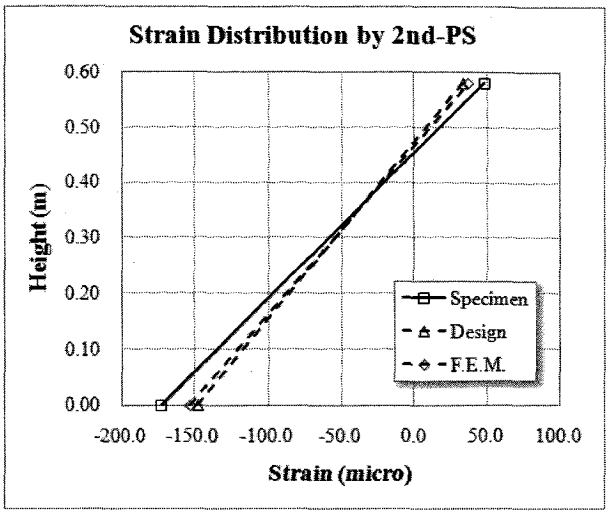


그림 3.4.51 2차 긴장에 의한 중앙부의 변형률

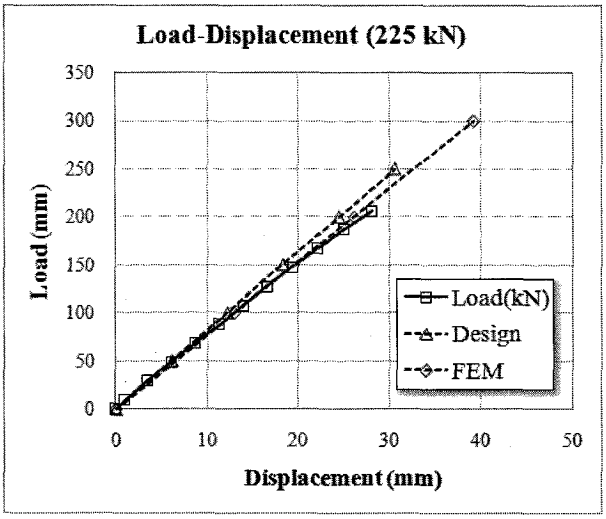


그림 3.4.52 재하하중에 의한 처짐 - 설계하중

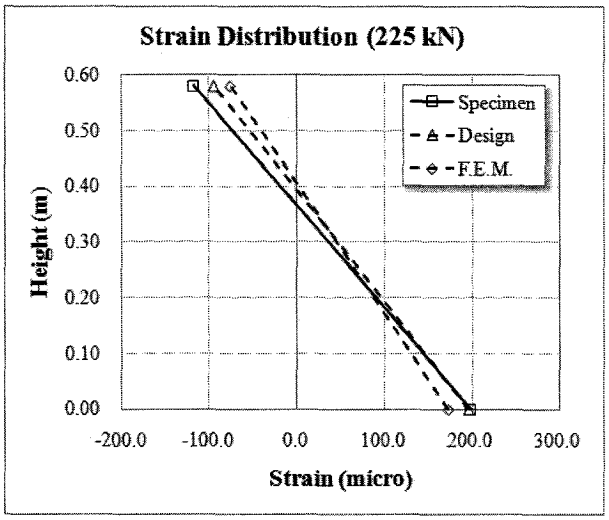


그림 3.4.53 재하하중에 의한 변형률 - 설계하중

(2) 재하하중에 의한 실험체의 거동

(가) 설계하중에 내의 거동

<그림 3.4.52> ~ <그림 3.4.53>은 설계하중에 대한 등가의 재하하중에 의해 실험체에 발생하는 경간 중앙부에서의 처짐과 중앙부 단면의 변형률을 나타낸 것이다. 실험체의 처짐은 2차 긴장 단계에서 바닥판 상부에 발생한 국부적인 균열로 인해 설계 및 유한요소해석에서 예측한 값에 비해 다소 크게 발생하는 것으로 나타났지만, 차이는 크지 않은 것을 알 수 있다. 재하하중에 의해 중앙부 단면에 발생하는 변형률에서도 상대적으로 큰 휨 변형이 발생한 것을 확인할 수 있다. 하지만, 거더의 하부에 발생하는 인장변형은 설계 및 유한요소해석에서 예측한 값과 유사하게 나타나 설계하중 내에

서 구조적인 안전성에 문제가 없다고 할 수 있다.

(나) 극한하중에 대한 거동

<그림 3.4.54> ~ <그림 3.4.55>는 설계하중 이후 실험체의 극한하중까지 하중을 재하하면서 계측한 실험체의 변위 형상, 경간 중앙부 처짐 및 중앙부 단면에서의 변형률을 나타낸 것이다. 실험체의 처짐 형상은 하중이 증가하면서 상대적으로 작은 단면을 갖는 중앙부에 변형이 집중되는 것을 알 수 있으며, 극한하중 상태에서 변형이 집중되는 현상이 뚜렷하게 나타났다. 이는 경간 중앙부에서 단면의 강성이 작고 그로인해 중앙부 단면에 거더 콘크리트 하부에 발생하는 균열이 집중되었기 때문인 것으로 판단된다. 극한하중까지 재하한 상태에서 실험체의 상태를 육안으로 관찰한 결과, 바닥판에 압축 파괴가 발생한 것을 확인할 수 있었으며 이때 상부의 아치리브 강재에 좌굴은 발생하지 않은 것으로 확인되었다. <그림 3.4.55>에서 콘크리트의 균열은 설계하중의 약 1.8 배에 해당하는 약 400 kN의 재하하중에서 발생한 것으로 판단되며 이후 균열이 진전됨에 따라 바닥판 콘크리트 상부의 압축균열이 발생하면서 극한하중 상태에 이른 것으로 판단된다. 또한, 재하하중의 증가에 따른 중앙부 단면의 변형률을 보여주는 <그림 3.4.56>의 결과로부터 재하하중이 증가함에 따라 거더 콘크리트 하부에 균열이 발생하면서 중립축이 상부로 점차 이동하는 경향을 보인다.

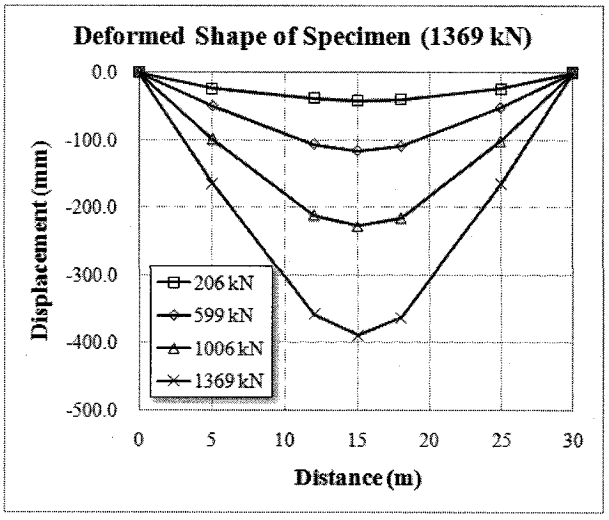


그림 3.4.54 재하하중에 의한 처짐 형상 - 극한하중

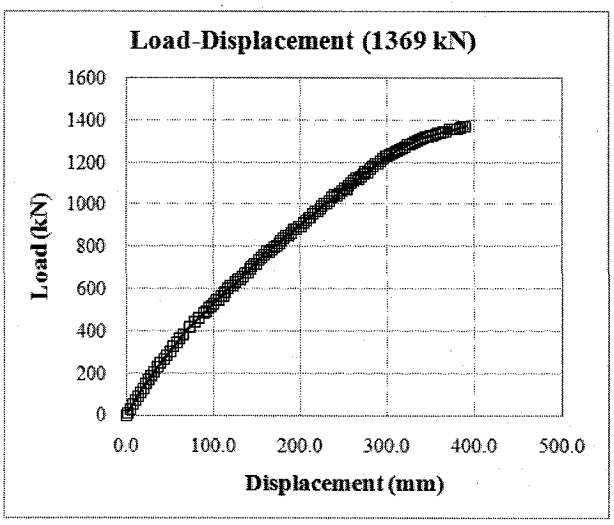


그림 3.4.55 재하하중에 의한 처짐 - 극한하중

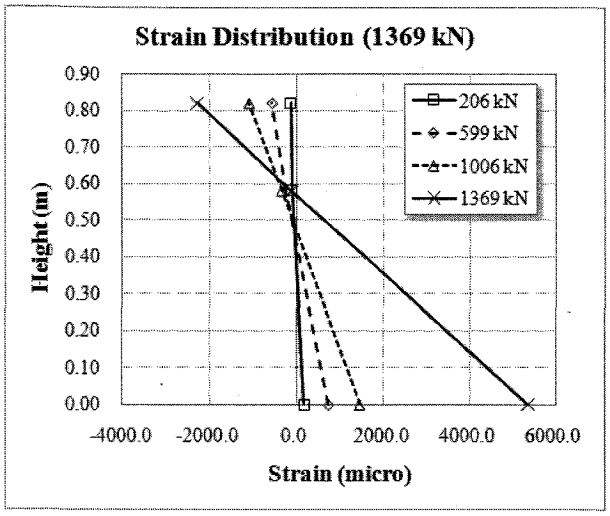


그림 3.4.56 재하하중에 의한 변형률 - 극한하중

(3) 손상을 고려한 실험체의 거동

CFTA 거더교에 발생할 수 있는 손상에 대한 거동을 검토하기 위해, 외측 긴장재의 강선을 제거하면서 재하하중에 따른 거동을 검토하였다. 손상을 고려한 실험에서는 설계 활하중에 대한 등가의 재하하중의 약 1/2의 하중인 130 kN까지 재하하면서 각 손상 수준에 따른 실험체의 거동을 검토하였다. 외측 긴장재의 강선이 모두 제거된 이후, 재긴장을 통해 복구한 실험체의 거동을 검토하기 위하여, 재긴장을 실시하여 재하하중에 의한 거동을 검토하였다.

(가) 손상에 따른 변위의 변화

<그림 3.4.57>는 각 손상 수준별로 손상이 추가됨에 따라 증가하는 자중에 의한 변위와 복구를 통해 복원된 변위를 나타낸 것이며, <그림 3.4.58> 각 손상 수준별로 계측된 변위와 재긴장을 통해 복원된 변위를 누적하여 나타낸 것이다. 자중에 의한 변위는 손상의 수준이 증가하면서 점차 증가하며, 이전의 상태로부터 손상의 추가에 의한 변위가 증가하는 폭은 손상수준이 높아지면서 증가하는 것으로 나타났다. 또한 외측 긴장재가 완전히 제거된 이후 재긴장을 통해 손상에 의해 발생하였던 변위는 대부분 복원되는 것을 확인할 수 있다.

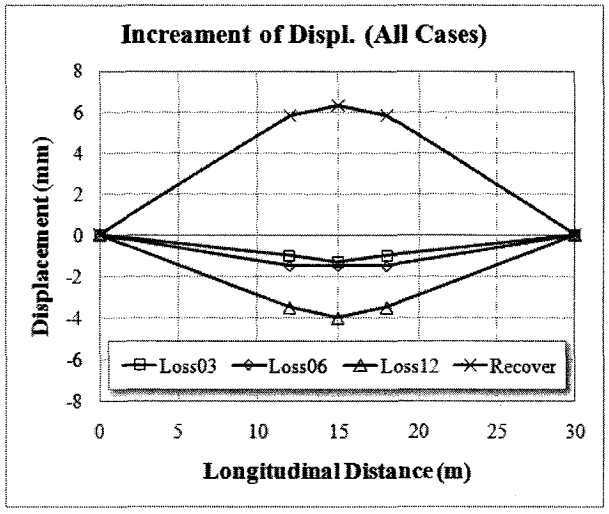


그림 3.4.57 손상 및 복원에 따른 변위의 증가

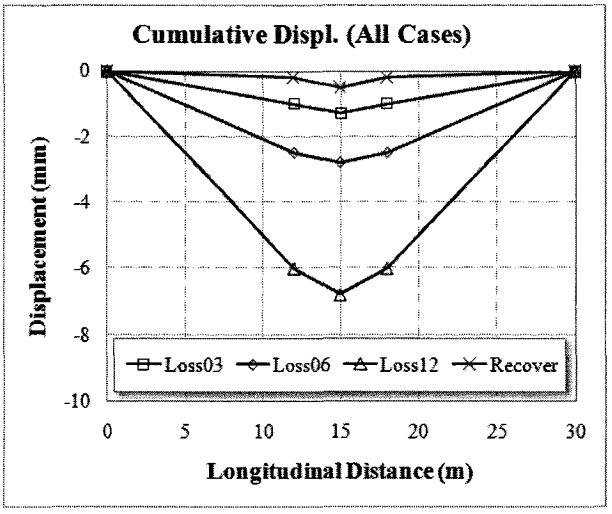


그림 3.4.58 손상 및 복원에 따른 누적 변위

<그림 3.4.59>는 재하하중에 의해 경간 중앙부에 발생한 실험체의 변위를 손상 수준별로 나타낸 것이며, <그림 3.4.60>는 손상이 없는 상태와 외측 긴장재의 강선이 모두 제거된 상태에서 재하하중에 의한 실험체의 변위를 비교하여 나타낸 것이다. 하중의 재하하면서 실험체의 변위를 검토한 결과, 손상의 수준이 높아짐에 따라 실험체의 휨강성이 점차 감소하여 하중-변위 곡선의 기울기가 완만해지는 것으로 나타났으나, 증가량은 크지 않은 것으로 확인된다. 즉, 외측 긴장재의 완전한 제거에도 불구하고 실험체의 휨강성에 큰 변화 없이 이전의 상태와 유사한 거동을 보임으로써, CFTA 거더는 공용 중 긴장재의 손상에 대하여 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다. 또한, 재긴장에 의해 복원된 실험체의 거동과 손상 전의 거동 및 외측 긴장재를 모두 제거한 상태의 거동을 비교한 <그림 3.4.61>에서 확인 할 수 있는 것과 같이, 재긴장에 의해 실험체의 손상 전의 상태에 가깝게 복원된다고 할 수 있다.

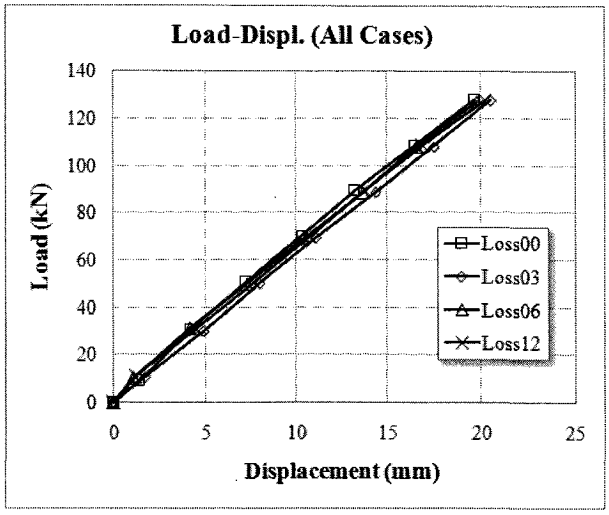


그림 3.4.59 손상별 하중-변위 곡선 (All)

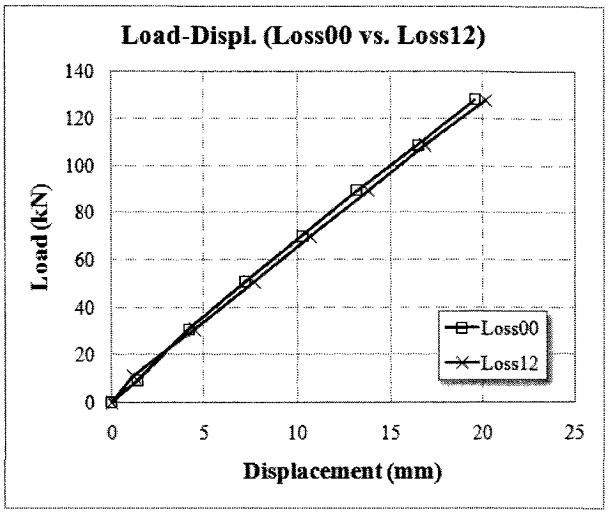


그림 3.4.60 손상별 하중-변위 곡선 (무손상, 완전손상)

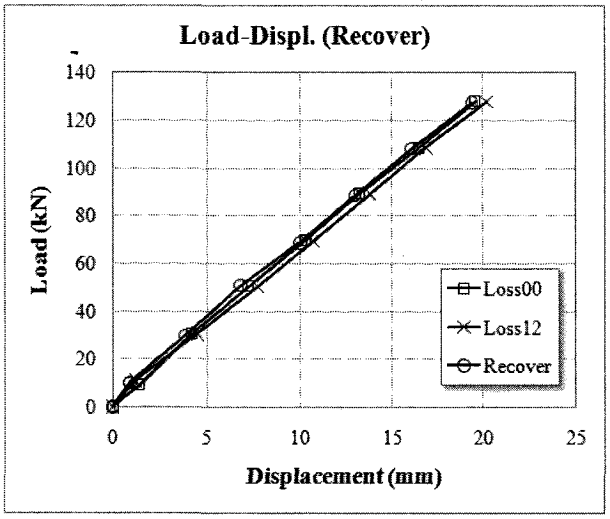


그림 3.4.61 손상 및 복구에 따른 하중-변위 곡선

(나) 손상에 따른 변형률 변화

<그림 3.4.62>는 재하하중에 의해 실험체의 경간 중앙부 단면에 발생한 변형률의 연직방향 분포를 손상 수준별로 나타낸 것이며, <그림 3.4.63>는 손상이 없는 상태와 외측 긴장재의 강선이 모두 제거된 상태에서 재하하중에 의한 실험체의 경간 중앙부 단면에 발생한 변형률의 연직방향 분포를 비교하여 나타낸 것이다. 손상 수준별 재하하중에 의한 실험체의 높이에 따른 변형률 역시 실험체의 변위에서 나타난 결과와 동일한 결과 보이는 것을 확인할 수 있다.

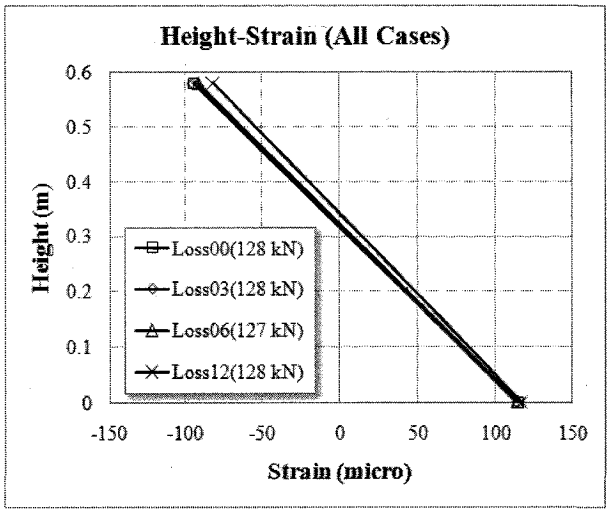


그림 3.4.62 손상별 변형률 분포 (All)

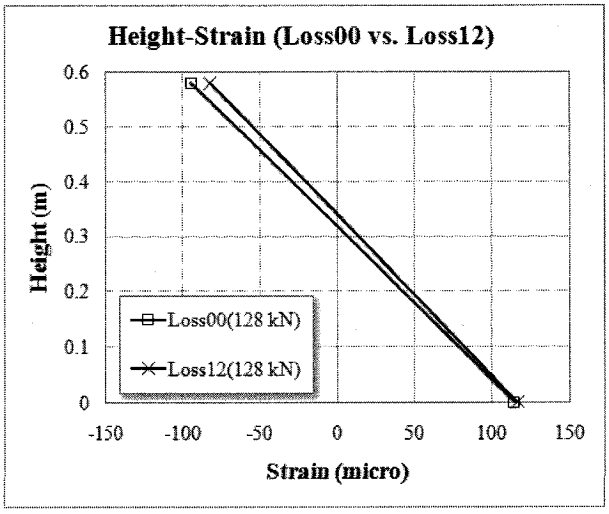


그림 3.4.63 손상별 변형률 분포 (무손상, 완전손상)

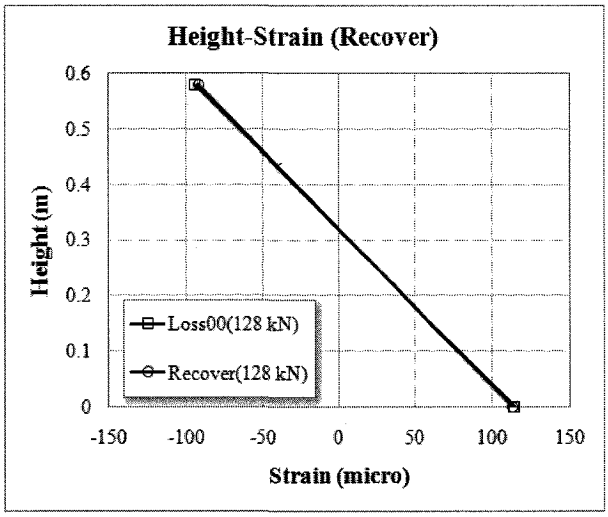


그림 3.4.64 복구에 따른 변형률의 복원 (연직분포)

<그림 3.4.65>는 손상 상태와 재긴장에 의해 복원된 상태에 대하여 재하하중에 의해 실험체의 경간 중앙부 단면 하부에 발생한 변형률의 횡방향 분포를 나타낸 것이며, <그림 3.4.66>는 실험체의 경간 중앙부 단면 하부에 발생한 변형률의 횡방향 분포를 나타낸 것이다. <그림 3.4.65>와 <그림 3.4.66>의 결과는 손상이 없는 상태를 기준으로 각 손상별로 발생한 변형률의 증가량을 나타낸 것으로, 손상이 발생한 위치에서 변형률이 상대적으로 크게 증가하는 것으로 나타났다. 하지만, 그 크기가 매우 작기 때문에 외측 긴장재에 의한 횡방향 편심효과는 작은 것으로 판단된다.

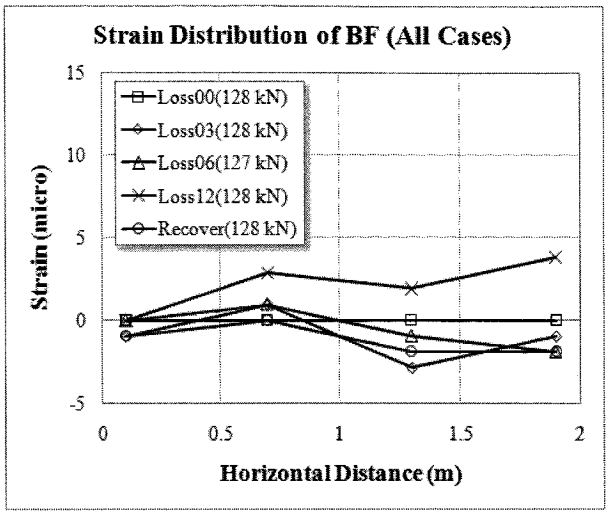


그림 3.4.65 손상 및 복구에 따른 횡방향 변형률 분포 (하부플랜지)

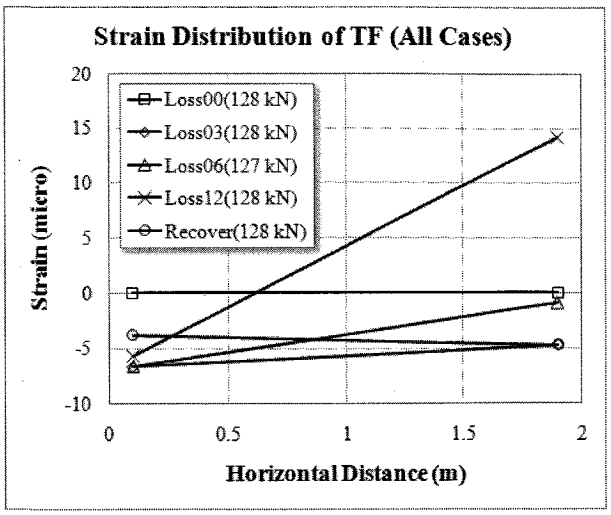


그림 3.4.66 손상 및 복구에 따른 횡방향 변형률 분포 (상부플랜지)

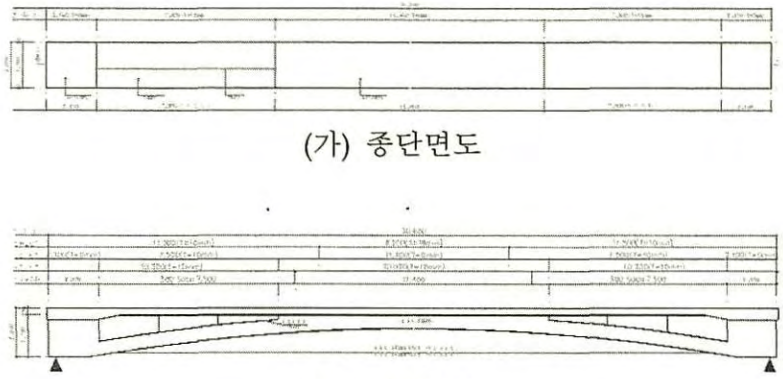
(4) 소결

CFTA 거더교가 시공성, 해석의 타당성 및 구조적인 안전성을 검증하기 위하여, 실물모형 실험체를 이용한 정적재하실험을 수행하였다. 정적재하실험 결과, 실험체는 설계 및 유한요소해석에서 예측한 거동과 유사한 거동을 보임으로써 설계 결과에 대한 신뢰성을 확보하고 있다고 할 수 있다. 시공 단계별 검토 결과, 2차 긴장 단계에서 과도한 긴장력의 도입으로 인해 바닥판 상부에 국부적인 균열이 발생하였다. 이러한 결과는 설계에 있어서 허용균열응력에 대한 충분한 여유를 두고 설계할 수 있지만, 향후 보다 신뢰성 있는 거더 형식으로 발전시키기 위해서는 바닥판 균열의 가능성을 배제하기 위한 근본적인 보완 방법을 찾아야 할 것이다. 손상을 모사한 실험 결과, 손상에 따른 거더의 거동에서 거더의 안전에 문제가 되는 변화는 관찰되지 않았고 재긴장을 통해 손상이 발생하기 전의 상태로 복원이 가능하다는 것이 확인됨으로써 공용 중 거더의 안전성을 확보하고 있다고 할 수 있다.

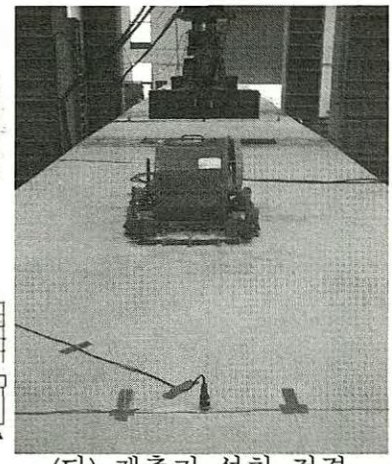
나. 동적거동실험

(1) 개요

CFTA 거더의 동적 특성을 분석하기 위하여 거더의 연직방향 자유진동실험을 수행하였다. 가속도계의 설치 위치는 CFTA 거더의 교축방향으로 6개로 등분할 한 후, 중앙선을 따라 7개의 지점(A1-A7)이다. 거더의 중간 지점에서 양쪽으로 7.5 m 떨어진 양 지점에서 가진기(exciter)를 사용하여 연직방향으로 주된 가진 진동수를 변경하여 가면서 충격하중을 각각 2 회 가하였다.

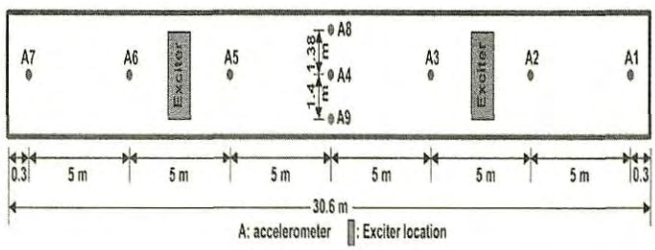


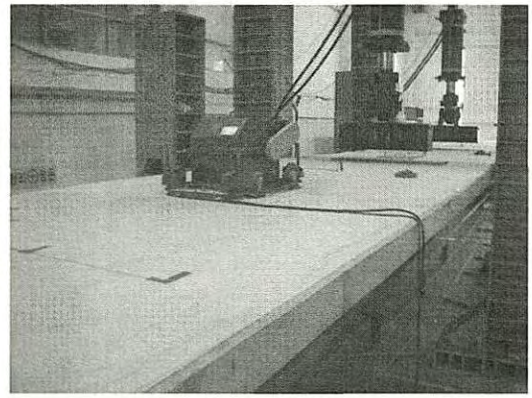
(가) 종단면도



(나) 횡단면도 (다) 계측기 설치 전경

그림 3.4.67 CFTA의 개요와 계측기 설치 전경





(가) 가진 위치 (나) 충격하중에 의한 가진

그림 3.4.68 충격하중과 자유진동실험

매 충격하중에 의한 거더의 응답을 가속도계를 사용하여 계측하였다. 계측 시간간격은 0.05 초였으며, 충격하중을 가한 후 거더응답이 충분히 감쇠되었다고 판단될 때까지 계측하였다.

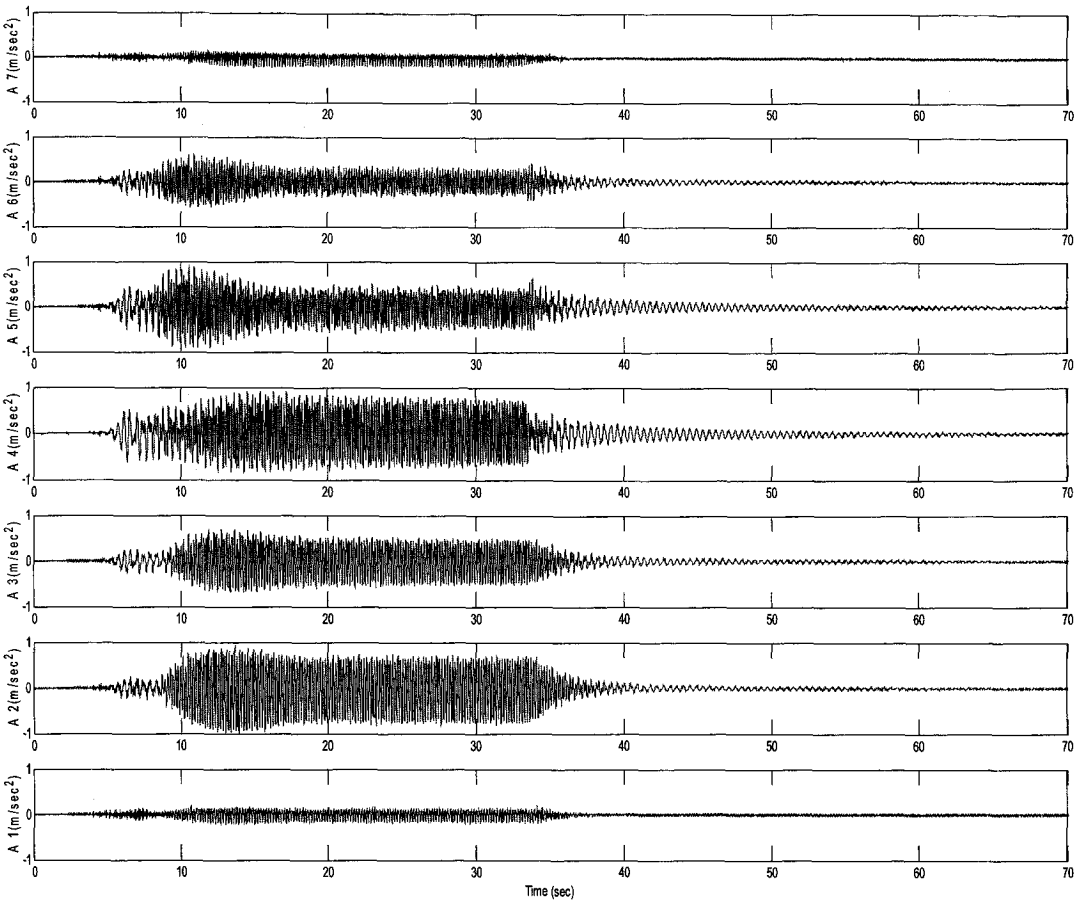
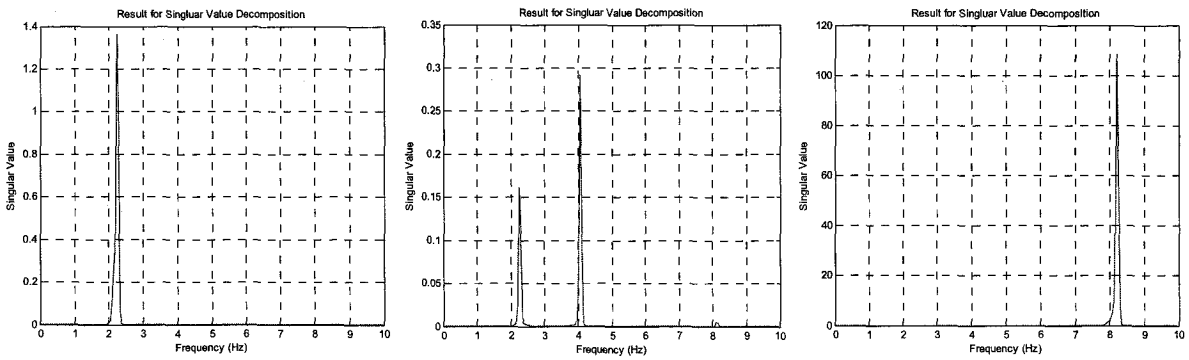


그림 3.4.69 계측된 가속도 시간이력



(가) 1.43Hz (나) 2.5Hz (다) 5Hz

그림 3.4.70 주된 가진 진동수별로 계측된 가속도응답의 특이치 분해(SVD)

(2) 모드계수 추정 방법

CFTA 거더에 대해 동적실험을 수행하였고, 동적실험 데이터를 이용하여 CFTA 거더의 동적특성(고유진동수, 감쇠비, 모드형상)을 분석하였다. 구조물의 동적특성을 분석하는 방법은 CFM(Circle-Fit Method), PAM(Peak Amplitude Method), Inverse Method, Residuals, CEM(Complex Exponential Method), FDD(Frequency Domain Decomposition), SSI(Stochastic subspace identification) 등이 있으며, 이를 다음에 간략히 정리하였다. 본 연구에서는 가장 일반적으로 널리 사용되는 FDD과 CFM을 이용하여 CFTA 거더의 동적특성 을 분석하였다.

(가) Circle-Fit Method (CFM)

1자유도계의 주파수응답함수의 Nyquist 선도는 원과 비슷한 모양을 나타내거나 경우에 따라 정확한 원이 되기도 한다. 즉, 구조감쇠(structural damping)인 경우에는 receptance, 점성감쇠(viscous damping)인 경우에는 mobility 의 Nyquist 선도가 정확한 원을 나타낸다. Circle-fit 방법은 이러한 특성을 이용한 것으로, 주파수응답함수의 공진영역 주변의 값을 Nyquist 선도의 일부분으로 하여 이 부분과 가장 잘 일치하는 원을 구하여 모드계수를 구한다.

첫 번째 단계로 Modal Circle을 구성하는 방법은 다음과 같다.

구조계의 감쇠가 점성감쇠(viscous damping)인 경우 속도응답의 주파수응답함수인 mobility ($Y(\omega)$)는 다음과 같다.

$$Y(\omega) = \frac{i\omega}{(k-\omega^2 m)+i(\omega c)} = \frac{\omega^2 c + i\omega(k-\omega^2 m)}{(k-\omega^2 m)^2+(\omega c)^2} \tag{3.4.1}$$

따라서

$$\mathrm{Re}(Y) = \frac{\omega^2 c}{(k-\omega^2 m)^2+(\omega c)^2} \quad , \quad \mathrm{Im}(Y) = \frac{\omega(k-\omega^2 m)}{(k-\omega^2 m)^2+(\omega c)^2} \tag{3.4.2}$$

이다. 여기서

$$U = \left(\mathrm{Re}(Y) - \frac{1}{2c}\right) \quad , \quad V = \left(\mathrm{Im}(Y)\right) \tag{3.4.3}$$

라고 하면, 다음 식과 같이 실수부분과 허수부분은 반경이 $1/2c$인 원(modal circle)을 이루게 되다.

$$U^2+V^2=\frac{\left((k-m\omega^2)^2+(\omega c)^2\right)^2}{4c^2\left((k-m\omega^2)^2+(\omega c)^2\right)^2}=\left(\frac{1}{2c}\right)^2 \tag{3.4.4}$$

참고로 구조감쇠(structural damping)의 경우에는 변위응답의 주파수응답함수인 receptance의 실수와 허수부분이 원을 이루게 된다.

두 번째 단계로 modal circle을 구성한 후, 모드계수를 추정하는 방법은 다음과 같다.

구조감쇠의 경우 주파수 응답함수는 다음과 같다.

$$\alpha(\omega)=\frac{1}{\omega_r^2\left(1-\left(\frac{\omega}{\omega_r}\right)^2+i\eta_r\right)} \tag{3.4.5}$$

이것을 ω에 관하여 그리면 다음 그림과 같다.

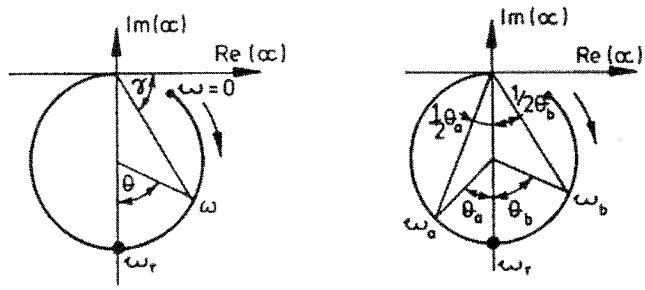


그림 3.4.71 Modal Circle의 특성

앞 그림에서 ω가 일정한 간격으로 증가함에 따라 Nyquist 선도는 원호상의 불규칙한 간격을 갖는 점들로 나타나고, 고유진동수는 그 간격이 가장 큰 점, 즉, ω에 고나한 θ의 변화율이 가장 큰 점에 해당된다.

감쇠비는 다음 식으로부터 구할 수 있다.

$$\eta_r=\frac{\omega_a^2-\omega_b^2}{\omega_r^2\left(\tan\left(\frac{\theta_a}{2}\right)+\tan\left(\frac{\theta_b}{2}\right)\right)} \tag{3.4.6}$$

손실계수(loss factor)가 2 ~ 3% 이하로 감쇠비가 작은 경우에 위 식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\eta_r \cong \frac{2(\omega_a - \omega_b)}{\omega_r\left(\tan\left(\frac{\theta_a}{2}\right)+\tan\left(\frac{\theta_b}{2}\right)\right)} \tag{3.4.7}$$

만약 $\theta_a, \theta_b = 90^\circ$ 이면 다음 관계식을 얻게 된다.

$$\eta_r = \frac{\omega_a - \omega_b}{\omega_r} \tag{3.4.8}$$

점성감쇠의 경우 감쇠비는 다음 식과 같다.

$$2\xi_r = \frac{\omega_a^2 - \omega_b^2}{2\omega_r\left(\omega_a \tan\left(\frac{\theta_a}{2}\right)+\omega_b \tan\left(\frac{\theta_b}{2}\right)\right)} \tag{3.4.9}$$

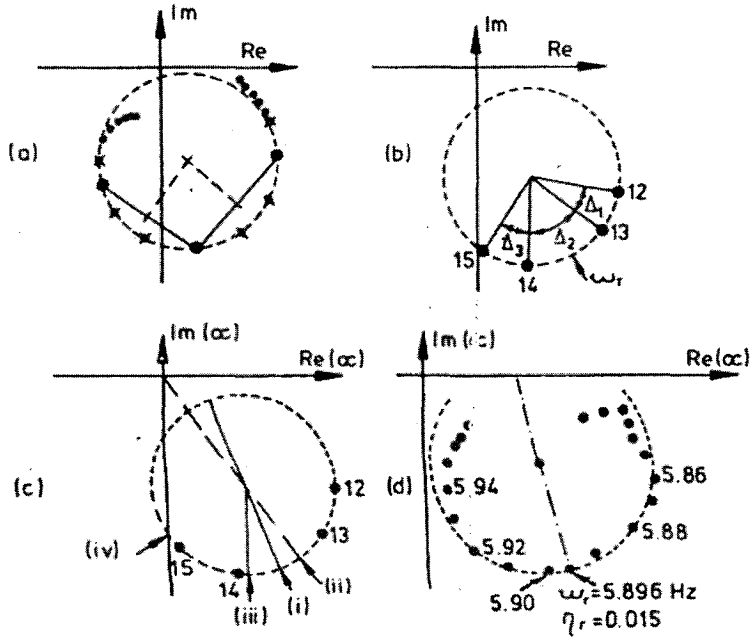
감쇠비가 2 ~ 3% 이하인 경우 이 식은 다음과 같으며,

$$\xi_r = \frac{\omega_a - \omega_b}{\omega_r\left(\tan\left(\frac{\theta_a}{2}\right)+\tan\left(\frac{\theta_b}{2}\right)\right)} \tag{3.4.10}$$

$\theta_a, \theta_b = 90^\circ$ 인 경우 다음 관계식을 얻는다.

$$\xi_r = \frac{\omega_a - \omega_b}{2\omega_r} \tag{3.4.11}$$

다음 그림은 circle-fit방법을 이용한 예를 보여준다.



(a) circle-fitting, (b) 고유진동수(ω_r)의 결정, (c) 고유진동수 다른 정의, (d) 예제

그림 3.4.72 Circle-Fit Method를 이용한 예

(나) Peak Amplitude Method(PAM; 피크 진폭 방법)

시스템의 주파수 응답함수로부터 시스템을 해석하는 방법의 하나로, 시스템의 공진주파수들이 서로 분리되어 있고 감쇠(damping)가 크지 않을 때, 주파수 응답함수에 나타나는 피크 정보로부터 시스템의 특성을 해석하는 방법을 말한다. Peak-picking방법(PPM)이라고도 한다. 주파수응답함수에 피크치를 찾아내고 이 점의 주파수를 고유진동수(ω_r)로 결정한다. 파워가 반으로 떨어지는 점의 진동수를 각각 ω_a와 ω_b라 놓으면 다음 식으로 감쇠비(ξ_r)를 구한다.

$$\xi_r = \frac{\omega_a - \omega_b}{2\omega_r}$$

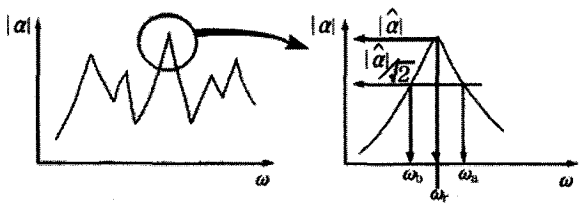


그림 3.4.73 Peak Amplitude Method

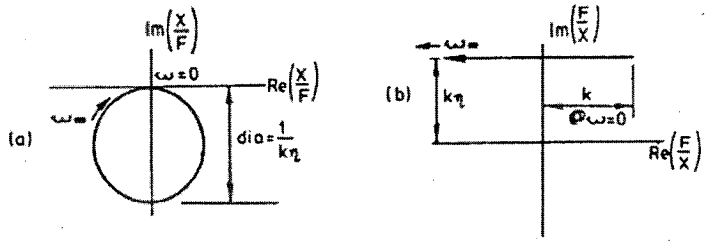
(다) Inverse Method

이 방법은 복소평면에서 원으로 나타나는 함수의 역수는 직선으로 나타난다는 사실에 기초한다. 즉, 구조감쇠를 갖는 1자유도계의 receptance의 역수를 복소평면에 나타내면 직선이 된다. circle-fit 방법에서 측정한 데이터에 가장 잘 일치하는 원을 구하는 것처럼 이 방법에서는 복소평면 상에 나타난 데이터에 가장 근사한 직선을 구하고, 이 직선으로부터 모드계수를 구한다.

$$\alpha(\omega) = \frac{(k-\omega^2 m) - ih}{(k-\omega^2 m)^2 + h^2} \tag{3.4.12}$$

$$\frac{1}{\alpha(\omega)} = (k-\omega^2 m) + ih \tag{3.4.13}$$

다음 그림은 Inverse Method의 예를 보여준다.



(a) Receptance, (b) Inverse Receptance

그림 3.4.74 Receptance와 Inverse Receptance의 Nyquist선도

(라) Residuals

모드계수를 추정하기 위해 주파수응답함수를 측정할 때 그 주파수 범위는 제한될 수밖에 없다. 그러나 주파수범위 밖에 존재하는 모드 역시 주파수범위 내에서 응답에 영향을 미치기 때문에 이 영향을 고려하기 위해서는 residual 항을 도입해야 한다. Residual항을 도입하면 주파수범위 내에서의 주파수응답함수(mobility)는 다음과 같다.

$$Y_{jk}(\omega) \cong -\frac{i\omega}{\omega^2 M_{jk}^R} + \sum_{r=m_1}^{m_2}\left(\frac{i\omega_r A_{jk}}{\omega_r^2 - \omega^2 + i\eta_r\omega_r^2}\right) + \frac{i\omega}{K_{jk}^R} \tag{3.4.14}$$

여기서 M_{jk}^{R}과 K_{jk}^{R}은 residual mass와 residual stiffness로서 이들을 포함하는 항은 해석주파수보다 낮은 주파수범위와 높은 주파수범위에 존재하는 모드의 영향을 나타낸다. Residual항을 이용하는 방법은 다음과 같다.

해석주파수범위 내의 각 모드에 대응하는 모드계수를 앞의 여러 방법에 이용하여 구한 후 주파수응답함수(FRF)를 합성한다. 주파수범위의 하한에 가까운 몇몇 주파수에서 합성한 FRF와 측정한 FRF사이의 차이를 가능한 한 줄일 수 있도록 mass residual 항을 구한다. 다음에는 이러한 과정을 주파수범위의 상한에 가까운 주파수에 반복하여 stiffness residual 항을 계산한다. 다음 그림은 자유도계의 두 모드를 포함하는 주파수범위에서 residual항을 고려하여 모드계수를 구한 결과이다.

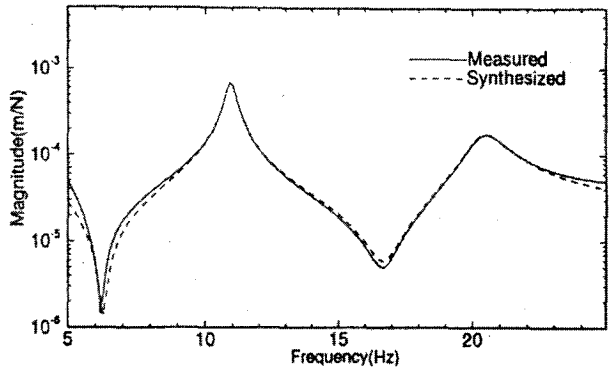


그림 3.4.75 4자유도계의 모드계수 추정에서 residual 항의 영향

(마) Complex Exponential Method

Complex Exponential Method는 대표적인 시간영역에서의 모드계수를 추정하는 방법으로서 충격응답함수(impulse response function)로부터 모드계수를 추정한다. 이 방법은 시스템의 시간영역에서의 응답을 사용하므로 점성감쇠를 갖는 모형만 적용이 가능하다. 구조감쇠 모형은 시간영역에서의 해석에 적합하지 않기 때문이다.

FRF를 푸리에 역변환하여 구한 충격응답함수는 다음 식과 같이 나타난다.

$$h_{jk}(t) = \sum_{r=1}^{2N} {}_{r}A_{jk} e^{s_r t} \quad , \quad s_r = -\omega_r \xi_r + i\omega_r' \tag{3.4.15}$$

간략하게 나타내기 위하여 ${}_{r}A_{jk}$를 A_r로, $e^{s_r \Delta t} = V_r$로 나타내면 식 (3.4.15)는 다음과 같다.

$$h(t) = \sum_{r=1}^{2N} A_r e^{s_r t} \tag{3.4.16}$$

따라서 충격응답함수의 l번째 sample에 대하여 다음 식을 얻는다.

$$h_l = \sum_{r=1}^{2N} A_r V_r^l \tag{3.4.17}$$

위 식을 q개의 sample에 대하여 풀어 쓰면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} h_0 &= A_1 + A_2 + \cdots + A_{2N} \\ h_1 &= V_1 A_1 + V_2 A_2 + \cdots + V_{2N} A_{2N} \\ h_2 &= V_1^2 A_1 + V_2^2 A_2 + \cdots + V_{2N}^2 A_{2N} \\ &\vdots \quad \vdots \quad \vdots \\ h_q &= V_1^q A_1 + V_2^q A_2 + \cdots + V_{2N}^q A_{2N} \end{aligned} \tag{3.4.18}$$

위 식에 prony 방법를 적용하여 $V_1, V_2, \cdots$을 구할 수 있다. 그러면 V_r로부터 s_r을 구하고, s_r로부터 고유진동수와 감쇠비를 구한다. 마지막으로 앞 식으로부터 $A_1, A_2, \cdots, A_{2N}$을 구함으로써 모든 모드계수를 구하게 된다. 이 방법을 사용하여 모드계수를 구할 경우 전체 모드 수를 가정하여야 한다. 가정한 모드 수에 따라 위와 같은 과정을 거쳐서 모드계수를 추정하고, 이 모드계수로부터 FRF를 합성하여 측정한 FRF와 비교한다. 모드 수를 변화 시켜가며 이 과정을 반복하여 두 FRF가 가장 잘 일치할 때의 결과를 취한다.

(바) Frequency Domain Decomposition(주파수영역 분해법)

주파수영역 분해법(FDD)에서는, 구조응답 $\mathbf{y}(\in \mathbf{R}^{N_m \times 1})$의 PSD 행렬 $\mathbf{S}_{yy}(\omega)(\in \mathbf{R}^{N_m \times N_m})$을 다음과 같이 특이값 분해(SVD)하여 $\mathbf{\Sigma}(\omega)$, $\mathbf{U}(\omega)$와 $\mathbf{V}(\omega)$ 행렬로 분해한다.

$$\mathbf{S}_{yy}(\omega) = \mathbf{U}(\omega)^T \mathbf{\Sigma}(\omega)\mathbf{V}(\omega) \left(\mathbf{\Sigma} = diag(\sigma_1, \sigma_2, \cdots, \sigma_N) \in \mathbf{R}^{N_m \times N_m} \text{ and } \mathbf{U}, \mathbf{V} \in \mathbf{R}^{N_m \times N_m} \right)$$

여기서, $\mathbf{U}$, $\mathbf{V}$ 는 각각 $\mathbf{U}^T\mathbf{U} = \mathbf{U}\mathbf{U}^T = \mathbf{I}$, $\mathbf{V}^T\mathbf{V} = \mathbf{V}\mathbf{V}^T = \mathbf{I}$ 를 만족하는 유니터리 행렬(unitary matrix)인데, $\mathbf{S}_{yy}(\omega)$ 행렬이 대칭행렬이면 $\mathbf{U} = \mathbf{V}$가 된다. 한편, $\mathbf{\Sigma}$는 특이값으로 구성된 대각행렬인데, 각 특이값($\sigma_i(\omega)$)에서 정점이 발생하는 주파수들이 구조계의 고유진동수들이고, 이 주파수들에서 $\mathbf{U}(\omega)$의 열벡터를 취함으로써 모드형상들을 구할 수 있다. 통상 여러 특이값 $\sigma_i(\omega)$중에 첫번째 요소인 $\sigma_1(\omega)$ 을 사용한다.

(사) Stochastic subspace identification(추계론적 부공간 규명법)

추계론적 부공간 규명법(SSI)은 응답값의 상관행렬을 요소로 가지는 블록 행켈행렬을 SVD함으로써 모드계수를 추정하는 방법으로, 행켈행렬을 구성하는 방법에 따라 SSI-BR (Balanced Realization)과 SSI-CVA (Canonical Variate Analysis)로 나눌 수 있다. 우선 추계론적 이산상태방적식은 다음과 같이 하중을 랜덤정규분포하중으로 고려한 경우를 표현한 방정식이며,

$$\mathbf{z}(k+1) = \mathbf{A}\mathbf{z}(k) + \mathbf{w}(k)$$
$$\mathbf{y}(k) = \mathbf{C}\mathbf{z}(k) + \mathbf{v}(k)$$

이로부터 상호상관행렬($\mathbf{R}(k)$)을 구하면 다음 식과 같다.

$$\mathbf{R}(k) = E[\mathbf{y}(k+m)\mathbf{y}(m)^T] = \mathbf{C}\mathbf{A}^{k-1}E[\mathbf{z}(m+1)\mathbf{y}(m)^T] = \mathbf{C}\mathbf{A}^{k-1}\mathbf{G}$$

여기서, $\mathbf{G} \equiv E[\mathbf{z}(m+1)\mathbf{y}(m)^T]$ 이며, $\mathbf{w}(k)$ 와 $\mathbf{v}(k)$ 는 각각 서로 상관관계가 없는 랜덤 정규분포 하중벡터와 관측변수에 대한 노이즈벡터이다. 앞 식과 같은 상호상관행렬을 요소로 갖는 블록 행켈행렬을 구성하면, 이는 다음 식의 마지막 등호관계와 같이 가관측성 행렬과 확장 가제어성 행렬(extended controllability matrix)로 분해할 수 있음을 알 수 있고, 이는 행켈행렬을 Q-R 분해함으로써 실현할 수 있다.

$$\mathbf{H}^{SSI}_{n_1,n_2} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_1 & \cdots & \mathbf{R}_{n_2} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{R}_{n_1} & \cdots & \mathbf{R}_{n_1+n_2-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{CG} & \cdots & \mathbf{CA}^{n_2-1}\mathbf{G} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{CA}^{n_1-1}\mathbf{G} & \cdots & \mathbf{CA}^{n_1+n_2-2}\mathbf{G} \end{bmatrix}$$
$$= \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{n_1-1} \end{bmatrix} [\mathbf{G} \quad \cdots \quad \mathbf{A}^{n_2-1}\mathbf{G}] = \mathcal{O}_{n_1}\mathcal{C}^{ext}_{n_2}$$

여기서, $\mathcal{O}_{n_1} \equiv \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{n_1-1} \end{bmatrix}$, $\mathcal{C}^{ext}_{n_2} \equiv [\mathbf{G} \quad \cdots \quad \mathbf{A}^{n_2-1}\mathbf{G}]$ 이다.

앞 식의 블록 행켈행렬 ($\mathbf{H}^{SSI}_{n_1,n_2}$) 대신 다음과 같이 역변환이 가능한 가중치 행렬 $\mathbf{W}_1$ 과 $\mathbf{W}_2$를 블록 행켈행렬의 전후에 곱한 후, 이를 SVD하면 아래와 같다.

$$\mathbf{W}_1\mathbf{H}^{SSI}_{n_1,n_2}\mathbf{W}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{U}_1 & \mathbf{U}_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{\Sigma}_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{V}_1^T \\ \mathbf{V}_2^T \end{bmatrix} \approx \mathbf{U}_1\mathbf{\Sigma}_1\mathbf{V}_1^T \Leftrightarrow \mathbf{W}_1\mathcal{O}_{n_1}\mathcal{C}^{ext}_{n_2}\mathbf{W}_2$$
$$\therefore \mathcal{O}_{n_1} = \mathbf{W}_1^{-1}\mathbf{U}_1\mathbf{\Sigma}_1^{1/2}$$

최종적으로, 앞 식의 관계를 이용하면, $\mathcal{O}_{n_1}$ 행렬에서 각각 아래와 위로 한 블록을 뺀 나머지 행렬 $\mathcal{O}^{\uparrow}_{n_1-1}$ 와 $\mathcal{O}_{n_1-1}$ 로부터 시스템 행렬 $\mathbf{A}$ 를 아래와 같이 구할 수 있고, 그 결과로부터 고유진동수, 모드감쇠비 및 모드벡터를 ERA에서와 같이 구할 수 있다.

$$\mathcal{O}^{\uparrow}_{n_1-1} = \mathcal{O}_{n_1-1}\mathbf{A}$$

여기서, $\mathcal{O}^{\uparrow}_{n_1-1} \equiv \begin{bmatrix} \mathbf{CA} \\ \mathbf{CA}^2 \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{n_1-1} \end{bmatrix}$, $\mathcal{O}_{n_1-1} \equiv \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{CA} \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{n_1-2} \end{bmatrix}$

$$\mathbf{A} = \boldsymbol{\Sigma}_1^{-1/2}\mathbf{U}_1^T\mathbf{H}_{m_1,m_2}^{ERA}(1)\mathbf{V}_1\mathbf{U}_1^{-1/2}$$
$$\mathbf{B} = \boldsymbol{\Sigma}_1^{1/2}\mathbf{V}_1^T\mathbf{E}_{m_2}$$
$$\mathbf{C} = \mathbf{E}_{m_1}^T\mathbf{U}_1\boldsymbol{\Sigma}_1^{1/2}$$

마지막으로, 이산상태방정식에 대한 고유주파수, 모드감쇠비, 모드형상 등의 모드계수는 시스템 행렬 **A** 로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\mathbf{A}\boldsymbol{\Psi} = \mathbf{M}\boldsymbol{\Psi} \quad (\mathbf{M} = diag(\mu_1,\cdots,\mu_N) \in \mathbf{R}^{N\times N} \text{ and } \boldsymbol{\Psi} = [\boldsymbol{\psi}_1 \quad \cdots \quad \boldsymbol{\psi}_N] \in \mathbf{R}^{N\times N})$$

따라서 연속상태방정식의 고유치(λ_k), 고유진동수(ω_k)와 모드감쇠비(ξ_k) 및 계측자유도에서의 실제 모드벡터($\boldsymbol{\varphi}_k$)는 아래와 같이 구할 수 있다.

$$\lambda_k = \frac{1}{\Delta t}\ln\mu_k \;,\; \xi_k = -\mathrm{Re}(\lambda_k)/|\lambda_k| \;,\; \omega_k = -\mathrm{Im}(\lambda_k)/\sqrt{1-\xi_k^2} \;,\; \boldsymbol{\varphi}_k = \mathbf{C}\boldsymbol{\psi}_k$$

SSI 등과 같은 시간영역 방법의 경우, 시스템의 최소실현 (minimum order realization)을 위하여 시스템의 적절한 차수(system order)를 결정하여야 한다. 만약, 자유도가 n 인 전단빌딩의 경우라면, **A** 의 크기는 $2n$ 이 된다. 그러나 일반적인 구조물의 경우 실제는 무한개의 자유도를 가지고 있으므로, 실측자료에 근거하여 공학적으로 의미있는 시스템의 차수를 찾기 위해서는 적절한 절차가 필요하다. 자유도가 정확히 n 이고, 계측자료에 노이즈가 포함되지 않은 경우에는, 행켈행렬에 대하여 SVD을 하였을 때, 구조물의 시스템 차수 $2n$ 보다 큰 특이값은 모두 0이 된다.

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \cdots \geq \sigma_{2n} > \sigma_{2n+1} = \sigma_{2n+2} = \cdots = 0$$

그러나 계측자료에 노이즈가 포함되어 있는 경우에는, σ_{2n+1} 이상의 특이값은 정확히 0은 아니지만, σ_{2n} 에 비하여 아주 작은 값을 가지게 된다.

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \cdots \geq \sigma_{2n} > \sigma_{2n+1} \geq \sigma_{2n+2} \geq \cdots \geq 0$$

따라서 위와 같은 판단근거로 시스템의 적절한 차수를 구하는 것이 가능하다. 그러나 실제 구조물의 실험모드해석에서는 위의 방법을 사용하더라도 특이값의 급격한 차이를 보이는 시스템의 차수를 구분하기 힘든 경우가 많다. 따라서 이러한 경우에는 시스템의 차수(SVD에서 Σ_1의 차수)를 증가시켜가면서, 해당되는 모드들을 추출한 후 이들이 시스템 차수의 증가에 따라 일관적인지를 도표로 살펴보는 것이 매우 유용할 것이다. 이 도표를 안정화 도표(Stabilization Chart)라고 하며, 이러한 안정화 도표를 구하는 데 있어 다음과 같이 안정모드, 불안정모드, 노이즈모드의 판단근거를 사용할 수 있다. 우선 노이즈모드의 경우, 다음 식과 같이 감쇠비가 어느 정도 이상일 경우 노이즈모드로 판단한다.

$$\xi_j^{(p)} > \xi_{noise\_cr}$$

여기서, $\xi_j^{(p)}$는 시스템 차수를 p로 고려했을 때, j번째 모드의 감쇠비이며, ξ_{noise_cr}은 노이즈모드로 판단하기 위한 임계값이다. 한편, 노이즈모드가 아닌 모드들에 대하여 다음과 같이 시스템 차수를 p로 고려하였을 때의 모드계수와 $p+1$로 고려하였을 때의 모드계수를 비교하여, 고유주파수, 감쇠비, 모드형상이 모두 조건에 만족할 경우 안정모드로 간주할 수 있다.

$$\frac{f_j^{(p)} - f_j^{(p+1)}}{f_j^{(p)}} < \Delta f_{stable\_cr}$$

$$\frac{\xi_j^{(p)} - \xi_j^{(p+1)}}{\xi_j^{(p)}} < \Delta \xi_{stable\_cr}$$

$$1 - \frac{\| \boldsymbol{\varphi}_j^{(p)} \cdot \boldsymbol{\varphi}_j^{(p+1)} \|^2}{\| \boldsymbol{\varphi}_j^{(p)} \|^2 \| \boldsymbol{\varphi}_j^{(p+1)} \|^2} < \Delta \phi_{stable\_cr}$$

여기서, Δf_{stable_cr}, $\Delta \xi_{stable\_cr}$, $\Delta \phi_{stable_cr}$은 각각 고유주파수, 감쇠비, 모드형상에 대한 임계값을 의미한다. 이러한 허용범위는 사용자에 의하여 결정되며, 구조물의 형태 및 계측자료의 신뢰도 등을 고려하여 결정함으로써 만족스러운 결과를 얻을 수 있다.

(3) 분석결과

계측된 거더의 가속도응답을 FDD법을 사용하여 처리하여 구한 거더의 고유진동수와 감쇠비, 그리고 모드형상은 <표 3.4.13> 및 <그림 3.4.76>, <그림 3.4.77>과 같다. <표 3.4.14>와 <그림 3.4.78>에 계측과 유한요소해석으로 구한 모드형상을 비교하였으며, 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. <그림 3.4.79>에 유한요소해석으로 구한 CFTA 거더 및 등단면 단순보의 모드형상 비교하였다. CFTA 거더의 경우, 거더의 중간 지점이 거더의 양측 지점에 비해 상대적으로 유연함을 알 수 있다. <표 3.4.15>와 <그림 3.4.80>에 유한요소해석으로 구한 텐던의 유무에 따른 고유진동수와 모드형상을 나타내었다. 텐던의 유무가 고유진동수의 변화에 미치는 영향에 비해 모드형상의 변화에 미치는 영향은 작은 것을 알 수 있다. 이는 텐던이 거더의 전구간에 걸쳐 동일하게 강성을 증가시켰기 때문으로 거더의 국부 지점의 상대적인 유연도를 나타내는 모드형상의 변화에는 큰 영향을 주지 않은 것으로 판단된다.

표 3.4.13 계측된 거더의 고유진동수

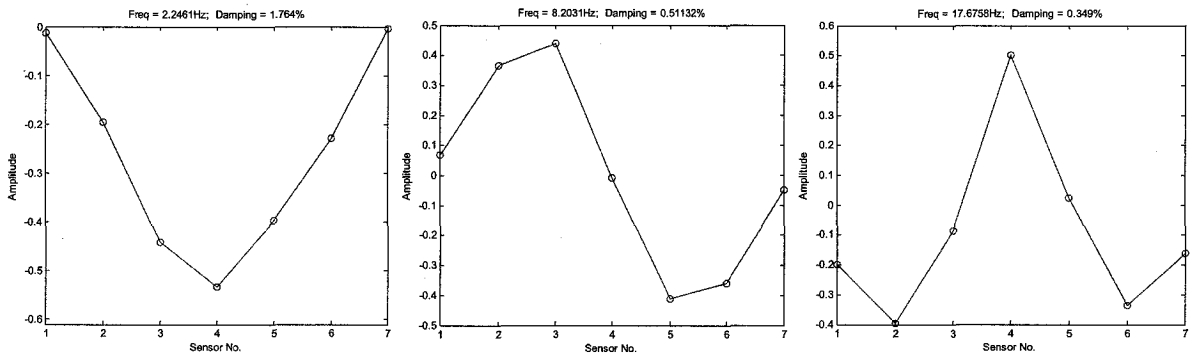
구분	고유진동수(Hz)	감쇠비(%)
1	2.2461	1.764
2	8.2031	0.5113
3	17.6758	0.349

표 3.4.14 계측과 유한요소해석으로 구한 거더의 고유진동수

구분	계측된 고유진동수(Hz)	해석된 고유진동수(Hz)	Freq. Errors(%)
1	2.2461	2.077	7.50
2	8.2031	8.589	-4.70
3	17.6758	19.50	-10.3

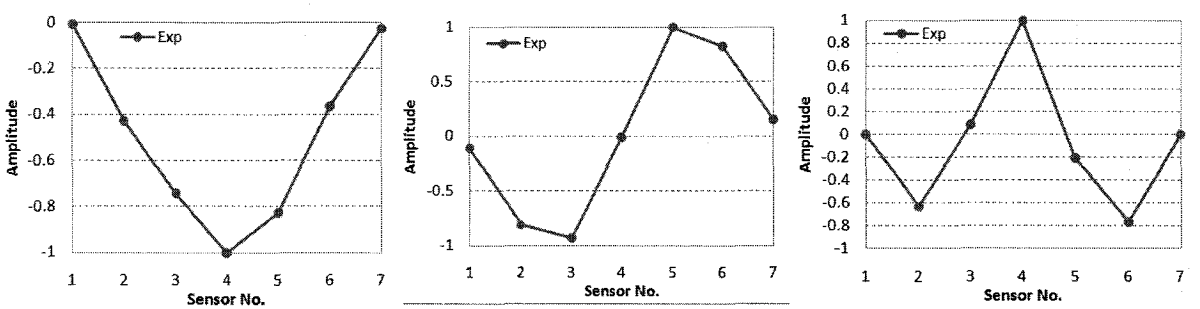
표 3.4.15 유한요소해석으로 구한 텐던의 유무에 따른 고유진동수 비교(Hz)

구분	텐던이 없는 경우	텐던이 있는 경우
1	1.838	2.077
2	8.567	8.589
3	19.468	19.500



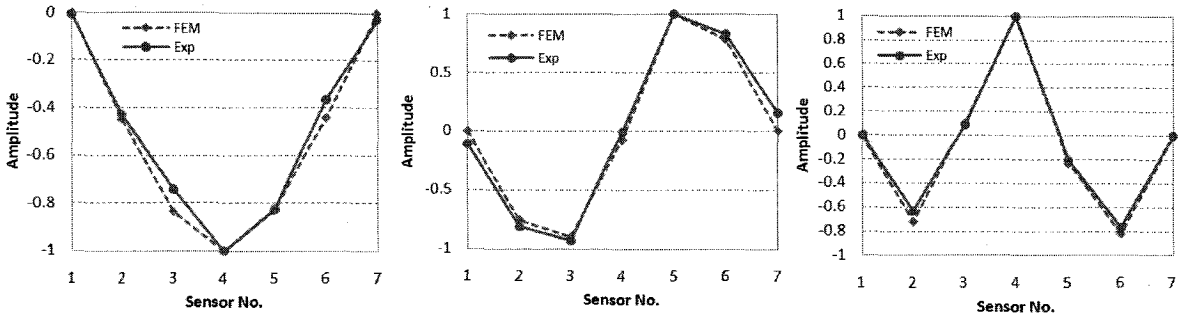
(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.4.76 계측된 거더의 모드형상



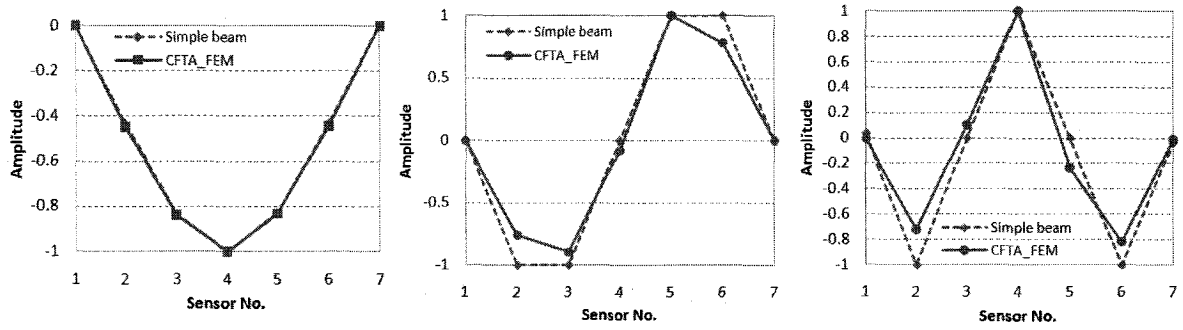
(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.4.77 계측된 거더의 정규화된 모드형상



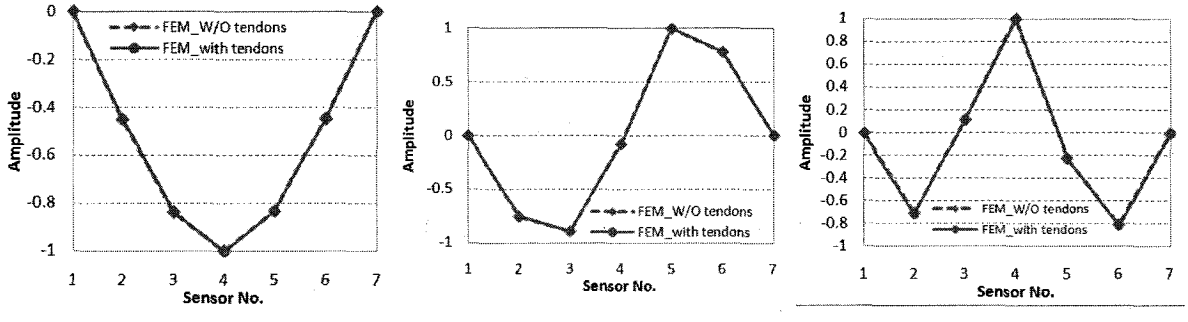
(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.4.78 계측과 유한요소해석으로 구한 모드형상 비교



(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.4.79 유한요소해석으로 구한 CFTA 거더 및 등단면 단순보의 모드형상 비교



(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.4.80 유한요소해석으로 구한 텐던의 유무에 따른 모드형상 비교

(4) 소결

CFTA 거더의 동적 특성을 분석하기 위하여 거더의 연직방향 자유진동실험을 수행하였으며, 거더의 연직진동을 거더의 중앙선을 따라 교축방향으로 등간격으로 설치된 가속도계를 사용하여 계

측하였다.

동적실험을 통해 계측된 데이터를 가장 일반적으로 널리 사용되는 모드계수추정방법인 FDD과 CFM을 이용하여 거더의 동적특성(고유진동수, 감쇠비, 모드형상)을 분석하였으며, 분석결과를 통해 계측과 유한요소해석으로 구한 모드형상이 비교적 잘 일치함을 알 수 있었다.

유한요소해석으로 구한 CFTA 거더의 모드형상은 등단면 단순보의 모드형상과 비교하여, CFTA 거더의 질량이 양측 끝단지점이 집중되어 있으므로 등단면 단순보에 비해 중간지점이 상대적으로 유연하며, 첫 번째 모드의 질량기여도가 다른 모드에 비해 작았다.

유한요소해석을 통해 텐던의 유무가 거더의 모드형상에 미치는 영향이 고유진동수의 변화에 미치는 영향에 비해 작은 것을 알 수 있다. 이는 텐던이 거더의 전구간에 걸쳐 동일하게 강성을 증가시켰기 때문으로 거더의 국부 지점의 상대적인 유연도를 나타내는 모드형상의 변화에는 큰 영향을 주지 않은 것으로 판단된다.

제 5 절 CFTA 거더의 상세부 검토

1. 전단연결부 검토

CFTA 거더는 강재로 제작된 아치리브 내부에 무근의 콘크리트를 충전하는 형식의 거더이다. 일반적인 강-콘크리트 합성구조에서 강재와 콘크리트의 합성을 위해서는 전단연결이 수반되어야 하며, 전단연결을 위한 대표적인 방법으로 스터드 전단연결재가 있다. 전단연결재는 강재와 콘크리트의 계면에 발생하는 수평전단력에 저항하여 계면의 변형을 일치시켜 강-콘크리트 합성단면이 하나의 단면으로 거동하도록 하는 기능을 한다. 이때 강재와 콘크리트의 계면에 발생하는 수평전단력은 강재와 콘크리트의 중립축 차에 의한 계면에서의 변형의 차이에서 비롯되는데, 콘크리트를 강재가 둘러싼 형태의 합성구조에서는 콘크리트의 중립축과 강재의 중립축이 거의 같은 높이에 존재하게 되어 외부 하중에 의한 수평전단력은 상당히 미미하게 발생하게 된다. 하지만, 건조수축과 같이 외력은 아니지만 콘크리트의 재료적인 특성에 의해 발생하는 변형의 차이로 인해 수평전단력이 발생하기 때문에 전단연결재에 대한 고려가 있어야 할 것이다.

도로교설계기준에서는 스터드 전단연결재에 대한 허용수평전단력 및 허용전단응력에 대하여 규정하고 있다. 하지만, 이 허용기준은 강재와 철근이 배근된 콘크리트 바닥판에 대한 기준이기 때문에 CFTA 거더와 같이 폐함된 강재의 내부를 무근으로 충전한 형식의 합성구조에는 적합하지 않다.

따라서 본 연구에서는 CFTA 거더와 같이 강재와 무근 콘크리트가 합성된 형식의 합성구조에 대한 합리적인 내부전단연결재의 설계를 도모하기 위하여, 강재와 무근 콘크리트가 합성된 형식의 합성구조에 적합한 허용기준과 강도기준을 마련하고자 무근 콘크리트로 제작된 Push-out 실험을 수행하였으며, 실험 결과를 바탕으로 허용기준 및 강도기준을 제안하였다.

가. 스터드 전단연결부에 대한 Push-out 실험

(1) Push-out 실험체 제작

Push-out 실험체의 외형은 기존의 스터드 전단연결부에 대한 실험을 수행한 연구문헌을 바탕으로 <그림 3.5.1>과 같이 정하였다. 스터드 전단연결재는 하중방향으로 1 열 횡방향으로 2 열 배치하도록 하였으며, 무근 콘크리트를 사용하여 실험체를 제작하였다.

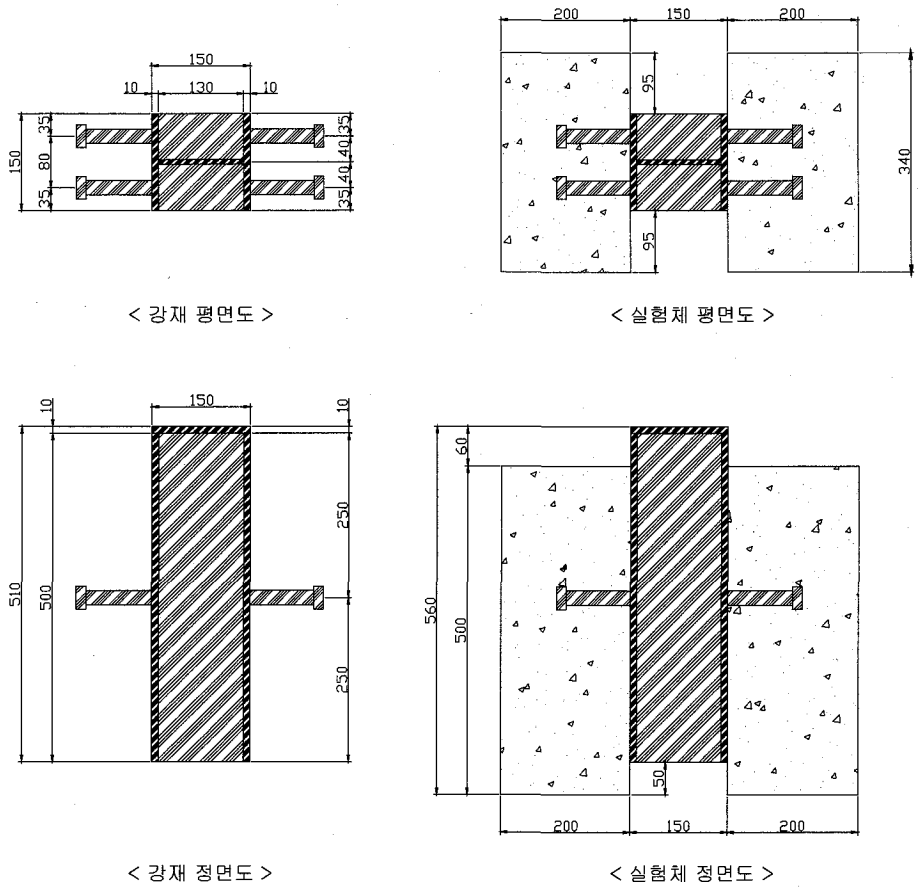


그림 3.5.1 Push-out 실험체의 외형

스터드 전단연결부의 강도에 영향을 주는 변수는 스터드의 직경, 높이 및 콘크리트의 강도인 것으로 알려져 있다. 본 실험에서도 기존의 실험변수들을 파라미터로 정하였으며, 세 가지 파라미터들에 대한 스터드 전단연결부의 허용 전단력 및 강도의 경향을 분석하기 위하여 <표 3.5.1>와 같은 케이스들에 대한 실험체를 제작하였다. 실험 결과에 대하여 신뢰할 수 있는 평균적인 결과를 얻기 위하여 각 케이스 별로 5 개의 실험체를 제작하였다.

표 3.5.1 Push-out 실험체의 종류 및 개수

스터드 직경 (mm)		16			19		22		합계
스터드 높이 (mm)		80	120	150	80	150	80	150	
f_{ck} (MPa)	25	5	5	5					15
	35	5	5	5	5	5	5	5	35
	45	5	5	5					15
합계		15	15	15	5	5	5	5	65

(2) Push-out 실험 방법

Push-out 실험은 <그림 3.5.2>와 같이 1,000 kN 용량의 UTM(Universal Testing Machine)을 이용하여 수행하였으며, 실험체는 하부에는 바깥으로 발생하는 변위를 방지하기 위하여 <그림 3.5.3>와 같이 고정시켰다.



그림 3.5.2 실험 전경

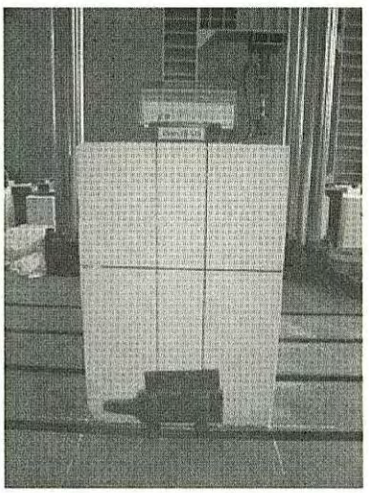


그림 3.5.3 실험체 세팅

하중은 초당 0.01 mm의 변위가 발생하도록 변위를 제어하는 방법으로 재하하였으며, 하중을 재하하면서 스터드 위치에서의 강재 프레임과 콘크리트 사이의 상대변위를 계측하기 위해 <그림 3.5.4>와 같이 실험체의 중심축을 기준으로 대칭이 되도록 총 2 개소에 변위계를 설치하였다. <그림 3.5.5>는 이렇게 계측된 하중과 상대슬립 곡선의 예를 나타낸 것이다. 상대슬립은 2 개소에서 계측된 값을 평균한 것이다.

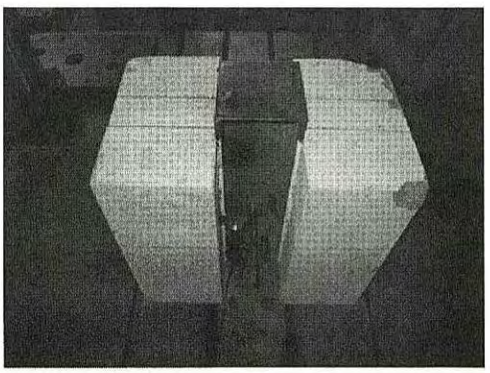


그림 3.5.4 변위계 설치 모습

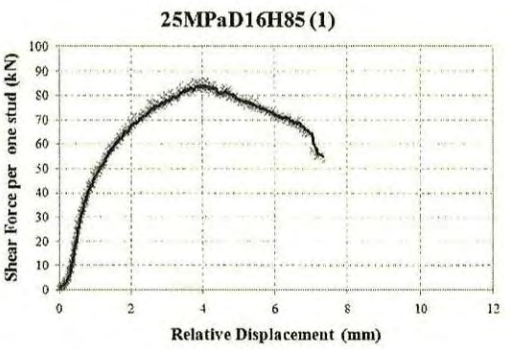


그림 3.5.5 하중-상대슬립 곡선의 예

Push-out 실험 완료된 이후 실험체에 발생한 균열과 스터드 전단연결재의 파단 유무를 검토하여 실험체의 파괴 모드를 검토 하였으며, 콘크리트의 균열은 실험체의 횡방향으로 균열이 발생하는 리핑균열(ripping crack)과 하중이 재하되는 방향으로 균열이 발생하는 할렬균열로 구분하여 판단하였다. <그림 3.5.7>과 <그림 3.5.8>은 각각 콘크리트 균열에 의한 파괴와 스터드 전단연결재의 파단에 의한 파괴의 예를 나타낸 것이다.

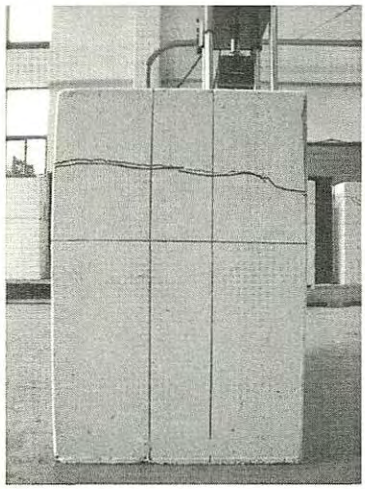


그림 3.5.6 리핑균열의 예

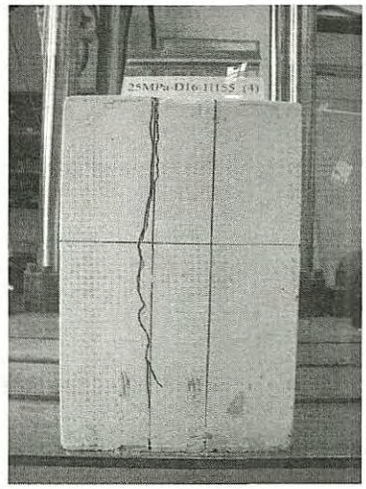


그림 3.5.7 할렬균열의 예

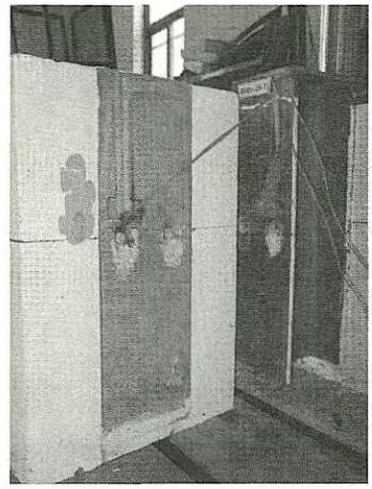


그림 3.5.8 스터드 파단의 예

(3) Push-out 실험 결과

<표 3.5.2> ~ <표 3.5.4>는 실험 결과로부터 얻은 스터드 당 최대 강도, 최대 상대변위 및 파괴모드를 정리한 것이다. 실험체의 대체로 콘크리트의 균열에 의하여 파괴가 일어났으며, 스터드의 직경이 작고 콘크리트의 강도가 큰 경우에 전단연결재가 파괴되는 실험체가 증가하는 것으로 나타났다. 하지만, 스터드의 파괴가 일어나는 실험체의 경우에도 같은 종류의 다른 실험체에서는 콘크리트의 균열에 의한 파괴가 일어나기 때문에 무근 콘크리트에 적용되는 스터드 전단연결부의 파괴 모드는 콘크리트의 균열에 의한 파괴로 보는 것이 바람직 할 것으로 판단된다. 따라서 허용기준 및 강도기준은 콘크리트의 균열에 의하여 파괴된 실험체만을 대상으로 하여 추정하였다.

실험체의 극한강도는 철근 콘크리트 바닥판을 기준으로 제시된 도로교설계기준의 스터드 전단연결부의 강도에 비해 대체로 크게 나타났다. 이러한 결과는 Push-out 실험체의 하부에 외측 방향의 변위를 방지하기 위한 구속 장치에 의해 시험체 내부로 압축력이 가해지는데 원인이 있는 것으로 판단된다. 이러한 실험 결과를 보완하기 위하여 2007년(한국건설기술연구원, 2007 - SCP 보고서)에 수행되었던 무근 콘크리트에 대한 Push-out 실험 결과를 바탕으로 발현된 강도를 감소시켜 분석에 이용하였다. 2007년에 수행된 이전의 실험은 총 세 가지로 구분된 콘크리트 설계기준 강도가 실험을

수행하는 시점에 모두 유사하게 발현되어 콘크리트 설계기준 강도에 대한 파라미터 분석이 되지 못한 바 있다.

표 3.5.2 콘크리트 설계기준 강도 25 MPa에 대한 Push-out 실험 결과

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)		최대 상대변위 (mm)	파괴 모드
				실험체	도.설		
25	16	80	1	86.3	78.5	3.95	Concrete R-Crack
			2	106.9	78.5	6.10	Concrete S-Crack
			3	106.9	78.5	8.57	Concrete R-Crack
			4	116.1	78.5	9.36	Concrete R&S-Crack
			5	105.9	78.5	8.18	Concrete R-Crack
		120	1	93.5	78.5	6.68	Concrete R&S-Crack
			2	104.8	78.5	8.20	Concrete R-Crack
			3	114.9	78.5	11.04	Not Confirmed
			4	112.4	78.5	9.15	Concrete R&S-Crack
			5	105.9	78.5	9.00	Concrete S-Crack
		150	1	118.8	78.5	11.40	Concrete S-Crack
			2	121.0	78.5	11.64	Not Confirmed
			3	108.1	78.5	7.28	Concrete S-Crack
			4	102.9	78.5	6.08	Concrete S-Crack
			5	114.4	78.5	9.90	Concrete S-Crack

표 3.5.3 콘크리트 설계기준 강도 35 MPa에 대한 Push-out 실험 결과

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)		최대 상대변위 (mm)	파괴 모드
				실험체	도.설		
35	16	80	1	123.1	82.4	7.28	Concrete R-Crack
			2	133.9	82.4	8.38	Concrete S-Crack
			3	128.0	82.4	-	Concrete R-Crack
			4	133.7	82.4	9.68	Concrete S-Crack
			5	112.0	82.4	5.88	Concrete R&S-Crack
		120	1	101.7	82.4	7.39	Concrete R&S-Crack
			2	136.5	82.4	12.11	Not Confirmed
			3	132.8	82.4	12.41	Stud Failure
			4	137.3	82.4	10.61	Stud Failure
			5	124.9	82.4	8.14	Stud Failure
		150	1	109.3	82.4	9.74	Stud Failure
			2	119.6	82.4	5.87	Concrete S-Crack
			3	122.6	82.4	8.41	Concrete S-Crack
			4	120.0	82.4	10.21	Stud Failure
			5	116.1	82.4	9.38	Concrete R-Crack, Stud Failure
	19	80	1	122.3	116.2	2.84	Concrete R&S-Crack
			2	138.0	116.2	5.20	Concrete R&S-Crack
			3	141.0	116.2	7.74	Concrete R&S-Crack
			4	150.3	116.2	6.42	Concrete R&S-Crack
			5	139.8	116.2	5.97	Concrete R&S-Crack
		150	1	137.0	116.2	4.74	Concrete R-Crack, Stud Failure
			2	133.6	116.2	4.35	Concrete R&S-Crack
			3	153.0	116.2	8.23	Concrete S-Crack
			4	143.7	116.2	5.63	Concrete R&S-Crack
			5	133.6	116.2	4.35	Stud Failure (?)
	22	80	1	126.2	155.9	1.60	Concrete R&S-Crack
			2	155.8	155.9	2.58	Concrete R-Crack
			3	145.8	155.9	2.02	Concrete R-Crack
			4	146.5	155.9	2.31	Concrete R&S-Crack
			5	140.3	155.9	-	Concrete R&S-Crack
		150	1	148.7	155.9	3.39	Concrete S-Crack
			2	152.5	155.9	2.81	Concrete R&S-Crack
			3	180.1	156.2	7.21	Concrete R&S-Crack
			4	144.5	156.6	2.50	Concrete S-Crack
			5	160.5	157.0	2.99	Concrete R&S-Crack

표 3.5.4 콘크리트 설계기준 강도 45 MPa에 대한 Push-out 실험 결과

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)		최대 상대변위 (mm)	파괴 모드
				실험체	도.설		
45	16	80	1	122.0	83.2	8.34	Concrete R-Crack
			2	126.6	83.4	7.12	Concrete R-Crack
			3	119.7	83.6	6.92	Concrete R-Crack
			4	130.5	83.8	9.23	Concrete R&S-Crack
			5	137.4	84.0	8.45	Concrete R&S-Crack
		120	1	130.2	84.2	7.36	Concrete S-Crack
			2	131.7	84.4	8.49	Stud Failure
			3	137.8	84.6	7.50	Not Confirmed
			4	127.2	84.8	8.70	Not Confirmed
			5	135.2	85.0	10.16	Stud Failure
		150	1	131.8	85.3	9.41	Stud Failure
			2	111.8	85.5	4.42	Concrete S-Crack
			3	137.0	85.7	8.58	Not Confirmed
			4	128.9	85.9	8.05	Not Confirmed
			5	133.8	86.1	10.28	Stud Failure

이전의 실험 자료로부터 본 연구에서 수행한 실험 자료를 보완하기 위하여 동일한 스터드 직경과 높이를 갖는 실험체를 상대비교하여 본 연구에서 수행한 Push-out 실험에서 나타난 전단연결부 강도의 감소율을 추정하였다. 비교 대상이 되는 Push-out 실험체는 스터드 직경이 16 mm이고 높이가 120 mm인 실험체 이다. <표 3.5.5>는 본 연구에서 수행한 Push-out 실험 결과를 정리한 것이고, <표 3.5.6>는 이전의 실험 자료를 정리한 것이다.

이전 실험의 경우, 실험시 콘크리트의 강도가 모두 유사하게 발현되어 콘크리트 강도에 대한 파라미터 분석이 이루어지지 않았다. 즉, 당초에 계획되었던 콘크리트 설계압축강도를 그대로 이용하기에는 문제가 있기 때문에 콘크리트 구조설계기준(한국콘크리트학회, 2007)에서 제시하는 콘크리트의 강도발현 곡선을 이용하여 콘크리트 설계압축강도를 추정하여 분석에 이용하였다. <식 3.5.1>는 콘크리트 구조설계기준에서 제시하는 콘크리트 강도발현 곡선이며, 이 식으로부터 28일 평균압축강도는 <식 3.5.2>과 같이 계산할 수 있다. 일반적으로 콘크리트 설계압축강도는 28일 평균압축강도를 이용하므로 콘크리트 설계압축강도는 28일 설계압축강도인 것으로 적용하였다.

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t) f_{28} \tag{3.5.1}$$

$$f_{28} = \frac{f_{cu}(t)}{\beta_{cc}(t)} \tag{3.5.2}$$

표 3.5.5 콘크리트 강도별 스터드 당 강도 - 본 실험

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)
25	16	120	1	93.5
			2	104.8
			3	114.9
			4	112.4
			5	105.9
35	16	120	1	101.7
			2	136.5
			3	132.8
			4	137.3
			5	124.9
45	16	120	1	130.2
			2	131.7
			3	137.8
			4	127.2
			5	135.2

표 3.5.6 콘크리트 강도별 스터드 당 강도 - 이전 실험자료

f_{ck} (MPa)	$f_{cu}(60)$ (MPa)	$\beta_{cc}(60)$	$f_{ck}(=f_{28})$ (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)
30	43.8	43.8	42.9	16	120	1	58.9
						2	68.7
35	45.8	45.8	42.9	16	120	1	66.8
						2	69.5
						3	69.3
40	46.4	46.4	42.9	16	120	1	58.9
						2	68.5
						3	67.9

도로교설계기준(건설교통부, 2005)의 전단연결부의 허용전단력 및 극한강도는 $\sqrt{f_{ck}}$에 비례하는 것으로 표현되어 있다. 따라서 <표 3.5.5>와 <표 3.5.6>의 결과를 원점을 지나는 $\sqrt{f_{ck}}$에 대한 선형함수로 고려하여 회귀분석을 하여 본 실험 결과에 대한 적절한 강도감소비율을 추정하였다.

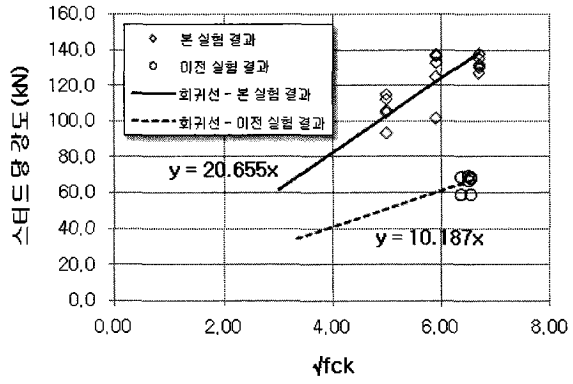


그림 3.5.9 Push-out 실험들에 대한 회귀식

<그림 3.5.9>는 <표 3.5.5>와 <표 3.5.6>의 결과와 회귀분석 결과를 나타낸 것이다. <그림 3.5.9>로부터 본 실험과 이전 실험 결과의 회귀분석식의 기울기는 각각 20.655와 10.187로 추정되었으며, 이 결과로부터 본 실험 결과에 대한 강도감소비율은 49.3%로 계산되었다. <표 3.5.7> ~ <표 3.5.9>는 계산된 강도감소비율을 적용한 본 실험의 결과를 정리한 것이다.

표 3.5.7 콘크리트 설계기준 강도 25 MPa에 대한 Push-out 실험 결과

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)		최대 상대변위 (mm)	파괴 모드
				실험체	도.설		
25	16	80	1	42.5	78.5	3.95	Concrete R-Crack
			2	52.7	78.5	6.10	Concrete S-Crack
			3	52.7	78.5	8.57	Concrete R-Crack
			4	57.3	78.5	9.36	Concrete R&S-Crack
			5	52.3	78.5	8.18	Concrete R-Crack
		120	1	46.1	78.5	6.68	Concrete R&S-Crack
			2	51.7	78.5	8.20	Concrete R-Crack
			3	56.7	78.5	11.04	Not Confirmed
			4	55.4	78.5	9.15	Concrete R&S-Crack
			5	52.2	78.5	9.00	Concrete S-Crack
		150	1	58.6	78.5	11.40	Concrete S-Crack
			2	59.7	78.5	11.64	Not Confirmed
			3	53.3	78.5	7.28	Concrete S-Crack
			4	50.7	78.5	6.08	Concrete S-Crack
			5	56.4	78.5	9.90	Concrete S-Crack

표 3.5.8 콘크리트 설계기준 강도 35 MPa에 대한 Push-out 실험 결과

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)		최대 상대변위 (mm)	파괴 모드
				실험체	도.설		
35	16	80	1	60.7	82.4	7.28	Concrete R-Crack
			2	66.0	82.4	8.38	Concrete S-Crack
			3	63.1	82.4	-	Concrete R-Crack
			4	65.9	82.4	9.68	Concrete S-Crack
			5	55.2	82.4	5.88	Concrete R&S-Crack
		120	1	50.1	82.4	7.39	Concrete R&S-Crack
			2	67.3	82.4	12.11	Not Confirmed
			3	65.5	82.4	12.41	Stud Failure
			4	67.7	82.4	10.61	Stud Failure
			5	61.6	82.4	8.14	Stud Failure
		150	1	53.9	82.4	9.74	Stud Failure
			2	59.0	82.4	5.87	Concrete S-Crack
			3	60.5	82.4	8.41	Concrete S-Crack
			4	59.2	82.4	10.21	Stud Failure
			5	57.3	82.4	9.38	Concrete R-Crack, Stud Failure
	19	80	1	60.3	116.2	2.84	Concrete R&S-Crack
			2	68.1	116.2	5.20	Concrete R&S-Crack
			3	69.6	116.2	7.74	Concrete R&S-Crack
			4	74.1	116.2	6.42	Concrete R&S-Crack
			5	69.0	116.2	5.97	Concrete R&S-Crack
		150	1	67.6	116.2	4.74	Concrete R-Crack, Stud Failure
			2	65.9	116.2	4.35	Concrete R&S-Crack
			3	75.4	116.2	8.23	Concrete S-Crack
			4	70.9	116.2	5.63	Concrete R&S-Crack
			5	65.9	116.2	4.35	Stud Failure (?)
	22	80	1	62.2	155.9	1.60	Concrete R&S-Crack
			2	76.9	155.9	2.58	Concrete R-Crack
			3	71.9	155.9	2.02	Concrete R-Crack
			4	72.2	155.9	2.31	Concrete R&S-Crack
			5	69.2	155.9	-	Concrete R&S-Crack
		150	1	73.3	155.9	3.39	Concrete S-Crack
			2	75.2	155.9	2.81	Concrete R&S-Crack
			3	88.8	156.2	7.21	Concrete R&S-Crack
			4	71.3	156.6	2.50	Concrete S-Crack
			5	79.2	157.0	2.99	Concrete R&S-Crack

표 3.5.9 콘크리트 설계기준 강도 45 MPa에 대한 Push-out 실험 결과

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 강도 (kN)		최대 상대변위 (mm)	파괴 모드
				실험체	도.설		
45	16	80	1	60.2	83.2	8.34	Concrete R-Crack
			2	62.4	83.4	7.12	Concrete R-Crack
			3	59.0	83.6	6.92	Concrete R-Crack
			4	64.3	83.8	9.23	Concrete R&S-Crack
			5	67.8	84.0	8.45	Concrete R&S-Crack
		120	1	64.2	84.2	7.36	Concrete S-Crack
			2	64.9	84.4	8.49	Stud Failure
			3	68.0	84.6	7.50	Not Confirmed
			4	62.7	84.8	8.70	Not Confirmed
			5	66.7	85.0	10.16	Stud Failure
		150	1	65.0	85.3	9.41	Stud Failure
			2	55.1	85.5	4.42	Concrete S-Crack
			3	67.6	85.7	8.58	Not Confirmed
			4	63.6	85.9	8.05	Not Confirmed
			5	66.0	86.1	10.28	Stud Failure

나. 스터드 전단연결부에 대한 설계기준

CFTA 거더와 같이 외부강재를 무근콘크리트로 충전한 형태의 합성구조에 대한 내부전단연결재의 설계기준을 마련하기 위하여, Push-out 실험 결과로부터 전단연결부의 허용전단력 및 극한강도를 추정하였다. Push-out 실험 결과로부터 전단연결부의 주된 파괴모드는 콘크리트의 균열인 것으로 확인되었으므로, 스터드 전단연결재에 대한 전단연결부의 허용전단강도 및 극한강도는 콘크리트의 균열에 의하여 파괴된 실험체만을 대상으로 하여 추정하였다.

(1) 허용 전단력 기준의 제안

도로교설계기준에서는 스터드 전단연결재의 허용전단력 Q_a은 <식 3.5.3>과 <식 3.5.4>와 같이 주어져 있다.

$$Q_a = 9.5d^2\sqrt{f_{ck}} \qquad (H/d \geq 5.5) \tag{3.5.3}$$

$$Q_a = 1.74dH\sqrt{f_{ck}} \qquad (H/d < 5.5) \tag{3.5.4}$$

여기서, d는 스터드의 직경(mm), H는 스터드의 높이(mm), f_{ck}는 콘크리트의 설계압축강도이다. 스터드의 허용전단강도는 H/d가 5.5인 경우를 기준으로 두 가지 식으로 주어지는데, 이는 전단연결부의 파괴모드를 기준으로 나누어지는 것이다. 즉, <식 3.5.3>은 파괴모드가 전단연결재의 파단인 경우에 대한 것이며, <식 3.5.4>는 파괴모드가 콘크리트의 균열인 경우에 대한 식이다. 도로교설계기준에서 제시하는 허용전단응력의 기준은 山本(1961)의 실험 자료를 바탕으로 작성된 것으로 허용전단력은 균열이 발생하는 경우에도 파괴모드를 스터드의 파단으로 유도되도록 제시된 것이다. 山本(1961)은 스터드의 허용전단력은 항복강도를 안전율($F.S.$=3)으로 나누어서 제안하였다.

무근 콘크리트의 경우 스터드 전단연결재의 파괴모드가 콘크리트의 균열이므로, 파괴모드의 구분을 두는 H/d에 대한 구분을 두지 않고 단일 식으로 제안하였다. 도로교설계기준에서 제안하는 허용전단력에 대한 파라미터는 스터드의 직경, 높이 및 콘크리트 설계압축강도이다. 따라서 제안하고자 하는 스터드 전단연결재 허용전단력에 대한 파라미터를 앞의 세 가지 파라미터들에 대한 경향을 분석을 통하여 결정하였다.

<표 3.5.10>는 균열에 의하여 파괴된 실험체의 항복강도를 정리한 것이다. 항복강도는 실험체로부터 얻은 하중-슬립 곡선에서 초기의 선형탄성 구간의 기울기를 0.2 mm 오프셋(offset) 시킨 선과 하중-슬립 곡선과의 교점을 기준으로 추정한 것이다. 스터드 전단연결재의 허용전단력에 대한 파라미터를 결정하기 위하여, <표 3.5.10>의 결과를 기준으로 하여 스터드의 직경, 높이 및 콘크리트 설계압축강도에 대한 항복강도의 경향을 분석하였다. <그림 3.5.10> ~ <그림 3.5.13>는 스터드의 직경 d, 직경의 제곱 d^2, 스터드의 높이 H 및 콘크리트 설계기준강도의 제곱근 $\sqrt{f_{ck}}$에 대한 스터드 전단연결재의 항복강도의 경향을 나타낸 것이다. 각 파라미터들에 대한 분석 결과, 스터드 전단연결재의 항복강도는 스터드의 직경 d, 직경의 제곱 d^2 및 콘크리트 설계기준강도의 제곱근 $\sqrt{f_{ck}}$에 비례하여 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 스터드 직경의 제곱 d^2 보다는 스터드의 직경 d에 대하여 보다 선형적인 관계에 가까운 것으로 판단된다. 따라서 스터드 전단연결재의 허용전단력에 대한 파라미터는 스터드의 직경 d와 콘크리트 설계압축강도의 제곱근 $\sqrt{f_{ck}}$으로 결정하였으며, 무근 콘크리트에 대한 스터드 전단연결재의 허용전단력은 <식 3.5.5>와 같은 형태의 식으로 결정하였다. <식 3.5.5>에서 C는 상수이다.

$$Q_a = C \cdot d\sqrt{f_{ck}} \tag{3.5.5}$$

표 3.5.10 실험 결과 - 스터드 당 항복강도

f_{ck} (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 항복강도, F_y (kN)
25	16	80	1	25.2
			2	26.9
			3	25.2
			4	27.1
			5	25.9
		120	1	23.2
			2	27.6
			4	28.1
			5	27.4
		150	1	26.1
			3	24.9
			4	33.3
			5	27.9
35	16	80	1	30.6
			2	32.1
			3	33.5
			4	37.5
			5	30.8
		120	1	29.6
		150	2	31.6
			3	33.3
			5	27.4
	19	80	1	41.2
			2	41.2
			3	39.7
			4	42.9
			5	42.4
		150	1	43.4
			2	40.7
			3	38.5
			4	41.4
	22	80	1	51.0
			2	55.0
			3	43.2
			4	53.0
		150	1	47.6
			2	49.8
			3	48.8
			4	51.5
			5	52.0
45	16	80	1	32.6
			2	32.8
			3	31.8
			4	33.8
			5	36.5
		120	1	35.5
		150	2	35.3

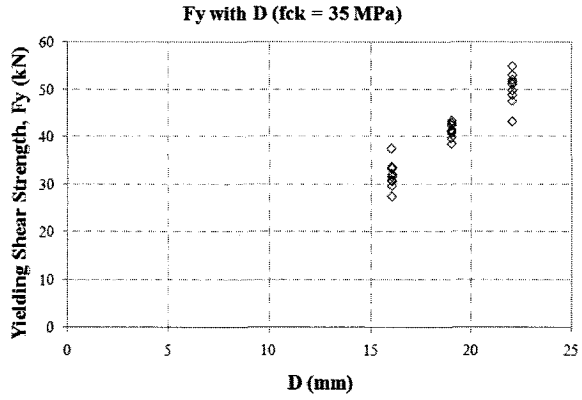


그림 3.5.10 스터드 직경 vs. 항복강도

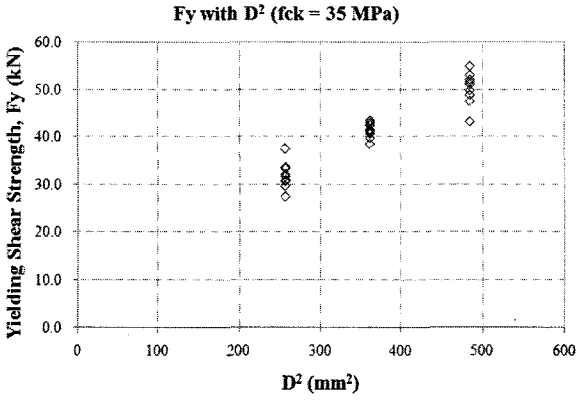


그림 3.5.11 스터드 직경의 제곱 vs. 항복강도

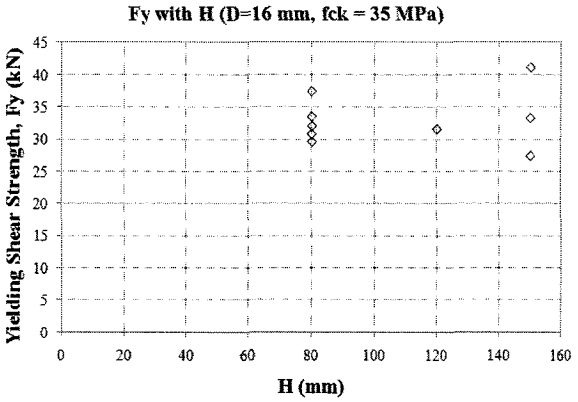


그림 3.5.12 스터드 높이 vs. 항복강도

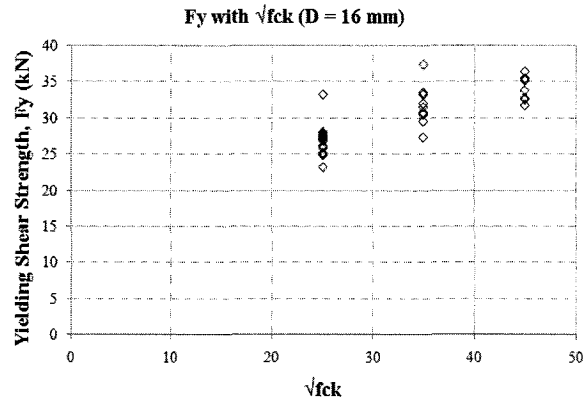


그림 3.5.13 $\sqrt{f_{ck}}$ vs. 항복강도

<표 3.5.10>의 결과로부터 선형회귀분석 방법을 이용하여 <식 3.5.5>의 상수 C를 추정하였다. <표 3.5.10>에서 허용전단력은 항복강도를 안전율($F.S.$=3)으로 나누어 계산하였다. 선형회귀분석 결과 평균적인 허용전단력에 대한 계수는 115.2로 추정되었으며, 허용전단력 기준 대비 실험 결과의 초과확률 95%에 해당하는 계수는 96.3으로 추정되었다. 이러한 결과로부터, 무근 콘크리트에 대한 스터드 전단연결재의 허용전단력은 초과확률 95%에 해당하는 계수를 적용하여 <식 3.5.6>와 같이 결정하였다.

$$Q_a = 96.3d\sqrt{f_{ck}} \tag{3.5.6}$$

<그림 3.5.14>는 본 연구에서 추정한 무근 콘크리트에 대한 스터드 전단연결재의 허용전단력과 실험 결과 및 도로교설계기준의 허용전단력 기준에 따라 계산된 허용전단력을 비교하여 나타낸 것이다. <그림 3.5.14>과 같이, 대부분 실험 결과는 본 연구에서 제안하는 <식 3.5.6>의 허용전단력을 넘으며, 본 연구에서 제안하는 허용전단력은 철근콘크리트 바닥판을 대상으로 제시된 도로교설계기준의 허용전단력에 비해 크게는 약 50% 정도까지 낮은 수준인 것을 알 수 있다.

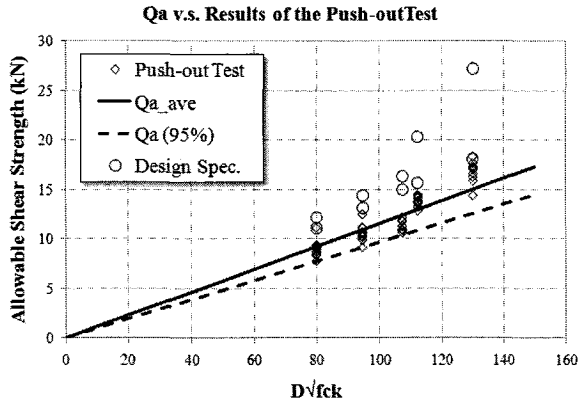


그림 3.5.14 제안된 허용전단력 기준

(2) 전단 강도 기준의 제안

무근 콘크리트에 대한 스터드 전단연결재의 극한강도에 대한 파라미터를 결정하기 위하여, 설계기준서에서 제시하는 스터드 전단연결재의 극한강도 기준을 살펴보았다. 도로교설계기준과 AASHTO LRFD(AASHTO, 2004)에서는 스터드 전단연결재의 극한강도를 각각 <식 3.5.7>과 <식 3.5.8>과 같이 제시하여 감소계수 ϕ(=0.85)를 적용하도록 하고 있으며, Eurocode-4(CEN, 1997)에서는 스터드 전단연결재의 설계강도를 <식 3.5.9> 및 <식 3.5.10> 중에서 작은 값으로 제시하고 있다.

$$V_u = 0.4d^2\sqrt{f_{ck}E_c} \leq A_{so}f_u \tag{3.5.7}$$

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_{ck}E_c} \leq A_{so}f_u \tag{3.5.8}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.8f_u(\pi d^2/4)}{\gamma_v} \tag{3.5.9}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_v} \tag{3.5.10}$$

여기서, d는 스터드의 직경(mm), f_{ck}는 콘크리트 설계압축강도(28일 압축강도, MPa), E_c는 콘크리트의 탄성계수(MPa), A_{sc}는 전단연결재의 단면적(mm^2), f_u는 전단연결재의 인장강도(MPa), α는 스터드의 높이/직경 비에 의해 결정되는 상수, γ_v는 부분안전계수(=1.25) 이다.

<식 3.5.7> ~ <식 3.5.10>에서 알 수 있듯이, 각 설계기준에서 제시하고 있는 스터드 전단연결재의 극한강도는 스터드의 단면적 A_{sc} 또는 스터드 직경의 제곱 d^2, 콘크리트 설계압축강도의 제곱근 $\sqrt{f_{ck}}$ 및 콘크리트의 탄성계수의 제곱근 $\sqrt{E_c}$에 선형적인 비례관계에 있다. 따라서 제안하고자 하는 스터드 전단연결재 극한강도에 대한 파라미터를 앞의 세 가지 파라미터들에 대한 경향의 분석을 통하여 결정하였다. 또한 Eurocode-4의 설계강도 추정식에서 α가 스터드의 높이 H에 대한 함수이므로 높이에 대한 영향도 함께 검토하였다.

<표 3.5.11>는 균열에 의하여 파괴된 실험체의 극한강도를 정리한 것이다. 스터드 전단연결재의 극한강도에 대한 파라미터를 결정하기 위하여, <표 3.5.11>의 결과를 기준으로 하여 스터드 직경, 높이, 콘크리트 설계압축강도 및 콘크리트의 탄성계수에 대한 극한강도의 경향을 분석하였다. <그림 3.5.15> ~ <그림 3.5.19>는 스터드 직경의 제곱 d^2, 스터드의 높이 H, 콘크리트 설계기준강도의 제곱근 $\sqrt{f_{ck}}$ 및 콘크리트 탄성계수의 제곱근 $\sqrt{E_c}$에 대한 스터드 극한강도의 경향을 나타낸 것이다. 각 파라미터들에 대한 분석 결과, 스터드 전단연결재의 항복강도는 스터드 직경의 제곱 d^2, 콘크리트 설계기준강도의 제곱근 $\sqrt{f_{ck}}$ 및 콘크리트 탄성계수의 제곱근 $\sqrt{E_c}$에 비례하여 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 스터드 직경의 제곱 d^2 보다는 스터드의 직경 d에 대하여 보다 선형적인 관계에 가까운 것으로 판단된다. 하지만, 극한한강도의 차원을 하중의 차원으로 맞추기 위하여 스터드 직경의 제곱 d^2을 파라미터로 적용하였다.

따라서 스터드 전단연결재의 허용전단력에 대한 파라미터는 스터드 직경의 제곱 d^2, 콘크리트 설계기준강도의 제곱근 $\sqrt{f_{ck}}$ 및 콘크리트 탄성계수의 제곱근 $\sqrt{E_c}$으로 결정하였으며, 무근 콘크리트에 대한 스터드 전단연결재의 극한강도는 <식 3.5.11>와 같은 형태의 식으로 결정하였다. <식 3.5.11>에서 C는 상수이다.

$$V_u = C \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \quad \leq \quad A_{sc} f_u \tag{3.5.11}$$

표 3.5.11 실험 결과 - 스터드 당 극한강도

f_{ck} (MPa)	E_c (MPa)	직경 (mm)	높이 (mm)	실험체 번호	스터드 당 극한강도, V_u (kN)
25	23500	16	80	1	42.5
				2	52.7
				3	52.7
				4	57.3
				5	52.3
			120	1	46.1
				2	51.7
				4	55.4
				5	52.2
			150	1	58.6
				3	53.3
				4	50.7
				5	56.4
35	27223	16	80	1	53.3
				2	66.0
				4	65.9
				5	55.2
			120	1	50.1
			150	2	59.0
				3	60.5
				5	57.3
		19	80	1	60.3
				2	68.1
				3	69.6
				4	74.1
				5	69.0
			150	1	67.6
				2	65.9
				3	75.4
				4	70.9
		22	80	1	62.2
				2	76.9
				3	71.9
				4	72.2
				5	69.2
			150	1	73.3
				2	75.2
				3	88.8
				4	71.3
				5	79.2
45	29837	16	80	1	60.2
				2	62.4
				3	59.0
				4	64.3
				5	67.8
			120	1	64.2
			150	2	55.1

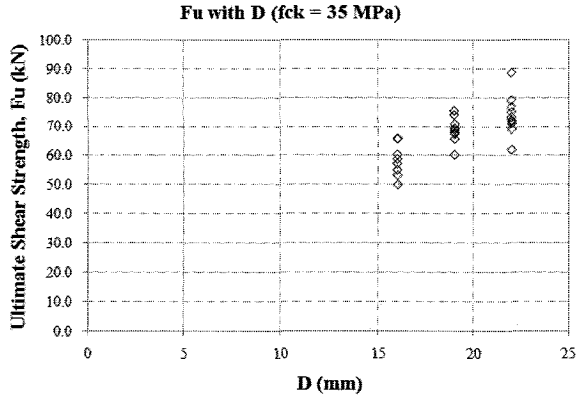


그림 3.5.15 스터드 직경 vs. 극한강도

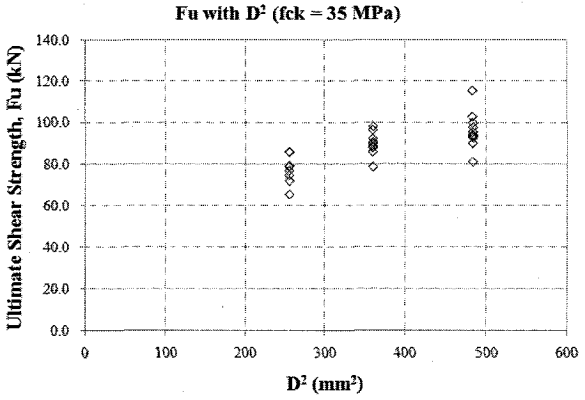


그림 3.5.16 스터드 직경의 제곱 vs. 극한강도

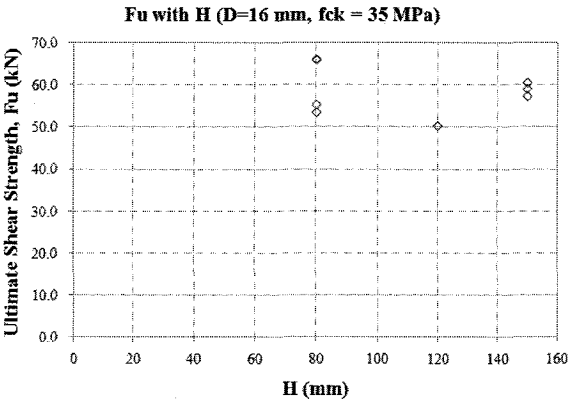


그림 3.5.17 스터드 높이 vs. 극한강도

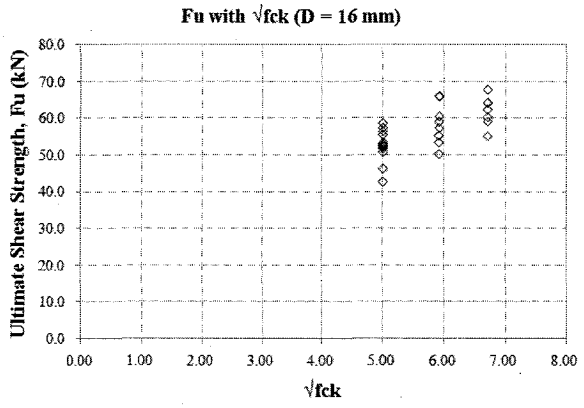


그림 3.5.18 $\sqrt{f_{ck}}$ vs. 극한강도

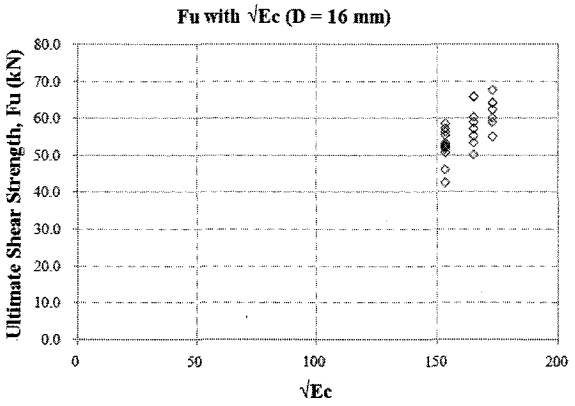


그림 3.5.19 $\sqrt{E_c}$ vs. 극한강도

<표 3.5.11>의 결과로부터 선형회귀분석 방법을 이용하여 <식 3.5.11>의 상수 C를 추정하였다. 선형회귀분석 결과 평균적인 극한강도에 대한 계수는 0.228로 추정되었으며, 극한강도 기준 대비 실험결과의 초과확률 95%에 해당하는 계수는 0.152로 추정되었다. 이러한 결과로부터, 무근 콘크리트에 대한 스터드 전단연결재의 극한강도는 초과확률 95%에 해당하는 계수를 적용하여 <식 3.5.12>와 같이 결정하였다.

$$V_u = 0.152d^2\sqrt{f_{ck}E_c} \tag{3.5.12}$$

<그림 3.5.20>는 본 연구에서 추정한 무근 콘크리트에 대한 스터드 전단연결재의 극한강도와 실험 결과를 비교하여 나타낸 것이며, <그림 3.5.20>는 스터드 전단연결재의 극한강도와 각 설계기준에 따라 계산된 극한강도를 비교하여 나타낸 것이다. <그림 3.5.21>과 같이, 대부분 실험 결과는 본 연구에서 제안하는 <식 3.5.12>의 극한강도를 넘으며, 본 연구에서 제안하는 극한강도는 철근콘크리트 바닥판을 대상으로 제시된 각 설계기준의 극한강도에 비해 크게는 약 50% 정도까지 낮은 수준인 것을 알 수 있다.

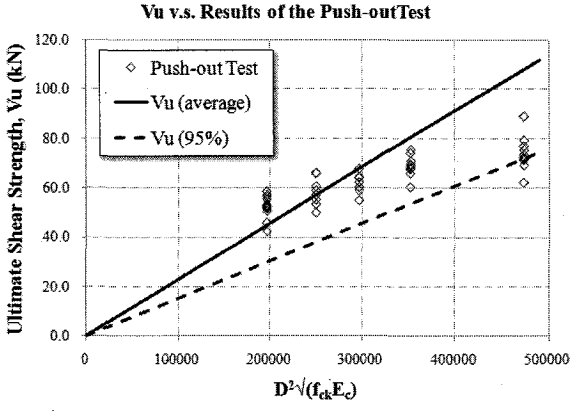


그림 3.5.20 제안된 스터드 전단연결재의 극한강도

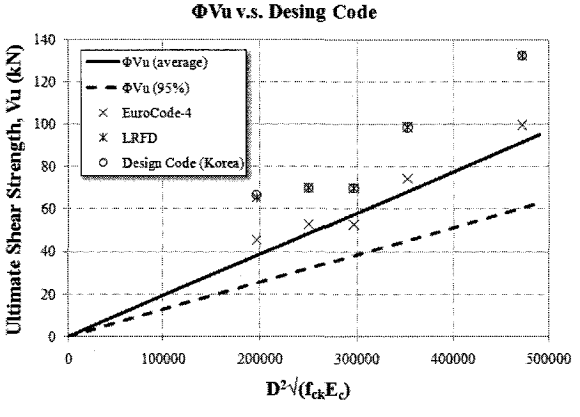


그림 3.5.21 제안된 극한강도의 비교

다. 소결

본 절에서는 CFTA 거더와 같이 무근 콘크리트와 강재가 합성된 형태의 합성구조에 대한 내부 전단연결재의 합리적인 설계를 도모하기 위하여, 적합한 전단연결재에 대한 설계기준을 제안하였다. CFTA 거더와 같이 강재로 폐합 강재주형의 내부를 무근 콘크리트로 충전한 구조의 경우, 외부 강재와 내무 콘크리트의 중립축이 거의 같은 위치에 형성되어 실제로 발생하는 수평전단력은 강교에 비

해 상당히 낮은 수준으로 발생한다. 하지만, 무근 콘크리트에 배치되는 전단연결재에 대한 마땅한 설계기준의 부재로 인해 강재주형과 바닥판과의 전단연결재와 같은 수준의 내부 전단연결재를 배치하는 불합리한 설계가 이루어지고 있다. 따라서 본 연구에서 제안된 스터드 전단연결재의 허용전단력 기준 및 강도기준을 이용함으로써, 내부 전단연결재를 기존의 관행에서 벗어나 합리적인 설계가 가능할 것이다.

2. 정착부 검토

가. 정착부 검토

콘크리트 구조물 또는 부재의 일부에 집중하중이 작용하거나 형상의 변화가 크게 있는 곳에서는 응력상태의 교란이 발생하여 응력정점(stress peak)을 일으키게 된다. 이러한 국부적인 응력집중은 균열, 박리, 국부적 파괴 등을 유발하게 된다. PSC 콘크리트 구조물에서는 정착부가 대표적인 집중하중을 받는 부분으로 이 영역에서는 복잡한 응력 분포를 보인다.

(1) 프리스트레스 교량의 정착부

(가) 정착부의 응력 분포

프리스트레스 힘은 정착판을 통하여 콘크리트로 전달되고, 이 힘은 부재 내부로 들어가면서 분포되고, 어느 일정 거리를 벗어나야만 선형의 분포를 보인다. <그림 3.5.9>는 정착판에 집중하중이 작용하는 경우에 있어서 주응력의 분포를 나타낸 것이다. 프리스트레스 힘이 작용하면 주 압축응력은 힘의 작용 방향과 평행하게 분포하고, 이 정착판에 즉각적으로 발생한다. 정착판 전면에서는 (b)와 같이 매우 큰 압축응력을 보이고, 부재의 안쪽으로 들어감에 따라 (c)와 같이 된다. 정착판 전면으로부터 부재의 높이(h)만큼 들어간 위치에서부터 (d)와 같이 주인장응력의 분포는 선형이 된다. 그림에서와 같이 주 압축응력은 직각방향으로 작용하는 주인장응력을 수반하게 되며, 이 주인장응력은 프리스트레스 힘의 작용선을 따라 종방향 균열을 발생시키게 된다 (한국도로공사, 2000).

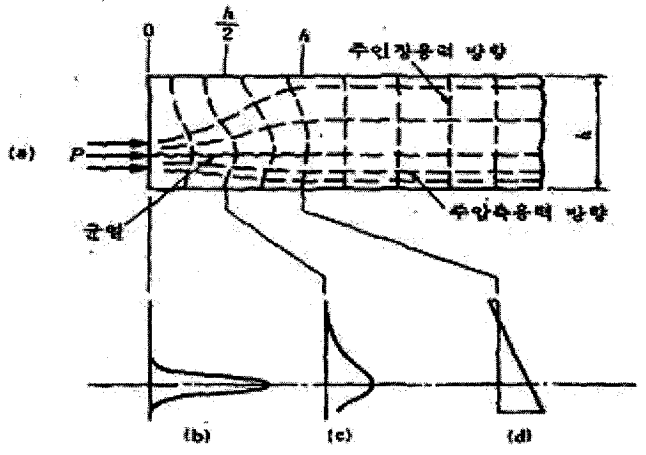


그림 3.5.22 포스트텐션 정착부의 주응력 분포

<그림 3.5.22>는 PSC 부재의 정착부 부근에 발생하는 응력의 형태 및 크기를 나타낸 그림이다. 그림에서 등응력선은 부재의 축에 직각으로 발생하는 수직인장응력을 연결한 선이다. 그림에서 등응력선에 나타낸 수치는 종방향 압축응력의 평균값(P/bh)에 대한 수직 인장응력의 비를 의미하고 있다. 그림에서 알 수 있는바와 같이 정착부 부근의 콘크리트 응력 분포는 매우 복잡하다. 프리스트레스 힘의 작용방향으로 큰 파열응력(bursting stress)이 단부 안쪽 짧은 거리에 작용하고, 하중면 근처에는 큰 할열응력(spatting stress)이 발생한다.

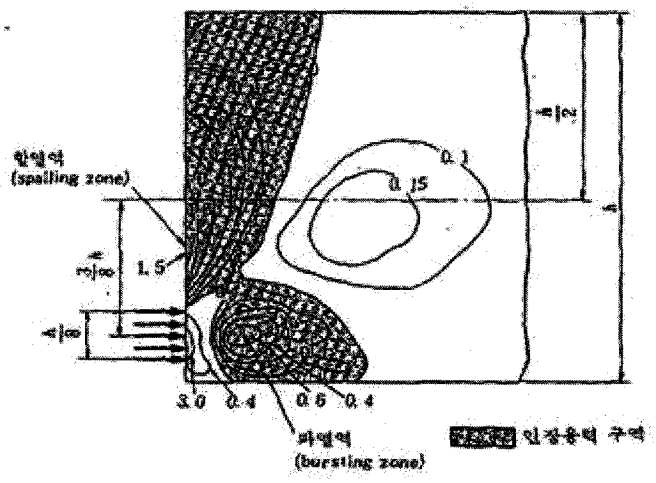


그림 3.5.23 포스트텐션 부재 정착부의 응력 분포

(나) 국부 영역과 일반 영역

일반적으로 포스트텐션 부재의 정착부는 응력의 분포에 따라 <그림 3.5.24>과 같이 두 개의 영역으로 나눈다. 프리스트레스를 도입함과 동시에 큰 압축응력이 발생하는 정착판의 전면부인 국부영역(local zone)과 집중된 텐던 힘의 분산에 의해 인장응력이 발생하는 부재내부에서 일반영역(general zone)으로 구분한다. 국부 영역의 설계시 고려되어야 할 사항은 큰 지압응력과 지압응력을 증가시키는 적절한 보강재의 사용에 관한 것이다. 또한, 일반영역의 설계시 고려되어야 할 사항은 힘의 흐름을 부재 내부로 퍼져나가는 집중 인장력으로 전환하여 정착부의 인장력에 저항하고 균열을 제어하는 적절한 보강재의 결정과 긴장재의 정착시 국부 영역 경계면에서 압축응력의 검토와 기하학적 불연속 현상이다(Breen, 1994).

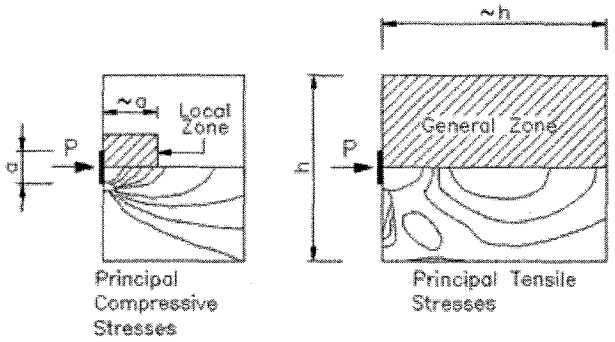


그림 3.5.24 정착부의 국부영역과 일반영역

<그림 3.5.25>은 정착부의 주인장 응력 및 주 압축 응력의 응력선(contour plot)도를 나타내주는데 여기서 다음의 세 영역으로 분류할 수 있다.

(1) 지압응력부 : 하중작용부 바로 아래서 매우 큰 압축응력을 나타낸다.

(2) 파열응력부 : 하중작용부에서 어느 정도 떨어져 횡방향 인장응력이 발생한다.

(3) 박리응력부 : 하중재하면의 표면에 아주 국부적인 인장응력이 발생한다. 그러나 이 응력은 실제로는 콘크리트 표면의 박리현상을 일으키지 않는다.

정착구로부터 어느 정도 거리를 벗어나면 단면전체를 선형 변형도 분포의 가정 하에 축방향 응력을 결정할 수 있는데 이 거리에 못 미치고 교란된 응력 분포를 보여주는 부분을 정착부(anchorage zone)라 한다. 이 영역은 Saint-Venant 원리에 의하여 규정될 수 있다. 실제적인 목적으로 정착부의 범위는 정착구가 위치한 보의 횡단면 치수 중 가장 큰 치수를 선택하는데, 이는 Timoshenko의 연구에 의하면 <그림 3.5.12>과 같이 구형부재에 보의 높이와 똑같은 거리에서 집중하중에 의한 응력이나 같은 크기의 분포하중에 의한 응력이 3% 오차 범위 내에서 일치한다는 사실에 근거할 수 있다.

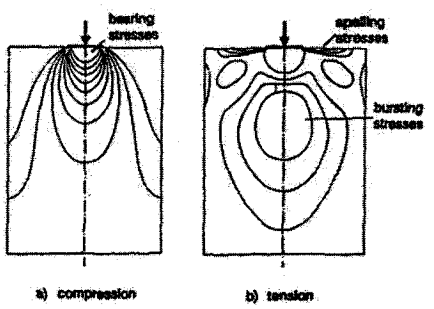


그림 3.5.25 정착부에서의 응력

파열응력은 프리스트레스트 힘의 작용방향으로 인장응력으로서 단부의 안쪽 짧은 거리에 작용을 하게 된다. <그림 3.5.26>는 정착판 전면으로부터 부재 내부로의 파열응력의 분포를 나타낸 것이다. 그림에서 볼 수 있듯이 파열응력의 분포는 부재의 총 높이와 정착판의 크기에 큰 영향을 받는다. 정착판의 크기가 부재 높이에 비해 작을수록 파열응력은 정착판에 가까운 지점에서 최대로 발생하고 그 절대값 또한 증가하는 것으로 알려져 있다.

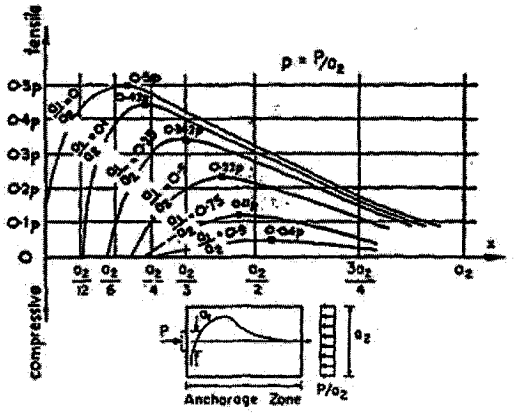


그림 3.5.26 정착부의 집중하중에 의한
파열응력 분포

나. 정착부에 대한 유한요소모델

CFTA 모델에 사용된 정착판은 다음과 같다. FEM해석에서 정착판은 RIGID로 가정하고 가로 340 mm, 세로 340 mm, 두께 10 mm로 모델링하였다.

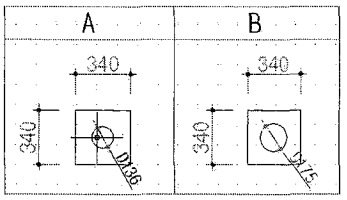


그림 3.5.27 정착판

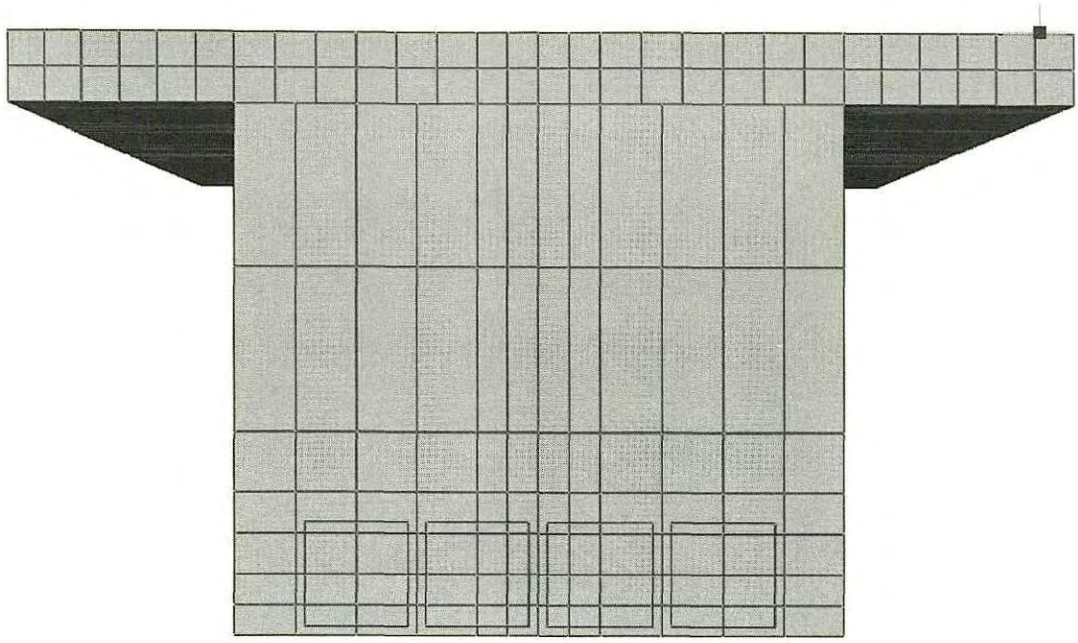


그림 3.5.28 정착부 해석 모델

다. 정착부의 안전성 검토

(1) 정착부 설계 규정

AASHTO에서는 정착장치 전면의 콘크리트의 압축 강도를 콘크리트 받침면에서 적어도 국부 횡방향 구속 철근 단부까지의 거리 또는 장착장치의 단면 치수 중 작은 값 이상 떨어진 거리에서 검토하여야 한다고 규정하고 있다.

ACI 규준에서는 정착부의 파열 및 박리력 등에 대한 구체적인 보강 규준 등은 미비한 상태이나 다음과 같은 사항을 언급하고 있다(ACI, 2005).

① 정착부에서는 장착 장치에 의해 유발되는 파열력, 할렬력 및 박리력 등에 대한 보강철근을 필요한 위치에 배치하여야 한다. 단면형상이 급격히 변하는 부분에도 적절한 배근이 필요하다(Collinsl, 1991).

② 포스트 텐션 공법의 정착장치 및 주위의 콘크리트는 긴장작업 당시의 최대 긴장력과 콘크리트의 강도를 고려하여 설계하여야 한다.

③ 포스트 텐션 공법의 장착부는 콘크리트에 대하여 강도 감소계수 0.9를 적용하여 PC긴장재의 공인 극한 인장강도를 발휘할 수 있도록 설계하여야 한다.

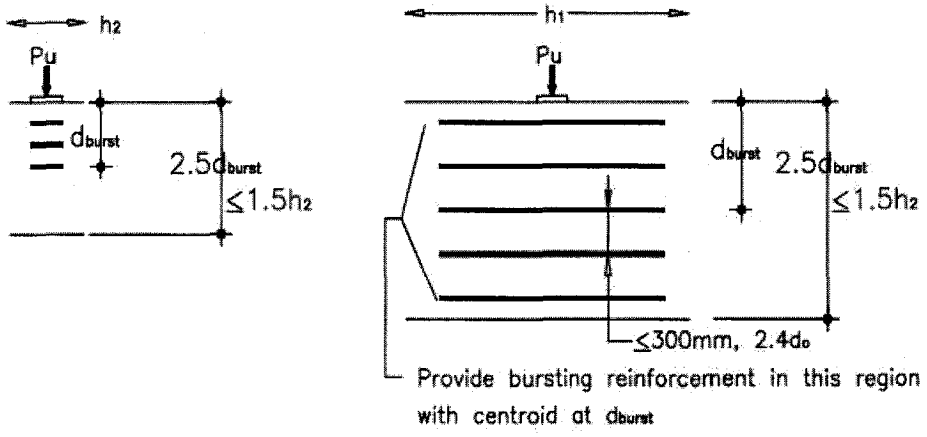


그림 3.5.29 AASHTO 규정의 파열 철근 배근 기준

도로교 시방서에서는 파열 및 박리력에 대한 구체적인 내용 제시는 부족하며 다음과 같은 설계기준을 제시하고 있다(대한토목학회, 2003)

① 포스트텐션 부재에서는 장착부에 집중된 프리스트레스 힘을 분산시키기 위하여 정착부에 단블럭(end block)을 설치한다. 모든 PS긴장재가 프리텐션 되어 있다면 단블럭의 사용은 필요치 않다. 단블럭은 규정되어있는 PS강재의 간격을 유지하도록 충분한 면적을 가져야 한다.

② 프리텐션 부재에서는 총 프리스트레스 힘이 최소한 4%를 저항하도록 1,400 kgf/cm^{2}를 갖는 수직 스터럽 철근을 보의 단부에서 d/4 지점 안에 위치시켜야 하고, 단부 스터럽을 가능하면 단부 가까이에 위치시켜야 한다.

③ PSC 박스 거더교의 정착부에는 과도한 긴장력이 도입되므로 정착부 부근의 콘크리트는 국부적인 지압응력에 저항할 수 있는 강도 이상이어야 한다. 이러한 조건을 만족시키기 위해서는 긴장시 콘크리트의 압축강도가 긴장 직후에 콘크리트에 발생하는 최대압축응력의 1.7 배 이상이 되지 않으면 안되며, 특별한 규정이 없을 경우 부재의 양생조건과 동일한 상태에서 양생시킨 시편에 대한 콘크리트의 압축강도가 프리텐션부재에서는 30 MPa, 포스트텐션 부재에서는 270 MPa이 될 때까지 콘크리트에 힘을 가하지 않아야 한다.

(2) CFTA와 일반 PSC 거더의 정착부 지압 응력 비교

CFTA 거더의 정착부 안전성을 평가하기 위하여 일반 PSC빔에서의 정착부 응력을 비교하였다. 일반 PSC 빔은 CFTA 거더와 같은 길이로 30.6 m이며 폭 2 m, 높이 1.75 m의 콘크리트 거더와 폭 3.5 m, 높이 0.24 m의 슬래브로 이루어져있다. 정착부에서는 콘크리트 단부에 CFTA에 사용된 정착판

과 동일한 부재로 4개의 정착판이 각각 양쪽에 고정되어 있으며 작용하는 Prestress는 CFTA와 같다. 내부 정착부에 고정된 긴장재는 단면적 2,635.3 mm^2, 긴장력 816 MPa로 실제 작용하는 힘은 2,150 kN이고 외부 긴장재는 단면적 1,664 mm^2, 긴장력 481 MPa로 800 kN이 작용하게 된다. 일반 빔은 CFTA에 FE해석에서 이용한 ABAQUS를 이용하였고, 그 모델은 다음 <그림 3.5.30>과 같다.

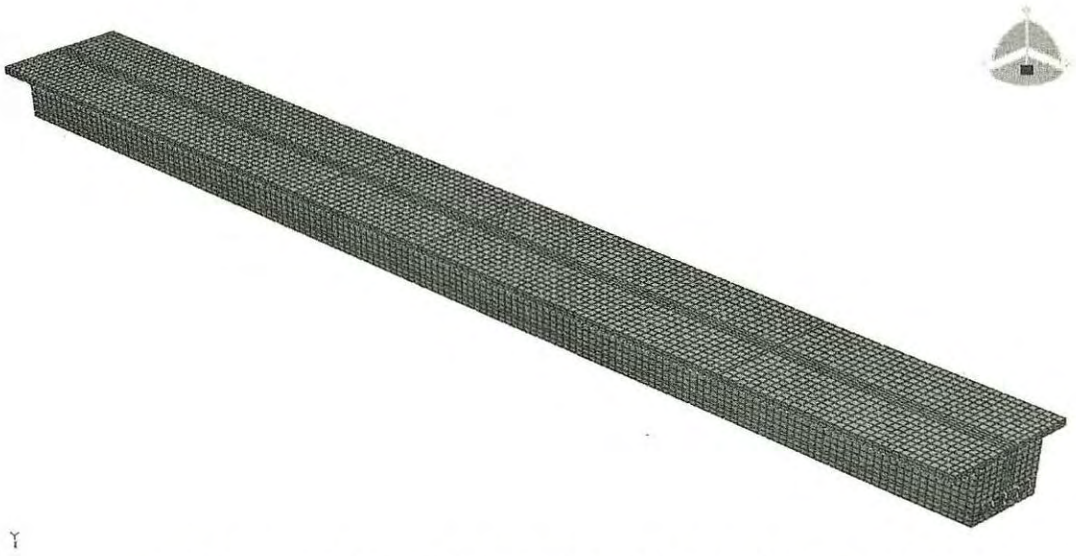


그림 3.5.30 정착부 안전성 평가를 위한 콘크리트 빔 모델링

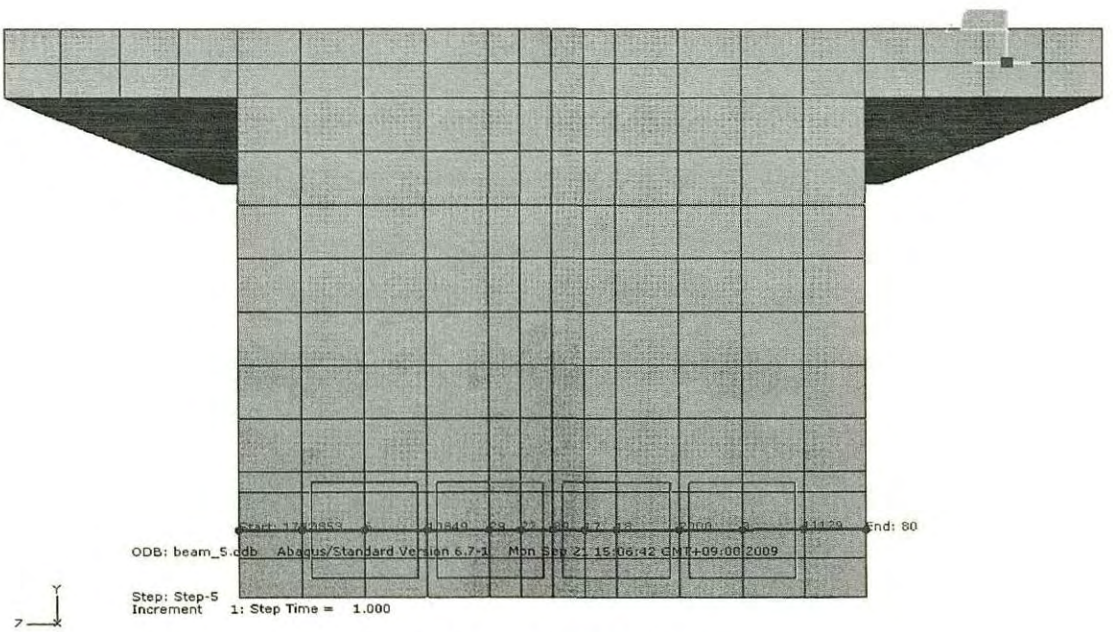


그림 3.5.31 응력 Path

정착부에서의 응력은 지점부의 단면에 <그림 3.5.31>과 같은 Path를 잡아 Path에 따른 응력을 검

토 하였고 그 결과는 <표 3.5.12>와 같다. 일반 콘크리트 빔과 CFTA의 정착부 응력을 비교하였을 때 텐던이 고정되어있는 400 m, 800 m, 1,200 m, 1,600 m 지점에서의 응력은 큰 차이를 보이지 않는다. 하지만 그 외의 다른 지점에서는 CFTA의 지점응력이 일반 PSC빔보다 적은 응력을 갖는 것을 확인할 수 있다.

표 3.5.12 일반 PSC 빔과 CFTA 거더의 정착부 응력 비교

	Stress, S11(MPa)	
distance	CFTA	BEAM
0	-0.02426	-23.0356
200	-4.01465	-4.84882
400	-3.06132	-3.81831
600	-7.76641	-10.2266
800	-20.7635	-19.7117
900	-15.0853	-16.2158
1000	-7.63887	-9.76368
1100	-15.0854	-16.2158
1200	-20.7635	-19.7117
1400	-7.76634	-10.2266
1600	-3.06132	-3.81832
1800	-4.01451	-4.84883
2000	-0.02428	-23.0356

다음 <그림 3.5.32>와 <그림 3.5.33>은 각각 PSC빔의 정착부 응력과 CFTA의 정착부 응력을 2차 긴장이 끝난 후에 색으로 표시한 것이다. 긴장재가 고정되는 정착부에서는 과도한 긴장력에 의한 정착판의 지압응력이 작용하게 되는데 <표 3.5.12>와 <그림 3.5.34> ~ <그림 3.5.35>에서 확인한 것처럼 국부 응력에는 큰 차이를 보이지 않는다. 거더에 사용된 콘크리트의 허용 압축응력은 40 MPa임에 비해 정착부에서 작용하는 가장 큰 압축력이 20.7 MPa 이므로 고정부의 지압응력에 대해서 안정하다.

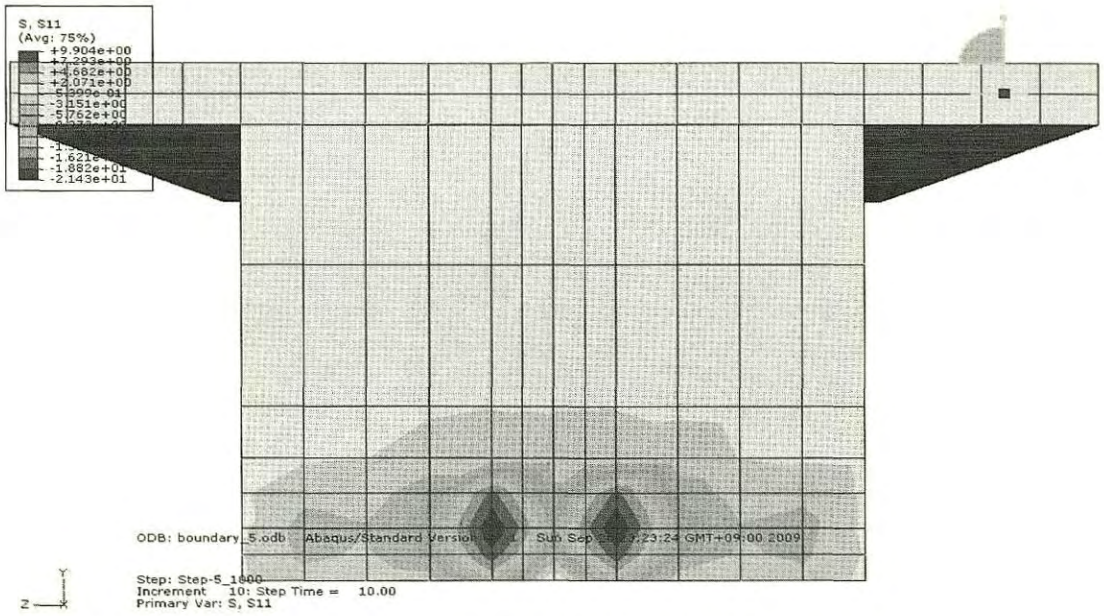


그림 3.5.32 일반 콘크리트 PSC 빔의 정착부 응력

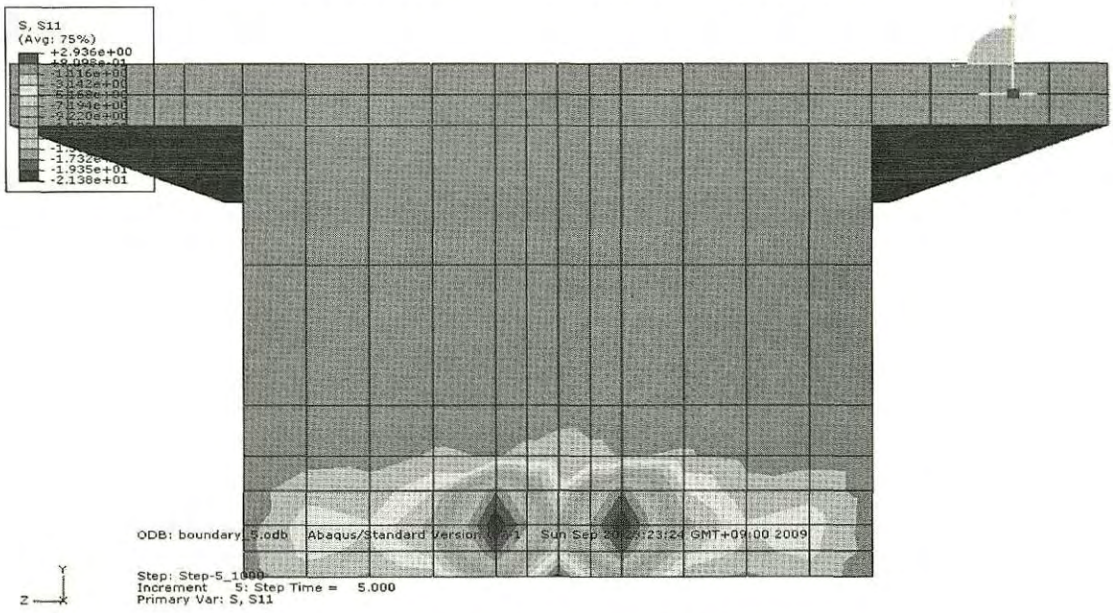


그림 3.5.33 CFTA 거더의 정착부 응력

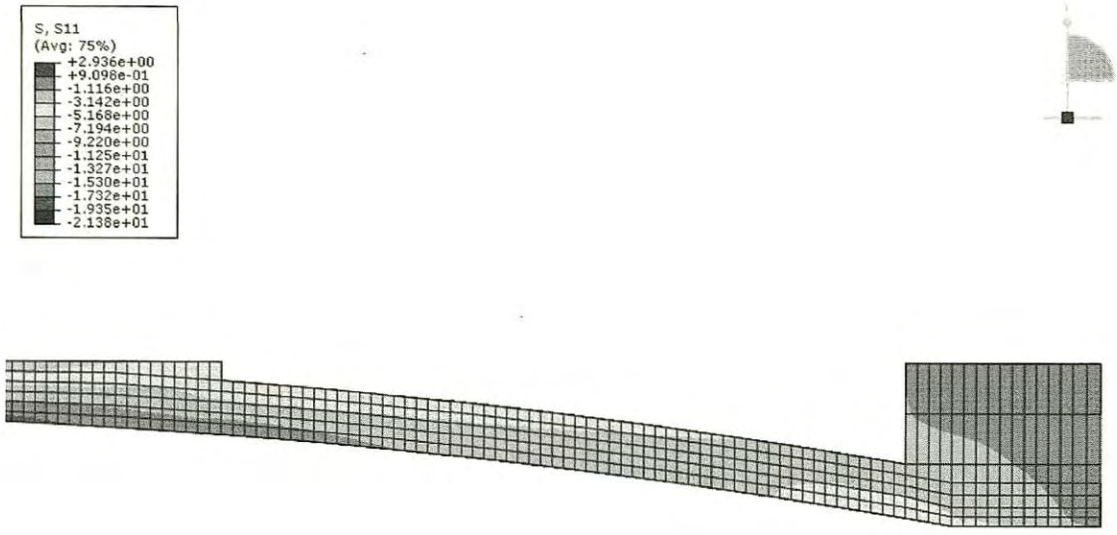


그림 3.5.34 CFTA 콘크리트 X방향 Stress, S11

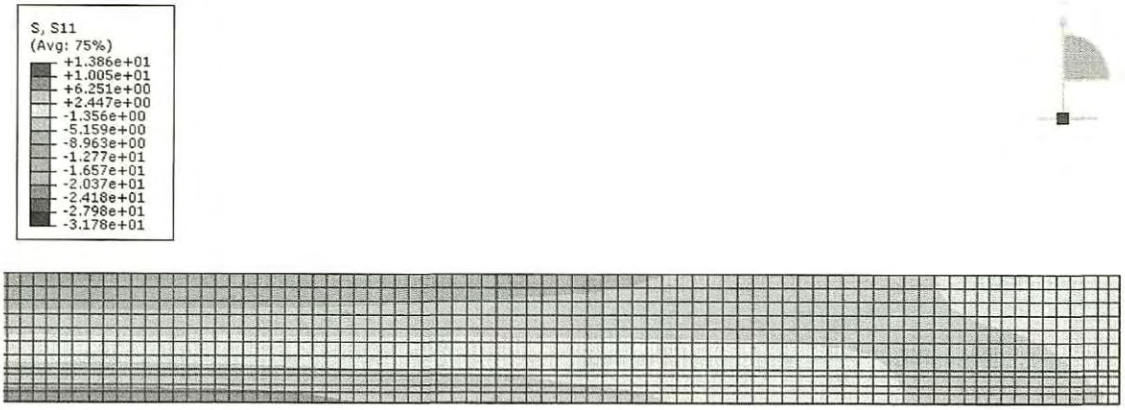


그림 3.5.35 PSC빔 콘크리트 X방향 Stress, S11

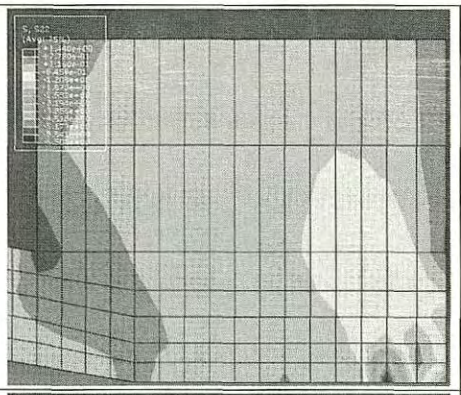
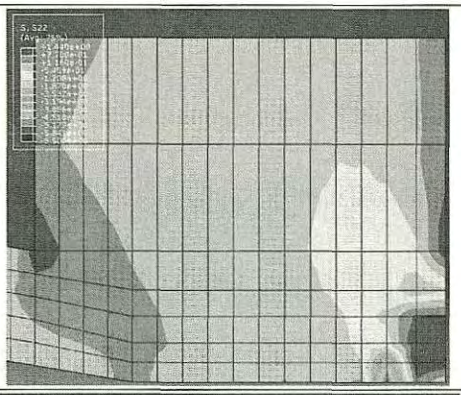
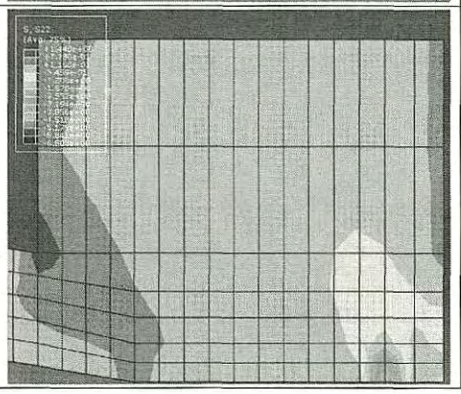
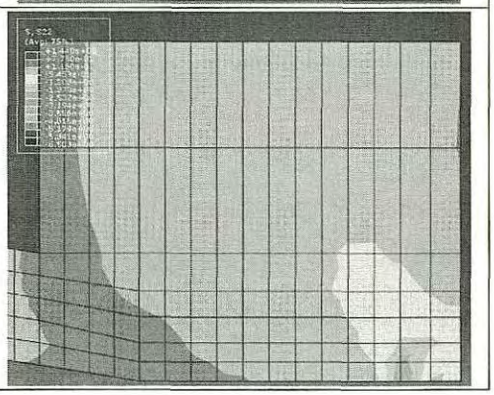
앞에서 말한 것처럼 AASHTO에서는 정착장치 전면의 콘크리트의 압축 강도를 콘크리트 받침면에서 적어도 국부 횡방향 구속 철근 단부까지의 거리 또는 장착장치의 단면 치수 중 작은 값 이상 떨어진 거리에서 검토하여야 한다고 규정하고 있으므로 지점부에서 1,750 mm 떨어진 지점에서의 응력을 확인하였다. <그림 3.5.34>과 <그림 3.5.35>에서는 CFTA 거더의 콘크리트 부분과 PSC빔의 응력를 측면에서 확인한 것이다. 오른쪽 아래의 지점부에서 작용하는 긴장력에 의해 포물선모양으로 응력이 분포된다. CFTA 거더는 일반 PSC 빔과 비교하여 콘크리트 주위를 감싼 강재로 인하여 힘의 전달이 더 효율적이며, 단부에서 작용하는 응력은 일반 PSC빔보다 작다. 본 해석을 통하여 과도한 긴장력이 도입되는 정착부 부근의 힘의 흐름과 콘크리트에 작용하는 지압응력에 대해 안정함을 확인하였다.

(3) 정착부 검토

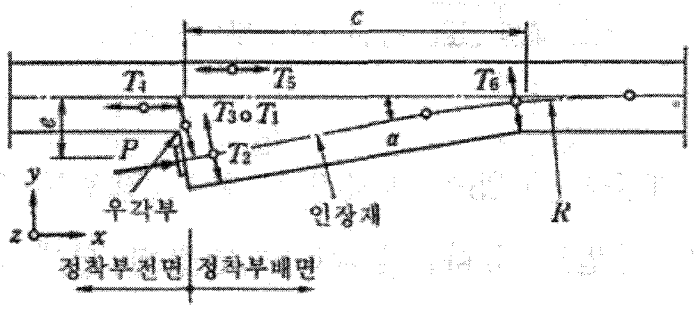
본 절에서는 CFTA 정착부에 필요한 보강 철근량을 검토하고 그 양을 강판과 비교하여 안전성을 검토하였다. 정착부의 설계는 크게 부재 단부와 부재 중간부로 이루어진다. 부재 단부는 정착재의 배치간격 및 인장재의 인장 순서에 의해 부재 단부의 콘크리트에 유해한 인장응력이 생기는 일이 있으므로 부재의 성능에 악영향을 미치지 않도록 이들의 인장응력에 대해서 철근으로 보강하여야 한다고 정의된다.

<표 3.5.13>는 지점부로부터 거리에 따른 CFTA 거더 콘크리트의 y축 방향으로의 단면 응력을 색으로 나타낸 것이다. 이를 이용하여 콘크리트에 작용하는 인장재 방향의 직각방향인 인장력으로 인한 할렬파괴에 대한 안전성을 확인할 수 있다. 최대 인장력은 1.786 MPa이며 최대 압축력은 5 MPa이다. 본 연구에서 사용한 콘크리트의 물성치는 허용 압축강도 40 MPa, 인장강도 3.528 MPa이므로 단부는 인장과 압축에 대해 안정하다.

표 3.5.13 지점부로부터의 거리에 따른 CFTA 거더와 PSC빔의 응력 비교

Stress, S22 (중앙부로부터 떨어진 거리 mm)			
0		200	
600		1000	

부재 중간부에 정착체를 설치하는 경우는 정착부의 형상 및 응력 상태가 부재의 단면성능에 악영향을 미치지 않도록 설계에서 검토하고 필요한 경우에는 철근으로 보강하여야 한다. 정착체를 콘크리트 속에 매립해서 정착하는 경우 즉 매설한 정착(dead anchor)으로서 사용하는 경우에는 <그림 3.5.36>의 표시와 같이 인장재에 따른 방향 또는 부재축 방향에도 보강철근을 배치할 필요가 있다. <그림 3.5.37>은 CFTA 정착부 구조이며 여기에 생기는 인장력과 전단력을 계산하고 이것에 대한 보강 철근량을 검토하였다.



P : 프리스트레스 힘
e : 프리스트레스 힘의 편심량
c : 돌기 정착부의 길이
R : 인장재의 휨반경
α : 인장재의 휨각도
T_1 : 정착부 배면 z의 방향(지면에 직각방향)에 생기는 인장력
T_2 : 정착부 배면 y방향에 생기는 인장력
T_3 : 우각부에 생기는 인장력
T_4 : 정착부 전면에 생기는 인장력
T_5 : 프리스트레스에 의한 휨모멘트에 의해 생기는 인장력
T_6 : 인장재 굴곡부에 생기는 인장력

그림 3.5.36 정착부의 인장력

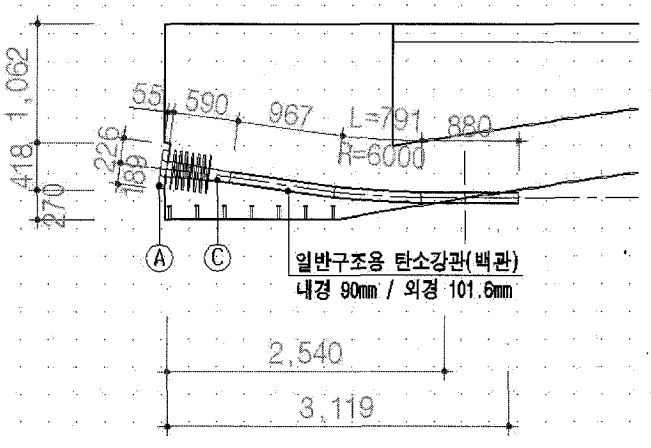


그림 3.5.37 CFTA 거더의 정착부 구조

1) Bursting Force(인장력(T_2, T_1)

▶ Vertical Direction

· 정착판의 크기 $a = 0.35m$

· 정착부의 크기 $H = 1.750m$

· 수평방향 인장력 $T_2 = 0.25 \times P_u \times (1 - a/H) = 0.25 \times 5{,}900 \times (1 - 0.35/1.750)$

$= 1{,}180kN$

· 필요 철근량 $A_{s2} = T_2/(0.8 \times f_y) = 1180/(0.8 \times 400) \times 1{,}000$

$= 3{,}687.5\,mm^2$

▶ Horizontal Direction

· 정착판의 크기 $a = 1.540m$

· 정착부의 크기 $H = 2.000m$

· 수평방향 인장력 $T_1 = 0.3 \times P_u \times (1 - a/H) = 0.3 \times 5{,}900 \times (1 - 1.540/2.000)$

$= 407.1kN$

· 필요 철근량 $A_{s1} = T_1/(0.8 \times f_y) = 407.1/(0.8 \times 400) \times 1{,}000$

$= 1{,}272.19\,mm^2$

2) Edge Tensile Force(인장력 T_3)

▶ Vertical Direction

· Edge Tensile Force $T_3 = 0.04 \times P_u = 0.04 \times 5900 = 236kN$

· 필요 철근량 $A_{s3} = T_3/(0.8 \times f_y) = 236/(0.8 \times 400) \times 1{,}000$

$= 737.5\ mm^2$

▶ Horizontal Direction

· Edge Tensile Force $T_3 = 0.04 \times P_u = 0.04 \times 5{,}900 = 236kN$

· 필요 철근량 $A_{s3} = T_3/(0.8 \times f_y) = 236/(0.8 \times 400) \times 1{,}000$

$= 737.5\ mm^2$

3) Shear Friction(전단력 T_4)

· 강도 감소 계수 $\Phi = 0.8$

· 전단 마찰 계수 $\mu = 1.4$

· 필요 철근량 $A_{s4} = P_u/(\Phi \times f_y \times \mu) = 5{,}900/(0.8 \times 400 \times 1.4) \times 1{,}000$

$= 13{,}169\ mm^2$

4) Horizontal Anchoring Force (인장력 T_5)

· Anchoring Force $T_5 = 0.25 \times P_u = 0.25 \times 5{,}900 = 1{,}475kN$

· 필요 철근량 $A_{s5} = T_5/(0.8 \times f_y) = 1475/(0.8 \times 400) \times 1{,}000$

$= 4{,}609.375\,mm^2$

5) 텐던 곡률에 의한 구심력 (인장력 T_6)

· Jacking Force $P_u = 2 \times 2{,}150.0 + 2 \times 800.0 = 5{,}900.0kN$

· 텐던 곡률 $R = 6.000m$

· 철근의 항복강도 $f_y = 400MPa$

· 구심력 $T_1 = P_u/R = 5{,}900/6.000 = 983.33kN/m$

· 필요철근량 $A_{s1} = T_1/(0.8 \times f_y) = 983.33/(0.8 \times 400) \times 1{,}000$

$= 3{,}072.917\,mm^2$

라. 소결

거더의 정착부 검토를 통하여 포스트텐션이 고정되는 지점부의 응력을 확인하고 안전성을 평가하였다. 먼저 정착부에 작용하는 긴장력에 의해 발생하는 힘들에 대하여 살펴보았으며 이것을 CFTA 거더에 적용하여 발생 가능한 힘을 확인하였다. 먼저 단부에 작용하는 지압응력에 대한 저항력을 평가하기 위하여 일반 콘크리트 PSC 빔과 지점부 축방향 응력을 검토한 결과 최대 압축응력 20.7 MPa으로 허용 압축강도 40 MPa보다 작으므로 안정하며, 발생하는 국부지압응력은 일반 콘크리트 빔과 비슷하였다. 다음으로는 축에 수직방향으로 발생하는 인장력에 의한 할렬 파괴에 대한 안전성을 검토하였다. ABAQUS를 이용한 FE 해석을 통하여 콘크리트 지점부로부터 1,750 mm떨어진 지점까지를 분석한 결과 발생하는 최대 인장력은 1.786 MPa이며 최대 압축력은 5 MPa이므로 사용

된 콘크리트 강도에 유해한 인장력이 발생하지 않음을 확인하였다. 또, 일반적으로 PSC 정착부에 사용되는 보강 철근량을 계산하였는데, 실제로 CFTA 거더에서는 콘크리트 주변을 철근 전체를 감싸는 형태로 계산된 철근량보다 많은 철근이 사용되었으므로 정착부는 안정하다고 할 수 있다.

제 6 절 CFTA 거더의 안전성 평가

1. 정적 안전성 평가

최근 교량의 장기 공용으로 인한 노후화와 차량의 성능향상으로 인해 교량에 가해지는 손상의 정도는 더욱 심화되고 있다. 따라서 교량의 상태를 정확히 판단하고, 적절한 보수·보강 시기를 결정하는 것은 교량의 수명을 연장시킬 뿐만 아니라 유지관리 비용을 절감시킬 수 있는 경제적인 이점이 있다. 하지만, 교량의 상태를 외관상으로 판단한다는 것은 상당히 어려운 일이므로, 수치적인 계산을 통하여 안전성, 사용성 및 내구성 등의 결과 값을 제시하여 간접적인 평가를 실시한다.

PSC 교량에서 발생하는 손상은 여러 가지가 있지만, 구조적인 안전성에 영향을 미치는 손상과 그렇지 않은 손상은 명백한 차이가 있다. 즉, 콘크리트 파손, 박리, 백태 등 비구조적인 손상을 제외하고 발생하는 과다한 처짐, 균열의 폭과 진전 양상 등은 분명 교량의 내하력 감소로 인하여 발생하는 결과들이다. 이러한 장기 공용된 PSC 교량의 내하력 감소는 단면의 크기변화, 재료의 강도 변화, 통행차량의 하중 증가 등 여러 가지 변수들에 의해 좌우되며, 결과적으로 도입된 프리스트레스의 손실을 초래하게 된다.

CFTA 거더는 거더의 구조 특성상 외부 노출형 긴장재의 손실이 큰 열화 요인이 되며, 외부 노출형 긴장재는 부식, 충돌, 파단 등에 의한 단면손실이 발생할 가능성이 크다. 그러므로 CFTA 거더의 안전성을 평가하기 위하여 긴장재의 손실이 발생할 경우 거더와 교량에 미치는 영향을 파악하는 것은 매우 중요하다. 본 연구에서는 부식에 의한 긴장재 단면적 감소에 의한 영향과 충돌 및 충격에 의한 최외곽 긴장재의 손실이 발생하는 경우 거더의 비대칭적 거동을 살펴보았다.

가. CFTA 거더의 구조 및 하중조건

시간의 흐름에 따라 텐던의 단면적이 감소하게 되고 이것은 곧 거더의 처짐을 유발하게 된다. 초기 단면적에서 부식에 의해 감소된 단면적을 산정하고, 그에 따른 처짐값을 얻기 위해 ABAQUS를 사용하였다.

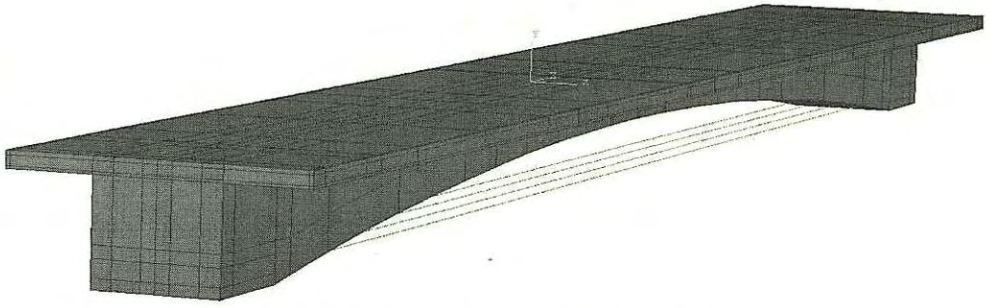


그림 3.6.1 CFTA 거더의 해석 모델

모델링 된 CFTA 거더의 재료 물성치와 단면 제원은 다음 표와 같다.

표 3.6.1 CFTA 거더의 물성치

구 분	단위질량	탄성계수	포와송비
강재(SM490)	7,850kgf/㎥	210,000 MPa	0.3
내부충전 콘크리트	2,350kgf/㎥	40 MPa	0.167
슬래브 콘크리트	2,350kgf/㎥	27 MPa	0.167
긴장재		200,000 MPa	0.3

표 3.6.2 CFTA 거더 단면 재원

구성	길이	너비	높이
슬래브	30,600	3,500	240
철근	30,500	198.6 mm^2	
콘크리트	30,600	2,000	1,476
강판	30,600	2,000	1,476
긴장재(내)	30,600	2,635.5 mm^2	
긴장재(외)	30,600	1,664.4 mm^2	

CFTA 거더에 작용하는 활하중은 다음 그림과 같은 DB-24를 사용하였다.

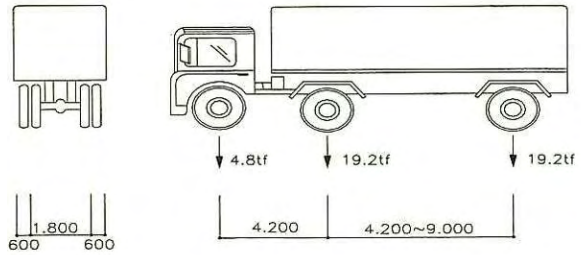


그림 3.6.2 DB-24

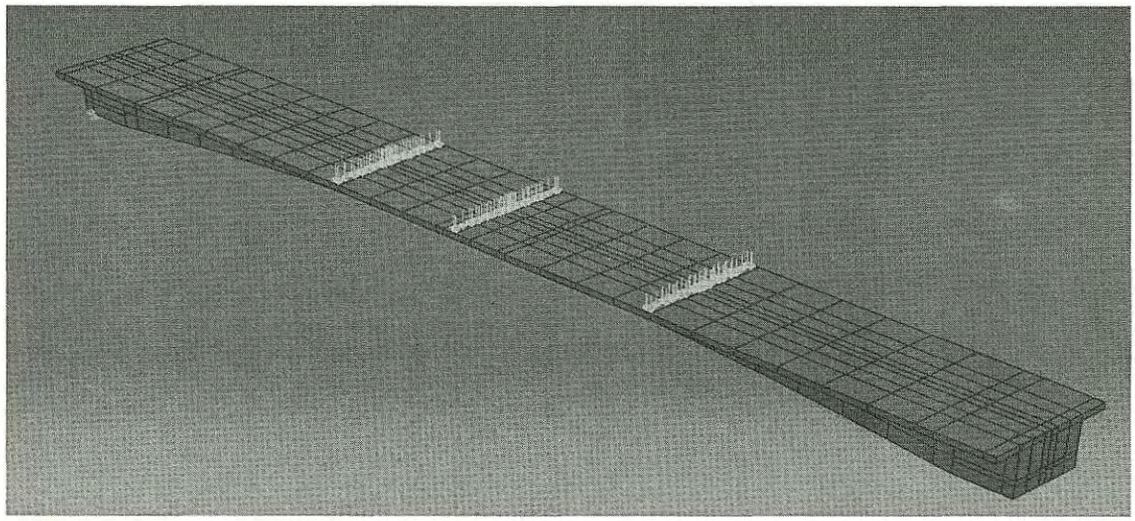


그림 3.6.3 CFTA 거더에 하중 재하

나. 부식에 의한 Post Tension 강선의 단면 감소

CFTA 거더의 공용기간동안 거더의 능력을 감소시키는 가장 큰 인자는 외부로 노출된 4 개의 텐던이라고 볼 수 있다. 외장형 텐던은 콘크리트의 보호를 받지 못하지만 점검과 교체를 위해 접근성이 용이하다는 장점을 갖는다. 텐던의 파괴는 교량의 붕괴를 유발할 수 있으므로 텐던의 건전성은 구조물 안전에 매우 중요하다. 또, 텐던의 여유량(redundancy)은 구조 안전도의 여유를 제공하므로 텐던의 부식의 발생은 교량의 안전성에 직접적인 영향을 미친다.

(1) 부식의 영향과 부식 속도

일반적으로 콘크리트 교량에서 발생하는 부식은 pitting corrosion과 general corrosion으로 구분할 수 있다. Pitting Corrosion은 음극과 양극을 모두 포함하는 전기분해 반응과 관련되며 pitting corrosion은 general corrosion에 비해 4 ~ 8 배 정도 높은 공식율을 가지고 취성파괴를 일으킨다. 강선에서 부식을 일으키는 요인에는 여러 가지가 있는데 그중 가장 일반적인 것은 강선 표면에서의 염화작용과 블리딩 현상이다. 강선 표면에서 발생하는 염화 이온은 pH가 줄어들고 부동층을 불안정하게 만들어 삼투막이 형성되며 이로 인해 철 이온이 음극에서 양극으로 반응하게 된다. 녹은 물과 산소로 인하여 텐던 표면에 $F_e(OH)_2$가 생성되고 다시 산소와 물과 반응하여 $F_e(OH)_3$가 생성된다.

1단계 : *Anodic reaction* $\quad F_e \rightarrow F^{2+} + 2e^-$

Cathodic reaction $\quad \frac{1}{2}O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2OH^-$

2단계 : $2F_e + 2H_2O + O_2 \rightarrow 2F^{2+} + 4OH^- \rightarrow 2F_e(OH)_2$

$2F_e(OH)_2 + H_2O + O_2 \rightarrow 2F_e(OH)3$

Pitting에 의해 생성된 부식의 가수분해는 pH를 감소시키며 산성과 염류물은 부식 속도를 증가시킨다. 본 연구에서 pitting corrosion과 모든 부식은 모두 post-tendsined에 작용하는 것으로 가정한다. <그림 3.6.4>는 텐던에서 발생하는 녹의 생성과정과 pitting 형성을 보여주고 있다. <그림 3.6.4>에서 보이는 것과 같이 텐던에서 pitting 과정은 스스로 진행되기도 한다.

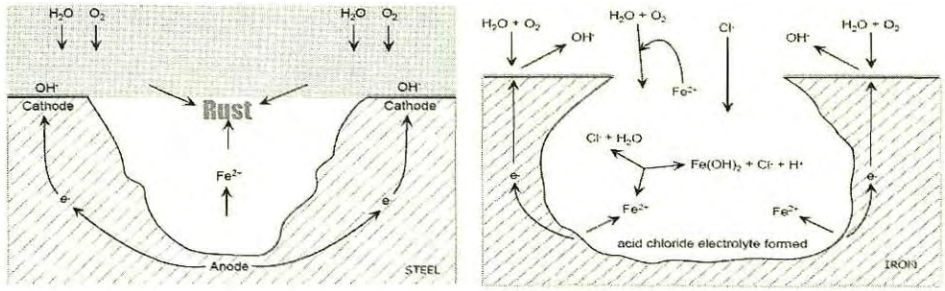


그림 3.6.4 강선표면에서의 양극-음극 반응 및 Pitting Corrosion

이러한 과정에 의해 심한 패임(heavy pitting)현상이 발생하면, 프리스트레스 스트랜드의 성능은 최종 강도의 75%나 그 이하로 감소된다. 텐던에서 초기 프리스트레스에 따라 본래 최소 규정된 강도의 75%까지 감소시키고, 감소된 강도는 50% 이상의 활하중 용량을 감소시킨다. 일반적으로 부식이 일어나게 하는 원인으로는 환경적 요인과 앵커부분 그라우트의 공극, 외장형 텐던의 그라우트 공극, 그리고 외장형 텐던 덕트의 손상 등을 들 수 있다. 그림 5.는 단부가 아닌 내부의 텐던이 부식이 일어나는 경우의 손상이다.

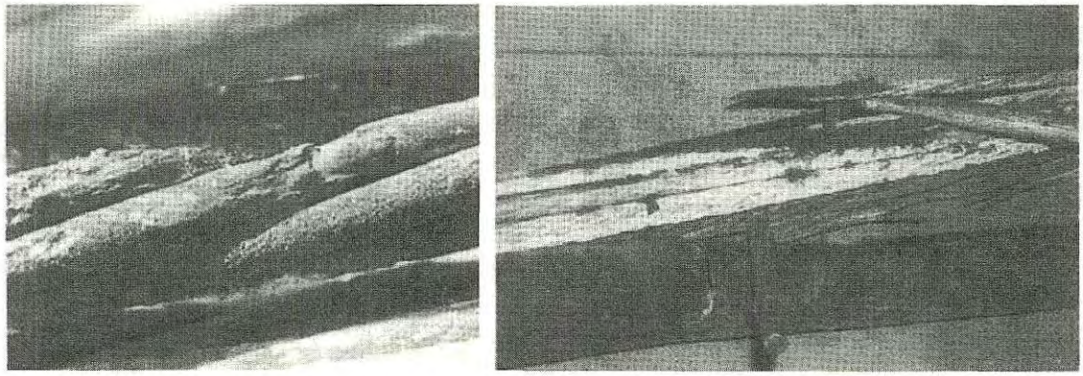


그림 3.6.5 내부에의 텐던 부식 손상

본 연구에서는 CFTA 거더의 텐던 내부 강선에 pitting corrosion이 발생한다고 가정하고 진행되었다. 부식이 진행됨에 따라 단면적은 줄어들게 되는데, 강선 단면적에 영향을 주는 인자는 초기 강선의 직경(D), 부식률(ν)와 구조물의 재령(T), 그리고 철근 부식 개시시점(t)이다. 이를 이용한 단면적 변화 식은 다음과 같다.

$$A_{s,c=}\frac{\pi[D-2\nu(T-t)]^2}{4} \tag{3.6.1}$$

이 식을 이용한 CFTA 거더 텐던의 단면적 변화에서의 변수는 부식률(ν)와 강선의 직경(D_1, D_2)으로 지정하였고, 철근의 부식 개시 시점 t는 다음 <표 3.6.3>과 같은 부식 개시점 중 해안+도로의 부식 개시점 t=19.193 년을 선택하여 가정하였다.

표 3.6.3 환경별 강선의 부식 개시점 산정

	구조물의 위치	부식 개시점 (t 년)
해안+도로	$1.2=8[1-erf(7/\sqrt{4\times0.616\times t})]$	19.193
산간	$1.2=7.1[1-erf(7/\sqrt{4\times0.616\times t})]$	21.02
해안	$1.2=4.5[1-erf(7/\sqrt{4\times0.616\times t})]$	32.28
도로	$1.2=3.5[1-erf(7/\sqrt{4\times0.616\times t})]$	44.219

첫 번째 변수로 지정되는 철근 부식률(υ)은 환경에 따라 차이를 가지고 있으며, Ting(1989년)에 의해 제안된 평균 부식률은 100 ㎛/yr이며, Mori와 Ellingwood's(1994년)에 의해 연구된 전형적인 부식률은 50 ㎛/yr로 제안하였다. Ting, Mori, Ellingwood의 연구를 바탕으로 철근의 부식율은 정규분포(normal distribution)로 다음과 같은 평균과 분산값을 갖는다.

표 3.6.4 부식률의 평균과 표준편차

	평균(μ)	표준편차(σ)	C.O.V
부식률	89	5	0.056

(2) 부식에 대한 거더의 안정성 평가

CFTA 외장형 텐던은 SWPC 7B PS강선으로 구성된 것으로 두께에 따라 두 종류로 구성된다. CFTA 거더의 건설 과정에서 내부 긴장재와 외부 긴장재는 각각 1차, 2차 긴장재로 작용하게 되고 이때의 단면적과 초기 긴장력은 다음 <표 3.6.5>과 같다. 또, 내부긴장재의 직경 D_1과 외부긴장재의 직경 D_2는 통계학적으로 정규분포를 따르며 0.05의 C.O.V값을 갖는다.

표 3.6.5 텐던 단면적 및 초기 긴장력

	내부 긴장재	외부 긴장재
단면적(mm^2)	2,635.3	1,664.4
직경(mm)	57.93	46.03
초기긴장력(MPa)	816	481
직경 평균	57.93	46.03
직경 C.O.V	0.05	0.05
표준편차	2.8965	2.3015

CFTA 거더는 텐션에 의하여 중앙부가 솟음이 생기는 형태의 거더이다. 거더에서 처짐에 가장 취약한 지점은 거더의 중앙부라고 고려하고, 중앙부에서 발생하는 처짐값을 얻었다. 단면의 변화량은 앞에서 강선의 부식률을 표시했던 <식 3.6.2>을 사용하였다.

$$A_{s,c=}\frac{\pi[D-2\nu(T-t)]^2}{4} \tag{3.6.2}$$

이 식을 이용하여 실제 사용된 네 개의 텐던, 즉 내부긴장재 D_1 두 개와 외부긴장재 D_2 두 개의 부식에 의한 단면적의 변화에 대한 <식 3.6.2>을 세우고 변수 D_1과 D_2 그리고 ν값을 평균값으로 가정하여 긴장재의 단면적을 얻었다.

$$A_{s,c=}\pi\frac{2[D_1-2\nu(T-t)]^2+2[D_2-2\nu(T-t)]^2}{4} \tag{3.6.3}$$

해안+도로의 부식개시점인 19.193 년이 지난 후이므로 그때까지는 부식에 의한 처짐이 발생하지 않고 20 년 후에 처짐이 시작된다. 본 연구에서는 처짐을 일으키는 요인이 부식에 의한 것 하나 뿐이라고 가정하고 진행하였다.

(3) 거더의 처짐에 대한 안전성 평가

ABAQUS를 이용하여 부식에 의한 거더 처짐값을 얻은 처짐값은 다음 <표 3.6.6>과 같다.

표 3.6.6 유한요소해석에 의한 CFTA 거더 중앙부의 처짐

사용년수t (year)	단면변화량 $A_{s,c}$ (mm^2)	내부 긴장재 단면 (mm^2)	외부 긴장재 단면 (mm^2)	처짐 δ (mm)	비 고
1	0.00	2,635.30	1,664.00	-3.18772	
5	0.00	2,635.30	1,664.00	-3.18772	
10	0.00	2,635.30	1,664.00	-3.18772	
15	0.00	2,635.30	1,664.00	-3.18772	
20	46.85	2,622.25	1,653.63	-3.64772	부식개시시점
25	334.21	2,542.09	1,590.10	-6.46772	
30	616.60	2,463.18	1,527.82	-9.2772	
35	894.02	2,385.51	1,466.78	-12.06772	
40	1,166.45	2,309.08	1,406.99	-14.84772	
45	1,433.91	2,233.90	1,348.44	-17.60772	
50	1,696.40	2,159.96	1,291.14	-20.33772	
55	1,953.90	2,087.27	1,235.08	-23.05772	
60	2,206.43	2,015.82	1,180.26	-25.74772	
65	2,453.98	1,945.62	1,126.69	-28.42772	
70	2,696.56	1,876.66	1,074.36	-31.06772	
75	2,934.15	1,808.95	1,023.28	-33.68772	
80	3,166.78	1,742.48	973.44	-36.28772	
85	3,394.42	1,677.25	924.84	-38.84772	
90	3,617.09	1,613.27	877.49	-41.38772	
95	3,834.78	1,550.53	831.38	-43.89772	
100	4,047.49	1,489.03	786.52	-46.36772	

도로교설계기준에서 정의한 처짐은 단순 지지 거더 및 연속 거더에서 교량 길이가 10 m 이상 40 m 이하인 경우 다음 <식 3.6.4>를 권장하고 있다.

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{20{,}000/L} \tag{3.6.4}$$

본 연구에서 사용하는 CFTA 거더의 교량길이는 30.2 m 이므로 이 값을 <식 3.6.4>에 대입하여 <식3.6.5>를 얻을 수 있다.

$$\delta_a = \frac{30.2(m)}{20{,}000/30.2(m)} = 0.046818(m) \tag{3.6.5}$$

허용처짐량 46.82 mm와 ABAQUS로 얻은 거더의 처짐량을 비교하여 그래프를 그리면 다음 <그림 3.6.6>과 같다. 그림에서도 알 수 있듯이 긴장재의 단면이 감소함에 따라 거더의 처짐이 거의 선형적으로 발생하며 공용년수인 100 년이 되는 시점에서는 46.36 mm의 처짐이 발생하므로 허용처짐량에 근접한다.

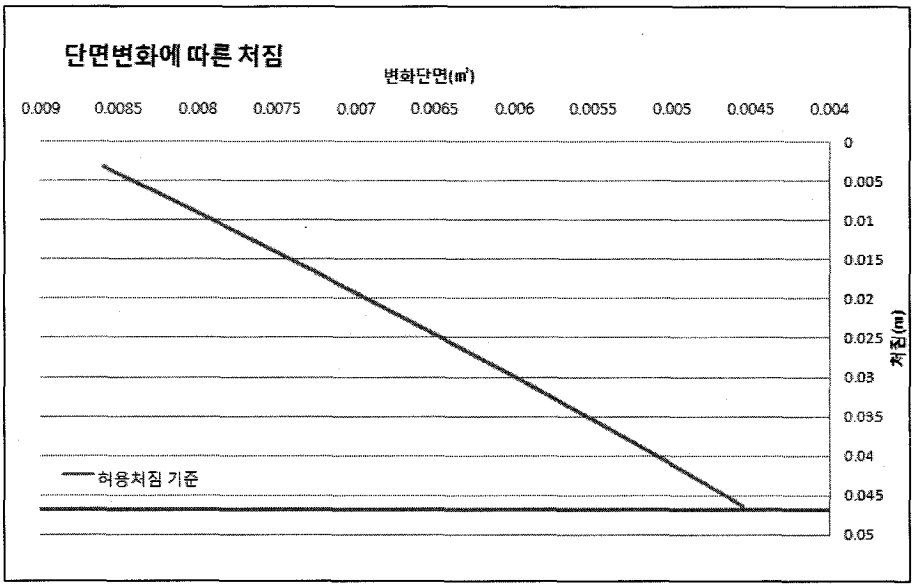


그림 3.6.6 긴장재 단면 변화에 따른 거더의 처짐

하지만 실제 교량의 경우에는 해석에서 가정한 것처럼 거더 하나로 활화중을 지탱하는 것이 아니라 거더 세 개로 이루어진 교량 전체가 지지하게 되므로 해석 결과보다 적은 처짐이 발생할 것이다. 또한, 본 연구에서는 거더의 처짐이 부식에 의한 긴장재 단면적의 감소에 의해서만 발생한다고 가정하였으나 실제로는 부식 외에도 많은 요소가 존재할 수 있으므로 적절한 보수 보강이 필요하다.

(4) 거더 단면 응력에 대한 안전성 평가

부식이 진행됨에 따라 거더 단면에 작용하는 응력은 증가하게 된다. 본 안전성 평가에서는 거더

단면에 작용하는 응력 중 콘크리트 단면에 작용하는 응력이 가장 중요한 파괴 인자로 파악하였고, 콘크리트 상부와 하부에 작용하는 응력을 검토 한 결과는 다음 <표 3.6.7>과 같다.

표 3.6.7 콘크리트 단면의 응력

사용기간 (Year)	상부응력 (MPa)	하부응력 (MPa)	내부긴장재 (MPa)	외부긴장재 (MPa)
15	-1.10753	-3.99224	932.439	478.338
20	-1.15449	-3.91204	933.137	479.003
40	-2.3076	-1.94252	950.272	495.326
65	-3.70508	0.444355	971.032	515.114
90	-5.03955	2.72364	990.855	534.011
100	-5.55218	3.59922	998.47	541.27

사용된 콘크리트의 상부 압축응력의 허용값은 35 MPa이고 하부 인장응력의 최대 허용값은 3.175 MPa이다. 이 허용값 안에서 허용되지 않는 결과는 100 년이 지난 후 콘크리트 하부에 작용하는 인장응력 3.599 MPa이다.

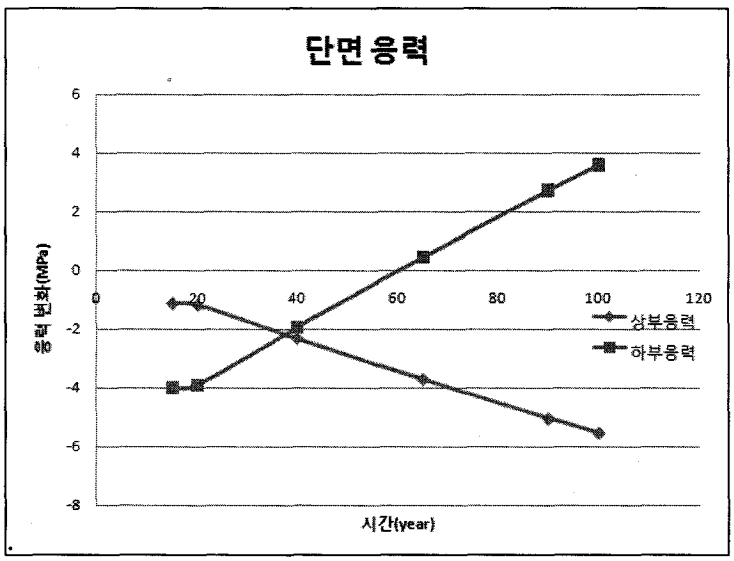


그림 3.6.7 시간 흐름에 따른 콘크리트 단면 응력 변화

앞의 (가)에서 검토한 처짐에 대한 결과와 마찬가지로 단면에 작용하는 응력의 허용치도 사용기간 100 년 이전에 보강을 필요로 한다. 추가로 검토된 내부 긴장재와 외부 긴장재에 작용하는 응력은 각각 998.47 MPa, 541.27 MPa 로서 긴장재의 항복 응력인 1,600 MPa에 대해서 충분한 여유치를 확보 하고 있음을 알 수 있다.

다. 충돌에 의한 거더 안전성 평가

충돌 안전성을 평가하기 위하여 외부에 노출된 긴장재에 트럭이 충돌하는 경우를 가정하여 시뮬레이션 해석을 수행하였다. 트럭은 국내에서 가장 많이 사용되는 8 tonf 트럭을 사용하였고, 트럭의 속도는 한국도로공사의 자료 기준으로 제한속도의 평균인 60 km/hr를 적용하였다. ABAQUS를 사용하여 <그림 3.6.8>과 같이 모델링 하였다.

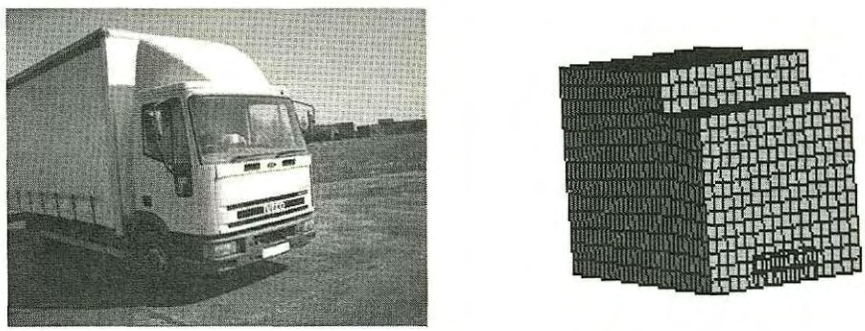


그림 3.6.8 트럭 모델

CFTA 거더는 25 m 모델을 사용하였고 이때 사용한 물성치는 다음 표와 같다.

표 3.6.8 충돌 해석에 사용된 거더 물성치

구성 요소	단위 중량 (kg/㎥)	탄성계수 (MPa)	프와송비	크기 (mm)	타입
슬래브	2,500	21,500	0.167	25,576 x 3,500 x 240	Solid
콘크리트	2,500	29,885	0.167	25,576 x 1,476 x 1,480	Solid
강재	7,850	210,000	0.3	25,576 x 1,476 x 1,480	Shell
긴장재	3,000	210,000	0.3	25,576 in 길이 46 in 직경	Truss

충돌 해석에서는 긴장재의 비선형성을 고려하여 비선형 해석을 수행하였고 이때의 긴장재 물성치는 다음과 같다.

표 3.6.9 긴장재의 비선형 물성치

부재	항복응력 σy(MPa)	소성 변형률 εy
긴장재	1,700	0
	1,920	0.00214067
	2,050	0.00955148
	2,100	0.01929660
	2,150	0.03904180

트럭과 거더가 충돌할 때 접촉 스트레스는 양쪽의 접촉 표면에 따라 달라진다. 만약 접촉면이 매끄럽다면 보통의 충격력이 발생하지만 거친 표면인 경우는 마찰력에 의한 영향을 고려해야 한다. 그러므로 이 충돌 문제에서는 접촉에 의해 변형되는 힘이 먼저 계산되어야 한다. ABAQUS에서 접촉 문제는 접촉 요소에 따라서 시뮬레이션 되고 접촉 요소의 성질은 여러 형태로 정의 될 수 있고, 접촉 성질에 따라 그 힘의 변형정도가 결정되므로 따로 계산해줄 필요는 없다. 본 시뮬레이션에서 트럭의 앞면을 'First Surface'로, 긴장재의 노드를 'Slave Surface'로 지정하고 접촉면에서 유한한 미끄러짐이 발생하게 하는 'Surface to Surface' 접촉 알고리즘을 사용하였다.

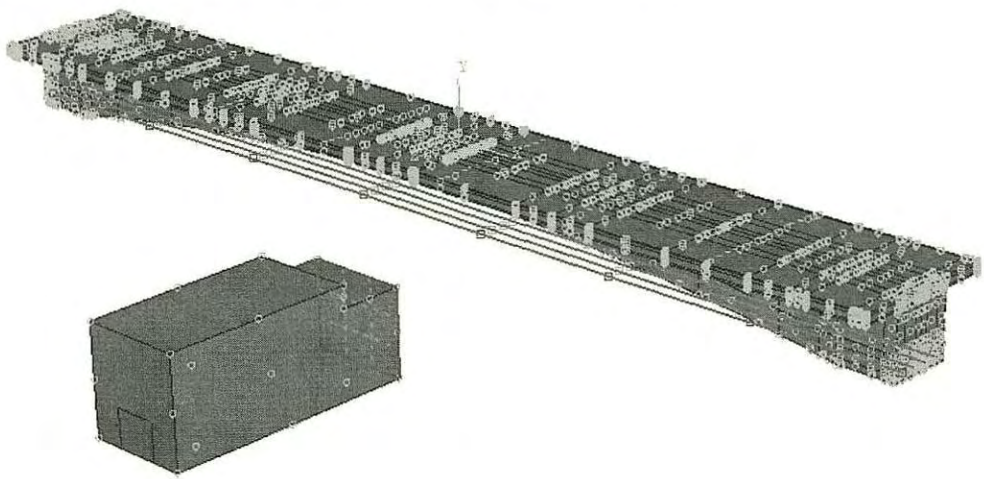
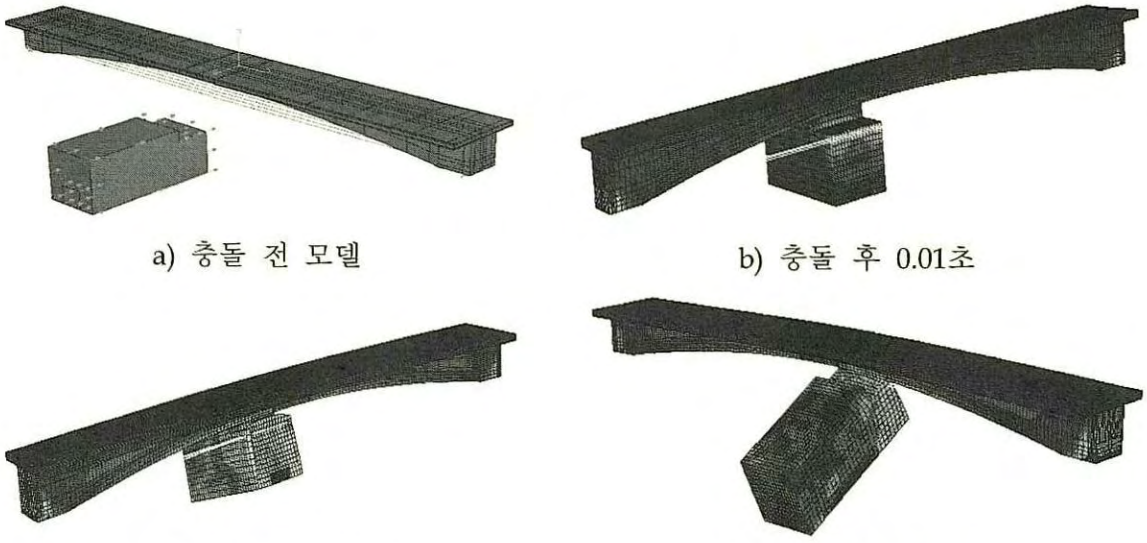


그림 3.6.9 충돌 모델의 접촉 알고리즘

충돌각은 다른 각도들을 제외하고 축방향에 수직으로 부딪히는 각도만을 고려하였으며, 동적 마찰 계수는 0.45를 사용하였다. 충돌은 해석 시작 2초 후에 발생하며 step 별로 9.8 μs씩 증가시켰다. 트럭은 거더로부터 2.5 m 떨어진 지점에서 출발하며 60 km/hr의 속도로 달려 0.21초 후에 거더에 부딪힌다. 다음 그림은 충돌 전 모델과 각각 충돌 후 0.1 초, 0.4 초, 0.7 초 후의 응력을 표시한 것이다.



a) 충돌 전 모델　　b) 충돌 후 0.01초

c)충돌 후 0.45초　　d) 충돌 후 0.7초 후

그림 3.6.10 트럭 충돌 해석

본 연구에서는 거더의 충돌에 대한 안전성을 평가하기 위하여 거더의 주요 요소인 긴장재가 충돌 후에 어떻게 거동하는지 검토하였다. 긴장재의 거동에 영향을 주는 요소는 충돌만으로 제한하였고, 이때의 거더 긴장재의 시간에 따른 응력 변화는 다음 <그림 3.6.11>과 같다. 가장 큰 변형률은 충돌이 제일 먼저 일어나는 Tendon01에서 발생한다.

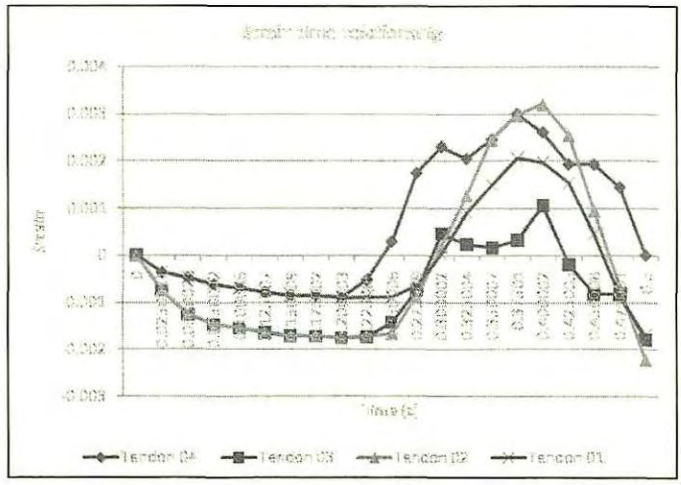


그림 3.6.11 트럭 충돌에 의한 긴장재 변형률

충돌에서 발생하는 최고 응력과 최대 변형률을 표시하면 다음 <표 3.6.10>와 <표 3.6.11>과 같다.

표 3.6.10 긴장재 응력

긴장재 번호	응력 (MPa)	허용 응력 (MPa)	Time (s)
01	974.543	2,150	0.37501
02	1,660.18	2,150	0.400002
03	1,209.50	2,150	0.400002
04	1,171.08	2,150	0.375001

표 3.6.11 긴장재 변형률

긴장재 번호	변형률	허용 변형률	Time (s)
01	0.002066	0.0390418	0.37501
02	0.003211	0.0390418	0.400002
03	0.001065	0.0390418	0.400002
04	0.003002	0.0390418	0.37501

각각의 최고 응력과 허용 응력을 비교하면 긴장재에서 발생하는 응력이 허용응력 2,150 MPa 보다 작으므로 안정하다고 할 수 있다. 가장 큰 변형률은 Tendon04에서 발생하고, 이때의 변형률은 0.003으로 허용 변형률 0.039보다 충분히 작은 값이다. 긴장재의 변형률이 0.00214067이 되면 이때부터 긴장재는 소성 변형을 하게 되는데 Tendon02와 Tendon04가 소성 변형률의 수치를 넘으므로 두 긴장재가 소성 변형이 일어났다고 할 수 있다. 긴장재가 소성 변형 구간에 들어서지만 허용 변형률과 허용 응력을 넘어서지 않으므로 거더의 긴장재는 충돌에 파괴가 발생하지 않으므로 안정하다.

라. 외곽 긴장재 손실에 의한 거더 안전성 평가

긴장재가 외부로 노출된 CFTA 거더는 내부 긴장재에 비해 열화에 취약하다. 외부 노출 긴장재의 열화특성을 고려한 내하력 감소를 검토함에 있어 부식에서 고려하지 못한 비대칭 거동에 대해 분석하였다. 4 개의 긴장재 중 양 바깥에 위치한 긴장재 두 개가 가장 큰 파단 가능성을 갖는다. 그러므로 바깥 긴장재중 한쪽 긴장재의 단면적을 100%, 50%, 0%로 줄이면서 해석을 수행하였다. 이는 실제로 사용되는 긴장재가 12연선으로 이루어져있으므로 한 번에 끊어지지 않고 단계적으로 끊어질 것으로 예상되기 때문이다. 긴장재의 번호는 왼쪽부터 1번 ~ 4번으로 <그림 3.6.12>와 같다.

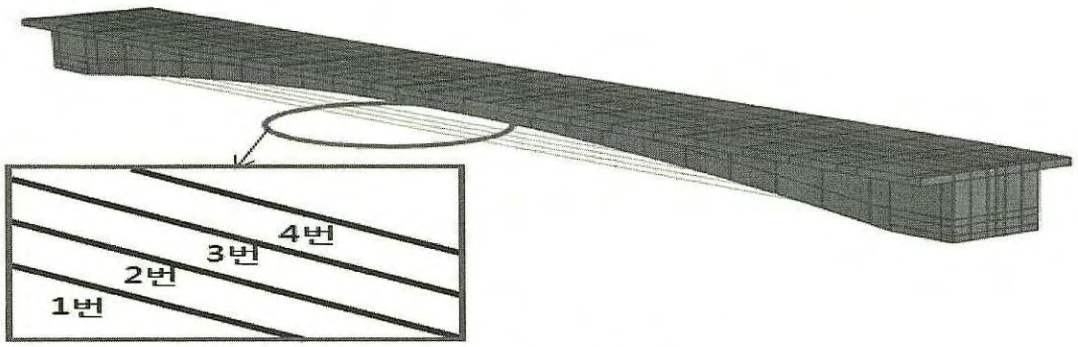


그림 3.6.12 긴장재 번호

길이 50 m의 거더 모델링에 사용된 물성치는 앞에서 사용된 것과 같다. 1번 긴장재의 단면을 100%, 50%, 0% 남긴 상태에서 100 kN이 작용했을 때 거더의 응력을 <표 3.6.12>에 표시하였다.

표 3.6.12 1번 긴장재의 파단에 따른 처짐과 긴장재 응력

항목		100%		50%		0%	
		변형률	응력(MPa)	변형률	응력(MPa)	변형률	응력(MPa)
콘크리트 충전부	상부	-0.00019	-5.52598	-0.0002	-5.7784	-0.00021	-6.03655
	하부	-9.60E-05	-2.77715	-7.48E-05	-2.16596	-5.30E-05	-1.54092
슬래브	상부	2.22E-05	0.717082	1.21E-05	0.30026	-5.08E-06	-0.12599
	하부	2.10E-05	0.520022	7.90E-05	0.195821	-5.47E-06	-0.13571
강재	상부	-1.99E-04	-42.9414	-2.10E-04	-45.2919	-0.00022	-47.6957
	하부	-8.92E05	-19.4741	-6.58E-05	-14.4304	-4.19E-05	-9.27233
변위(mm)		-9.50686		-16.1377		-22.9187	
1번 긴장재(MPa)		589.724		595.664		파단	
2번 긴장재(MPa)		710.724		716.886		723.638	
3번 긴장재(MPa)		710.724		717.109		723.188	
4번 긴장재(MPa)		589.724		596.331		601.739	

거더의 긴장재 파단에 따른 긴장재의 응력을 살펴보면 2번 긴장재는 12.914 MPa, 3번 긴장재는 12.464 MPa, 4번 긴장재는 12.015 MPa 가 증가한 것을 알 수 있다.

또한 콘크리트와 강재에 작용하는 응력 모두 허용 응력 안에서 발생하며, 이것은 거더의 강재와 콘크리트가 1번 긴장재가 파괴된 상태에서도 안정하다는 것을 의미한다. 1번 긴장재가 파괴된 상태

에서도 2번 긴장재와 3번 긴장재의 차이가 0.5 MPa 이하인 것을 확인 할 수 있는데, 이로서 큰 비대칭 거동이 발생하지 않음을 확인 할 수 있다. 하지만 거더에 비대칭성이 나타나지 않는 것은 거더의 너비가 좁아 거더 양단의 길이가 짧기 때문으로 볼 수 있다. 그러므로 실제로 적용되고 양단의 너비가 충분히 넓은 CFTA 거더교에 대한 안전성 평가를 수행하였다.

마. CFTA 거더교의 안전성 평가

(1) 긴장재 손실에 의한 CFTA 교량 안전성 평가

CFTA 거더교는 다음 그림과 같이 거더 3 개가 연결된 모양이다. 물성치는 앞의 거더 해석에 사용된 것과 동일하며 전체 길이는 50.6 m, 폭은 11.25 m이고, 작용하는 긴장력은 내측 5,700 kN와 850 kN이다. 교량의 안전성을 평가하기 위하여 교량의 긴장재가 끊어지는 경우 교량에 발생하는 응력을 확인하였다. 본 해석에서는 MIDAS CIVIL 2008을 사용하였다.

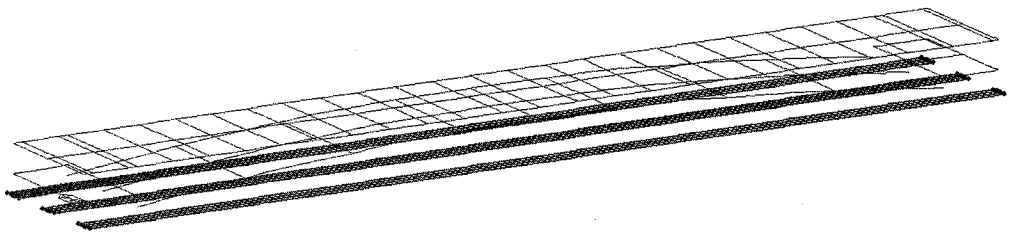


그림 3.6.13 긴장재 손실이 없는 경우

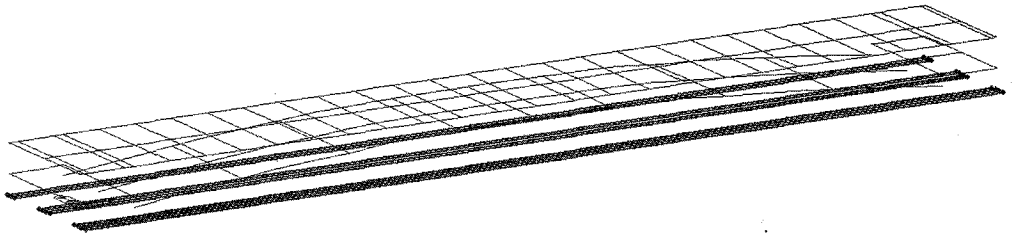


그림 3.6.14 1개 긴장재 손실 경우

CFTA 교량에 사용되는 긴장재는 각 거더에 4 개씩 총 12 개이다. CFTA 교량 긴장재는 초기 긴장력 최대 750 MPa로서 항복응력인 1,600 MPa의 약 60%정도이므로 긴장력에 큰 여유치를 갖기 때문에 긴장재가 끊어질 가능성은 희박하지만, 가장 취약한 상태에 대한 안전성을 평가하기 위하여 긴장재가 끊어지는 경우를 가정하여 해석하였다.

긴장재의 손실이 없는 경우와 손실이 있는 경우에 교량 중앙부의 거더와 슬래브에서 발생하는 응력을 비교한 결과는 다음과 같다.

표 3.6.13 거더 중앙부 응력

조건	거더	콘크리트 상부 (MPa)	콘크리트 하부 (MPa)	슬래브 상부 (MPa)	슬래브 하부 (MPa)
제거 전	좌측거더	-8.925	1.014	-0.242	-0.552
	내측거더	-8.959	0.954	-0.278	-0.493
	우측거더	-9.863	0.049	-0.241	-0.550
1개 긴장재 손실	좌측거더	-8.914	1.551	-0.575	-0.732
	내측거더	-9.082	1.378	-0.729	-0.781
	우측거더	-10.034	0.420	-0.719	-0.866

표 3.6.14 긴장재 손실에 의한 긴장재 응력

	우측거더		내측거더		좌측거더	
긴장재 응력 (MPa)	내부 긴장재	외부 긴장재	내부 긴장재	외부 긴장재	내부 긴장재	외부 긴장재
1개 긴장재 손실	841.201	679.273	841.760	679.146	843.251	679.624

교량의 좌측 거더에서 긴장재 손실이 일어나는 경우 각 거더의 내부에서 발생하는 응력증가량은 최대 0.5 MPa로서 최대 응력은 허용 휨 인장응력은 3.984 MPa이고 허용 휨 압축응력은 16 MPa안에 있으므로 충전 콘크리트는 안전하다고 판단할 수 있다. 또한 거더의 긴장재 응력도 항복인장력의 약 65%정도로 여전히 큰 여유량을 갖고 있다.

(2) 극한 상태의 교량 안정성 평가

CFTA 교량에서 긴장재 하나가 손실된 경우 거더 내부의 콘크리트 응력이 안전범위에서 거동하므로 교량의 안전성에 큰 위험이 없다고 판단하였다. 교량에서 긴장재가 손실되는 경우는 극히 적고 긴장재가 2 개 이상 끊어지는 경우는 무시할 수 있을 정도로 작지만 본 연구에서는 긴장재가 2개 이상 끊어지는 경우에 대해서도 응력 검토를 수행하여 만약의 경우 교량 거더에 작용하게 되는 응력 변화를 살펴보았다.

앞의 실험 결과를 바탕으로 좌측거더 중앙부의 하부 인장부가 가장 취약하다고 판단하고 긴장재 손실에 따른 좌측 거더 중앙 하부 콘크리트의 응력에 대해 <표 3.6.15>에 정리하였다.

표 3.6.15 긴장재 손실에 따른 좌측 거더 중앙부 응력

좌측거더 중앙부	사용하중 재하 전	손실 없음	1개 손실	2개 손실	3개 손실	4개 손실
하부(MPa)	-2.346	1.014	1.551	18.707	36.599	37.095
응력 증가량(MPa)		3.360	3.897	21.053	38.945	39.441
손실에 의한 응력 증가 비율		기준	1.160	6.267	11.592	11.740

<표 3.6.15>의 결과를 살펴보면 2개의 긴장재의 손실이 발생하는 경우에 허용 휨 인장응력을 넘어서는 것을 볼 수 있다. 긴장력의 손실로 인해 좌측 거더를 버티는 힘이 사라지게 되고 그로 인해 좌측 거더의 처짐이 과하게 발생하며 이것은 하부의 인장력을 크게 증가시켰다. 이로 인해 좌측 거더의 콘크리트 단면은 허용 응력 밖의 응력을 받게 되고 이것은 곧 콘크리트의 파괴를 의미한다. 각각 2개 손실, 3개 손실, 4개 손실의 경우에 사용하중이 작용하는 단계에서 거더 중앙 하부에 생기는 최종 응력은 <표 3.6.15>과 같다. 이것은 초기에 긴장력에 의해 콘크리트 하부가 받게 되는 압축력과 긴장재가 받아 줄 수 있는 모멘트를 잃게 되면서 생기는 인장력이다. 손실이 없는 경우에 2차 고정하중 단계에서 거더 중앙 하부응력은 -2.346 MPa이었고, 사용하중이 재하된 경우에는 1.104 MPa이므로 사용하중에 의해 증가한 인장력은 3.360 MPa이 된다. 이를 기준으로 각각의 경우를 사용하중에 대한 비율로 환산한 것이 손실에 의한 응력 증가 비율이다.

실험에서 사용된 거더에 작용하는 사용하중은 260 kN인데 실제로 실험에서 사용한 최고 하중은 1,369 kN이었고 이때의 거더 거동 처짐 양상은 <그림 3.6.15>에서 볼 수 있는 것처럼 콘크리트의 탄성구간을 벗어나는 500 kN 이후부터 완만한 곡선을 그리는 처짐-하중 그래프를 보였다.

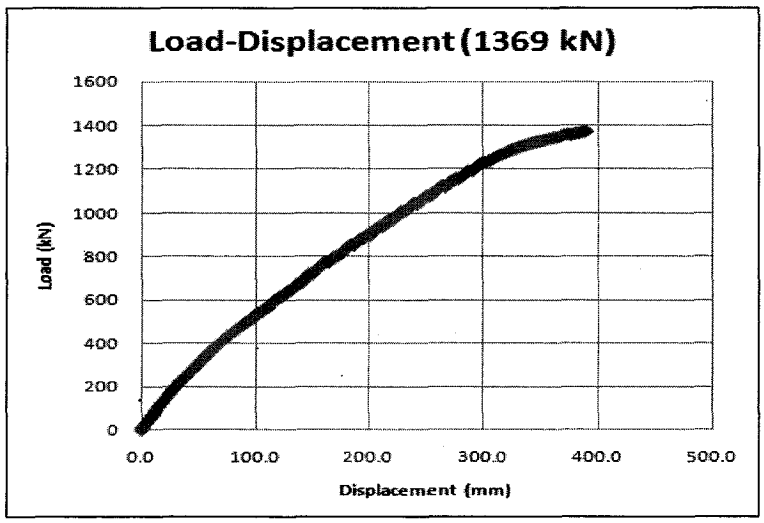


그림 3.6.15 실험체의 하중-처짐 곡선

<그림 3.6.15>에서 볼 수 있듯이 거더는 사용하중의 약 6 배의 하중이 작용하는 경우 취성적인 파괴 양상이 나타나는 것이 아니라 콘크리트의 응력이 콘크리트를 감싸고 있는 강재와 긴장재 등에 전이되면서 전체적으로는 연성적인 파괴 양상을 보인다. 이것은 실제로 거더에 사용하중의 6 배가 되는 하중이 작용되는 경우에도 거더는 급속한 파괴모드로 돌입하는 것이 아니라 파괴에 대한 징후를 파악하고 대피할 수 있을 정도의 연성적인 파괴를 하는 것을 의미한다. 또, 긴장재 2 개가 파괴된 경우 거더 중앙부에 콘크리트를 감싸고 있는 강재주형의 상하부 응력은 각각 164.422 MPa, 140.672 MPa이다. 이 값은 항복강도 190 MPa 보다 작은 값으로 콘크리트가 파괴된다고 하더라도 콘크리트를 감싸고 있는 강재가 그 응력을 받아주고 강재가 파괴될 때는 연성적인 파괴를 하게 된다. 그러므로 2 개 긴장재가 파괴된 경우 역시 거더는 연성적인 파괴 양상을 보일 것이라는 추측을 할 수 있다.

긴장재에 충격이 가해지는 경우는 극히 드물지만 트럭과 같은 교통수단의 충돌을 생각해 볼 수 있는데, 앞의 충돌 해석처럼 CFTA 거더에 큰 충격이 온다고 해도 긴장재가 손실될 수 있는 가능성은 매우 희박하고 긴장재가 3 개 이상 손실될 가능성은 극히 드물다. 교량 안전성 평가 결과 긴장재가 3 개 이상 손실 될 경우 교량은 파괴에 이르게 되지만, 본 절의 충돌에 의한 거더 안전성 평가 부분에서 살펴본 것처럼 거더 긴장재에 충돌이 발생 할 경우에도 긴장재 손실의 가능성이 매우 낮기 때문에 긴장재의 파손에 의한 거더의 안전성에는 문제가 없다는 결론을 얻을 수 있다.

바. 소 결

본 절에서는 거더를 실제로 사용하였을 때 거더에 발생할 수 있는 충격을 예측하고 그로 인해 발생할 수 있는 거더의 안전성 문제에 대하여 살펴보았다. 먼저, CFTA 거더에서 외부로 노출 된 긴장재에 대한 안전성을 평가하기 위하여 긴장재에 생기는 부식의 진행과 이로 인해 거더에 발생하는 충격을 확인 하였다. 거더가 설치된 환경에 따라 거더 긴장재에 발생하는 부식률을 차이가 있을 수 있다. 본 연구에서는 부식이 가장 많이 일어나는 도로에 거더가 위치하고 있다고 가정하고 처짐과 단면 응력에 대한 안전성 평가를 수행하였다. 그 결과 처짐과 단면응력은 부식이 진행됨에 따라 커지게 되고 사용기간이 100 년이 되기 이전에 적절한 보수 보강을 필요로 함을 알 수 있다.

또, 거더에 작용할 수 있는 충돌이나 예측 할 수 없는 긴장재 파괴로 인한 영향을 예측하였다. 먼저 8 tonf 트럭이 거더의 긴장재에 충돌하는 경우에 대해서 해석한 결과 긴장재에 소성변형이 나타나지만 파괴에 이르지 않으므로 안정하다는 결론을 얻었다. 또한 거더 한 개에서 긴장재 하나가 그 단면적을 손실하였을 때 발생할 수 있는 응력 변화를 확인한 결과 긴장재 하나의 손실은 거더 전체의 거동에 큰 영향을 미치지 않는 것을 확인하였다.

거더가 실제로 사용될 때 형태인 세 개 거더를 이은 교량에서 발생할 수 있는 긴장재 파괴에 대한

영향을 분석하였다. 긴장재 한 개가 끊어지는 경우에는 거더 하나의 경우에서와 마찬가지로 교량에 큰 영향을 미치지 않았다. 그래서 긴장재와 교량 중앙부에 발생하는 응력이 안전 범위에 포함되어 긴장재 하나를 손실 한 경우 교량은 안전하다. 발생확률이 극히 드물기는 하지만 극한 상태에서 거더의 거동이 어떻게 될 것인지 예측하기 위하여 긴장재를 두 개 이상 손실 한 경우를 가정하여 해석하였다. 긴장재 2개가 손실 된 경우는 실험에서 살펴본 결과와 콘크리트를 감싸고 있는 강재가 항복하기 이전임을 확인하여 연성적인 파괴양상을 보일 것임을 예측하였다. 긴장재가 3개 이상 손실 되는 경우 교량은 파괴 상태가 되지만 실제로 긴장재의 여유량과 충격에 대한 해석 결과에 근거하여 긴장재가 3개 이상 끊어질 수 있는 파괴확률은 극히 드물기 때문에 교량의 사용성에는 큰 영향을 미치지 않는다고 판단할 수 있다.

2. 동적 안전성 평가

가. 동적 안전성 평가 개요

동적 하중을 받는 거더의 설계에 있어서 동적 해석 및 실험은 매우 중요하다. 특히 동적 하중의 진동수가 거더의 고유진동수와 유사하거나 일치할 경우, 작은 크기의 동적 하중에 대해서도 거더의 변위와 응력 등을 포함한 거더의 동적 응답은 크게 증폭될 수 있다. 또한 거더 부재가 오랫동안 변동하는 응력을 받을 경우, 피로에 의한 재료파괴를 일으킬 수도 있으며, 거더의 동적 응답은 사용자의 진동사용성 저하 등을 유발할 수도 있다. 더욱이 CFTA 거더의 경우, 일반 거더에 비해 고강도 경량인 구조물로 진동에 취약할 수 있으므로, 동적 안전성 평가는 매우 중요하다. 참고로 CFTA 거더는 질량이 동일한 질량의 등분포된 구조물에 비해 중앙부보다는 지점부에 상대적 질량이 집중된, 즉, 중요 저차진동모드에 대한 질량기여도가 동일한 질량의 일반구조물에 비해 상대적으로 작은, 동적 진동에 유리한 구조물로 판단된다.

나. 동적 안전성 평가

(1) 초기모델의 동적실험 및 해석 결과 비교

CFTA 거더의 초기모델(정상상태)의 동적특성을 분석하기 위하여, 동적거동실험과 유한요소 수치해석을 통한 해석 결과를 비교하였다. STRAND7을 사용한 유한요소 수치해석 모델 다음과 같다.

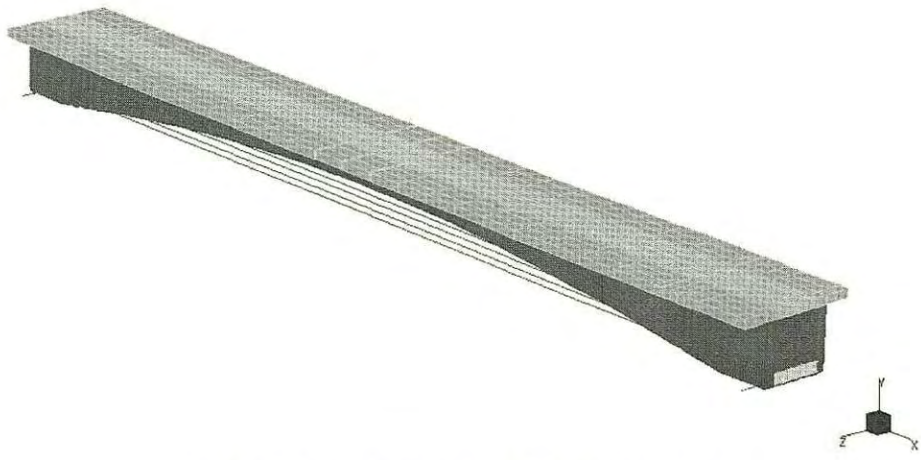
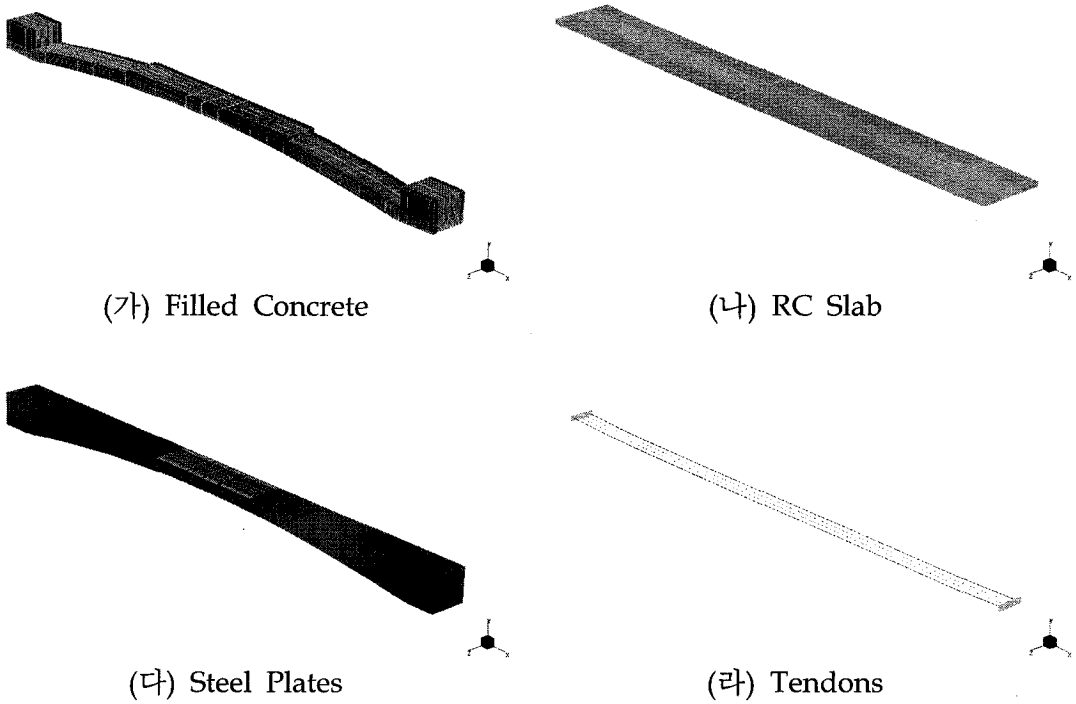


그림 3.6.16 CFTA 거더의 전체 해석모델



(가) Filled Concrete (나) RC Slab

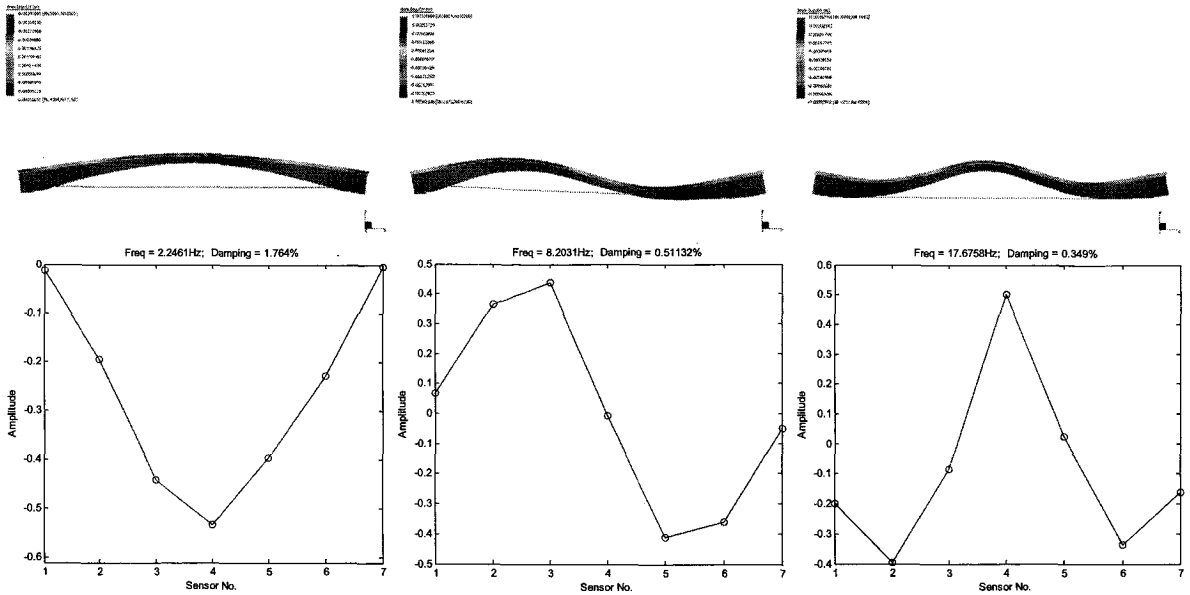
(다) Steel Plates (라) Tendons

그림 3.6.17 CFTA 거더의 구성품별 수치해석 모델

CFTA 거더교의 동적 안전성 검토를 위하여 한계상태 또는 파괴모드에 대한 해석을 수행하였다. 계측과 해석으로 구한 거더의 고유진동수와 모드형상은 다음과 같다. 동일한 질량의 등단면 거더에 비해 CFTA의 경우, 아치 형상으로 인한 거더의 강성증가로 인해 구조물의 고유진동수가 상대적으로 증가되어 일반 주행자동차의 주행시 발생 가능한 공진대역을 좀 더 안정적으로 벗어날 수 있을 것으로 판단된다. 참고로 실험에 사용한 CFTA 거더의 모드별 공진발생 차량속도는 243 km/hr(1차 모드), 464 km/hr(2차 모드), 665 km/hr(3차 모드) 이다.

표 3.6.16 계측과 해석으로 구한 거더의 고유진동수

구분	계측된 고유진동수(Hz)	해석된 고유진동수(Hz)	Freq. Errors(%)
1	2.2461	2.077	7.50
2	8.2031	8.589	-4.70
3	17.6758	19.50	-10.3



(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.6.18 계측과 해석으로 구한 거더의 모드형상

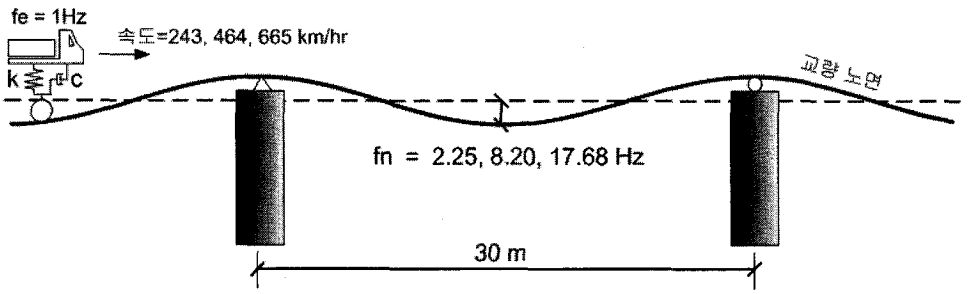


그림 3.6.19 정현파 형상의 교량을 주행하는 자동차

(2) 진동사용성 평가

(가) 차량에 의한 진동해석 방법

이동차량에 대한 해석은 교량을 주행하는 차량 모델을 주행속도에 따라 이동하중 하중으로 치환하여 동적 효과를 나타낼 수 있도록 행하는 해석이다. 이동하중에 대한 처리 방법에는 구조계의 영향선, 영향곡면 함수를 결정한 후 진동응답을 구하는 Green의 영향함수 방법, 임의의 미소시간에 크기가 1인 충격하중을 작용시켜 동적 응답을 결정한 후 임의의 시간동안 작용하는 동적 응답을 누진시키는 Dirac의 충격함수를 이용하는 방법, 시간 함수를 이용하는 방법, 변위형상함수를 이용하는 방법 등이 있다. 이 중 이 연구에서는 이동하중의 처리를 시간함수의 변화와 요소 내 절점에서의 지연 시간을 이용하는 시간함수 방법을 사용하였다. 이동하중에 대한 해석에는 5 km/hr, 40 km/hr,

60 km/hr, 80 km/hr, 100 km/hr의 속도에 해당하는 별 시간 함수를 사용하였다.

시간이력해석을 통하여 주행속도에 따른 CFTA 거더의 응답을 선정된 평가위치에 대하여 검토하였다. 다음 그림은 시간이력해석에 사용된 100 km/hr 속도에 대한 시간함수의 예로써 CFTA 거더의 도입부에서 차량의 속도에 따라 지속시간이 다르다.

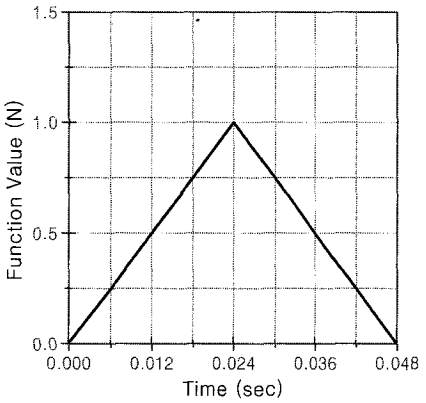
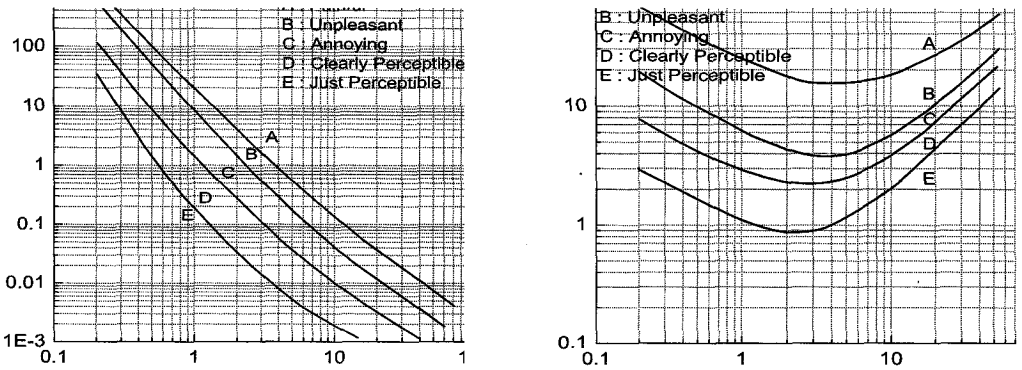


그림 3.6.20 도입부에서의 시간함수 예 (주행속도 : 100 km/hr)

주행속도에 따른 교량의 충격계수를 산정하기 위하여 평가위치에서의 최대 수직처짐을 주행속도에 따라 검토하고, 그 결과를 바탕으로 주행속도에 따른 충격계수를 산정하였다. 교량의 동적하중에 대한 안전성(stability)과 사용성(serviceability)을 확보하기 위해 고유치 해석 결과를 이용하여 진동특성을 분석하였다. Meister 진동감각곡선 중 진동 변위에 관한 것은 횡축을 주파수(Hz), 종축을 진동 변위로 놓고 대규모 실험을 통해 서 있는 상태와 누워있는 상태에서 수평, 수직방향의 진동을 가하여 5 가지 단계의 항으로 분류하였는데, 현재까지 각 분야에서 널리 채용되고 있으며, 여기서도 Meister 진동감각곡선을 적용하여 진동사용성평가를 수행하였다.



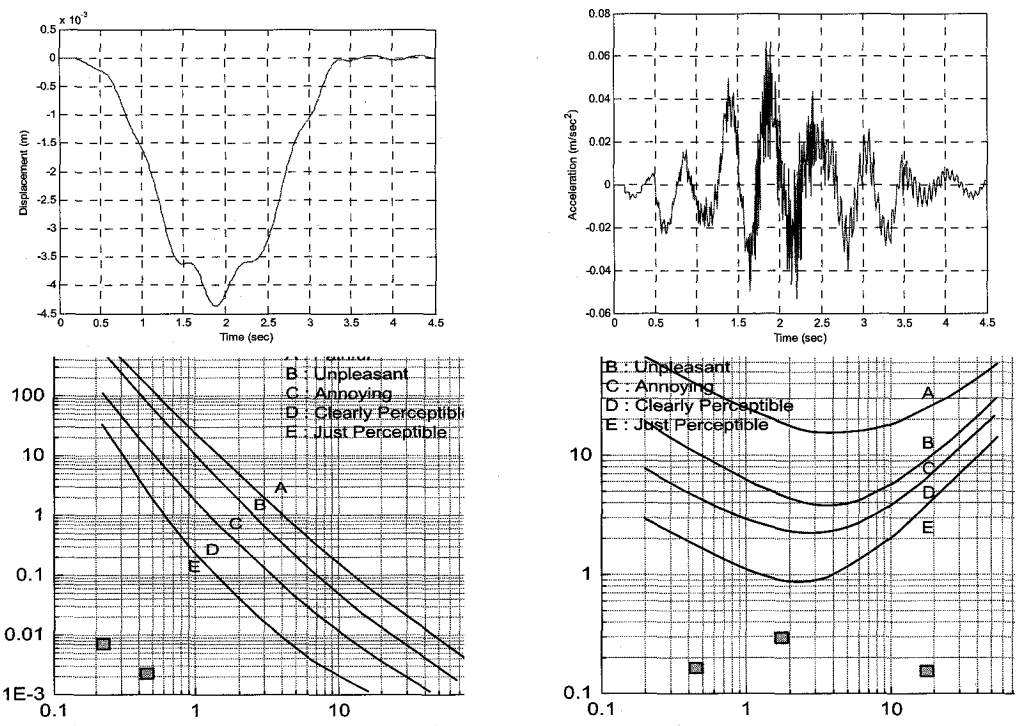
(가) 변위 (나) 가속도

그림 3.6.21 Meister 진동감각특성 곡선

(나) 차량에 의한 진동해석

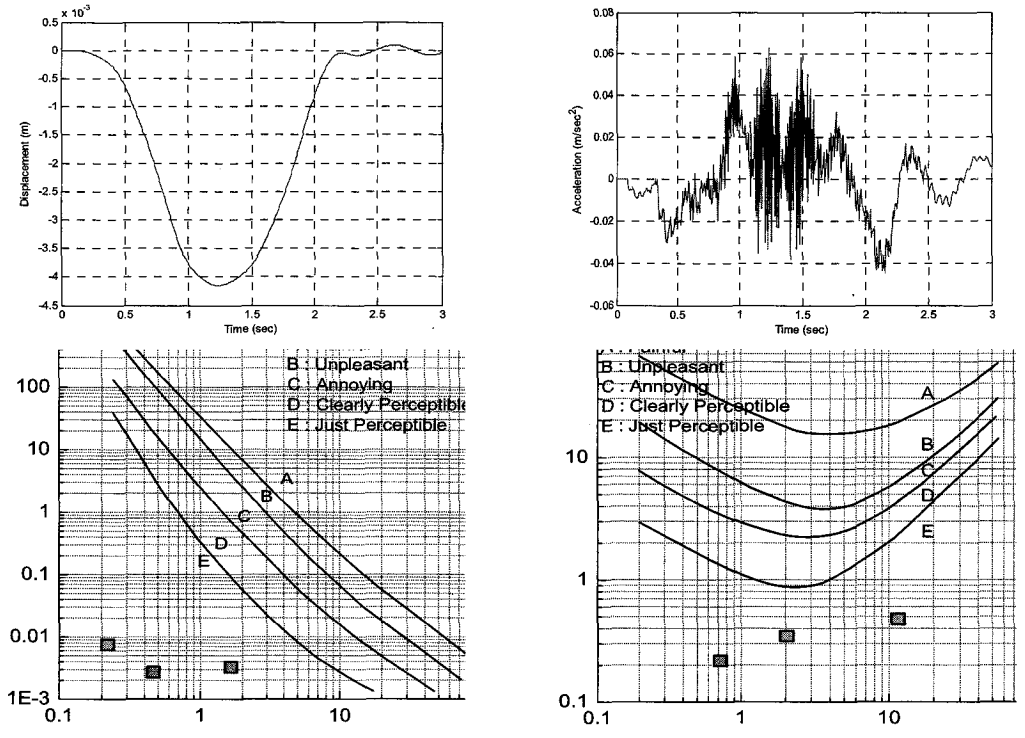
적용하중은 현행 도로교설계기준(건설교통부, 2005)에서 활하중 조건으로 규정되어 있는 표준트럭하중(DB-24)을 사용하여 CFTA 거더의 진동사용성 평가를 실시하였다.

속도별 Meister 진동 감각 특성 곡선을 다음 그림에 나타내었다. 차량의 속도가 증가할수록, 변위응답의 진동수 성분은 고차진동수영역으로 이동되었으며, 가속도응답의 진동수 성분의 광역대진동수로 이동되었다. 여기서 CFTA 거더는 모의 차량속도에 대한 변위와 가속도의 동적 응답은 Meister 기준으로 평가할 경우 , 모두 E등급(just perceptible, 겨우 인지할 정도)으로 평가되었으므로, 진동사용성 측면에서 우수한 것으로 판단된다.



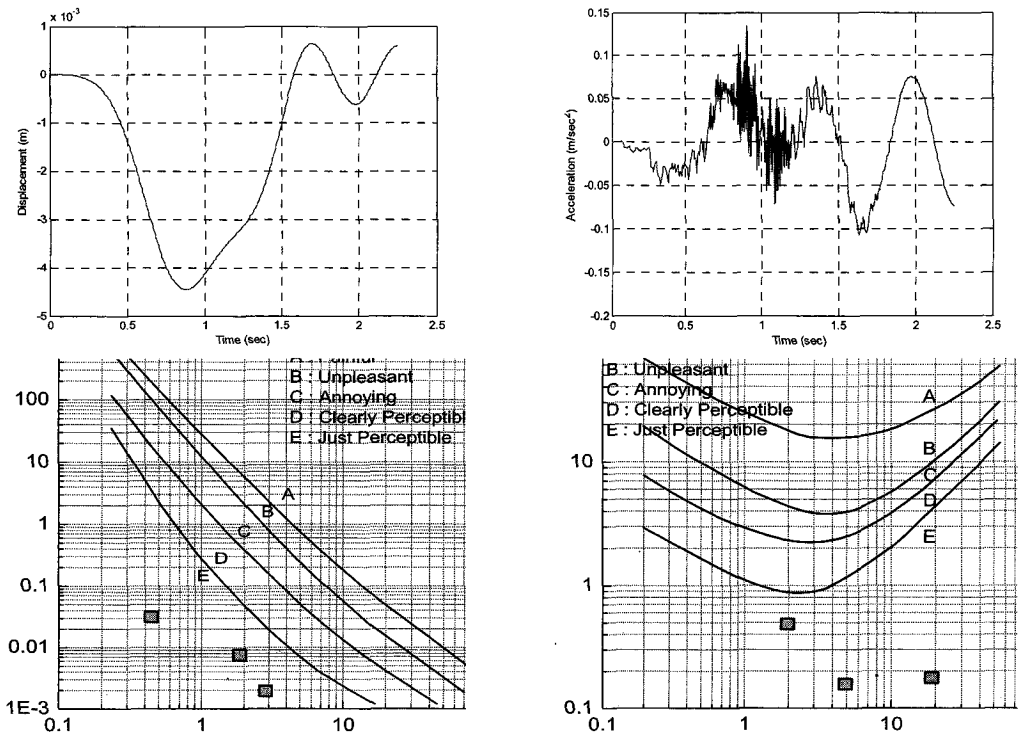
(가) 변위 (나) 가속도

그림 3.6.22 Meister 진동감각특성 곡선(40 km/hr)



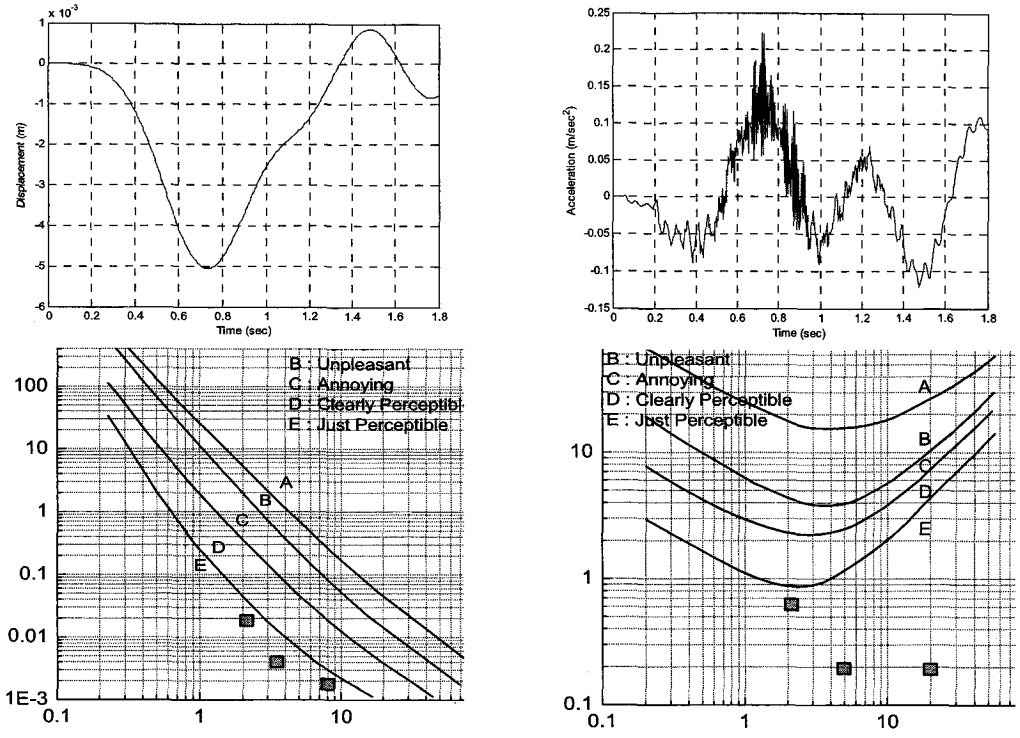
(가) 변위 (나) 가속도

그림 3.6.23 Meister 진동감각특성 곡선(60 km/hr)



(가) 변위 (나) 가속도

그림 3.6.24 Meister 진동감각특성 곡선(80 km/hr)



(가) 변위 (나) 가속도

그림 3.6.25 Meister 진동감각특성 곡선(100 km/hr)

(3) 손상상태 모델과 초기모델의 동적실험 결과 비교

CFTA 거더 특성상 외부 노출형 긴장재의 파손에 따른 압축력의 저하는 아치 효과를 감소시키고 모멘트를 증가시키게 되므로 갑작스런 외부 긴장재 파손 시 부재 강도의 변화 및 안전도를 분석할 필요가 있다.

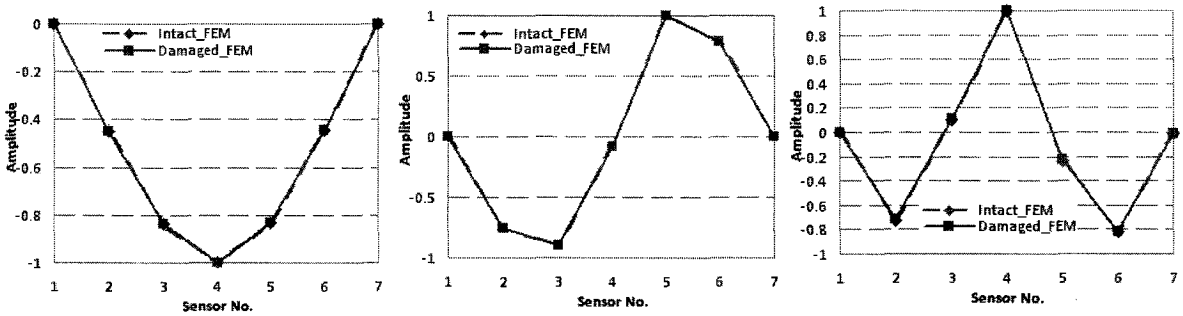
본 연구에서는 CFTA 거더에 사용된 외부 긴장재의 손상상태를 다음과 같이 정의하고, 외부긴장재의 파손으로 인한 CFTA 거더의 동적응답을 실험과 수치해석을 통해 비교분석하였다.

- 1차 손상 : PS강선 3 가닥 절단
- 2차 손상 : PS강선 6 가닥 절단
- 3차 손상 : PS강선 12 가닥 절단

수치해석을 통해 손상전과 3차 손상으로 인한 CFTA 거더의 손상 전후 고유진동수와 모드형상을 비교하면 다음과 같다. 텐던의 손상으로 인해 거더의 연직강성이 줄어들었고, 결과적으로 CFTA 거더의 연직방향 고유진동수의 감소를 가져왔다. 그러나 텐던의 손상이 CFTA 거더의 모드형상의 변화에 미치는 직접적인 영향은 상대적으로 작은 것으로 나타냈다.

표 3.6.17 거더의 고유진동수 비교 - 해석

구분	초기모델(Hz)	3차 손상상태모델(Hz)
1	2.077	2.026
2	8.589	8.585
3	19.500	19.494



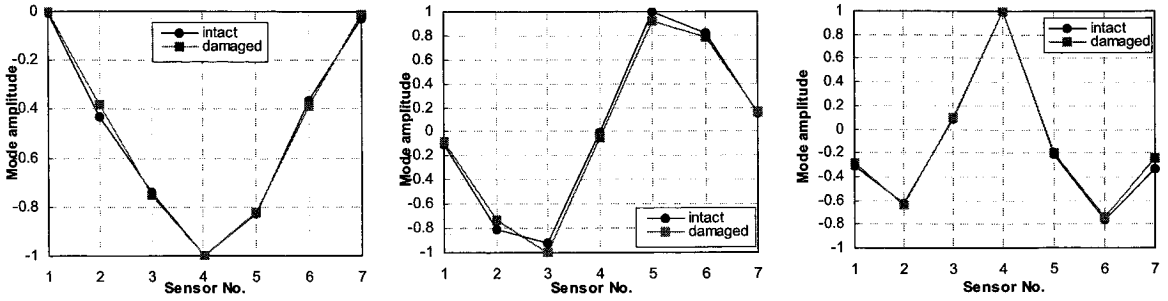
(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.6.26 1차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 해석

실험을 통해 1차, 2차, 3차 손상으로 인한 CFTA 거더의 손상 전후 고유진동수와 모드형상을 비교하면 다음과 같다. 수치해석과 달리 실험적으로 구한 CFTA 거더의 고유진동수와 모드형상의 변화는 계측 및 모델링 오차로 그리고 분해능(分解能, resolution)의 한계로 인해, 텐터의 손상으로 인한 CFTA 거더의 동적특성의 분명한 경향을 구분하여 판단하기가 어려웠다. 따라서 CFTA 거더의 경우, 수치해석자료 보다는 실험 자료를 근간으로 한 기저모델의 개선과 손상추정이 필요할 것으로 판단된다.

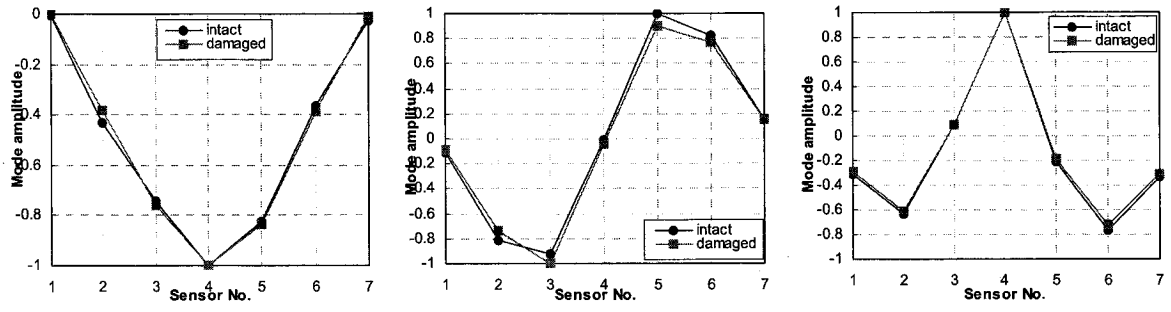
표 3.6.18 거더의 고유진동수 비교 - 실험

구분	초기모델(Hz)	1차 손상상태(Hz)	2차 손상상태(Hz)	3차 손상상태(Hz)
1	2.2461	2.2461	2.2461	2.2461
2	8.2031	8.2031	8.2031	8.2031
3	17.6758	17.6758	17.3334	17.3334



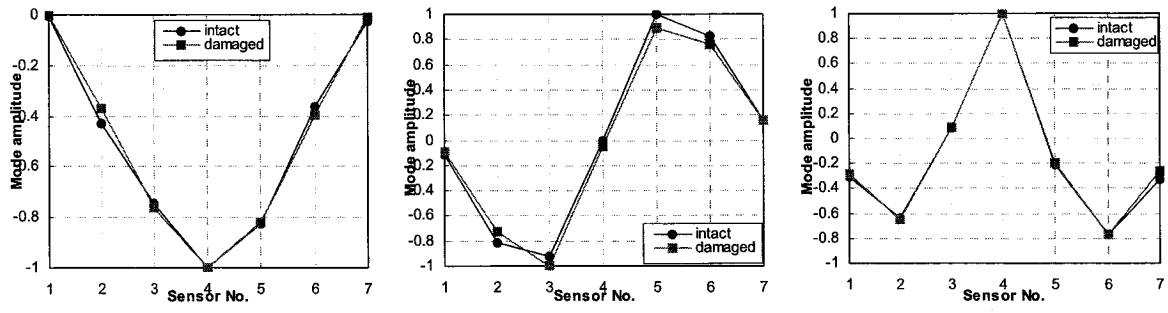
(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.6.27 1차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 실험



(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.6.28 2차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 실험



(가) 1차 모드 (나) 2차 모드 (다) 3차 모드

그림 3.6.29 3차 손상상태 모델과 초기모델의 모드형상 - 실험

(4) 손상추정을 위한 동특성 계측자료기반 모델 개선

수치모델 개선이란 수치해석 결과가 초기 수치모델을 사용한 경우보다 계측자료를 반영한 수치모델이 좀 더 좋은 결과를 나타내도록 수치모델을 개선하는 과정을 말한다. 이 개선작업은 수치모델의 검증을 위한 하나의 과정으로도, 또는 구조물의 건전성평가를 위한 기저모델(baseline model)로

도 사용될 수 있다. 이 과정을 요약하면 다음과 같다.

첫째로 사용할 데이터의 영역(domain)을 결정하는 것으로 시작한다. 여기서 영역이란 시간영역, 진동수영역, 모드영역 및 시간-진동수영역을 말한다. 둘째로 개선이 필요하다고 판단되는 수치모델을 결정한다. 셋째로 개선될 설계변수를 포함한 목적함수를 구성한다. 일반적으로 이 함수는 계측자료와 유한요소모델을 통해 예측한 결과와의 차이를 포함한다. 넷째로 이 함수를 최소화하는 변수를 찾기 위해 최적화 방법 등의 기법을 적용한다. 많은 경우 함수의 기울기에 근거한 최적화 방법을 사용하지만, 유전자 알고리즘 등을 사용할 수도 있다. 이 과정을 세부항목별로 설명하면 다음과 같다.

(가) 수치모델링

대표적인 수치모델로 유한요소모델을 들 수 있다. 개선될 유한요소모델에는 일반적인 모델작성에서 고려되지 않은 것들을 고려되어야 하며, 이중에서 개선할 변수를 선정하는 것이 가장 중요하다. 이 과정에서 작업자는 모델링 과정의 신뢰성을 평가하여야 한다. 예를 들어, 단순보를 모델링할 경우, 지점부의 모델링은 보 자체의 모델링에 비해 상대적으로 작은 신뢰성을 가지므로, 지점부에 대한 모델 개선이 보 자체에 대한 모델 개선보다 더 필요하다.

모델의 부정확한 부분을 변수로 나타내는 것도 매우 중요하다. 예를 들어, 고유진동수와 모드형상과 같은 구조물의 동적 특성은 개선할 변수들의 변화에 민감하여야 한다. 동일한 시험체에 대해서 경계조건의 작은 차이에도 고유진동수는 크게 변하는 것을 실험을 통해 알 수 있으나, 수치예측결과에 민감한 관련 변수를 선정하는 것은 매우 어렵다. 여기서 만약 선정한 변수가 관련 수치예측결과에 둔감하다면, 개선된 관련 변수도 부정확할 것이다.

(나) 동적실험

개선된 수치모델의 정확도는 계측자료에 포함된 구조물의 정보에 따라 다르다. 일반적으로 계측은 부정확하고 불완전하다. 여기서 부정확성은 랜덤 노이즈(random noise)와 시스템 노이즈(system noise) 양상을 나타낸다. 고성능 계측장비를 사용하여 계측기기와 관련된 노이즈를 크게 개선할 수 있고, 고급 필터링 기술을 적용하여 신호처리와 관련된 오차를 줄일 수 있으나, 시스템오차는 정확하지 못한 경계조건 등과 같은 실험체 자체의 부정확성과 연관이 있다. 예를 들어, 실제 실험에서 엄밀한 고정단 조건을 나타내는 것은 매우 어려우므로, 후속 절차에 영향을 주는 시스템오차를 제거하거나 알아내기 위해 매우 주위를 기울여야 한다.

일반적으로 계측한 진동수구간은 수치모델의 진동수구간에 비해 일부 구간으로 제한되어 있으므로 불완전하다. 특히, 입출력을 계측하는 센서가 진동모드의 절점 근방에 위치한 경우 계측자료는

더욱 불완전하다.

또한, 계측자료는 유한요소모델의 자유도에 비해 상대적으로 작은 제한된 지점에서 계측되므로 불완전하다. 일반적으로 회전자유도는 계측되지 않으며 일부 자유도는 계측할 수가 없다. 이러한 계측된 모드자료의 공간적인 불완전성을 고려하기 위해 모드확장 또는 유한요소모델 축소를 사용할 필요가 있다.

(다) 개선방법

수치모델의 개선에 사용되는 방법은 SI와 다른 분야의 변수추정(parameter estimation)에 사용되는 방법들과 연관이 있다. SI는 계측자료로부터 수치모델의 차수와 형태를 결정하는 문제를 설명한다. 구조물의 수치모델을 결정하면, 관련 계수들을 변수추정을 사용하여 결정한다. 제어 문제(control problem)에서 수치모델개선은 계측과 동시에 현장에서 이루어지지만(on-line construction), 구조동역학에서 수치모델개선은 일반적으로 계측자료를 일괄작업을 통해 처리함으로써 이루어진다(off-line construction). 이러한 구조동역학에서 수치모델개선의 목적은 개선된 모델을 사용하여 새로운 하중 조건과 환경에 대해 정확한 예측을 하기 위함이다.

불완전한 계측자료는 계측노이즈를 포함하며 계수(階數, rank)가 부족한 민감도행렬을 만든다. 부족한 계측자료를 보충하기 위해 경계조건을 변화해가면서 또는 기지(旣知)의 질량을 부가하면서 더 많은 계측을 수행할 수 있다.

최근에 소프트컴퓨팅기법에 대한 개념이 구체화되고, 응용되기 시작하면서 수치모델개선에 소프트컴퓨팅기법이 응용되기 시작하였다. 확장형 칼만필터법(extended Kalman filter method), 모드섭동법(modal perturbation method), 민감도법(sensitivity method) 등의 수학적 이론에 기초를 둔 하드컴퓨팅(hard computing, calculus-based algorithm)에 비하여, 퍼지이론(fuzzy theory), 신경망기법(neural network method), 유전자알고리즘(genetic algorithm), 전문가시스템(expert system) 등의 소프트컴퓨팅(soft computing, non calculus-based algorithm)은 사용자의 입장에서 보다 편리한 컴퓨팅 환경을 제공한다는 장점이 있다. 이러한 기법은 전자, 기계, 경영, 전산 등의 타 공학분야에서 실제 문제에 대한 적용성이 우수하다는 것이 입증되면서 근래에 구조공학분야에서도 많은 연구가 진행되고 있다(이진학과 윤정방, 1999).

일반적으로 수치모델개선은 순환적 최소자승법, 확장형 칼만 필터, 모우드 섭동법, 및 민감도 방법과 같이 반복적인 최적화 과정을 통하여 미지의 변수를 추정해가는 복잡한 탐색알고리즘을 이용한다. 이러한 방법들은 각각 나름대로의 장점들을 내포하고 있지만, 실제 복잡한 구조물에 적용하는 데는 현실적인 제약을 갖고 있다. 그것은 대부분의 알고리즘들이 구조물의 자유도나 변수의 수가 증

가함에 따라 많은 계산시간이 필요하고, 알고리즘 자체가 수치적으로 불안정하여 발산하는 빈도가 증가하는 경향에서 파악할 수 있다.

근래에 복잡한 탐색을 이용한 기존 방법 대신에 신경망의 학습기능을 이용하는 연구가 관심을 끌고 있다. 신경망은 구조물의 여러 상태에 대한 구조물의 응답과 구조계수 사이의 관계를 각각의 패턴으로 구성한 후, 이 패턴집합을 사용하여 위의 관계를 학습할 수 있는 특성을 지니고 있다. 그러므로 다른 알고리즘과 같이, 복잡한 구조물의 수학식으로부터 알고리즘을 유도할 필요가 없으며, 이러한 신경망의 패턴매칭 특성으로 많은 자유도와 변수를 포함한 구조물의 수치모델개선이 가능하게 되었다.

수치모델개선에 관한 여러 기법을 실제 구조물에 적용하기 전에 해결해야 할 여러 문제들이 있다. 실제로 구조물의 경우는 수백 수천 단위의 유한요소로 모델링 된다. 그런 경우 수치모델개선 뿐만 아니라, 계측 자체도 어려운 문제이다. 이때 구조물을 몇 개의 부분구조로 나누어 고려하면, 계측과 관련 계수추정 측면에서 모두 효율적이다. 이러한 개념은 구조물의 취약부분에 대해 집중적으로 조사할 수 있다는 점에서도 의미 있다.

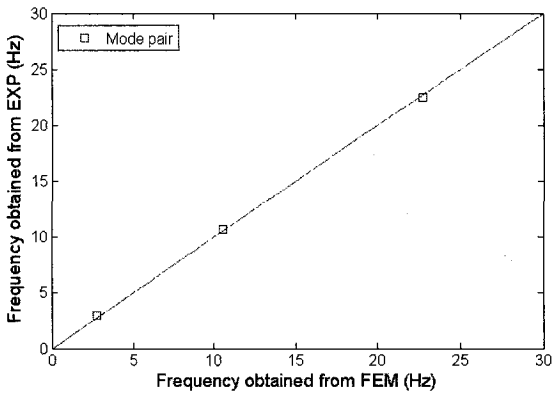
수치모델개선에서 오차와 관련된 것으로 모델링오차와 계측오차가 있다. 모델링오차를 줄이기 위해 실제 유한요소모델을 구성할 때, 지반 및 지점조건 등의 구속조건과, 사용할 유한요소의 선택, 체눈(mesh)의 정밀도 등을 합리적으로 결정하여야 한다. 단, 계산상의 문제를 고려하여 최소한의 유한요소를 사용하여야 한다. 지점조건은 지반-구조물의 상호작용을 고려한 간단한 스프링으로 지반을 모델링하면 효과적이다. 신경망 기법은 유한요소법을 그대로 사용하여 자유진동해석으로 고려할 강성계수을 바꾸어가며 모드계수를 구하여 훈련패턴으로 사용하므로 개발된 모든 유한요소모델을 그대로 이용할 수 있기 때문에 유한요소 친화적 기법이라 말할 수 있다. 그러나 대부분의 기존 방법들은 유한요소모델의 수학식으로부터 따로 알고리즘을 유도해야 하기 때문에, 모델링 오차를 무시할 만큼 정교하게 모델링하면 수학식이 너무 복잡하여져서 현실적으로 불가능하게 된다. 많은 알고리즘이 모든 유한요소 자유도에 대한 계측치를 요구하므로 그런 알고리즘의 경우, 모델링오차를 무시할 수 있을 만큼 자세히 모델링할 수 없게 된다. 단 실제 문제에서는 훈련패턴을 구할 때에 많은 시간이 소요될 수 있다는 것을 염두에 두어 두어야 한다. 또 다른 오차인 모드 파라미터에 대한 계측오차를 고려하여야 한다. 신경망의 학습알고리즘인 역전파 알고리즘의 부가적인 기법인 노이즈첨가 학습을 적용하면, 계측오차의 영향을 어느 정도 상쇄시킬 수 있음이 확인되었다.

CFTA 거더교는 외부 긴장재에 의한 아치 효과를 도입한 교량 형식이므로 연속교의 경우 부모멘트 등에 의해 발생할 수 있는 좌굴에 대한 검토가 필요하다. CFTA 거더의 노후화에 따른 손상을 평가하기 위하여 신경망을 이용하여 모델을 개선하였다. 개선된 수치해석모델로 구한 CFTA 거더의

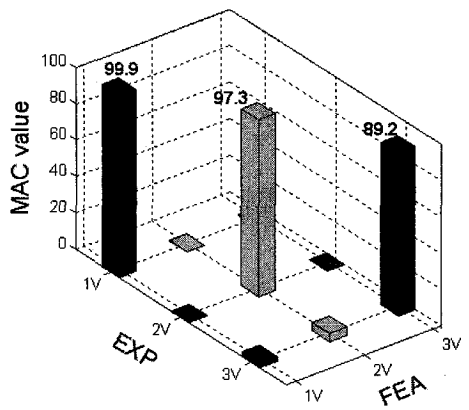
동적 특성은 다음과 같다. 이 결과를 통해 계측결과를 사용하여 초기의 수치모델을 계측된 결과와 근접하게 개선할 수 있음을 알 수 있으며, 이를 사용하여 구조물의 손상추정이 가능할 것으로 판단된다.

표 3.6.19 개선된 CFTA 거더 유한요소모델로 구한 고유진동수 비교

Nature of modes	Updated FE (Hz)	Test results (Hz)	Freq. Errors (%)	MAC values (%)
1st vertical	2.763	2.929	-5.6	99.9
2nd vertical	10.569	10.741	-1.6	97.3
3rd vertical	22.714	22.459	-0.41	89.2



(가) 계측된 고유진동수와 비교



(나) 계측된 모드형상과 비교

그림 3.6.30 계측된 동적특성과 개선된 모델로 구한 동적특성의 비교

마. 소결

CFTA 거더의 동적 안전성 평가를 위해 차량 주행시 공진발생가능성 평가, 손상추정을 위한 모델 개선 그리고 진동사용성평가를 수행하였다.

CFTA 거더의 경우 공진발생 차량속도는 243 km/hr(1차 모드)이며, 아치 형상으로 인한 거더의 강성증가로 인해 구조물의 고유진동수가 상대적으로 증가되어 차량주행시 발생 가능한 공진대역을 좀 더 안정적으로 벗어날 수 있을 것으로 판단되었다.

차량하중에 의한 진동해석은 현행 도로교설계기준(건설교통부, 2005)에서 활하중 조건으로 규정되어 있는 표준트럭하중(DB-24)을 사용하여 수행하였으며, 차량의 속도가 증가할수록, 변위응답의 진동수 성분은 고차진동수영역으로 이동되었으며, 가속도응답의 진동수 성분의 광역대진동수로 이동되었으나, 모의 차량속도에 대한 변위와 가속도의 동적 응답은 Meister 기준으로 평가할 경우 , 모두 E등급(just perceptible, 겨우 인지할 정도)으로 평가되었으므로, 진동사용성 측면에서 안전할 것

으로 판단되었다.

CFTA 거더 특성상 외부 노출형 긴장재의 파손에 따른 압축력의 저하는 아치 효과를 감소시키고 모멘트를 증가시키게 되므로 갑작스런 외부 긴장재 파손 시 부재 강도의 변화 및 안전도를 분석할 필요가 있다.

수치해석을 통해 텐던의 손상 전과 후(3차 손상으로 PS강성 12가닥 절단) 고유진동수와 모드형상을 비교하면, 텐던의 손상으로 인해 거더의 연직강성이 줄어들었고, 결과적으로 CFTA 거더의 연직방향 고유진동수의 감소를 가져왔으나, 텐던의 손상이 CFTA 거더의 모드형상의 변화에 미치는 직접적인 영향은 상대적으로 작은 것으로 나타났다.

CFTA 거더의 노후화에 따른 손상을 평가하기 위하여 신경망을 이용하여 모델을 개선하였으며, 이를 통해 계측결과를 사용한 초기의 수치모델을 계측된 결과와 근접하게 개선할 수 있음을 알 수 있었으며, 이를 사용하여 구조물의 손상추정이 가능할 것으로 판단된다.

CFTA 거더는 질량이 동일한 질량의 등분포된 구조물에 비해 중앙부보다는 지점부에 상대적 질량이 집중된, 즉, 중요 저차진동모드에 대한 질량기여도가 동일한 질량의 일반구조물에 비해 상대적으로 작은 구조물로 동적 진동에 유리한 구조물이며, 아치효과와 텐던에 의해 거더의 강성을 증가시켜 차량주행에 의한 공진대역을 벗어난 진동사용성 측면에서도 유리한 구조물로 판단된다.

제 7 절 CFTA 거더의 경제성 검토

1. 경제성 평가

가. 경제성 평가 개요

국가 경쟁력을 결정짓는 가치평가에서는 생산품의 일차적 기능 평가 뿐 아니라 생산품에 대한 다양한 효용가치를 고려하고자 하는 노력이 이루어지고 있다. 이로 인해 건설업에서는 사회 간접 시설물의 단순한 설계 및 건설 뿐 아니라 사회 간접 시설물의 생애주기 동안 발생할 수 있는 기능적 도는 안전적 가치를 구조물의 설계 및 계획 단계에 반영하려는 시도가 이루어지고 있다.

국가예산의 효율적 집행에 대한 시도는 건설부에서 2005년 개정된 100억 이상 규모의 사회 간접 시설물 설계 시 반드시 고려해야할 '설계의 경제성 등 검토에 관한 시행 지침'등을 규정함으로서 구체화 되고 있다. 건설 산업에 있어 경제성 검토에 관한 부분은 주요한 이슈였으며 다양한 검토방법들이 개발되었다. LCC(Life-Cycle Cost Analysis)는 VE(Value Engineering)를 비롯한 다양한 관리기법에서 경제성 평가를 수행하기 위한 주요요소로서 구조물의 생애주기를 통하여 고려되어져야할 다양한 기능 및 거동에 대한 비용 분석 기법이다. 본 연구에서는 CFTA와 다른 교량의 경제적 효율성을 비교하기 위하여 시공단계, 생애주기 비용을 분석하였다.

나. 시공비 및 생애주기비용 비교

일반적으로 확률적 접근방법에 대한 총생애주기비용은 기대수명(설계수명 혹은 내구연한)동안 기대되는 초기건설비용, 유지관리비용과 해체・폐기비용의 합으로 나타낸다. 구조물의 총생애주기 비용은 구조물의 사용재료, 제원, 사용 환경과 시간의 함수로서 고려되어야 한다. 따라서 설계단계 LCC 분석은 해체・폐기단계까지 고려되는 것으로 하였다. <그림 3.7.1>은 생애주기 동안의 각 단계별 LCC 구성항목에 대하여 나타낸 것이다. 그림에서 LCC 항목은 크게 관리주체 비용(Agency Cost)과 간접비용(Indirect Cost)로 나뉜다. 관리 주체 비용에는 초기 건설비용과 유지관리 비용, 해체 폐기 비용이 포함되며, 간접비용에는 초기건설단계 간접비용과 유지관리 단계 간접비용이 포함된다. 본 연구에서는 CFTA의 관리 주체 비용에 대한 분석을 수행하였으며, VE/LCC 분석을 통하여 좀 더 객관적이고, 정량적인 평가를 실시하고자 한다.

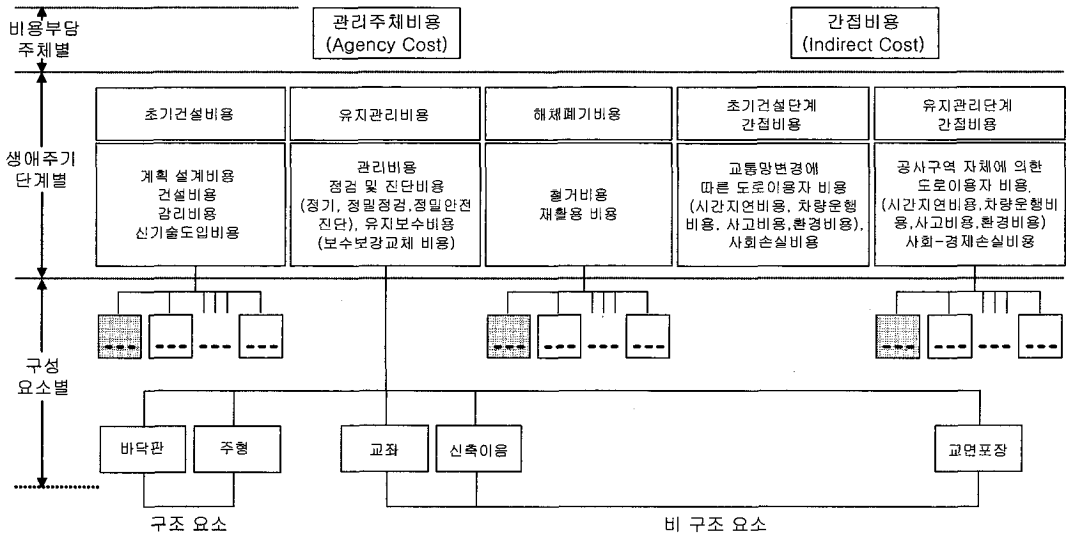
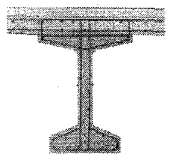
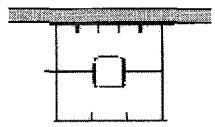
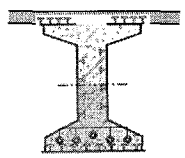
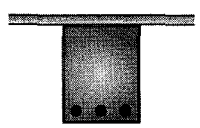


그림 3.7.1 생애주기 동안의 각 단계별 LCC 구성 항목

(1) 비교대상 교량 선정

한국건설교통기술평가원이 운영하는 건설신기술정보마당(ct.kictep.re.kr)에 근거하면, 건설교통부 지정 건설신기술의 경우에 토목구조 분야에서 신기술로 지정된 건수는 2007년 4월 현재 45건이며, 그 가운데 교량용 거더와 관련된 기술은 아래와 같이 SCP, IPC, MSP 거더 등 모두 8건으로 나타났다. 대부분 콘크리트에 프리스트레스(Pre-Stress; PS)의 효과적인 도입을 통해 성능 향상을 도모하고 있으며, SCP 거더의 경우 PSC 박스 거더와 유사한 단면형상을 가지면서 강재주형에 콘크리트를 충전하고 PS를 도입하는 구조를 갖고 있다. 따라서 건설신기술에서도 아직까지 충전구조, PS구조, 아치구조의 조합을 통해 복합구조시스템을 이루는 본연구의 CFTA(Concrete-Filled and Tied Steel Tubular Arch) 거더와 유사한 형태의 교량용 거더는 존재하지 않는 실정이다. 하지만 LCC 분석을 위하여 CFTA의 형식과 유사한 PSC 박스 거더교와 강박스 거더교, SCP 거더교를 비교대상 교량을 선정하였으며, CFTA 거더의 교량 적용성을 예측하기 위하여 국내 교량 건설 현황 및 미래 시장 예측을 2008년 도로교량 및 터널 현황 조사 통계자료(www.moct.go.kr)를 바탕으로 경간장 50 m 의 중장경간 교량에 대하여 수행하였다. <표 3.7.1> 에서는 본 연구에서 LCC 분석을 수행하고자 하는 대상 상부구조형식에 대한 특징을 제시하고 있다.

표 3.7.1 비교대상 구조 형식

구분		특징
구조형식	단면	
PSC 박스 거더교		- 미관이 중요 시 되지 않는 20~30 m 정도의 단경간 및 다경간 구조에 적용 - 20~30 m 정도 단경간 교량 가설시 공사비가 저렴하며 가설이 간편 - 곡선 반경이 작은 구조물에서 설치가 불리 - 콘크리트가 대기 중에 직접 노출되므로 염해에 불리
강박스 거더교		- 상·하 플랜지와 복부판들이 폐단면으로 용접결합되어 휨모멘트, 전단력, 비틀림 모멘트에 저항 - 강성이 커서 단순보에서는 50 m, 연속보에서는 최대 60 m까지 적용 가능 - 미관이 비교적 양호하며 지반조건에 영향을 받지 않지만 처짐에 의한 상판균열이 발생 - 염해 및 재도장 부식 방지 등에 대하여 불리
SCP 거더교		- 강성을 증가시킴으로써 진동폭과 처짐율을 감소시킴 - 구조적 안전성을 도모함과 동시에 경간의 장대화를 추구할 수 있음 - 내구성 및 내피로성이 우수 - 공장제작에 따른 단순·자동화가 가능함 - 시공시 거푸집 역할도 수행 - 50 m 내외에서는 경제성도 확보가 가능
CFTA 거더교	 지점부 단면  • • • 중앙부 단면	- 콘크리트 충전 강관 구조를 택하면서 추가로 거더에 아치 형상을 부여하고 외부긴장재를 배치 - CFTA 거더는 폐단면의 강재 박스 내부에 콘크리트를 충전하는 합성구조 형식으로 거더의 상면은 일정한 높이를 유지하고 하면은 아치 형상을 갖고 있음. - CFTA 거더를 기존의 상용화된 거더와 구별 짓게 하는 특징은 충전구조, 아치형상, 외부긴장재임. - 거푸집 작업이 필요하지 않아 시공성이 개선될 뿐만 아니라 강재의 구속작용과 콘크리트에 의한 강재의 국부좌굴 방지로 내하력이 증대 - 아치형상의 특성과 긴장력을 이용하여 외부하중에 의한 인장응력을 감소시킴.

(2) 교량형식별 VE 평가를 위한 비교항목 선정

CFTA 거더와 PSC 박스 거더, 강박스 거더교, SCP 거더교 등의 상부구조 형식에 대한 VE 평가를 위해 <표 3.7.2>와 같이 각각의 비교항목을 선정하였다. 이 항목들은 전문가 집단의 의견과 실제 교량가설을 위해 고려되어야 할 사항, 참고문헌 등을 기초로 구성하였다.

표 3.7.2 VE 평가를 위한 비교항목

항 목	내 용
구 조 적 안 전 성	○ 공장제작에 의한 품질 및 강성 향상으로 처짐 · 진동을 최소화할 수 있고, 공용 수명 증가에 따른 안전성 유지 · 확보가 가능한지 여부
시 공 성	○ 시공오차를 최소화할 수 있는 기계 · 자동화가 가능한지 여부 ○ 품질의 표준화를 가져올 수 있고, 현장제작 · 시공이 편이한지 여부
기 능 성	○ 주행성 및 쾌적감을 고려한 연속형 또는 장대화가 가능한지 여부 ○ 적정한 형하공간 확보 및 유지관리가 수월한지 여부
내 구 성	○ 강재 · 콘크리트 · PS 강선 등의 내구적 수명에 장점을 갖는지 여부 ○ 구조적 유지관리 기간과 외부환경 노출에 대해 장점을 갖는지 여부
경 제 성	○ 초기비용 뿐만 아니라 총생애주기비용을 최소화 할 수 있는지 여부 ○ 50 m 이상 경간을 갖는 교량에서 비용을 절감할 수 있는지 여부
환경친화성	○ 산업폐기물이 최소화되어 환경오염을 줄일 수 있는지 여부 ○ 강재 재도장에 따른 2차적 환경오염이 발생될 수 있는지 여부
미관/조형성	○ 주변 경관과의 조화 및 공간적 밸런스 유지가 가능한지 여부 ○ 지역적 특색을 나타낼 수 있는 상징적 조형성을 갖는지 여부

일반적으로 VE 평가를 위해 적용하는 방법으로 가중치 산정 및 등급결정에 따른 가치점수로의 환산방법인 가중치 부여 복합평가 기법을 사용하였다.

표 3.7.3 VE 평가를 위한 대상 선정기법

선정기법	평가기준	비 고
고비용 분야선정기법	비용	고비용 분야를 대상으로 선정
Cost to Worth 기법	비용과 Worth와의 차이	Worth의 사용시, 기능분석개념 사용
비용성능평가기법	비용과 성능을 종합적으로 판단	성능평가기준으로 발주자, 사용자 요구, 공기 등이 있음
복합평가기법	개선 예상 효과, 투입가능노력, 팀의 능력 등	프로젝트의 특성에 따라 평가항목은 다양하게 선정될 수 있음
가중치부여 복합평가기법	품질향상, 안전성, 제약성 등	평가항목에 가중치 부여

여기서 가중치 및 등급산정을 정량적 수치는 가중치 매트릭스 및 등급평가를 위해 <그림 3.7.2>와 <표 3.7.4> 에서 제시된 바를 토대로 하였다.

									Total	가중치(%)
A 구조적안정성	A	A/C	A	A	A	A	A	A	7.5	22.1
B 시공성		C	B	B	B	B	B	B	6.0	17.6
C 경제성			C	C/D	C	C	C	C	5.5	16.2
D 기능성				D	D/F	D	D	D/I	4.0	11.7
E 미 관					E	E	E	E	4.0	11.7
F 내구성						F	F	F	3.5	10.3
G 유지관리성							G/H	I	0.5	1.5
H 편의성								I	0.5	1.5
I 환경친화성									2.5	7.4
									34	100

그림 3.7.2 매트릭스 평가법에 의한 가중치 결정

표 3.7.4 평가등급 산정을 위한 기준

평가등급 : 각 등급은 10단계의 크기로 평가됨	
10	기술적으로 가능함 / 대단히 큰 편익 예상됨 / 중요비용과 중요기능 개선
9	기술적으로 가능함 / 프로젝트 개선 예상됨 / 약간의 비용과 다른 기능적인 개선
8	기술적으로 가능함 / 작은 비용과 다른 기능적인 개선
7	약간의 프로젝트 편익 예상됨 / 설계기준에 제안할 필요 있음
6	대안 접근 / 가능한 설계 제안
5	비용 축소 / 기능적인 요구에서 약간의 손실
4	편익추구에 의심스러움
3	추구하기에는 미지수가 너무 많음
2	중요한 단점
1	프로그램 요구사항과 맞지 않음

(3) 초기 건설 비용

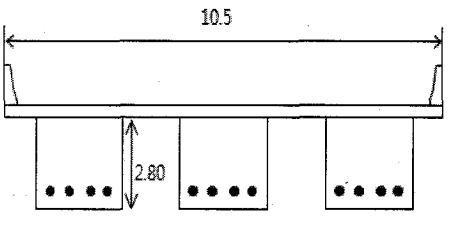
초기건설비용(C_{INI})은 계획비용, 설계비용, 신기술도입비용, 건설비용 및 감리비용의 합으로 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_{INI}^{agency}(X) = C_{PLA}(X) + C_{DES}(X) + C_{NTECH}(X) + C_{CON}(X) + C_{TES}(X) \quad (3.7.1)$$

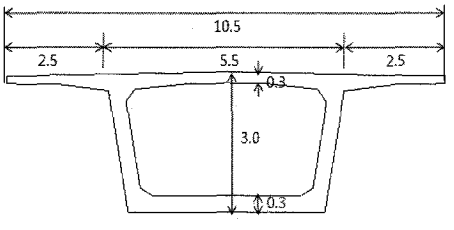
C_{PLA}, C_{DES}, C_{NTECH}, C_{CON}, C_{TES} = 계획비용, 설계비용, 신기술도입비용, 건설비용 및 감리비용
X=교량 건설에 사용되는 재료, 구조요소 및 비구조요소를 포함한 물량 및 건설조건 등과 관련된 제반 설계변수

<식 3.7.1>과 같이 초기건설비용은 교량의 계획(C_{PLA})비용, 설계(C_{DES})비용, 신기술도입(C_{NTECH}) 비용, 건설(C_{CON})비용, 감리(C_{TES})비용 등 일반적으로 교량이 완공되기 전까지 발생하는 비용으로 관리주체가 최초에 투자하는 기본적인 매개변수를 의미한다. 이러한 통계자료나 전문가 설문자료를 사용할 경우 주의해야 할 점은 건설비용이나 감리비용은 교량형식, 교량의 제원(설계차선수, 경간수, 교량의 길이 등), 교량의 가설 위치(산악지역, 해안지역, 도심지역, 일반지역)에 따라서 분류하고, 계획비용 이나 설계비용은 입찰방식(일반설계, 턴키설계, 대안설계 등)에 따라 분류된 자료를 사용한다면 비교적 정확한 비용계산이 가능하다는 것이다.

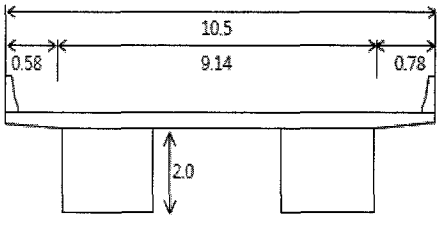
CFTA 합성 거더의 경제성 비교를 위해 각 교량형식별 경간장에 따른 단위 ㎡당 초기건설비용 분석 결과는 다음과 같다. 공사비 산출은 객관적인 경제성 분석을 위해 CFTA 거더교, 강박스 거더교, PSC 박스 거더교에 대하여 교폭 10.5 m, 교장 50 m 교량으로 통일하여 각각의 자제 및 세부공정에 대해 산출하였다.



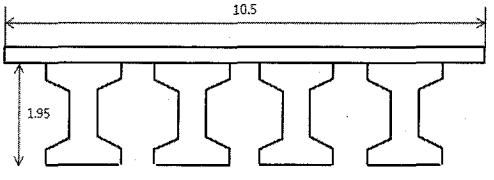
(a) CFTA 거더교



(b) PSC 박스 거더교



(c) 강박스 거더교



(d) SCP 거더교

그림 3.7.3 경제성 평가 대상 교량

표 3.7.5. LCC 분석을 위한 각 교량형식의 초기비용(교량 폭=10.5 m)

교량 길이	교 량 형 식	초기비용(천원)
50 m	CFTA 거더교	603.167
	PSC 박스 거더교	596,833
	강박스 거더교	623,447
	SCP 거더교	603.378

교량의 VE/LCC 평가를 위하여 CFTA 거더교와 PSC 박스 거더교, 강박스 거더교와 SCP교량의 초기 비용은 교장 50 m, 교폭 10.5 m 에 대한 비용 설계를 수행하였다. PSC 박스 거더교는 50 m 교장의 FSM 공법을 가정하였으며, 모든 교량의 비용 내역에는 자재비, 노무비, 공법에 필요한 제작비, 경비 및 도장비용 등의 비용을 포함하여 통계 자료 및 기존 설계 내역서 등을 바탕으로 물량과 단가 등을 산정하여 <표 3.7.5>와 같이 초기비용을 산정하였다. 물량 및 단가는 실제 내역서를 바탕으로 작성하였으며, 일부 내역에서 유사한 항목에 대하여 비용 차이가 생기는 부분이 있는데, 이는 제작 과정이나 제작 방법에서의 차이 또는 관련 항목 제작 과정에서 추가적으로 사용되는 물량이나 비용 등에 의해 발생한다. 초기비용 산정 내역은 <표 3.7.6> ~ <표 3.7.9>에 정리되어있다.

각 교량 형식별 경제성을 비교한 결과 강재에 비하여 재료비가 저렴한 콘크리트를 위주로 사용하는 교량형식이 상대적으로 공사비가 낮은 것으로 나타났으나, 이는 교량 위치, 환경 조건 등을 고려하지 않은 개략적인 상대비교이므로 전체적인 경향만을 파악하는 것이 바람직한 것으로 판단된다. 특히 본 개발에서 제안한 CFTA 거더인 경우는 50 m 경간장에서 강박스 거더교에 비해 경제성이 우수한 것으로 나타났으며, SCP 거더교와 유사한 단가를 유지하고 있다. 강박스 거더교에 소요되는 강재량(171.4 tonf)과 비교하여 CFTA 거더교에 소요되는 강재량(163.2 tonf)은 약 4.6%의 절감효과가 있은 것으로 나타났다. 하지만, CFTA 거더의 내부에 충전되는 콘크리트가 추가적으로 발생하여 초기 공사비를 상승시키는 요인이 되는데, 그럼에도 불구하고 시공비에서 약 3%의 절감효과가 있는 것으로 나타났다. 시공비가 절감되는 원인은 CFTA 거더교와 강박스 거더교의 시공방법의 차이와 내부 도장 및 보강재 등의 차이에 있는 것으로 판단된다.

표 3.7.6 CFTA 거더교 초기비용 내역서

공 종	규 격	수량	단위	단가(원)	합계(원)
콘크리트	19-40-15	417.688	m^3	78,720	32,880,401
	19-24-15	161.211	m^3	54,472	8,781,486
	무근콘크리트타설	417.688	m^3	8,419	3,516,515
	철근콘크리트타설	161.211	m^3	10,954	1,765,905
거푸집	합판 3회	279.48	m^2	21,297	5,952,086
동 바 리	강관	150.619	m^2	21,844	3,290,121
슬래브양생	양생제	555.9	m^2	538	299,074
데크피니셔면고르기		555.9	m^2	1,204	669,304
스페이서	수 평	555.9	m^2	756	420,260
철근가공 및 조립	현장	37.78	tonf	430,889	16,278,986
	D13 mm	35.1354	tonf	682,825	23,991,330
	D16 mm 이상	2.6446	tonf	722,981	1,911,996
강교제작	강교제작	163.208	tonf	1,734,376	283,064,241
CFTA 거더 운반	강판운반	179.529	tonf	70,026	12,571,692.8
	단제품 운반	163.2089	tonf	85,691	13,985,466.8
소운반 및 가설		3	장	6,361,262	19,083,787
비파괴 검사	R.T	16	장	36,500	584,000
	U.T	212.1339	m	40,000	8,485,342
	M.T	155.215	m	25,000	3,880,372
PC 강재설치	직선배치	10.9	tonf	520,048	5,668,471
	자재 15.2 mm	10.9	tonf	1,890,000	20,600,811
긴장정착장치	PC강연선 설치	24	EA	256,208	6,148,992
	PC강연선 부속자재	24	EA	933,776	22,410,624
PC강재 긴장작업	양단긴장	12	EA	970,812	11,649,744
쉬스관	쉬스관 조립	600	m	35,505	21,303,000
	PC강연선 부속자재	600	m	21,616	12,969,600
	1차 긴장, D=130/133 mm	3	EA	9,900	29,700
	2차 긴장, D=63/66 mm	3	EA	5,350	16,050
인장정착구	1차 긴장, BC 6-31	6	EA	1,116,790	6,700,740
	2차 긴장, BC 6-7	6	EA	149,240	895,440
도장공	외부도장(공장)	1670.65	m^2	22,624	37,796,767
	외부도장(현장)	1615.71	m^2	7,045	11,382,682
	외부연결판도장(공장)	114.73	m^2	8,615	988,436
	외부포장면도장(공장)	188.51	m^2	11,399	2,148,916
	외부연결판도장(현장)	54.93	m^2	19,058	1,047,016
총계					603,169,358

표 3.7.7 PSC 박스 거더교 초기비용 내역서

공 종	규 격	수량	단위	단가(원)	합계(원)
콘크리트	19-40-15	468.000	m^3	78,720	36,840,960
	19-24-15	28.200	m^3	54,472	1,536,110
	무수축콘크리트	4.000	m^3	326,868	1,307,472
	철근콘크리트타설	500.200	m^3	10,954	5,479,191
거 푸 집	합판 3회	1649.160	m^2	21,297	35,122,161
비 계	강관	1633.570	m^2	10,956	17,897,393
동 바 리	목재 4회	758.630	m^2	28,277	21,451,781
	강관 (교량용)	567.499	m^2	23,265	13,202,864
	강관 (FSM)	6554.507	m^2	27,812	182,293,949
슬래브양생	양생제	525.000	m^2	538	282,450
데크피니셔면고르기		525.000	m^2	1,204	632,100
스페이서	수 평	525.000	m^2	756	396,900
PS강재 설치	곡선배치(자재비 포함)	14.158	tonf	2,424,062	34,319,870
철근 및 보강재 설치	현장	149.750	tonf	430,889	64,525,628
	고장력철근	149.750	tonf	722,981	108,266,405
쉬스관	쉬스관 조립	600	m	35,505	21,303,000
	PS강연선 부속자재	600	m	21,616	12,969,600
긴장정착장치	22 x 15.2 mm	32.000	EA	854,073	27,330,336
양단긴장	22T-0.5"	16.000	EA	729,706	11,675,296
총계					596,833,464

표 3.7.8 강박스 거더교 초기비용 내역서

공 종	규 격	수량	단위	단가(원)	합계(원)
콘크리트	19-40-15	184.453	m^3	78,720	14,520,140
	19-24-15	38.976	m^3	54,472	2,123,101
	무수축콘크리트	4.251	m^3	326,868	1,389,516
	철근콘크리트타설	223.429	m^3	10,954	2,447,441
거푸집	합판 3회	259.362	m^2	21,297	5,523,633
	합판 3회+무늬거푸집	122.698	m^2	46,742	5,735,150
	데크플레이트	195.917	m^2	40,100	7,856,272
동 바 리	강관	151.696	m^2	21,844	3,313,647
슬래브양생	양생제	475	m^2	538	255,550
데크피니셔면고르기		475	m^2	1,204	571,900
스페이서	수 평	520	m^2	756	393,120
	수 직	237.867	m^2	756	179,827
철근가공 및 조립	현장	37.78	tonf	430,889	16,278,986
	고장력철근	35.1354	tonf	722,981	25,402,227
강교제작 및 가설	강교제작	171.426	tonf	2,061,737	353,435,327
	강교가설	171.426	tonf	500,000	85,713,000
	강교운반	171.426	tonf	105,794	18,135,842
비파괴	R.T	206	매	35,000	7,210,000
	U.T	51.6	m	25,000	1,290,000
	M.T	214	m	40,000	8,560,000
강교 도장	외부도장(공장)	979.565	m^2	21,689	21,245,785
	외부도장(현장)	903.946	m^2	7,246	6,549,993
	내부도장(공장)	1369.708	m^2	19,034	26,071,022
	연결판도장(공장)	311.5253	m^2	9,987	3,111,203
	외부볼트 및 연결판도장(현장)	98.665	m^2	23,748	2,343,096
	내부볼트 및 연결판도장(현장)	51.186	m^2	9,255	473,726
	포장면도장(공장)	301.718	m^2	10,997	3,317,993
총계					623,447,498

표 3.7.9 SCP 거더교 초기비용 내역서

공 종	규 격	수량	단위	단가(원)	합계(원)
콘크리트	19-40-15	221.5	㎥	78,720	17,720,000
POST-TENSION	쉬이즈관조립강선삽입	990.516	m	27,495	27,234,237
	긴장정착구 설치	40	SET	771,434	30,857,360
	인장 작업	20	개소	442,459	8,849,180
	그라우팅	990.516	m	6,596	6,533,444
	스파이랄 조립	24	m	166,860	4,004,640
	강선 운반비	24.72	tonf	93,938	2,322,147
현장제작 받침대		104	EA	57,309	5,960,136
빔 콘크리트타설	19-40-150	216.972	㎥	35,856	7,779,748
비파괴 검사	R.T	16	장	36,500	584,000
	U.T	174.392	m	40,000	6,975,680
	M.T	127.6	m	25,000	3,190,000
도장공	외부도장(공장)	1518.77	㎡	22,624	34,360,698
	외부도장(현장)	1468.83	㎡	7,045	10,347,893
	외부연결판도장(공장)	104.304	㎡	8,615	898,579
	외부포장면도장(공장)	171.38	㎡	11,399	1,953,561
	외부연결판도장(현장)	49.944	㎡	19,058	951,833
I-거더 제작		134.244	tonf	1,293,721	173,674,282
강판		144.785	tonf	1,050,000	152,024,250
P.C 강연선	φ15.2 mm	25.956	tonf	1,890,000	49,056,840
평 철(SS41)	FB50	2.004	tonf	850,000	1,703,400
L 형 강	L-65x65X6	0.844	tonf	875,000	738,500
ANCHOR BAR	D 16	0.016	tonf	752,000	12,032
STUD(φ19)	L = 150	8196	EA	642	5,261,832
	L = 120	3228	EA	544	1,756,032
	L = 60	5364	EA	414	2,220,696
고장력 볼트	M22x75(S10T)	2408	EA	1,279	3,079,832
U 볼트	φ8	664	EA	847	562,408
SCP합성거더 운반	강판 운반	147.63	tonf	70,026	10,337,938
	단제품 운반	134.244	tonf	85,691	11,503,503
소운반 및 가설		4	본	5,229,504	20,918,017
총계					603,372,698

(4) 유지 관리 비용

관리주체에 의해 부담되는 유지관리비용은 관리비용, 점검 및 진단비용과 교량이 손상되어 보수, 보강 및 교체에 소요되는 유지보수비용의 합인 다음의 <식 3.7.2>로 정식화 할 수 있다.

$$C_{MAI}^{agency}(X,t) = C_{PMAI}(X,t) + \sum_{k=1}^{K}\left[C_{INS}^{k}(X,t) + C_{EMAI}^{k}\right] \quad (3.7.2)$$

k = 교량의 구성요소(구조요소, 비구조요소)와 관련한 Index

C_{PMAI}, C_{INS}, C_{EMAI} = 관리비용, 점검 및 진단비용, 유지보수비용

X = 교량에 사용된 재료, 구조요소(바닥판, 주형, 가로보, 리브) 및 비구조요소(교좌, 신축이음, 배수시설, 점검시설, 난간, 연석, 중앙분리대, 방음벽, 보도 난간, 도로포장, 보도포장)를 포함한 물량 및 유지보수공사조건 등과 관련된 제반 변수

t = 기대수명 동안의 임의 시간

교량은 구성요소(구조요소 및 비구조요소)별로 다양한 손상유형을 가지고 있으며, 그에 따라 다양한 유지보수공법이 적용된다. 이와 같은 제반 상황에 대한 예측은 설계단계 LCC 분석에서는 거의 불가능하며 유지보수비용은 교량의 사용 환경에 따라 상당히 상이한 양상을 가지게 될 것이므로 LCC 정식화에 세심한 주의를 요하는 부분이다.

유지관리비용을 산정하기 위해서는 교량구성 요소의 손상요인별 발생확률, 보강을 필요로 하는 물량과 구성요소의 전체 물량에 대한 비율, 손상에 따른 가능한 유지보수공법의 적용확률, 단위유지보수비용, 유지보수의 발생주기 등과 간접비용 산정을 위한 유지보수 공사구간 조건, 유지보수 공사소요 일수 등 사실상 방대한 양의 데이터가 필요할 것으로 예상되며, 아직까지 LCC 분석을 하기에는 이러한 유지관리비용에 대한 데이터로서 체계적으로 정리된 데이터베이스가 없어 분석하기가 매우 어려운 실정이다.

한편 구조요소(바닥판, 주형, 가로보 등)의 경우에는 유지관리 시기 뿐 아니라 유지관리 행위 즉, 보수, 보강, 교체시의 구조성능의 향상이 어느 정도 될 것인가의 문제도 장래의 유지관리 전략에 상당히 중요한 인자이다. 각각의 비용항목에 대한 정식화와 고려되어야 할 사항은 다음과 같다.

① 관리비용(C_{PMAI})

<식 3.7.2>에서 관리비용(C_{PMAI})을 유지관리비용의 항목에 넣은 것은 현재 도로건설비용의 연간 0.7%(국토연구원, 2001)정도로 도로전체의 유지관리비용 중에서 비교적 큰 비중을 차지하고 있기 때문이다. 하지만 교량의 LCC 분석 시에는 <식 3.7.3>에서 나타나 있는 바와 같이 교량에 국한된 인건비, 장비비 및 기타경비만을 대상으로 해야 한다. 아직까지 관리비용은 도로 전체에 대한 관리비용만이 통계자료가 있을 뿐 교량만의 관리비용이 별도로 정리되어 있는 자료가 없으므로 우선은 기

존 연구자료(도로공사, 2002)를 활용하여 건설비용의 0.1%로 가정하여 사용할 수 있다.

$$C_{PMAI} = C^{lab}_{PMAI} + C^{equ}_{PMAI} + C^{\exp}_{PMAI} \quad (3.7.3)$$

$$C_{PMAI} = r_{PMAI} \cdot C_{CON} \quad (3.7.4)$$

여기서, C^{lab}_{PMAI} = 교량 관리를 위한 인건비

C^{equ}_{PMAI} = 교량 관리를 위한 차량 및 장비비용

$C^{\exp}_{PMAI}$ = 교량 관리를 위한 제반 경비

r_{PMAI} = 건설비용에 대한 연간 관리비용의 비율

② 점검 및 진단비용 (C_{INS})

<식 3.7.5>의 점검비용 및 진단비용은 시설물의 안전관리에 관한 특별법(시특법)』 6조 점검비용 및 시행령 제 8조(건설교통부/시설안전기술공단, 1996)에 따라 다음과 같이 정기점검, 정밀점검 및 정밀안전진단비용의 합으로 정식화하였다.

$$C_{INS} = C^{pins}_{INS} + C^{dins}_{INS} + C^{ddia}_{INS} \quad (3.7.5)$$

여기서, C^{pins}_{INS} = 정기점검비용

C^{dins}_{INS} = 정밀점검비용

C^{ddia}_{INS} = 정밀안전진단비용

「시특법」에 의하면 정기점검은 분기별 1 회 이상 수행하며, 정밀점검은 2 년에 1 회 이상, 정밀안전진단은 10 년이 지난 1종 시설물에 대하여 5 년에 1 회 이상 정기적으로 실시해야 하므로 미래에 「시특법」이 바뀌지 않는다는 전제하에서는 이러한 점검 및 진단비용의 추정은 상대적으로 추정하기가 용이하다. 이러한 점검 및 진단을 위한 비용 산정은 현재 한국시설안전기술공단의 대가 산정기준(건설교통부/시설안전기술공단, 제2003-170호, 2003)에 따라 산정이 가능하므로 다른 유지관리비용의 항목들에 비해 추정결과의 신뢰도가 높은 편이다.

③ 유지보수비용

본 연구에서 유지보수비용은 보수비용, 보강비용, 교체비용의 합으로 다음의 <식 3.7.6>과 같이 정식화하였다.

$$C_{EMAI}(X, t) = C^{mai}_{EMAI}(X, t) + C^{str}_{EMAI}(X, t) + C^{rep}_{EMAI}(X, t) \quad (3.7.6)$$

여기서, C_{EMAI} = 교량 유지보수비용

C^{mai}_{EMAI} = 교량 보수비용

C^{str}_{EMAI} = 보강비용

C^{rep}_{EMAI} = 교체비용

X = 교량에 사용된 재료, 구조요소(바닥판, 주형, 가로보, 리브) 및 비구조요소(교좌, 신축이음, 배수시설, 점검시설, 난간, 연석, 중앙분리대, 방음벽, 보도난간, 도로포장, 보도포장)를 포함한 물량 및 유지보수공사조건 등과 관련된 제반 변수

t = 기대수명 동안의 임의 시간

교량은 구성요소(구조요소 및 비구조요소)별로 다양한 손상유형을 가지고 있으며, 그에 따라 다양한 유지보수공법이 적용된다. 이와 같은 제반 상황에 대한 예측은 설계단계 LCC 분석에서는 거의 불가능하며 유지보수비용은 교량의 사용 환경에 따라 상당히 상이한 양상을 가지게 될 것이므로 LCC 정식화에 세심한 주의를 요하는 부분이다. 본 연구에서는 이러한 문제를 해결하기 위해 확률적인 개념을 도입하여 정식화하였다. 하지만 교량의 보수는 보강이나 교체와 같이 교량에 문제가 발생하는 경우 수행하기도 하지만, 보통의 경우는 손상이 발생하지 않더라도 주기적으로 이루어지는 성향이 많다. 이러한 보수의 특성을 일일이 반영하여 LCC 분석을 수행하는 것은 거의 불가능할 것이라 판단된다. 일반적으로 이러한 보수비용은 기존 과거실적 통계치를 가지고 시공비용의 일정비율로 적용해도 어느 정도는 추정이 가능한 부분이다(de Brito & Branco, 1998). 따라서 본 연구에서 보수에 대한 LCC는 보강이나 교체의 경우같이 손상유형으로 나누어 고려하지 않고 연간 소요되는 총 비용의 개념으로 고려하였다.

이러한 개념에 의한 교량 구성요소의 보수비용, 보강비용, 교체비용은 다음의 식들과 같이 정식화할 수 있다.

$$C^{mai}_{EMAI}(X,t) = r^{mai}_{EMAI} \cdot C_{CON} \tag{3.7.7}$$

$$C^{str}_{EMAI}(X,t) = \sum_{i=1}^{I} \sum_{j=1}^{J} [\, C^{str-ij}_{EMAI}(X,t) \cdot r^{str-j}_{EMAI} \cdot P^{dam-i}_{EMAI} \cdot P^{method-j}_{EMAI} \,] \tag{3.7.8}$$

$$C^{mai}_{EMAI}(X,t) = \sum_{i=1}^{I} \sum_{j=1}^{J} [\, C^{rep-ij}_{EMAI}(X,t) \cdot P^{dam-i}_{EMAI} \cdot P^{method-j}_{EMAI} \,] \tag{3.7.9}$$

여기서, I = 발생 가능한 손상유형의 종류와 연관된 인덱스

j = 발생 가능한 손상유형 i에 대해 적용되는 보수공법의 종류와 연관된 인덱스

$C^{mai}_{EMAI}(X,t)$, $C^{str}_{EMAI}(X,t)$, $C^{rep}_{EMAI}(X,t)$

= 교량에 사용된 재료, 구조요소(바닥판, 주형, 가로보, 리브) 및 비구조요소(교좌, 신축이음, 배수시설, 점검시설, 난간, 연석, 중앙분리대, 방음벽, 보도난간, 도로포장, 보도포장)를 포함한 전체 물량, 유지보수 공사조건 등과 관련된 제반 변수와 유지보수 공법에 따른 보강 및 교체비용

C_{CON} = 교량의 건설비용

r^{mai}_{EMAI} = 교량 건설비용에 대한 연간보수비용의 비율

P^{dam}_{EMAI} = 특정 손상유형이 발생할 확률

r^{str}_{EMAI} = 손상유형에 대해 보강을 필요로 하는 물량과 구성요소의 전체 물량에 대한 비

P^{method}_{EMAI} = 손상유형에 따라 고려된 보강 및 교체공법이 적용될 확률

보수비용은 <식 3.7.7>에 나타난 바와 같이 교량 건설비용에 대한 연간보수비용의 비율로 적용하면 추정할 수 있다. 하지만, 이와 같은 비율은 교량형식, 교량이 가설되어 있는 위치(산악지역, 해안지역, 도심지역, 일반지역), 교통량별로 상당히 상이하게 될 것이므로 본 연구에서는 분석을 위해 일반지역의 교량을 선정하여 자료를 획득하였다.

한편 <식 3.7.8>과 <식 3.7.9>에서 보여주고 있는 바와 같이 유지관리비용을 산정하기 위해서는 교량구성 요소의 손상요인별 발생확률, 보강을 필요로 하는 물량과 구성요소의 전체 물량에 대한 비율, 손상에 따른 가능한 유지보수공법의 적용확률, 단위유지보수비용, 유지보수의 발생주기 등과 간접비용산정을 위한 유지보수 공사구간 조건, 유지보수 공사소요 일수 등 사실상 방대한 양의 데이터가 필요할 것으로 예상되며, 아직까지 LCC 분석을 하기에는 이러한 유지관리비용에 대한 데이터로

서 체계적으로 정리된 데이터베이스가 없어 분석하기가 매우 어려운 실정이다. 그러므로 본 연구에서는 건설교통부의 BMS 데이터에 대해 통계분석을 실시하여 연구를 수행한 시설안전기술공단의 도로교의 공용수명연장방안 연구(2000)와 기타 국내・외 문헌 등을 참고로 하였다.

한편 구조요소(바닥판, 주형, 가로보 등)의 경우에는 유지관리 시기 뿐 아니라 유지관리 행위 즉, 보수, 보강, 교체시의 구조성능의 향상이 어느 정도 될 것인가의 문제도 장래의 유지관리 전략에 상당히 중요한 인자이다. 따라서 본 연구에서는 <표 3.7.10>에서와 같이 기존에 제시된 자료를 토대로 적용하였으며, 각 교량형식별 유지보수 주기에 따른 유지관리비용 및 사용자비용은 <표 3.7.11>에 정리하였다.

표 3.7.10 비교대상 교량의 유지 보수 주기 (발생률:%, 주기:년)

대분류	중분류	세분류	교량형식											
			PSC 박스 거더교			강박스 거더교			CFTA 거더교			SCP 거더교		
			최초주기	주기	발생률	최초주기	주기	발생률	최초주기	주기	발생률	최초주기	주기	발생률
교면포장(LMC)	교면포장수선		9	6	33.4	7	5	33.4	9	6	33.4	9	6	33.4
	교면재포장		17	17	100	18	18	100	17	17	100	17	17	100
바닥판	보수공법		17	14	21	17	14	21	17	14	21	17	14	21
	보강공법		23	20	22.3	23	20	22.3	23	20	22.3	23	20	22.3
주형(강)	보강공법		·	·	·	20	12	19.8	20	12	19.8	20	12	19.8
주형(콘)	보수공법		10	8	18.4	·	·	·	·	·	·	·	·	·
	보강공법		20	12	21.6	·	·	·	·	·	·	·	·	·
도장	보수		10	7	19.1	10	7	19.1	10	7	19.1	10	7	19.1
	재도장		15	15	100	15	15	100	15	15	100	15	15	100
방호울타리	보수		18	13	20	18	13	20	18	13	20	18	13	20
	교체		22	21	100	22	21	100	22	21	100	22	21	100
배수로	보수		18	13	20	18	13	20	18	13	20	18	13	20
	보강		22	21	100	22	21	100	22	21	100	22	21	100
교량받침	교 체		8	8	18.3	8	8	18.3	8	8	18.3	8	8	18.3
	보 수		22	22	100	22	22	100	22	22	100	22	22	100

<표 3.7.10>에서는 CFTA 거더와 비교대상 교량의 유지 보수 주기와 발생 확률 정도를 기존의 자료를 이용하여 분석하였다. 본 자료는 실제 설계 LCC 분석에 사용되는 데이터 및 실제 공사비와 전문가의 설문조사 등을 바탕으로 작성되었다. <그림 3.7.4>에서는 비교대상 교량의 유지 보수 주기의 정도와 공법 현황을 기존의 자료를 이용하여 분석하였다. PSC 박스 거더교의 부재별 보수보강 빈도

를 살펴보면 교량받침(73.47%, 17,771 건)으로 가장 높은 빈도를 보였으며 그림과 같이 가장 높은 비율을 차지하고 있는 공법은 교량받침의 도장(58%, 10,412 건)을 차지한다. 강박스 거더교에서도 교량받침(60.31%, 3,505 건)에 관한 보수보강이 가장 많으며, 강박스 거더교 교량받침의 보수보강 공법 현황을 나타낸 것으로 가장 높은 비율을 차지하는 것 역시 도장에 해당된다. <표 3.7.11>에서는 교량 형식 별 유지보수 주기에 따른 유지관리 비용 및 사용자 비용을 정리하였다.

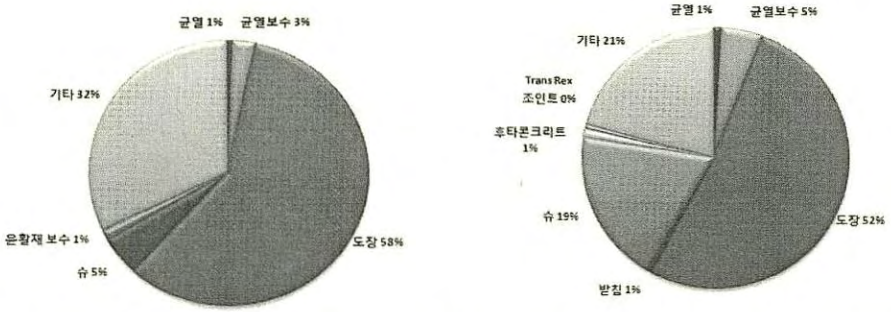


그림 3.7.4 PSC 박스 거더교와 강박스 거더교의 교량 받침 보수보강 공법 현황

표 3.7.11 비용모델

대분류	중분류	세분류	교 량 형 식				
			단위	PSC 박스 거더교	강박스 거더교	SCP 거더교	CFTA 거더교
				단가(천원)			
교면포장 (LMC)	교면포장수선		m²	3,783	3,783	3,783	3,783
	교면재포장		m²	26,884	26,884	26,884	26,884
바닥판	보수공법		m²	150,220	150,220	150,220	150,220
	보강공법		m²	249,336	249,336	249,336	249,336
주형(강)	보강공법		m²	·	321,456	321,456	321,456
주형(콘)	보수공법		m²	124,248	·	·	·
	보강공법		m²	346,000	·	·	·
도장	보수		m²	·	49,390	49,390	49,390
	재도장		m²	·	151,889	151,889	151,889
방호 울타리	보수		m	89,360	89,360	89,360	89,360
	교체		m	469,100	469,100	469,100	469,100
배수로	보수		m	150,220	150,220	150,220	150,220
	보강		m	249,336	249,336	249,336	249,336
교량받침	교 체		개소	219,560	219,560	219,560	219,560
	보 수		개소	7,979,000	7,979,000	7,979,000	7,979,000

(5) 해체 폐기 비용

교량의 구성요소에 대한 해체・폐기비용은 다음 식 과 같이 표현될 수 있다.

$$C_{DIS}(X,t) = \sum_{k=1}^{K} \left[C_{DSP}^{k}(X,t) + C_{REC}^{k}(X,t) \right] \quad (3.7.10)$$

k = 교량의 구성요소(구조요소, 비구조요소)와 관련한 인덱스

C_{DSP} = 철거비용

C_{REC} = 재활용비용

X = 교량에 사용된 재료, 구조요소(바닥판, 주형, 가로보, 리브) 및 비구조요소(교좌, 신축이음, 배수시설, 점검시설, 난간, 연석, 중앙분리대, 방음벽, 보도난간, 도로포장, 보도포장)를 포함한 물량 및 유지보수공사조건 등과 관련된 제반 변수

t = 기대수명동안의 임의 시간

일반적으로 해체・폐기비용은 공용수명 동안 유지보수공사 시나 교량의 수명이 다하는 경우 대대적으로 발생한다. 하지만 유지보수공사 동안에 발생하는 해체・폐기비용은 유지보수비용에서 고려되므로 설계단계 LCC 분석에서는 교량의 기대수명에만 대대적인 철거가 이루어지는 시기, 즉 기대수명에서 발생하는 것으로 고려하였다. 이러한 해체・폐기비용은 교량의 수량산출을 통하여 해체・폐기에 대한 구체적인 공정계획을 세우고 이에 대한 설계예산서를 꾸며서 추정 또는 해체폐기업을 전문으로 하는 건설회사에 견적을 의뢰하여 처리하는 것이 바람직하다. 형식이 동일하다고 하더라도 작업의 난이도에 따라 해체・폐기비용은 극심한 차이를 보일 수 있기 때문이다. 이러한 해체・폐기비용은 다른 비용과 상대적으로 비교하였을 경우 비교적 신뢰도 있게 추정이 가능하리라고 판단된다.

(6) 비용평가를 위한 할인율

미래의 비용에 대한 평가는 불변가치 또는 공칭가치로 표현할 수 있다. 불변가치는 가끔 실질가치라고도 하는데 현재의 가치가 그대로 미래에도 똑같은 구매력 즉 같은 가치를 가진다는 것이다. LCC 분석을 위해서는 미래비용을 현재비용으로 환산해야 하며, 미래비용을 추정하기 위해서 사용되는 개념은 공칭할인율과 실질할인율이 있다. 공칭할인율은 인플레이션 효과를 고려한 할인율이기 때문에 반드시 미래 투자에 대한 인플레이션 효과를 고려한 미래 비용평가와 연관해서만 사용해야 한다. 실질할인율은 인플레이션 효과를 제거한 할인율을 의미하기 때문에 돈의 실제 시간가치 반영과 미래의 투자에 대한 인플레이션 효과를 배제한 비용평가와 연관해서 사용되어야 한다. 공칭할인율은 장기 정부채권의 이율을 사용하는 것이 원칙이지만 그러나 국내의 경우 장기 정부채권의 시장규모가 적어 금리의 주도적 역할을 하지 못하므로 보통 은행이자율을 공칭할인율로 사용하는 경

우가 일반적이다. 일반적인 LCC 분석에서는 실질할인율은 인플레이션 효과를 제거하여 모든 비용을 현재가치로 추정하기 때문에 분석자에게 있어서 매우 편리한 방법이므로 이 방법을 대부분 사용한다.

할인율은 정부채권의 수익률, 시중금리, 물가상승(인플레이션) 등 여러 가지의 복합적인 요인을 포함하고 있다. 할인율의 선택에 있어서 주요사항은 다음과 같다.

• 대안별 비교 목적일 때는 어떤 할인율을 사용하여도 우선순위의 결과는 동일하다.

• 할인율 선택에 있어서 과거의 자료는 중요하나 절대적인 것은 아니다. 왜냐하면, 할인율의 적용은 미래에 대한 것이고, 미래는 불확실하기 때문이다. 특히 경제적 변동이 심한 상황 하에서는 이러한 특징이 더욱 자명하다.

• 그러나 단일 대안에 대한 신뢰성 높은 결과의 예측에 있어서는 할인율의 선택이 매우 중요하다. 왜냐하면 선택된 할인율에 따라 LCC의 차이가 크게 발생될 수 있기 때문이다.

할인율에 대한 인플레이션의 영향은 인플레이션을 포함에 따른 공칭할인율과 실질할인율의 관계로 나타낼 수 있다. 즉, 실질할인율은 다음 식과 같이 공칭할인율(i_n)과 인플레이션율(f)의 관계로부터 구할 수 있다.

$$i_r = \frac{(1+i_n)}{(1+f)} - 1$$

예를 들어, 공칭할인율(i_n)= 12%(0.12), 인플레이션율(f) = 6%(0.06)라면 위의 식에 의해 실질할인율(i_r) $= \frac{(1+0.12)}{(1+0.06)} - 1$ = 5.66%(0.0566)가 됨을 알 수 있다. 국내의 경우 일반 교량의 LCC 분석시 실질할인율이 5.5% 정도의 수준에서 할인율의 검토가 가능하며 본 연구의 기준치로 사용하였다.

(7) 공용수명 산정

신뢰도 있는 LCC 분석을 위해서는 모든 비용이 고려될 수 있도록 교량시스템 및 구조요소에 대한 기대수명 또는 기대공용수명에 대한 데이터가 매우 중요하다. 이러한 공용수명을 논하기 전에 우선 수명에 대한 정의가 우선 이루어져야 한다. 교량은 상당히 오랜 기간 동안 이루어지는 계획, 설계, 건설 및 유지관리를 통한 의사결정에 따라 그 구조물의 상태, 수명 및 비용 등이 다양하게 변하게 되는 특성을 가지고 있다. 따라서 교량 및 구성요소에 대한 공용수명을 결정하는 일은 매우 중요한 과제

이다. 실질적으로, 어떤 한 교량이 그 수명을 다하고 재건설되는데 까지는 수십 년에서 수백 년 정도 걸린다. 이러한 교량수명은 더 이상 교량의 필요성이 없어졌거나, 안전에 문제가 발생하였거나, 그렇지 않으면 기대되는 서비스를 더 이상 제공할 수 없는 경우에 도달하였을 경우라고 볼 수 있다.

내구연한에는 다음의 기능적인 것, 경제적인 것, 사회계획적인 것과 물리적인 것이 있다. 내구연한의 설정에서는 이들에 대하여 검토를 하고 적절한 결정을 하는 것이 바람직하다. 설계에 있어서 위의 내용으로부터 내구연한을 결정하는 경우 이에 적합한 구조, 재료를 선정할 필요가 있다고 정의하고 있다. 교량이나 그 구성요소에 대한 공용수명은 매우 불확실성이 큰 변수이다. 교량의 생애주기 동안 발생하는 모든 비용이 추정될 수 있도록 분석기간을 정해야 하는데 교량의 공용수명은 이러한 분석기간 선정에 중요한 기준이 된다. 그러나 분석기간과 공용수명은 반드시 같을 필요는 없다. 예를 들어 기존 교량의 경우는 분석기간은 교량의 공용수명보다는 작게 잡아도 된다.

<표 3.7.12>에는 Piringer(1993)와 Nishikawa(1997)의 LCC 분석 자료 중 교량구조물의 물리적 공용수명에 대한 것을 요약, 정리한 것이다. 일반적인 교량의 공용수명을 50 ~ 80 년 정도로 보고 있음을 알 수 있다.

표 3.7.12 교량구조물의 공용수명(Service Life) - 교량 형식별

종 류	공용수명	근거문헌
일반교량	75	AASHTO LRFD Spec.
RC교	70	Piringer(1993)
	50	Nishikawa(1997)
PC교	70	Piringer(1993)
강교	80	Piringer(1993)
고성능교량(무도장, PC 바닥판 사용)	200 년 이상	Nishikawa(1997)
강박스 거더교	70	Piringer(1993)

한편, <표 3.7.13>의 OECD 조사결과를 보면 일본을 제외하고는 모두 대략 70 년 이상의 기대공용수명을 설계기준 등에 제시하고 있지만 실제로 조사된 평균수명은 대체로 각국에서 설계값을 밑돌고 있음을 알 수 있다. 이와 같이 교량의 공용수명은 얼마를 정해서 적용해야 하는가는 많은 데이터의 축적이 이루어진 후 어느 정도 검토할 수 있으며, 교량의 경우는 최소 50~80 년 정도를 보고 있음

을 알 수 있다. 국내에서도 설계 기대수명 75 년을 목표로 내구성 설계가 이루어지고 있으므로, 본 연구에서는 교량의 기대수명 즉 공용수명을 75 년으로 보고 LCC 분석기간도 75 년을 분석기간으로 적용하여 VE/LCC 분석을 수행하였다.

표 3.7.13 교량의 내구연한 - 국가별

국 가	기 대 수 명
벨 기 에	50 ~ 100 년
덴 마 크	설계기준에 없음. 평균 50 ~ 70 년
핀 란 드	평균 70 년, 콘크리트 70 년, 교량 90 년, 목표 내구연한 70 년
프 랑 스	100 년에서 수세기 사이
독 일	연구 진행중
이탈리아	연구 진행중
일 본	일반교는 50 년으로 가정, 중요교량 100 ~ 200 년
네덜란드	약 100 년, 연구 진행중
노르웨이	50~100 년
스 웨 덴	100 년
스 위 스	대략 80~100 년
영 국	설계 120 년으로 가정
미 국	일반교 56~60, 중요교 100 년, AASHTO 설계기준 75 년

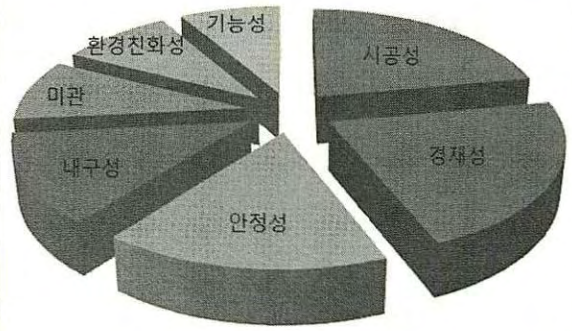
다. VE/LCC 평가 분석

본 연구에서 비교하고자 하는 각 교량형식별 VE/LCC 분석을 위하여 각각의 교량에 대한 장·단점을 <표 3.7.14>와 같이 비교하였으며, 이를 바탕으로 VE 평가시 고려될 각각의 비교항목에 대한 가중치 및 등급 결정을 위한 설문을 수행하여 그 결과를 <표 3.7.15>와 <표 3.7.16>에 정리하였다.

표 3.7.14 각 교량형식별 장·단점

대상교량	장 점	단 점
CFTA 거더교	- 강재주형과 콘크리트계 충전재의 이중재료간 상호보완 효과를 얻을 수 있으며, 구조재료별 장점의 극대화를 통한 단면의 효율적 이용이 가능함 - 거더제작에 필요한 공정이 대폭 감소되므로 작업 효율성 극대화 - 미려한 아치형상과 넓은 시야확보로 미적 교량설계 가능 - 강재 좌굴방지 및 부재간 완전합성작용으로 내력 및 연성 증가	- 긴장재가 외부에 노출되어 있어 긴장재 파손에 대한 주의를 요함 - 실물모형실험을 통한 검증에도 불구하고, 실제 가설사례가 없어 신뢰성이 명확히 입증되지 못함. - 20~40 m 이내의 단경간에서 기존 교량형식에 비해 경제성 확보가 다소 어려움.
SCP 거더교	- 구조적인 안전성을 도모함과 동시에 경간의 장대화를 추구할 수 있음. - 강성을 증가시킴으로써 진동폭과 처짐율을 감소시킴. - 공장제작에 따른 단순·자동화가 가능하고, 시공시 거푸집 역할도 수행 - 내구성 및 내피로성이 우수함.	- 실물모형실험을 통한 검증에도 불구하고, 실제 가설사례가 없어 신뢰성이 명확히 입증되지 못함. - 20~40 m 이내의 단경간에서 기존 교량형식에 비해 경제성 확보가 다소 어려움.
PSC 박스 거더교	- 20~30 m 정도의 단경간 교량 가설시 공사비가 저렴 - 다른 형식 교량에 비해 강성이 우수 - 공장 제작으로 품질이 양호하며, 단면 특성상 균열 안전율이 큼. - 가설이 간편하여 단경간에 많이 적용	- 경간길이 35 m 이상 시공이 불가능 - 곡선반경이 작은 구조물에서 설치가 불리 - 콘크리트가 대기중에 직접 노출되므로 염해에 불리 - 피로하중에 의한 균열발생시 보수는 가능하지만 완전한 보강을 불가능
강박스 거더교	- 상하 플랜지와 복부판들이 폐단면으로 용접결합되어 휨모멘트, 전단력, 비틀림 모멘트에 저항 - 강성이 커서 단순보에서는 50 m, 연속보에서는 최대 60 m까지 적용 가능 - 미관이 비교적 양호하며 지반조건에 영향을 받지 않음.	- 강성을 높이기 위해 Box 거더 내부에 보강재의 과다 사용으로 공사비가 비경제적임. - Box 거더 제작시 용접 및 볼트 연결에 따른 피로 및 경제적으로 불리 - 연성재질로 진동 및 처짐율이 큼.

표 3.7.15 설문조사를 바탕으로 한 적용 가중치

CFTA 거더교와 비교대상 교량에 대한 가중치		
평 가 항 목	가중치(%)	적용 가중치
경 제 성	22.1	
안 정 성	22.1	
시 공 성	16.7	
내 구 성	13	
미 관	9.2	
환경친화성	9.17	
기 능 성	8.3	

기존 중장경간 교량에 사용되었던 상부구조형식인 PSC 박스 거더교, 강박스 거더교, SCP 거더교와 CFTA 거더에 대한 VE 평가시 경제성과 구조적 안전성에 22.1%, 시공성에 16.7%, 내구성에 13.0%, 미관 9.2%, 환경친화성에 9.17%, 그리고 기능성에 8.3%에 해당하는 가중치를 적용하는 것이 적절하다고 조사되었다. 또한 VE 평가시 고려항목에 대한 등급도 CFTA 거더교가 다른 형식의 교량에 비하여 전체적으로 우월한 상태에 있음을 알 수 있다.

표 3.7.16 설문조사를 바탕으로 한 교량 평가등급

교량형식	CFTA 거더교	SCP 거더교	PSC 박스 거더교	강박스 거더교
경 제 성	9.3	9.3	9.3	8.0
안 정 성	9.8	9.5	9.8	9.8
시 공 성	9.5	9.0	9.0	9.5
내 구 성	9.0	9.5	9.0	9.5
미 관	9.5	8.5	8.3	8.3
환경친화성	9.0	9.0	8.3	8.5
기 능 성	9.3	8.3	8.5	9.0

이러한 자료를 바탕으로 CFTA 거더에 대해 VE/LCC 분석을 실시함으로써 실제적으로 CFTA 거더의 적합한 가설환경 및 기존 상부구조형식을 CFTA 거더로 대치할 경우 발생 가능한 총생애주기비용의 절감, 유지관리 전략상 갖는 장·단점을 파악하였다. <표 3.7.17>은 VE 평가와 LCC 분석결과를 보여주고 있다. 실제 교량 선정의 경우에는 정보수집단계에서의 입찰요구서 배점(발주처 요구사항)과 정성적인 각 대안의 장·단점, LCC 분석결과를 종합적으로 고려하여 본 CFTA 거더와 기타 다른 기존의 교량 형식들 중 최적 교량형식을 결정할 수 있다.

표 3.7.17 VE 평가결과

평가항목	가중치	CFTA 거더교		SCP 거더교		PSC 박스 거더교		강박스 거더교	
		등급	가중점수	등급	가중점수	등급	가중점수	등급	가중점수
경 제 성	22.1	9.3	205.5	9.3	205.53	9.5	209.95	8.0	176.8
안 정 성	22.1	9.8	216.6	9.5	209.95	9.5	209.95	9.8	216.6
시 공 성	16.7	9.5	158.7	9.0	150.3	8.5	141.95	9.5	158.7
내 구 성	13	9.0	117.0	9.5	123.5	8.5	110.5	9.5	123.5
미 관	9.2	9.5	87.4	8.5	78.2	8	73.6	8.3	76.4
환경친화성	9.17	9.0	82.5	9.0	82.53	8.3	76.111	8.5	77.9
기 능 성	8.3	9.3	77.2	8.3	68.89	8.5	70.55	9.0	74.7
가중총점		944.9		918.9		892.6		904.6	
기능점수 (F)		94.49		91.89		89.26		90.46	
단계별 비용 (천만원)	건 설	60.2		60.3		59.7		62.3	
	유지관리	15.5		15.0		13.4		22.6	
	해체폐기	0.7		0.7		0.7		0.7	
총생애주기비용 (천만원)		76.4		76.0		73.8		85.6	
상대 LCC		1.0		0.99		0.97		1.12	
가치점수 (V)		94.49		92.81		92.02		84.49	

$$\text{기능점수(F)} = \frac{\text{가중총점}}{10}, \quad \text{비교생애주기비용(C)} = \frac{\text{총생애주기비용}}{\text{최소생애주기비용}}, \quad \text{가치점수} = \frac{F}{C}$$

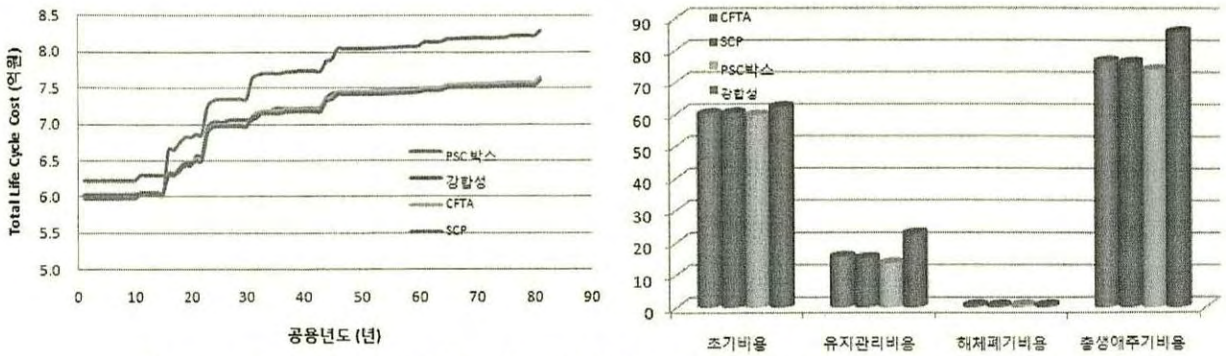


그림 3.7.5 시간 경과에 따른 총 생애주기 비용 (좌) 및 항목별 발생비용 (우)

라. 소 결

본 절에서는 CFTA 교량의 경제성 평가를 위해 CFTA 교량과 SCP 교량, 강박스 거더교, PSC 박스 거더교의 VE/LCC 분석을 수행하였다. 종합적인 VE/LCC 평가를 실시한 결과 <그림 3.7.5>에서와 같이 VE 평가에 따른 가치점수 및 LCC 분석에 따른 상대적 LCC의 모든 면에서 CFTA 거더교가 다른 형식의 교량에 비해 유리한 것으로 판명되었다. 일반적으로 새로운 공법의 교량의 경우 기존의 교량에 비하여 시공비용이 다소 고가이지만, 경제적인 유지관리비용에 의하여 생애주기 동안의 비용이 경제적인 경향을 보인다. 하지만 본 연구에서 개발한 CFTA 거더교의 경우 제작비용에 근거한 초기가설비용이 강박스 거더교보다 저렴하고 SCP 거더교와 유사함을 확인할 수 있다. 또한 유지관리 항목에 있어서도 보수・보강 주기가 비슷하며 CFTA 거더의 긴 내구성으로 인하여 유지관리비용이 적게 적용됨으로써 교장 50 m, 교폭 10.5 m 교량의 경우 총생애주기비용은 강박스 거더교에 비하여 9,200 만원 경제적이며, PSC 박스 거더교, SCP 거더교와 유사한 것으로 분석되었다. 생애주기비용이 경제적일 뿐만 아니라 VE 평가에 의하여도 총생애주기비용 대비 가치의 가중항목을 비교한 가치점수에 있어서도 CFTA 거더는 94.49 점으로 SCP 거더교에 비하여 1.68 점, PSC 박스 거더교에 비하여 2.47점, 강박스 거더교에 비하여 10.0 점 우월함을 알 수 있다. 비록 Turn Key 설계의 기준 및 가설환경에 따라 다소 차이는 있으나, 시공성, 구조적 안전성, 환경친화성, 내구성, 미관, 초기건설비용, 유지관리비용, 해체폐기비용 등을 고려한 종합적 분석결과 50 m 내・외의 중장경간 및 경간의 장대화가 요구될수록 다른 비교 대안보다 CFTA 거더교를 적용하는 것이 유리하다고 판단된다.

<별첨_설문조사 양식>

LCC 분석을 위한 전문가 의견 조사

본 설문은 건설기술연구원에서 2009년 수행중인「CFTA 거더의 안전성 및 경제성 평가 」연구의 일환입니다.

교량의 변화모델 구축을 위한 기본데이터 설정을 위하여 기존자료(기존연구결과, 교량관리시스템 분석결과 등)의 활용을 통한 데이터 반영이 쉽지 않거나 데이터가 빈약한 부분에 대하여 **전문가 의견**을 수렴함으로써 교량의 상태등급 변화모델 구축을 위한 분석연구의 신뢰도를 높이고자 시행하는 것입니다.

본 설문은 교량의 주요구성요소 전반에 대한 설문을 담고 있기 때문에, 주어진 모든 질문항목에 대하여 일일이 답변할 필요는 없으며, **귀하께서 상대적으로 자신 있는 분야 및 항목에 대해서만 응답**하여 주시면 됩니다.

본 설문에서

보수라 함은 소규모 보수를 제외한 대규모 보수를 의미하며 보수를 통하여 상태변화의 목적을 의미함

보강이라 함은 상태변화 및 구조물의 내구력변화를 의미함

☞ 본 조사에 관해 문의 사항이나 기타 궁금한 점이 있으시면 아래의 연락처로 문의해 주시면 성실히 답변해 드리겠습니다.

응답자	기관명		부서명		전화번호	( ) -
	성 명		직 급			
	회사주소					

1. 기본정보

문1-1) 귀하께서는 교량관련 업무에 종사하신 지 몇 년이 되셨습니까?

_① 1 년 이하　　_② 1 년~3 년　　_③ 3 년~5 년

_④ 5 년~10 년　　_⑤ 10 년이상 (　　년)

2. 내구연한

문2-1) **다음은 교량의 내구연한을 파악하기 위한 것입니다.** 보통의 경우 귀하께서 생각하시는 교량의 내구연한을 **교량형식별로 아래 표 안에 기재 (√)**하여 주시기 바랍니다. 교량형식에 따라 달라지지 않는다고 생각하시는 경우는 "**모든 교량형식**"란에만 답변하여 주시기 바랍니다.

교량형식	개통후 ~ 30년내	개통후 ~ 40년내	개통후 ~ 50년내	개통후 ~ 60년내	개통후 ~ 70년내	개통후 ~ 80년내	개통후 ~ 90년내	개통후 ~ 100년내	개통후 ~ 년내	비고
모든 교량의 상부구조										
PSC 박스 거더교 상부구조										
강박스 거더교 상부구조										
CFTA 상부구조										

문2-2) 중차량 통행 등 조건변화에 따른 교량 수명에 대한 설문입니다. 아래 각 조건의 변화가 있다면 **전체평균수명에 대한 상대수명의 증감에 대하여 한칸만 선택하여 체크(√표시)**하여 주십시오. 단, 조건이 변한다 하더라도 수명에 거의 영향이 없다고 생각하면 평균수명에 체크(√)표시를 해 주십시오.

구 분	-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10 %	-5%	평균 수명	+5%	+ 10 %	+ 15 %	+ 20 %	+ 20% 이상인 경우 직접 수치기입
트럭통행량많은지역											
트럭통행량보통지역						√					
트럭통행량적은지역											

3. 열화요인 및 보수 보강

문1-1) PSC 박스 거더교 상부구조의 주요열화 요인을 발생빈도 순위대로 3개를 선택하여 주십시오.

① 균열 (　)　② 파손 (　)　③ 부식 (　)

④ 철근노출 (　)　⑤ 함몰 (　)　⑥ 백태 (　)

⑦ 염해 (　)　⑧ 동결융해 (　)　⑨ 기타 (　　)

문1-2) 강박스 거더교 상부구조의 주요열화 요인을 발생빈도 순위대로 3개를 선택하여 주십시오.

① 균열 ( ) ② 파손 ( ) ③ 부식 ( )
④ 철근노출 ( ) ⑤ 함몰 ( ) ⑥ 백태 ( )
⑦ 염해 ( ) ⑧ 동결융해 ( ) ⑨ 기타 ( )

문1-3) CFTA 거더교 상부구조의 주요열화 요인을 발생빈도 순위대로 3개를 선택하여 주십시오.

① 균열 ( ) ② 파손 ( ) ③ 부식 ( )
④ 철근노출 ( ) ⑤ 함몰 ( ) ⑥ 백태 ( )
⑦ 염해 ( ) ⑧ 동결융해 ( ) ⑨ 기타 ( )

문2-1) 보통의 경우 귀하께서 생각하시는 교량의 상태등급을 향상시키기 위한 최초보수가 이루어져야 할 주기를 **표 안에 기재 (√)**하여 주시기 바랍니다.

항목	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
모든교량형식																														
PSC 박스 거더교																														
강박스 거더교																														
CFTA 거더교																														

문2-2) 보통의 경우 귀하께서 생각하시는 교량의 상태등급을 향상시키기 위한 2차보수가 이루어져야 할 주기를 최초주기와 비교하여 상대적 증감률을 **표 안에 기재 (√)**하여 주시기 바랍니다.

항목 (최초보수후)	-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10 %	-5%	평균	+5%	+10 %	+15 %	+20 %	+20% 이상인 경우 직접 수치기입
모든교량형식											
PSC 박스 거더교											
강박스 거더교											
CFTA 거더교											

문2-3) 보통의 경우 귀하께서 생각하시는 교량의 상태등급을 향상시키기 위한 3차보수가 이루어져야 할 주기를 최초주기와 비교하여 상대적 증감률을 **표 안에 기재 (√)**하여 주시기 바랍니다.

항목 (최초보수후)	-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10 %	-5%	평균	+5%	+10 %	+15 %	+20 %	+20% 이상인 경우 직접 수치기입
모든교량형식											
PSC 박스 거더교											
강박스 거더교											
CFTA 거더교											

4. VE 평가항목

문4-1) 교량 선정에 영향을 미치는 항목에 대한 가중치를 평가하여 주시기 바랍니다. (가중치 총합 : 20)

평가항목	경제성	시공성	안정성	기능성	환경친화성	내구성	미관	기타(　　)
가중치(예)	5	4	4	1	2	2	1	1 (기타사유)
가중치								

문4-2) 각 교량별로 각각의 항목의 평가등급(평가점수)를 산정하여 주시기 바랍니다. (10점기준)

평가항목	경제성	시공성	안정성	기능성	환경친화성	내구성	미관	기타(　　)
(작성예)	9	10	10	8	9	10	7	-
PSC 박스 거더교								
강박스 거더교								
CFTA 거더교								

5. 조치주기

문5-1) 보통의 경우 귀하께서 생각하시는 부재의 상태등급을 향상시키기 위한 최초보수가 이루어져야 할 주기를 **표 안에 기재 (√)**하여 주시기 바랍니다.

항목 (부재명/연수)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
교면포장																															
바닥판	콘크리트																														
	강																														
신축이음																															
교좌장치																															
난간 및 중앙분리대																															
배수시설																															
교대 및 교각																															

항목 (부재명/연수)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
강박스 거더교	거더																														
	가로보																														
PSC 교량	거더																														
	가로보																														
	강선																														
CFTA 거더 교량	거더																														
	가로보																														
	강선																														

문5-2) 보통의 경우 귀하께서 생각하시는 부재의 상태등급을 향상시키기 위한 2차보수가 이루어져야 할 주기를 최초주기와 비교하여 상대적 증감률을 **표 안에 기재 (√)**하여 주시기 바랍니다.

항목 (부재명/연수)		-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10%	-5%	평균	+5%	+10%	+15 %	+20 %	+20% 이상인 경우 직접 수치기입
교면포장												
바 닥 판	콘크리트											
	강											
신축이음												
교좌장치												
난간 및 중앙분리대												
배수시설												
교대 및 교각												

항목 (부재명/연수)		-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10%	-5%	평균	+5%	+10%	+15 %	+20 %	+20% 이상인 경우 직접 수치기입
강박스 거더교	거더											
	가로보											
PSC 교량	거더											
	가로보											
	강선											
CFTA 거더 교량	거더											
	가로보											
	강선											

문5-3) 보통의 경우 귀하께서 생각하시는 부재의 상태등급을 향상시키기 위한 3차보수가 이루어져야 할 주기를 최초주기와 비교하여 상대적 증감률을 **표 안에 기재 (√)**하여 주시기 바랍니다.

항목 (부재명/연수)		-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10%	-5%	평균	+5%	+10%	+15 %	+20 %	+20% 이상인 경우 직접 수치기입
교면포장												
바닥판	콘크리트											
	강											
신축이음												
교좌장치												
난간 및 중앙분리대												
배수시설												
교대 및 교각												

항목 (부재명/연수)		-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10%	-5%	평균	+5%	+10%	+15 %	+20 %	+20% 이상인 경우 직접 수치기입
강박스 거더교	거더											
	가로보											
PSC 교량	거더											
	가로보											
	강선											
CFTA 거더 교량	거더											
	가로보											
	강선											

문5-4) 중차량 통행 등 조건변화에 따른 상태등급변화에 대한 설문입니다. 아래 각 조건이 보통조건 보다 주기의 변화가 있다면 **전체 주기에 대한 상대주기의 증감에 대하여 한칸만 선택하여 체크(√표시)**하여 주십시오.

단, 조건이 변한다 하더라도 상태등급 변화에 거의 영향이 없다고 생각하면 평균에만 체크(√)표시를 해 주십시오.

구 분	-20% 이하인 경우 직접 수치기입	-20%	-15%	-10 %	-5%	평균	+5%	+10 %	+15 %	+20%	+20% 이상인 경우 직접 수치기입
트럭통행량많은지역											
트럭통행량보통지역											
트럭통행량적은지역											

문 5-5) CFTA 교량의 유지 관리에서 다른 교량과 달리 특별히 주의를 기울여야할 점이 있으면 아래에 제시 바랍니다.

문5-6) 본 설문내용에 대한 추가의견이나 건의사항 등이 있으면 아래에 제시바랍니다.

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도

총 3차년도에 걸쳐 수행된 본 연구과제의 연구목표는 크게 CFTA 거더의 특성 고려하여 CFTA 거더의 설계 및 시공방법을 정립, 정립된 설계 및 시공방법에 따라 제작된 실험체를 이용한 실험 결과 및 해석적인 방법을 통해 CFTA 거더에 대한 정·동적인 구조적 안전성의 검토와 더불어, 경제성 검토 및 설계/시공/유지관리 지침(안) 등의 실용화의 기반을 마련하는 것으로 각각의 세부 연구내용과 달성도는 아래 표와 같이 연구 계획상 목표했던 연구목표를 충분히 달생했다고 할 수 있다.

목 표	달성도(%)	내 용
► CFTA 거더 관련 기초연구	100	ㅇ합성거더의 설계 및 시공 관련 자료 수집 및 분석 ㅇ기존 설계기준을 만족하는 설계방법 정립 ㅇ구성재료 및 형상의 특성을 고려한 해석 모델 연구
► CFTA 거더의 설계 및 시공방법 연구	100	ㅇCFTA 거더의 합리적인 해석 및 설계기법 개발 ㅇ구조적으로 효율적이고 경제적인 시공방법 연구 ㅇ거더 시스템 구조형상에 따른 성능비교실험
► CFTA 거더의 경제성 분석	100	ㅇCFTA 거더의 LCC분석
► CFTA 모형거더의 설계 및 시공	100	ㅇ모형 실험체 설계 및 제작 ㅇ해석적 효과의 검증을 위한 모형실험 ㅇCFTA 거더의 설계프로그램 개발 ㅇ모형거더의 시공단계별 제작을 통해 시공방법 정립 및 검증
► CFTA 거더의 상세부 설계방법 정립	100	ㅇ상세부 설계를 위한 실용적 모델의 적용성 검토
► CFTA 거더교의 안전성 평가	100	ㅇCFTA 거더의 안전성 평가방법 연구
► CFTA 실물 모형거더의 재하실험	100	ㅇ설계변수 변화에 따른 최적 CFTA 거더 시스템 도출 ㅇ실물 모형실험체 제작 ㅇ안전성 및 사용성 검증을 위한 실물 모형실험 ㅇCFTA 거더의 시공 및 설계 개선사항 도출
► CFTA 거더의 상세부 검토 및 설계프로그램 개발	100	ㅇCFTA 거더교의 안전성 및 경제성 검토 ㅇCFTA 거더의 설계프로그램 보완 ㅇ상세부 거동 특성 규명을 위한 모형실험 ㅇ상세부 해석을 통한 안전성 검증
► CFTA 거더의 설계/시공/유지관리 지침(안) 개발	100	ㅇ설계, 시공, 유지관리 지침(안) 작성 ㅇ상세부 설계를 포함한 설계예제집 작성 ㅇ표준화 설계개념 도입을 위한 표준도면 작성

본 연구는 확보된 특허를 바탕으로 안전성의 검증 및 경제성의 분석 등의 실용화를 위한 기반을 구축하기 위한 것으로, CFTA 거더에 대한 특허를 이미 확보하고 있으므로 기술이전을 통한 실용화가 가능할 것으로 예상된다. 이에 따라, 향후 기술료 수입의 발생을 기대할 수 있으며, 연속교, 사교 등에 대한 지속적인 연구개발을 통해 CFTA 거더를 이용한 교량 건설 시장규모의 확대를 기대할 수 있다. 또한, 본 연구로부터 안전성과 경제성이 검증된 CFTA 거더를 중경간 교량의 대안으로 활용함으로써, 시공 및 유지관리 단순화와 비용 절감 및 미관의 향상을 통해 국내 교량 설계 및 시공기술 발전에 일조할 것으로 판단된다.

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

CFTA 거더는 구조적인 안전성과 경제성을 확보하면서 미적으로도 우수한 거더 형식으로 본 연구개발을 통해 구조적인 안전성과 경제성이 입증됨으로써 기존의 중지간(50 ~ 70 m) 교량 거더 형식으로 사용되던 강박스 거더교, PSC 박스 거더교 등의 고비용 저효율성과 위압감을 가져오는 경관상의 문제들을 해결할 수 있는 대안이 될 것이다. 또한, CFTA 거더는 구조가 단순하여 타 형식에 비해 설계 및 시공이 편리한 장점을 가지고 있으며, 건설비용이 저렴하며 유지관리가 용이하다는 장점이 있다.

본 연구개발을 통해 개발된 기술을 실제 현장 적용성의 보완을 통해 실 교량에 적용하고, 이후 신기술을 획득하여 본 CFTA 거더에 대한 신뢰도를 높이고 현장적용의 활성화를 도모하고자 한다. 또한, 본 연구에서 축적된 연구결과 및 노우하우 등은 현장적용 및 신기술 획득을 위한 근거자료로서 활용할 것이다. 본 CFTA 거더는 일반교량과 특수교량과의 사각지역인 60 ~ 80 m 지간의 새로운 영역에 적용될 수 있는 거더로서 적용하는 것을 목표로 하고 있으며, 미관상의 장점을 바탕으로 경관이 중요하게 평가되는 보도교에도 적극적으로 적용하고자 한다.

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

해당 자료 없음.

제 7 장 참고문헌

강재윤 외 4명, 2004, 콘크리트 충전 강관거더와 콘크리트 바닥판 합성 단면의 휨거동에 관한 실험적 연구, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 대한토목학회, pp. 221 ~ 224.

강재윤 외 4명, 2005, 경량 기포 모르타르로 충전된 원형강관의 휨거동, 한국강구조학회 학술발표회 논문집, 한국강구조학회, pp. 439 ~ 444.

강재윤 외 4명, 2005, 콘크리트 충전 강관거더를 이용한 강합성 교량구조 개발, 한국강구조학회 학술발표회 논문집, 한국강구조학회, pp. 606 ~ 611.

건설교통부/한국시설안전기술공단, 1996, 시설물의 안전관리에 관한 특별법(시특법).

박우진, 2005, 비선형 응력-변형률 특성을 갖는 콘크리트 충전 원형강관 보의 모멘트-곡률 관계, 한국구조물진단학회 논문집, 한국구조물진단학회, 제9권 제3호, pp. 195 ~ 202.

신현묵, 1993, 프리스트레스트 콘크리트, 동명사.

오병환 외 3명, 2003, 강선 형상과 편향부 수에 따른 외부 강선을 가진 PSC 보의 휨거동 실험, 대한토목학회 논문집, 제23권 제4A호, pp. 795 ~ 804.

윤현도 외 2명, 2005, 절곡된 단면을 갖는 얇은 판요소 콘크리트 충전 각형강관 기둥의 부착거동, 한국구조물진단학회 논문집, 한국구조물진단학회, 제9권 제1호, pp. 233 ~ 241.

이진학, 윤정방, 2002, 구조계규명기법을 이용한 프레임구조물의 수치해석모델 개선 및 접합부의 손상도평가, 대한토목학회논문집, 22(6-A), pp. 1271-1283.

이차돈, 2006, 프리스트레스트 콘크리트 구조 설계, 태림 문화사

일본토목학회, 2002, 강콘크리트 복합구조의 이론과 설계(1)-기초편/이론편, 일본토목학회.

일본토목학회, 2002, 강콘크리트 복합구조의 이론과 설계(2)-응용편/설계편, 일본토목학회.

장승필, 심창수, 2005, 합성구조론, 구미서관.

정철헌 외 4명, 2002, 콘크리트 충전강관의 비선형 거동, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 대한토목학회, pp. 797 ~ 800.

정철헌 외 3명, 2003, 순수휨을 받는 콘크리트 충전강관의 비선형해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제23권 제5A호, pp. 877 ~ 887.

정철헌 외 3명, 2004, 중공 강관 및 콘크리트 충전강관의 휨 실험, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제24권 제4A호, pp. 807 ~ 816.

조남소 외 3명, 2005, 콘크리트 충전 강교각의 내진성능평가를 위한 재료 비선형 상사법칙의 적용, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 대한토목학회, pp. 298 ~ 2303.

최동호 외 2명, 2004, 콘크리트 충전 파형강판 구조물에 대한 현행 설계법 평가, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제24권 제2A호, pp. 321 ~ 333 .

최영환, 2005, 정사각형 콘크리트 충전 각형강관 보-기둥의 설계식, 한국강구조학회 학술발표회 논문집, 한국강구조학회, pp. 117 ~ 122.

최영환, 2005, 콘크리트 충전 각형강관 보기둥의 새로운 설계 방법, 한국강구조학회 학술발표회 논문집, 한국강구조학회, pp. 112 ~ 116.

포항산업과학연구원, 2001, 콘크리트충전 강관구조설계 및 시공지침, 한국강구조학회.

포항산업과학연구원 강구조연구소, 1999, 합성강교각 설계요령, 포항산업과학연구원 강구조연구소.

한국건설기술연구원, 1995, 외부프리스트레스를 도입하는 구조물의 설계 및 시공에 관한 연구, 한국건설기술연구원.

한국건설기술연구원, 2000, Steel-Concrete Hybrid 구조체 성능평가 및 해석기법 개발, 삼성중공업.

한국건설기술연구원, 2005, 콘크리트 충전강관 거더의 설계 및 시공에 관한 연구, (주)비비엠코리아.

한국건설기술연구원, 2005, SCP 합성거더를 이용한 연속합성도로교 및 단순합성철도교의 개발, 신성건설.

한국철도기술연구원, 2004, SCP 철도교 성능검증시험 및 동적거동 분석 용역, 신성건설.

한국건설기술연구원, 2006, 콘크리트 충전 강관거더를 이용한 강합성 교량구조 개발, 건설교통부/한국건설교통기술평가원.

한국도로공사, 2000, PSC BEAM 정착부 보강방안 개선에 대한 연구

현대건설, 2006, 중지간 교량의 시공 및 구조 효율성 증진을 위한 신형식 상부구조 시스템 실용화(1차년도보고서), 건설교통부/한국건설교통기술평가원.

황원섭 외 2명, 2003, 콘크리트 구속효과를 고려한 CFT단주의 극한 강도, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제23권 제5A호, pp. 1011 ~ 1018.

AASHTO, 2004, AASHTO LRFD Bridge design specifications. 3rd ed.

CEB-FIP, 1993, CEB-FIP MODEL CODE 1990, Thomas Telford.

CEN, 1997, ENV 1994-2. Eurocode-4: Design of composite steel and concrete structures, Part 2: Composite bridges.

Ichinose, H. L., Kurita, A. and Nakai, H., 1990, An Experimental Study on Creep of Concrete Filled Steel

Columns, 일본토목학회학술강연회, pp564 ~ 565.

Friswell, M.I. and Mottershead, J.E., 1995, Finite Element Model Updating in Structural Dynamics, Kluwer Academic Publishers.

Robert B. Stewart, 2005, Fundamentals of Value Methodology, Replica Books.

Rytter, A., 1993, Vibration based inspection of civil engineering structures. Ph.D. Dissertation, Dept. of Building Technology and Structural Eng., Aalborg University, Denmark..

Yi, J.H., Kim, D., and Feng, M.Q., 2009, Periodic Seismic Performance Evaluation of Highway Bridges Using Structural Health Monitoring System, Structural Engineering and Mechanics, 31(5), 527-544.

山本 稔, 中村正平, 1961, Stud Shear Connectorの 試驗報告, 建設省土木研究所報告, pp. 1-24.