creative commons
COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

博士學位論文

실측자료에 기초한 도로교 내하력 평가방법 개선방안

An Improved Evaluation Method of Load-Carrying-Capacity for Highway Bridges Based on Field Test Data

李 永 一

韓國海洋大學校 大學院

2015年 8月

博士學位論文

실측자료에 기초한 도로교 내하력 평가방법 개선방안

An Improved Evaluation Method of Load-Carrying-Capacity for Highway Bridges Based on Field Test Data

指導敎授 慶 甲 秀

이 論文을 工學博士 學位論文으로 提出합니다.

2015年 8月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

李 永 一

Collection

본 논문을 이영일의 공학박사 학위논문으로 인준함.

위원장 공학박사 공 병 승 (인)

위 원 공학박사 이 희 현 (인)

위 원 공학박사 박 수 용 (인)

위 원 공학박사 이 재 하 (인)

위 원 공학박사 경 갑 수 (인)

2015년 6월 27일

한 국 해 양 대 학 교 대 학 원

dCollection

목 차

List of Tables ····· iii

List of Figures ····· vi

Abstract ····· x

1. 서 론

1.1 연구배경 및 목적 ····· 1

1.2 연구동향 ····· 3

1.3 연구방법 및 범위 ····· 6

2. 도로교량의 유지관리현황과 내하력 평가방법

2.1 도로교량의 유지관리현황 ····· 9

2.2 도로교량의 내하력 평가방법 ····· 30

2.3 소 결 ····· 43

3. 실측자료에 기초한 상태등급 및 내하력 분석

3.1 개 요 ····· 44

3.2 주요 손상유형 및 손상발생특성 분석 ····· 46

3.3 상태등급 및 내하력 분포현황 분석 ····· 53

3.4 공용년수에 따른 상태등급 및 내하력 추세 분석 ····· 60

3.5 상태등급과 내하력의 상관성 분석 ····· 73

3.6 소 결 ····· 76

Collection

4. 내하력 평가방법 개선방안

4.1 개 요 ····· 77

4.2 설계단계의 안전율과 기본내하율 분석 ····· 78

4.3 해석모델 개선에 따른 내하율 분석 ····· 85

4.4 실측 충격계수 적용방안에 대한 분석 ····· 103

4.5 신뢰도 기반 평가방법에 따른 내하율 분석 ····· 110

4.6 상태등급을 고려한 내하력 평가방안 분석 ····· 119

4.7 공용년수 증가를 고려한 내하력 평가방안 분석 ····· 120

4.8 사례분석을 통한 개선방안의 검증 및 고찰 ····· 139

5. 결 론

5.1 연구 결론 ····· 150

5.2 향후 과제 ····· 152

참고문헌 ····· 153

감사의 글 ····· 158

dCollection

List of Tables

Table 1.1.1 Status of bridge quantity and length distribution for road type(2013) ····· 9
Table 2.1.2 Yearly quantity and length increasing trend of road bridges ····· 10
Table 2.1.3 Comparative analysis for repair/retrofitting cycle characteristic of deck ····· 26
Table 2.1.4 Comparative analysis for repair/retrofitting cycle characteristic of girder ····· 27
Table 2.1.5 Repair/retrofitting cycle characteristic of deck and girder ····· 28
Table 2.1.6 Effect of deck retrofitting cycle for variation of environmental condition ····· 29
Table 2.1.7 Effect of girder retrofitting cycle for variation of environmental condition ···· 29
Table 2.2.1 Strength evaluation factor ····· 33
Table 2.2.2 Load evaluation factor ····· 33
Table 2.2.3 Load factor ····· 34
Table 2.2.4 Condition factor ····· 34
Table 2.2.5 NBI condition rating and condition description ····· 35
Table 2.2.6 NBI condition rating ····· 35
Table 2.2.7 System factor ····· 36
Table 2.2.8 Resistance adjustment factor ····· 40
Table 2.2.9 Comparative analysis of foreign load-carrying-capacity evaluation basis ····· 41
Table 3.2.1 Definition of defect, damage and deterioration ····· 46
Table 3.2.2 Damage Matrix of target bridges ····· 46
Table 3.2.3 Percentage of defect, damage and deterioration at target bridges ····· 52
Table 3.4.1 Quantity and average serviced time of main member for design load ····· 61
Table 3.4.2 Correlation coefficient of main member defect index for design load ····· 64
Table 3.4.3 Condition rating variation velocity of main member for design load ····· 64
Table 3.4.4 Status of condition rating for design load ····· 65
Table 3.4.5 Quantity and average serviced time of main member for structural type ····· 66
Table 3.4.6 Correlation coefficient of main member defect index for structural type ····· 68
Table 3.4.7 Condition rating variation velocity of main member for structural type ····· 68

Collection

Table 3.4.8 Status of condition rating for structural type ····· 68
Table 3.4.9 Correlation coefficient and variation velocity of load carrying capacity for design load ····· 70
Table 3.4.10 Correlation coefficient and variation velocity of load carrying capacity for structural type ····· 71
Table 4.1.1 Problem and improvement item of existing load-carrying-capacity ····· 76
Table 4.2.1 General status of target bridges ····· 77
Table 4.3.1 General status of target bridges ····· 84
Table 4.3.2 Equation of error function ····· 87
Table 4.3.3 Measured static displacement of STB ····· 90
Table 4.3.4 General status of analysis model(STB) ····· 91
Table 4.3.5 Parameter for analysis model improvement ····· 92
Table 4.3.6 Adequacy analysis of initial and improved model using percent error(STB) ····· 93
Table 4.3.7 Natural frequency of initial and improved model(STB) ····· 94
Table 4.3.8 Service rating factor of initial and improved model(STB) ····· 94
Table 4.3.9 Measured static displacement of PSCI ····· 95
Table 4.3.10 General status of analysis model(PSCI) ····· 96
Table 4.3.11 Parameter for analysis model improvement ····· 97
Table 4.3.12 Adequacy analysis of initial and improved model using percent error(STB) ··· 99
Table 4.3.13 Natural frequency of initial and improved model(STB) ····· 99
Table 4.3.14 Service rating factor of initial and improved model(PSCI, WSD) ····· 100
Table 4.3.15 Service rating factor of initial and improved model(PSCI, USD) ····· 101
Table 4.4.1 General status of target bridge ····· 104
Table 4.5.1 Limit state of korean highway bridge design code ····· 110
Table 4.5.2 Load combination and load factor for load carrying capacity evaluation ····· 111
Table 4.5.3 Condition factor ····· 112
Table 4.5.4 Multi-lane loading factor ····· 113
Table 4.5.5 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(STB) ····· 116
Table 4.5.6 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(PSCI) ····· 117

Collection

Table 4.7.1 General status of target bridges ····· 125
Table 4.8.1 Improved method of load carrying capacity evaluation ····· 139
Table 4.8.2 Computed result of existing response modification factor ····· 141
Table 4.8.3 Evaluation result of existing service rating factor ····· 141
Table 4.8.4 Computed result of improved response modification factor ····· 142
Table 4.8.5 Evaluation result of improved service rating factor ····· 143
Table 4.8.6 Comparison between existing and improved service rating factor ····· 143
Table 4.8.7 Evaluation result of service rating factor using condition rank ····· 144
Table 4.8.8 Comparison between existing and improved service rating factor ····· 144
Table 4.8.9 Evaluation result of service rating factor by reliability-based method ····· 145
Table 4.8.10 Evaluation result of previous service rating factor after improvement ····· 146
Table 4.8.12 Comparison of rating factor according to improved method ····· 147

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY
1945
한국해양대학교

Collection

List of Figures

Fig. 1.3.1 Flow chart of study ····· 6
Fig. 2.1.1 Yearly quantity and length distribution of road bridge ····· 10
Fig. 2.1.2 Status of structural type ····· 11
Fig. 2.1.3 Status of length ····· 11
Fig. 2.1.4 Status of structural type for road type ····· 12
Fig. 2.1.5 Classification of total length for structural type ····· 13
Fig. 2.1.6 Classification of total length for structural type at expressway ····· 14
Fig. 2.1.7 Classification of total length for structural type at national highway ····· 14
Fig. 2.1.8 Classification of serviced time for structural type ····· 16
Fig. 2.1.9 Classification of serviced time for structural type at expressway ····· 16
Fig. 2.1.10 Classification of serviced time for structural type at national highway ····· 17
Fig. 2.1.11 Status of road type at class 1 and 2 ····· 18
Fig. 2.1.12 Status of construction year at class 1 and 2 ····· 18
Fig. 2.1.13 Status of design load at class 1 and 2 ····· 19
Fig. 2.1.14 Status of structural type at class 1 and 2 ····· 20
Fig. 2.1.15 Status of facility rank at class 1 and 2 ····· 21
Fig. 2.1.16 Status of facility rank for serviced time at class 1 and 2 ····· 21
Fig. 2.1.17 Status of used material at below C grade bridge ····· 22
Fig. 2.1.18 Status of structural type at below C grade bridge ····· 23
Fig. 2.1.19 Status of damaged member at below Rank C bridge ····· 23
Fig. 2.1.20 Status of road management cost at expressway and national highway ····· 24
Fig. 2.1.21 Distribution of Management cost at expressway bridge deck and girder ····· 25
Fig. 2.2.1 Reliability-based load-carrying-capacity flow chart ····· 41
Fig. 3.1.1 Status of target bridges ····· 44
Fig. 3.2.1 10 kinds of damage type at target bridges ····· 49
Fig. 3.2.2 10 kinds of defect type at target bridges ····· 50

Collection

Fig. 3.2.3 5 kinds of damage type at target bridges ····· 50
Fig. 3.2.4 5 kinds of deterioration type at target bridges ····· 51
Fig. 3.3.1 Distribution status of condition rating at structural member ····· 53
Fig. 3.3.2 Distribution status of condition rating at structural type ····· 54
Fig. 3.3.3 Distribution status of condition rating at serviced time ····· 55
Fig. 3.3.4 Distribution of condition rating for structural member at serviced time(continue)
····· 55
Fig. 3.3.4 Distribution of condition rating for structural member at serviced time ····· 56
Fig. 3.3.5 Distribution Status of load carrying capacity at structural type ····· 58
Fig. 3.3.6 Distribution Status of load carrying capacity at serviced time ····· 59
Fig. 3.4.1 Regression analysis of defect index and serviced time for design load(continue)
····· 62
Fig. 3.4.1 Regression analysis of defect index and serviced time for design load(continue)
····· 63
Fig. 3.4.1 Regression analysis of defect index and serviced time for design load ····· 64
Fig. 3.4.2 Regression analysis of defect index and serviced time for structural type ····· 67
Fig. 3.4.3 Regression analysis of load carrying capacity and serviced time for design load
····· 69
Fig. 3.4.4 Regression analysis of load carrying capacity and serviced time for structural type
····· 70
Fig. 3.5.1 Correlation analysis of condition rating and load carrying capacity ····· 73
Fig. 3.5.2 Correlation analysis of defect index and load carrying capacity ····· 74
Fig. 4.2.1 Safety Ratio(f / fa) of STB ····· 78
Fig. 4.2.2 Safety Ratio(Mu / ϕMn) of PSCI ····· 79
Fig. 4.2.3 Rating factor of STB for load combination ····· 80
Fig. 4.2.4 Rating factor ratio of STB for load combination ····· 81
Fig. 4.2.5 Rating factor of PSCI for load combination ····· 81
Fig. 4.2.6 Safety ratio(working / resistance) and rating factor of STB and PSCI ····· 82
Fig. 4.3.1 General drawing of target bridge ····· 85

Collection

Fig. 4.3.2 Improvement flow chart of analysis model ····· 89
Fig. 4.3.3 General status of static loading test(STB) ····· 90
Fig. 4.3.4 Analysis model(STB) ····· 91
Fig. 4.3.5 Percent error of initial and improved model(STB) ····· 93
Fig. 4.3.6 General status of static loading test(PSCI) ····· 95
Fig. 4.3.7 Analysis model(PSCI) (continue) ····· 96
Fig. 4.3.7 Analysis model(PSCI) ····· 97
Fig. 4.3.8 Percent error of initial and improved model(PSCI) ····· 98
Fig. 4.4.1 Status of measured impact factor for span length ····· 103
Fig. 4.4.2 Status of measured impact factor for serviced time ····· 104
Fig. 4.4.3 Damage Status of target bridge pavement ····· 105
Fig. 4.4.4 Model of dynamic analysis ····· 105
Fig. 4.4.5 Measured and computed displacement time history curve at velocity 5km/h ···· 106
Fig. 4.4.6 Measured and computed displacement time history curve at velocity 30km/h ·· 106
Fig. 4.4.7 Computed displacement time history curve for stiffness degradation of girder ····· 107
Fig. 4.5.1 Dominant limit state of STB in reliability-based load carrying capacity evaluation ····· 114
Fig. 4.5.2 Dominant limit state of PSCI in reliability-based load carrying capacity evaluation ····· 115
Fig. 4.5.3 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(STB) ····· 116
Fig. 4.5.4 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(PSCI) ····· 117
Fig. 4.6.1 Response modification factor for structural type ····· 120
Fig. 4.6.2 Response modification factor for condition rating ····· 121
Fig. 4.6.3 Response modification factor for serviced time ····· 121
Fig. 4.6.4 Ratio of service RF and basic RF for condition factor at condition rank C ····· 122
Fig. 4.6.5 Ratio of service RF and basic RF for condition factor at condition rank D ···· 123
Fig. 4.7.1 Status of natural frequency ····· 126
Fig. 4.7.2 Trend of natural frequency for serviced time ····· 127

Collection

Fig. 4.7.3 Variation ratio of natural frequency for 5 year ····· 127
Fig. 4.7.4 Trend of displacement for serviced time ····· 128
Fig. 4.7.5 Status of measured impact factor for span length ····· 129
Fig. 4.7.6 Status of measured impact factor for serviced time ····· 129
Fig. 4.7.7 Comparison between report and modification for response ratio ····· 130
Fig. 4.7.8 Trend of response ratio for serviced time ····· 131
Fig. 4.7.9 Correlation between response ratio and response modification factor ····· 132
Fig. 4.7.10 Correlation between impact factor and response modification factor ····· 132
Fig. 4.7.11 Trend of response modification factor at inspection report ····· 133
Fig. 4.7.12 Trend of response modification factor at this study ····· 133
Fig. 4.7.13 Status of basic rating factor at target bridges ····· 134
Fig. 4.7.14 Status of service rating factor at inspection report ····· 135
Fig. 4.7.15 Status of service rating factor at this study ····· 135
Fig. 4.7.16 Status of service rating factor for serviced time ····· 136
Fig. 4.8.1 General drawing of sample bridge ····· 140

Collection

An Improved Evaluation Method of Load-Carrying-Capacity for Highway Bridges Based on Field Test Data

Lee, Yeong Il

Department of Civil and Environmental Engineering

Graduate School of Korea Maritime University

Abstract

Until now, for evaluation of load-carrying-capacity for highway bridges, rating factor has been calculated first depending on the load-carrying-capacity, and then response modification factors have been reflected to take into consideration of an actual behavior of a bridge through load test. However, in the current evaluation method, the main response modification factors-response ratio and measured impact factor-are determined by the subjective judgment of an evaluator. For the reason, even in the bridges that have the same construction period or structure type, load-carrying capacity had large deviation, or the evaluation result was greatly different from condition rating often. In addition, because of field conditions that make it difficult to conduct load test of a bridge, it is impossible to evaluate load-carrying-capacity.

In order to improve the current evaluation method of load-carrying-capacity and propose a more objective and consistent evaluation method, this study statistically analyzed actually measured data of in-depth safety inspection and initial inspection reports about around 970 bridges.

Collection

According to the analysis, more than 50% of the bridges had rank C in which serviced time of a bridge is more than 15 years, and even bridges with rank D began to be found. In addition, among bridges with rank C and lower, some were found that their load-carrying-capacity fell short of their design based load-carrying-capacity.

As an improvement plan for load-carrying-capacity evaluation method, it was reasonable to take into account the effects of additional loads considered in the design step, including creep and shrinkage, in order to evaluate the load-carrying-capacity in the safety side in consideration of actual stress imposed on a bridge. According to analysis model, it was judged that by applying static load test results to improve actual behavior of a bridge sufficiently, it was possible to prevent load-carrying-capacity from being over-or under-evaluated. It was judged that it was reasonable to use measured values if measured impact factors exceeded designed impact factor because of stiffness reduction, and otherwise, to apply designed impact factor. In addition, it was judged that in order to analyze the change in load-carrying-capacity with a rise in served time, it was reasonable to correct weight of test vehicle on the basis of the recent diagnosis times in calculating response modification factors, and to apply designed impact factor to exclude diverse errors occurring in load test and obtain consistent evaluations results.

This study compared the existing rating factor with the rating factor in reliability-based load-carrying-capacity evaluation method which has the same basic concept as Korean Highway Bridge Code : limit state design code, and proposed a load-carrying-capacity evaluation method reflecting state rank in order to evaluate load-carrying-capacity of a bridge hard to apply to load test because of its field conditions. And this study applied the proposed method to sample bridges which already performed actual precision safety diagnosis, and conducted a comparison analysis with conventional load-carrying-capacity evaluation results.

Collection

It is judged that the improved evaluation method of load-carrying-capacity proposed in this study will be used to evaluate load-carrying-capacity of a bridge more objectively and to make preventive maintenance efficiently for bridge reinforcement cycle, determination of a priority, and estimation of reasonable served time.

KEY WORDS : Load-carrying-capacity 내하력, Highway bridges 도로교, Serviced life 공용년수, Rating factor 내하율, Field data 실측자료

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY
1945
한국해양대학교

Collection

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

교량은 산업에 중추역할을 하는 도로시설물로서 공용수명동안 쾌적하고 안전하게 이용될 수 있는 기능을 유지하도록 중점적으로 관리되어야 하지만, 공용중의 무분별한 초과하중, 환경조건의 변화, 재료적 특성, 구조설계의 오류 및 시공결함 등에 의하여 사용성, 내구성 및 기능성이 저하되면서 결국에는 설계시의 목표성능을 확보할 수 없게 된다.

국내에서는 1970년대 이후 들어 건설공사가 급속히 증가하면서 일부 건설공사에서의 공사비 절감 및 공기단축 등을 위한 부적절한 공사로 인해 선진국에 비하여 취약요소를 갖고 있음에도 불구하고 사후관리가 제대로 이루어지지 못하고 있는 것으로 보고되었다. 1986년 부실시공에 따른 독립기념관 화재사건을 계기로 종합적인 건설공사제도 개선 및 부실방지 대책과 그에 뒤이은 1987년 건설기술관리법의 제정 등 일련의 조치에도 불구하고 1991년 팔당대교, 1992년 창선대교 및 신행주대교, 1993년 청주 우암상가아파트 붕괴사고 등의 대형 건설사고가 잇따라 발생하였다. 이와 같은 부실과 사고 등에도 불구하고 시설물에 대한 인식은 신설을 통한 확충에만 편중되어 유지관리를 위한 투자는 소홀하게 취급되었고, 그동안 수행해 오던 유지관리도 관리주체의 임의적인 판단에만 의존하는 등의 효율적인 유지관리를 기대하기 어려운 상황이었다.

시설물의 안전 및 유지관리에 대한 무관심은 결국 1994년 성수대교와 1995년 삼풍백화점이 붕괴되는 사고로 이어지면서 시설물의 안전 및 유지관리의 중요성에 대한 인식이 확대되었다. 이를 계기로 정부는 시민의 안전과 경제성장 저하를 방지하기 위해 1995년 1월에 시설물의 안전점검과 적정한 유지관리를 통하여 재해와 재난을 예방하고 시설물의 효용을 증진시킴으로써 공중의 안전을 확보하고 나아가 국민의 복리증진 기여를 목적으로 하는 시설물의 안전관리에 관한 특별법(이하 시특법)을 제정하였으며, 이후 시설물에 대한 지속적인 유지관리가 이루어지고 있다.

Collection

시설물을 효율적으로 관리하고 내구수명을 연장시키기 위해서는 정기점검, 정밀점검 및 정밀안전진단 등의 정기적인 안전점검을 실시하고, 이를 통해 확인된 손상에 대해 보수·보강 등의 유지관리를 실시하여야 한다. 이러한 유지관리업무는 국가대행기관인 한국시설안전공단과 국토교통부에 등록된 민간 안전진단전문기관에서 실시하고 있다. 그러나, 민간단체는 물론 공공기관에서도 예산확보 등의 문제로 인하여 보수·보강이 적절하게 이루어지지 않거나, 그 시기를 연기 또는 일부 부재에 대해서만 실시하는 경우가 빈번하게 발생되고 있는 현실이다. 그로 인해 적절하게 보수·보강이 실시되지 않은 부재들은 공용년수가 증가함에 따라 점차 내구성능이 저하될 뿐만 아니라 보수·보강의 비용도 지속적으로 증가할 것으로 판단된다.

한편, 시설물의 내구성 및 내하력 평가를 위하여 5년마다 정기적으로 실시하는 정밀안전진단에서 내하력 평가를 위한 계측 및 평가방법의 체계화, 진단기술 및 범용 구조해석프로그램의 발전 등에 의하여 해석 및 평가기술이 지속적으로 개선되고 있다. 그러나 시설물의 공용년수 증가와 함께 유지관리 대상시설물의 지속적인 증가, 대상시설물에 대한 전담인력의 교체로 인한 평가업무에서의 일관성 결여, 구조해석용 프로그램의 교체 및 구조해석기법의 다양성에 따른 해석결과의 다양성 등의 문제가 내하력 평가에서의 주요 현안 사항으로 지적되고 있다.

또한, 매년 정기적으로 실시되고 있는 시설물의 유지관리결과에 대하여 구조형식별 내구성 및 내하력 변화 등에 대한 특성적 변화 등의 통계적 정리와 이에 대한 정량적, 정성적 및 통계적인 분석은 거의 이루어지지 않는 실정이다. 따라서 보다 효율적이며 예측이 가능한 유지관리를 위해서는 매년 보고되는 막대한 유지관리 결과물에 대한 체계적인 분석 및 검토 등이 필요한 것으로 판단된다. 특히 동일교량에 있어서 일정기간에 걸친 안전진단을 통해 평가된 결과는 통계적인 자료의 중요성면에서 더욱 필요한 것으로 판단된다.

본 연구에서는 이러한 현행 내하력 평가방법의 문제점을 개선하여 보다 객관적이며 일관성 있는 내하력 평가방법을 제시하고자 약 970여개 교량에 대한 정밀안전진단 및 초기점검보고서의 실측자료를 통계 분석하였다.

Collection

1.2 연구동향

시설물의 내하력 평가방법에 관한 연구는 초기의 내하력 평가개념이나 평가의 주요 인자들에 대한 시험적, 해석적 연구에서부터 최근의 신뢰성 기반 내하력 평가방법, 스마트 내하력 평가방법까지 많은 연구자에 의해 여러 가지 다양한 형식의 교량을 대상으로 다수의 연구가 보고되었다.

먼저 본 연구에서와 같이 실측자료에 근거하여 교량 내하력의 평가 및 개선방향에 대해 검토한 연구로는 Kim et al. (1999), Lee et al. (2009) 등의 연구가 있다. Kim et al. (1999)의 연구에서는 106개의 도로교 내하력 평가자료에 대한 통계분석을 통해 교량의 구조거동상태를 충분히 반영할 수 있는 응답비 및 충격계수의 선정기준을 제안하였으며, 추가하중에 의한 영향을 정량적으로 검토하였다. 연구결과, 공용내하력 평가를 위한 응력보정계수의 계산에 사용되는 응답비와 충격계수는 현장재하시험방법, 현장조건, 구조해석방법 등의 차이에 따라 편차가 상당히 크며, 이로 인해 내하력 평가결과는 평가자에 따라 상당히 큰 차이가 발생할 수 있음을 확인하였다. 또한 응답비가 충격계수에 비하여 응력보정계수에 미치는 영향이 크다는 것도 확인하였다.

Lee et al. (2009)의 연구에서는 400여개의 고속도로교량의 실측자료를 기초로 다양한 변수를 고려하여 공용내하력을 통계적으로 비교·분석하였으며, 현행 평가방법의 문제점에 따른 합리적인 고속도로교량의 안전성 평가방안에 대하여 고찰하였다. 이로부터 연구당시의 고속도로교량은 공용년수가 15년 이상이 되면 C등급 교량의 수량이 B등급 교량을 상회하기 시작하며, 30년 이상의 경우 C등급 교량의 수량이 확실하게 증가하는 양상을 보이는 것으로 나타났다. 또한 공용년수에 대한 이론 및 실측 충격계수는 소수의 교량을 제외하면 도로교설계기준에서 제시한 0.3 이하인 것으로 나타났다. 그리고, 외관상태등급과 공용내하력의 결과는 상호 일치하지 않는 경우가 있으므로 공용내하력 평가식을 구성하는 각각의 실측인자에 대해 현장상태 및 시공환경 등이 적절히 반영되는 것이 필요한 것으로 보고하였다.

이 외에 내하력 평가를 위한 주요 인자들에 대한 시험적, 해석적 연구와 내하력 평가방법에 대해 다수의 연구가 수행되었다. Shin et al. (1987)은 실용적인 이차모

Collection

멘트 신뢰성이론을 사용하여 체계적이고 이론적인 내하력 산정방법을 제안하였고, 신뢰성방법에 의한 교량의 내하력 판정모형에 교량의 노후도를 비롯한 각종 불확실성을 확률변수로 포함시켰으며, 신뢰성 지수에 의한 내하신뢰성 평가개념을 제시하였다.

Oh et al. (1996)는 합리적인 교량 내하력 평가시스템의 검증을 위하여 사용이 중지된 국도상의 교량을 대상으로 내하력 평가를 실시하였다. 이를 통해 안정된 응답량을 얻기 위해서는 일정 크기 이상의 축중량이 필요하고, 콘크리트용 게이지는 콘크리트의 구조적 연속성 상실로 인하여 오류가 발생할 우려가 있으므로 주의가 필요한 것으로 보고하였다. 또한, 신축이음, 받침 및 교각의 노후화로 인하여 응답량의 차이가 발생할 수 있으므로 외관조사를 통한 분석과 활용이 요구되어진다고 보고하였다.

Lee (1998)는 당시까지 수행되어온 방법에 따른 교량의 내하력이 교량의 상태등급, 공용수명, 유지관리방안 등을 결정하는데 있어 중요한 역할을 할 수 있을 만큼 신뢰도가 높지 않으며, 내하력 평가방법에 문제점이 있으므로 수정이 요구된다고 보고하였다.

Kim (1998)은 구조해석방법, 하중재하위치와 계측위치의 상이함에 따라 내하력이 다르게 평가되며, 기존의 격자이론보다 바닥판을 판요소로 간주하고 거더는 들보요소로 모델링하여 구조해석 및 내하력을 평가하는 방법에 대하여 연구하였다.

Shin (2001)과 Koo et al. (2001)는 재하위치 오차가 구조물의 응답 및 응력보정계수에 미치는 영향을 검토하여 합리적인 응력보정계수를 산정하고, 통행차량에 의한 충격계수를 고려하여 교통통제가 필요없는 교량구조물의 내하력 평가방법을 제시하였다.

Yoo (2002)는 정밀안전진단보고서의 재하시험에 의한 충격계수를 분석하여 문제점을 도출하고 실제 통행차량에 의한 충격계수 산정방법을 제시하였고, Yang et al. (2003)은 AASHTO에 근거한 노후교량의 정확한 내하력 평가와 그에 따른 보강방안을 제시하였다. 또한, Jang (2011)은 국내의 공용중인 9개 교량에 대해 재하시험에 의한 실측 충격계수와 지간과 차량속도별 그래프를 통해 보다 실제적인 동적특성을 규명하고자 하였다. 연구결과, 충격계수가 단순히 지간장에만 관여하는 것이 아니라

Collection

각각의 교량특성 (형식과 기본고유주기 및 노면조도, 주행차량의 중량, 주행속도 등)에 따라서 충격계수에 미치는 영향이 다른 것을 규명하였다.

Oh et al. (2004)는 정적변위 및 모드자료 계측데이터를 사용하는 SI기법을 적용하여 부분구조의 해석모델로부터 전체 구조물의 거동특성을 연구하였고, Kim (2006)은 ACI의 강도감소계수와 Eurocode의 재료저항계수를 철근비에 따른 설계강도와 안전계수에 적용하여 비교하고, 모멘트 재분배를 고려하여 RC 슬래브의 내하력을 평가하였다

Kang (2007)은 공용내하력의 차이가 발생하는 주된 원인인 응답비와 충격계수를 해석결과가 아닌 실측결과의 선정방법으로부터 해결하여 합리적인 내하력의 평가방법을 제안하였으며, Jeong (2012)은 재하시험에 의하여 얻어지는 측정데이터를 통해 교량의 실거동을 구현할 수 있는 스프링계수를 산정하여 공용중인 교량의 내하력을 평가하는 개선방안을 제시하였다.

Kim (2007)은 철근콘크리트교량에 대하여 정기점검단계의 점검자료를 바탕으로 계측분석법에 기반하여 외관평가지수를 산정하고, 외관상태와 내하력은 유의수준내에서 높은 상관관계를 가지고 있으며 외관상태평가가 높을수록 내하력 감소율이 증가되는 것을 규명하였다.

Oh (2010)는 현행 교량 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침에 규정된 교량평가 절차와 내하력 평가방법을 분석하여 문제점을 도출하고, 이를 개선하고자 신뢰도 기반의 새로운 평가 절차 및 내하력 평가방법을 제안하였다.

Collection

1.3 연구방법 및 범위

본 연구는 공용중인 도로교량의 정밀안전진단 및 초기점검보고서의 실측자료를 수집 및 분석하여 기존 내하력 평가방법의 문제점을 도출하고, 보다 일관되고 객관적인 내하력 평가를 위한 개선방안을 제시하기 위해 수행된 연구이다. Fig. 1.3.1에 본 연구의 흐름도를 나타내었다.

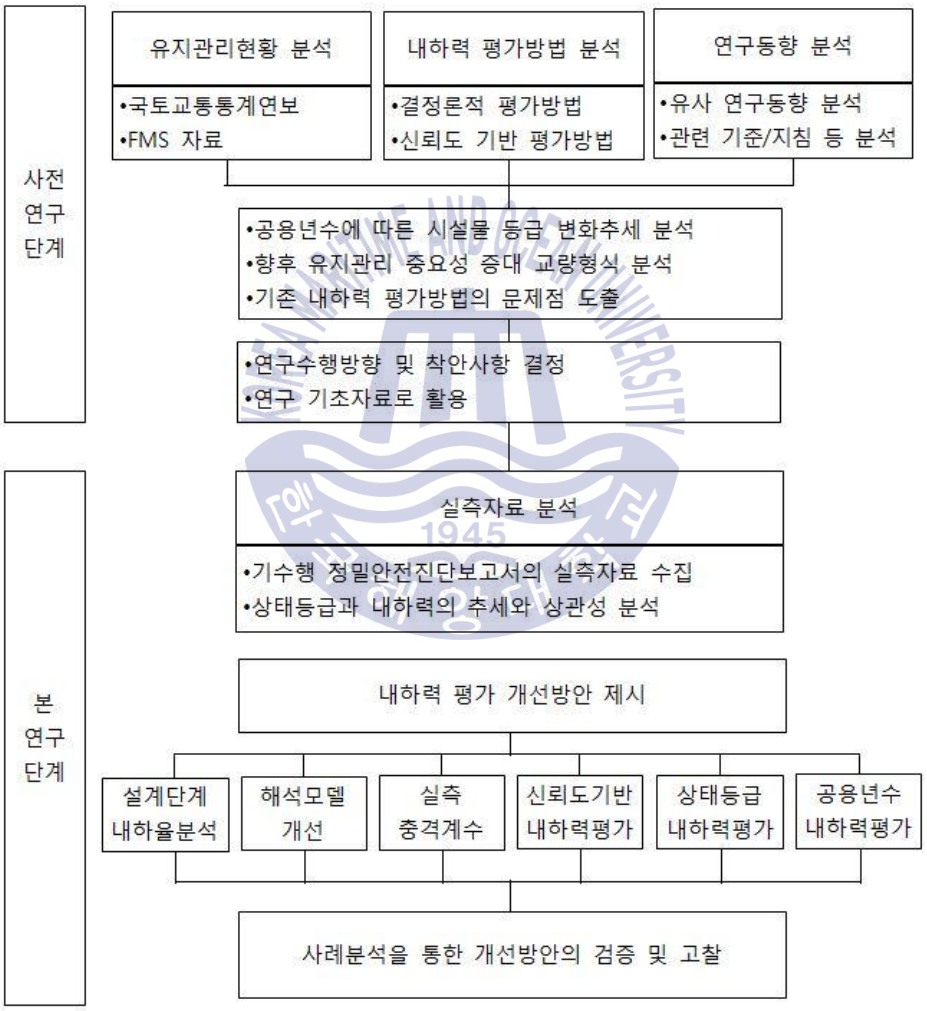


Fig. 1.3.1 Flow chart of study

Collection

본 연구에서는 먼저 사전연구차원에서 국토교통부에서 발간한 국토교통통계연보와 한국시설안전공단의 시설물정보종합관리시스템(이하 FMS : Facility Management System)을 통해 관리되고 있는 1, 2종 시설물의 구조형식, 연장 및 공용년수와 시설물 등급 등을 조사하여 공용년수에 따른 시설물 등급 변화 추세, 향후 유지관리 중요도가 높아질 것으로 추정되는 교량형식 등을 분석하였으며, 아울러 국내 및 주요 선진국의 내하력 평가방법도 조사 및 분석하여 기초자료로 활용하였다.

또한, 한국시설안전공단, 한국도로공사 및 지방국토관리청에서 수행한 약 970여개 교량의 정밀안전진단 및 초기점검보고서를 수집하여 내하력 저하에 영향을 미칠 가능성이 있는 주요 손상유형 및 손상발생특성을 분석하였고, 아울러 공용년수에 따른 상태등급 및 내하력의 변화 추세와 상관성 등도 분석하였다.

한편, 기존 내하력 평가방법의 평가단계별 문제점을 검토하고, 설계단계의 안전율과 기본내하율의 상관성, 해석모델 개선방안, 실측 충격계수 적용방안, 신뢰도 기반 평가방안에 따른 내하율 특성, 상태등급을 고려한 내하력 평가방안, 공용년수를 고려한 내하력 평가방안 등을 중점 분석하여 개선방안을 제시하였으며, 샘플교량에 대한 사례분석을 통해 제시한 개선방안의 적정성을 검증 및 고찰하였다.

본 논문의 구성내용을 요약, 정리하면 다음과 같다.

제1장 「서론」에서는 본 연구의 배경 및 목적, 기존의 연구동향, 연구방법 및 범위에 대해 간단히 서술하였다.

제2장 「도로교량의 유지관리현황과 내하력 평가방법」에서는 국토교통부의 통계연보와 한국시설안전공단의 FMS자료에 기초하여 국내 도로교량의 유지관리현황을 분석하였으며, 국내와 외국의 내하력 평가방법도 분석하고 그 결과를 서술하였다.

제3장 「실측자료에 기초한 상태등급 및 내하력 분석」에서는 정밀안전진단 실적 교량의 실측자료를 토대로 내하력 저하에 영향을 미칠 가능성이 있는 주요 손상유형 및 손상발생특성을 분석하였고, 아울러 공용년수에 따른 상태등급 및 내하력의 변화 추세와 상관성 등도 분석하였다.

제4장 「내하력 평가방법 개선방안」에서는 기존 내하력 평가방법의 문제점을 개

Collection

선하기 위하여 설계단계의 안전율과 기본내하율의 상관성, 해석모델 개선방안, 실측 충격계수의 적용방안, 신뢰도 기반 평가방법에 따른 내하율 특성, 상태등급을 고려한 내하력 평가방안, 공용년수를 고려한 내하력 평가방안 등에 대해 분석하고 개선방안을 제시하였다. 또한 사례분석을 통해 개선방안을 검증 및 고찰하고 그 결과를 서술하였다.

제5장 「결론」에서는 본 연구에서 도출된 결론과 향후 연구과제를 서술하였다.

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY
1945
한국해양대학교

Collection

제 2 장 도로교량의 유지관리현황과 내하력 평가방법

2.1 도로교량의 유지관리현황

2.1.1 국내 도로교량의 일반현황

국토교통부에서 발간한 국토교통통계연보(MLTM, 2014)를 이용하여 국내 도로교량의 전반적인 현황을 조사 및 분석하였다. Table 2.1.1에 국내 도로교량의 도로종류별 수량 및 연장분포, Table 2.1.2에 연도별 도로교량의 수량과 연장의 증가 추이를 나타내었으며, Fig. 2.1.1에 연도별 교량 수량 및 연장 분포를 나타내었다. 이들 자료에 따르면, 2013년 말 기준으로 국내에 건설된 교량은 총 29,190개소, 연장은 2,851km 정도이며, 2000년 이후 연평균 852개소, 전년대비 477개소가 증가한 것으로 보고되고 있다. Fig. 2.1.1에 나타낸 바와 같이 도로교량의 수량이 지속적으로 증가 추세를 보이는 것은 전국의 도로망이 지속적으로 확충되고 도로선형이 개선된 것에 근본적인 원인이 있으며, 동시에 지상의 절토량과 성토량을 줄임으로써 환경친화적인 도로망 건설을 추구한 결과로 판단된다. 또한, 2010년 전후를 기점으로 교량수량 및 연장의 증가 추세가 다소 완만해지는 것으로 나타나는데, 이는 국내 도로망의 정비 수준이 향상됨과 아울러 SOC분야에 대한 예산이 지속적으로 삭감된데 따른 영향인 것으로 판단된다.

Table 1.1.1 Status of bridge quantity and length distribution for road type(2013)

구 분	수 량(개소)	연 장(m)	구성비(%)
고속국도	8,490	1,113,388	29
일반국도	7,043	714,058	24
특별광역시도	1,138	293,684	4
지방도	3,561	209,134	12
시・군・구도	7,744	418,893	27
국가지원지방도	1,214	102,365	4
합 계	29,190	2,851,523	100

Collection

Table 2.1.2 Yearly quantity and length increasing trend of road bridges

기준년도		수 량(개소)	연장(km)
2000년 12월 기준		18,117	1,189
2005년 12월 기준		22,871	1,987
2010년 12월 기준		27,381	2,618
2012년 12월 기준		28,713	2,792
2013년 12월 기준		29,190	2,852
증가율 (2013년 기준)	연평균	852(4.7%)	128(10.8%)
	전년대비	477(1.7%)	60(2.1%)

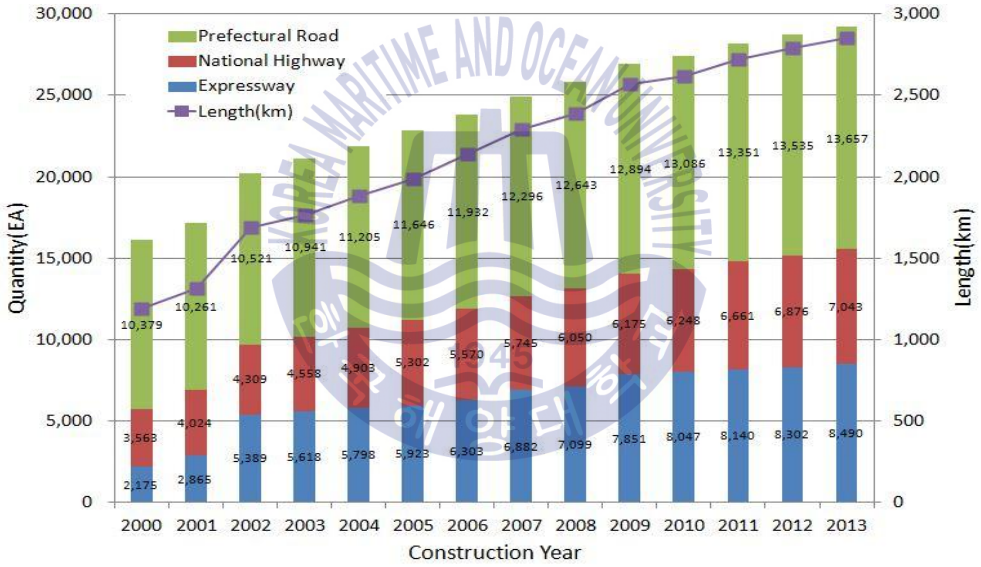


Fig. 2.1.1 Yearly quantity and length distribution of road bridge

Fig. 2.1.2와 2.1.3에 교량형식 및 연장별 현황을 나타내었다. 2013년도 기준으로 교량형식별 현황은 RC슬래브교가 약 28%로 가장 많고, 다음이 라멘교, PSC I형교, 강상자형교의 순서로 비중을 차지하며, RC교량이 전체 교량의 약 85% 정도를 차지하고 있는 것으로 나타났다. 이는 Fig. 2.1.3의 연장별 현황에 나타낸 바와 같이 전체의 75% 정도를 차지하는 100m 미만의 중소규모교량이 대부분 RC교량으로 시공된데 따른 영향인 것으로 판단된다.

Collection

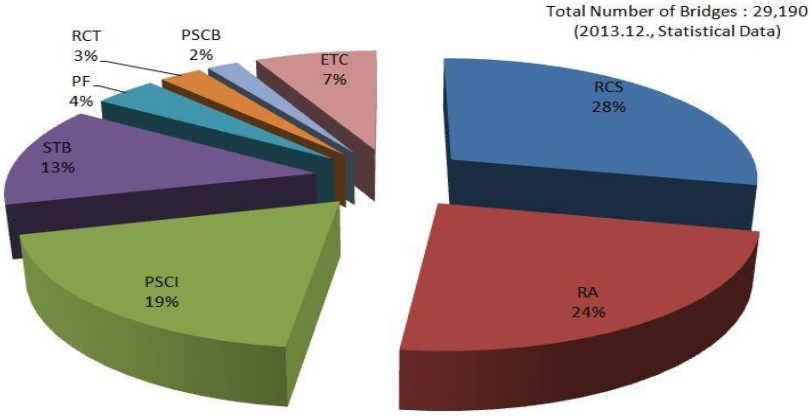


Fig. 2.1.2 Status of structural type

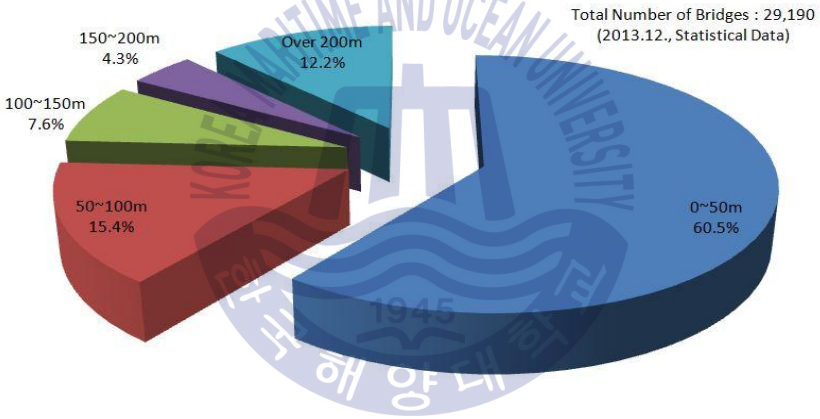
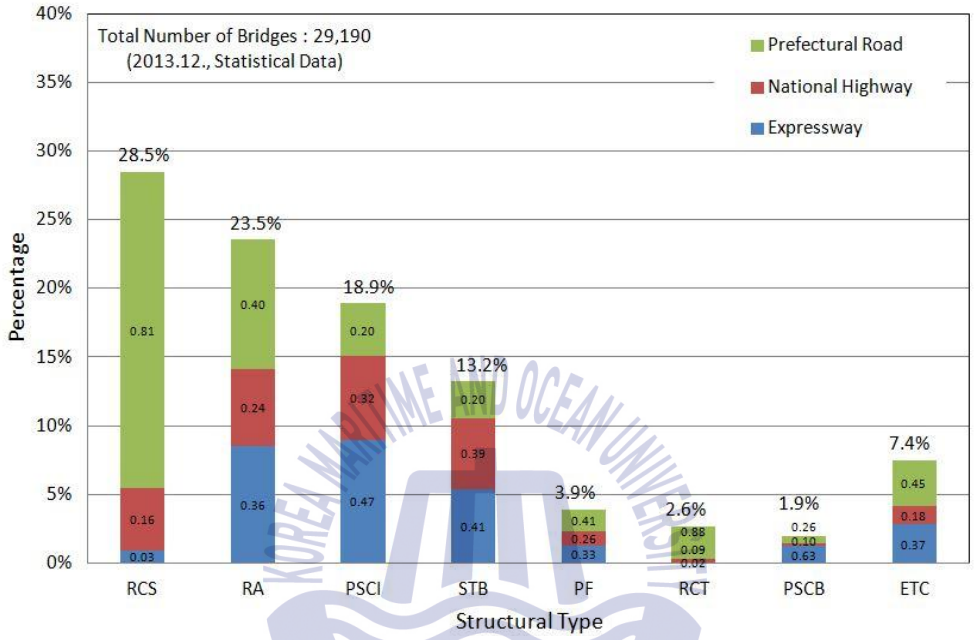


Fig. 2.1.3 Status of length

Fig. 2.1.4에 도로종류에 따른 교량형식별 현황을 나타내었다. 여기서 지방도에는 표기의 편의와 비율 등을 고려하여 특별광역시도, 국가지원지방도, 지방도, 시도, 군도 및 구도를 모두 포함하여 나타내었다. 2013년 기준으로 전체 교량 29,190개소 중 고속국도가 29%, 일반국도가 24%, 특별광역시도 등을 포함하는 지방도가 47% 정도를 차지하는 것으로 조사되었다. 교량 형식 가운데 28.5%로 가장 많은 비중을 차지하는 RC슬래브교(이하 RCS)는 지방도에 가장 많이 분포하며 일반국도 및 고속국도에는 그 비중이 작은 것으로 조사되었다. 그 다음으로 23.5%를 차지하는 RC라멘교(이하 RA)는 지방도와 고속국도에 많이 분포하고 있다. 또한, 18.9%를 차지하는 PSC

Collection

I빔교(이하 PSCI)는 고속 및 일반국도에서의 비율이 높은 것으로 나타났으며, 13.2%를 차지하는 강박스거더교(이하 STB)는 고속국도, 일반국도의 순으로 비율이 높게 나타났다.



주) RCS : RC슬래브교, RA : RC라멘교, PSCI : PSC I빔교, STB : 강박스거더교, PF : 프리플렉스빔교, RCT : RC T형교, PSCB : PSC박스거더교

Fig. 2.1.4 Status of structural type for road type

Fig. 2.1.5에 교량형식별 총연장에 따른 분류, Fig. 2.1.6 및 2.1.7에 고속국도 및 일반국도에서의 교량형식별 총연장에 따른 분류를 나타내었다. Fig. 2.1.5에 나타낸 바와 같이 가장 비율이 높은 RCS 및 RA는 총연장 50m 이하의 교량에 대부분 적용되고 있어 전체의 교량 연장에서 차지하는 비율은 교량 수량에 비하여 작을 것으로 판단된다. PSCI 및 STB는 교량 총연장에 관계없이 전체적으로 많이 사용되고 있는 것으로 나타났다. 특히 PSCI, STB 및 PSCB는 총연장 100m 이상의 교량에 많은 적용 실적을 갖고 있어 전체의 교량 연장에서 차지하는 비율은 교량 수량에 비하여 상당히 클 것으로 판단된다. 그러므로 향후 유지관리에서는 교량의 전체 연장도 유지관리의 중요성에 고려하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

Collection

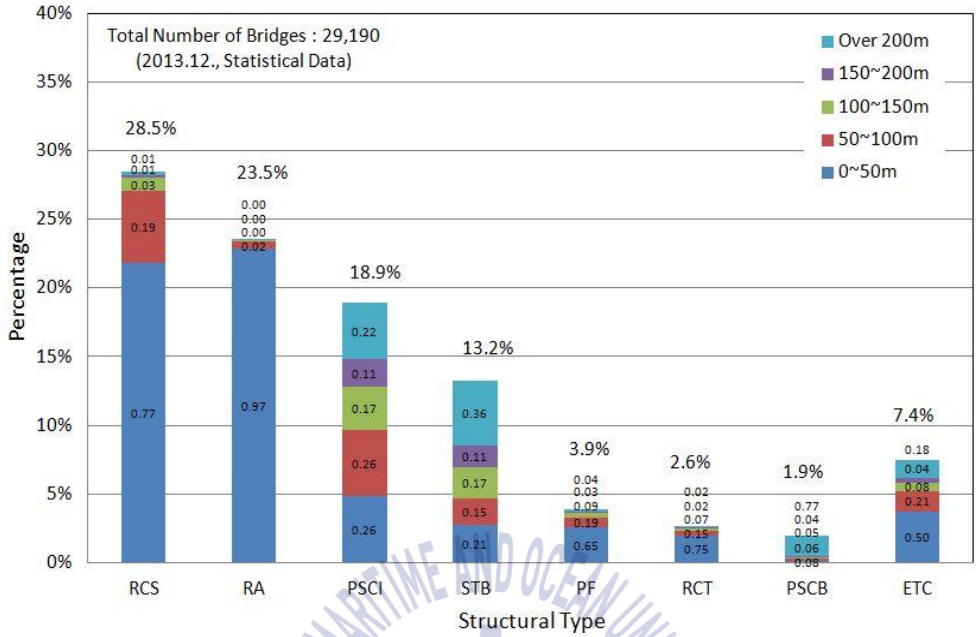


Fig. 2.1.5 Classification of total length for structural type

Fig. 2.1.6으로부터 고속도로는 다양한 연장에 사용되고 있는 PSCI가 약 31%로 가장 많은 비중을 차지하고 있으며, 그 다음으로 RA가 약 29%의 비중으로 모두 총연장 50m 이하의 교량에 적용되고 있는 것을 알 수 있다. STB는 약 19%를 차지하며 총연장 50m 및 200m이상에 많이 적용되고 있는데, 50m 이하는 인터체인지의 램프에 주로 적용되고 있는 것으로 판단된다. 한편, 약 4%의 비중을 차지하고 있는 PSCB는 대부분 총연장 200m 이상의 장경간 교량에 적용되고 있는 것으로 조사되었으며, 전체 교량에서 가장 높은 비중을 차지한 교량형식인 RCS는 고속도로에서는 그 적용실적이 매우 낮은 것으로 나타났다.

Fig. 2.1.7로부터 일반국도는 PSCI, RA, STB, RCS의 순서로 높은 비중을 차지하고 있는 것을 알 수 있다. PSCI는 총연장 100m이하의 교량에 적용실적이 많으며, RA와 RSC는 50m이하의 교량에 대부분 적용되고 있는 것으로 나타났다. 또한, STB는 총연장 200m이상의 교량이 많은 실적을 나타내고 있다.

Collection

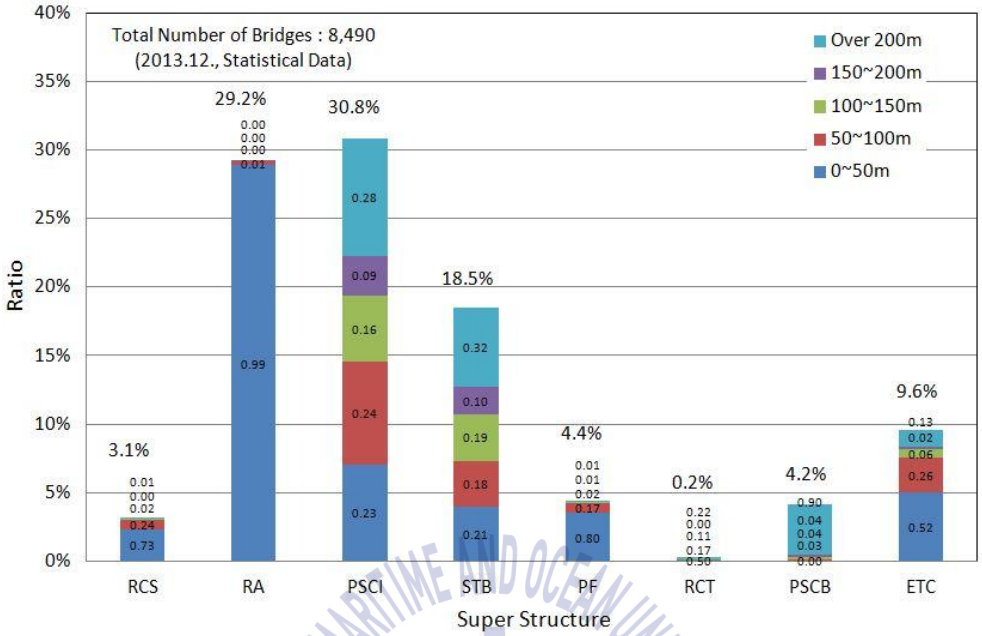


Fig. 2.1.6 Classification of total length for structural type at expressway

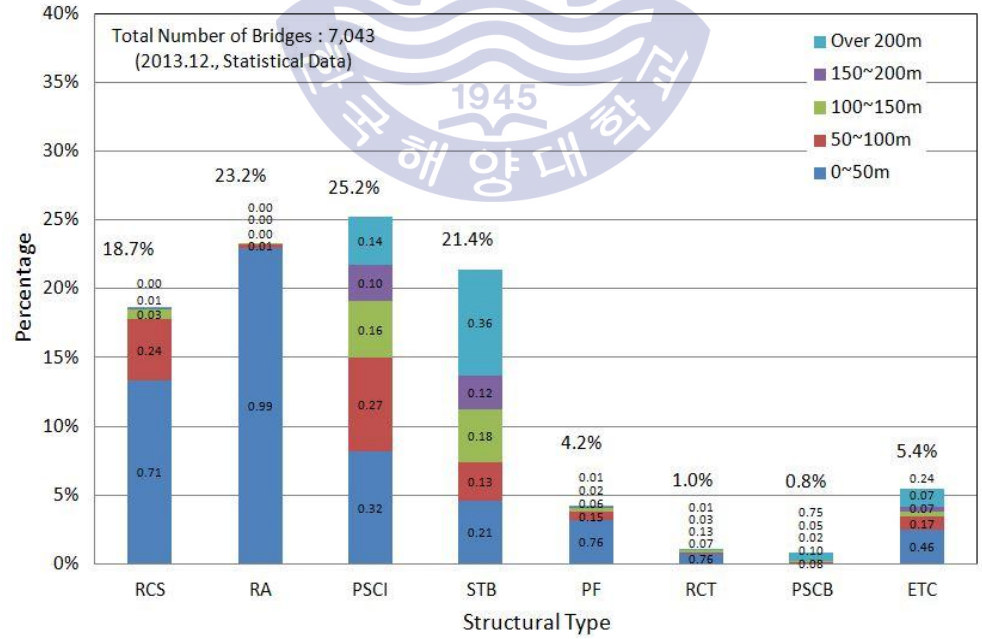


Fig. 2.1.7 Classification of total length for structural type at national highway

Collection

Fig. 2.1.8에 교량형식별 공용년수에 따른 분류, Fig. 2.1.9 및 2.1.10에 고속국도 및 일반국도에서의 교량형식별 공용년수에 따른 분류를 나타내었다.

Fig. 2.1.8의 전체 교량에 대한 공용년수별 교량 분포는 10년 이하가 39.5%, 20년 이하가 41.2%, 30년 이하가 14.3%, 40년 이하가 3.7%, 40년을 초과하는 교량이 1.4%를 차지하고 있으며, 30년을 초과하는 교량이 전체 교량의 5.1%를 차지하고 있다. 따라서, 향후 이들 교량에 대해서는 보다 지속적인 유지관리가 필요할 것으로 판단된다.

또한, 전체 교량형식 가운데 가장 높은 비율인 29%를 차지하고 있는 RCS는 공용년수 10년~30년 사이에 가장 많이 분포하고 있으며, 10년 이하는 상대적으로 그 비중이 낮게 나타나고 있다. 이는 최근 RCS의 가설이 감소된 것에 기인하는 것으로 판단되며, 상대적으로 공용년수가 비교적 오래된 교량의 비율이 높기 때문에 향후 유지관리 등에 있어서 주의가 필요할 것으로 판단된다.

다음으로 많은 비중을 차지하고 있는 RA 및 PSCI는 공용년수 20년 이하의 교량이 전체의 80%이상을 차지하고 있으며, 공용년수 30년 이상 경과한 교량도 15% 이상을 차지하고 있어 상대적으로 향후 유지관리의 필요성이 증대될 것으로 판단된다.

STB는 공용년수 20년 이하의 교량이 93%를 차지하고 있어, 향후 점차 유지관리에 대한 문제가 중요시될 것으로 판단된다. 나머지 교량형식은 대부분 20년 이하의 공용년수를 나타내고 있으나. 다만, RCT는 전체 교량에서 차지하는 비율은 낮지만 공용년수가 40년을 초과하는 교량의 비율이 많이 분포하고 있으므로 유지관리에 있어서 향후 각별한 주의가 필요할 것으로 판단된다.

Fig. 2.1.9로 부터 대부분의 고속도로교량이 30년 이하의 공용수명을 갖고 있는 것을 알 수 있는데, 이것은 1968년 경부고속도로의 개통과 함께 고속도로의 확충에 따른 교량구조물의 건설 증가에 따른 것을 반영하고 있다. 그러나, 그 비율은 낮지만 RCT의 경우 40년 이상의 교량이 공용되고 있으므로 이들 교량에 대한 관리가 필요할 것으로 판단된다.

Fig. 2.1.10으로부터 일반국도 교량 중 RCS, RA 및 PSCI는 공용년수 30년을 초과하는 교량이 일정 비율을 차지하고 있으므로 이들 교량에 대해서는 보다 면밀한 유지관리 대책을 수립하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

Collection

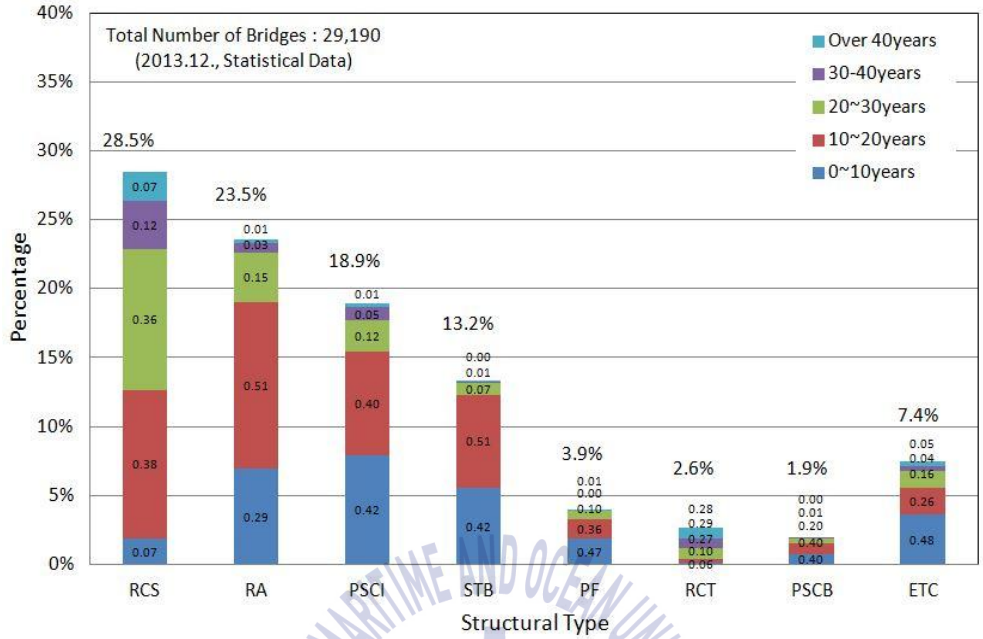


Fig. 2.1.8 Classification of serviced time for structural type

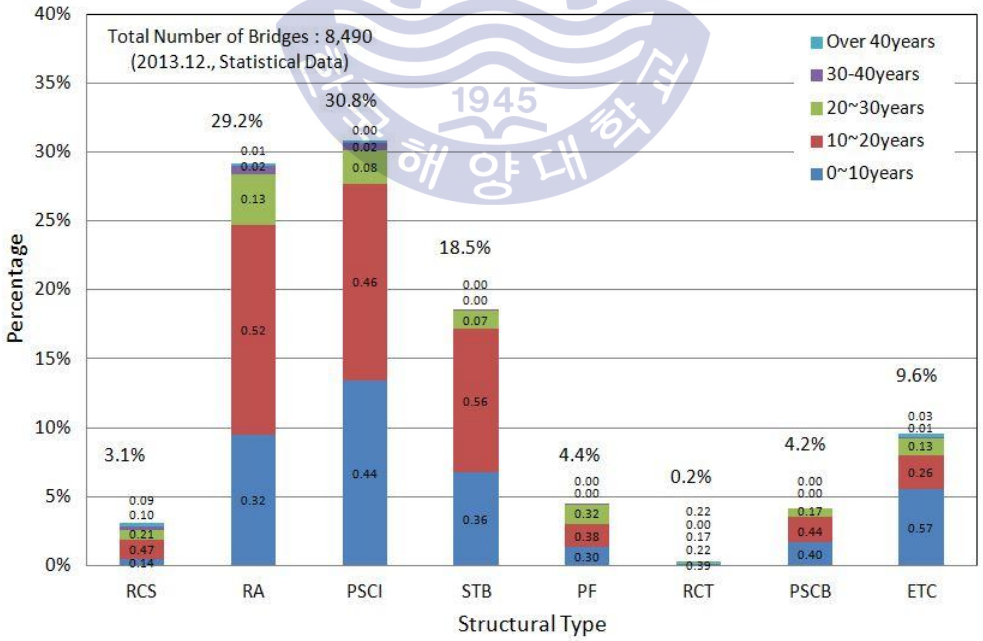


Fig. 2.1.9 Classification of serviced time for structural type at expressway

dCollection

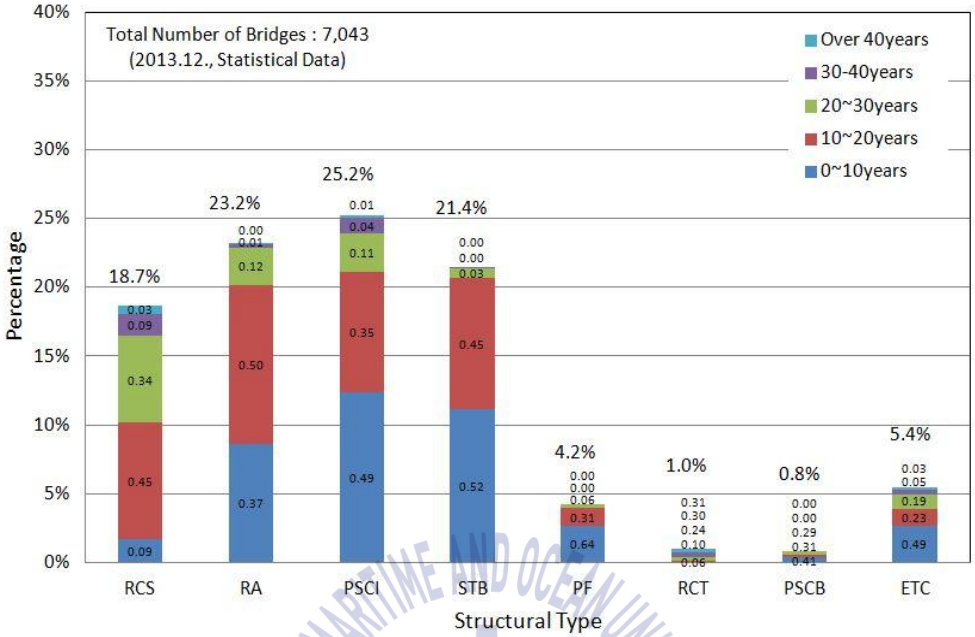


Fig. 2.1.10 Classification of serviced time for structural type at national highway

2.1.2 국내 도로교량의 유지관리현황

2013년 12월말 기준으로 국토교통부 소관 한국시설안전공단의 FMS 자료를 토대로 시특법에서 규정하고 있는 1종 및 2종 시설물의 현황과 시설물 등급 분포 현황을 조사 및 분석하였다.

Fig. 2.1.11은 1, 2종 교량의 도로종류별 현황을 나타낸 것으로서, FMS를 통해 유지관리중인 시특법 대상교량은 2013년 12월 기준으로 모두 8,644개소이며, 1종은 38%, 2종은 62%인 것으로 조사되었다. 또한, 도로종류별로 전체 교량과 시특법 대상 교량의 비율을 분석해보면, 고속도로는 29%에서 39%, 일반국도는 24%에서 29%로 시특법 대상의 비율이 증가한 반면, 지방도는 47%에서 33%로 감소한 것을 알 수 있다. 이는 지방도의 경우 50m 미만의 RCS와 RA형식이 큰 비중을 차지하는 데에 따른 영향인 것으로 판단된다.

Collection

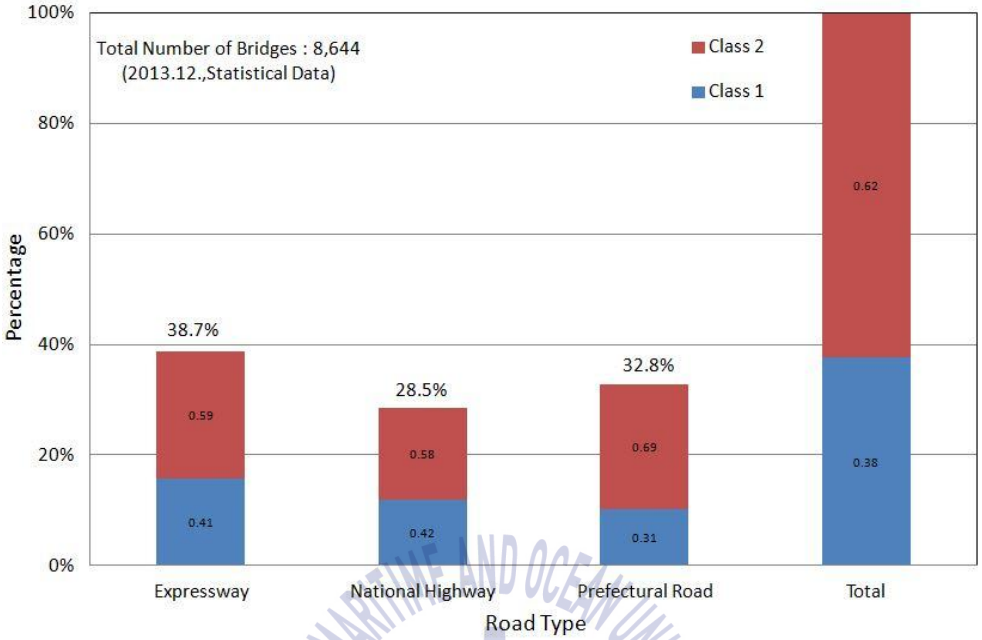


Fig. 2.1.11 Status of road type at class 1 and 2

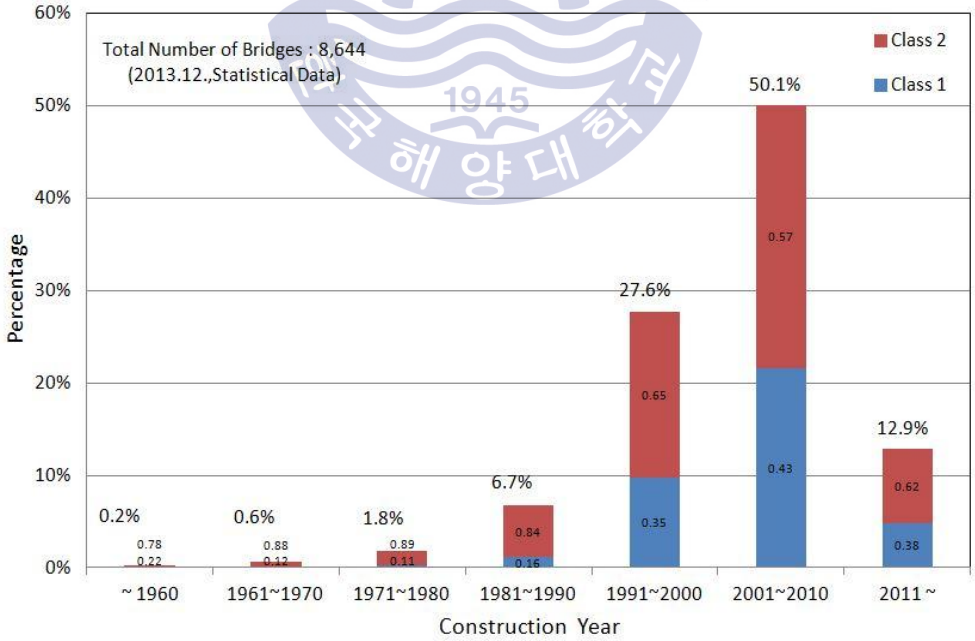


Fig. 2.1.12 Status of construction year at class 1 and 2

Collection

Fig. 2.1.12에 1, 2종 교량의 준공년도별 현황을 나타내었다. 이로부터 시특법 대상 교량의 대부분이 1990년 이후 준공된 교량이며, 2001~2010년이 50%로 가장 많은 비중을 차지하는 것으로 조사되었다. 이러한 사실은 Fig. 2.1.8에 나타낸 바와 같이 전체 도로교량 중 공용년수가 20년 미만인 교량이 가장 높은 비중을 차지하는 것과도 일치하는 것으로서, 이 시기부터 교량 설계 및 시공기술의 발전과 함께 PSCI와 STB 등의 50m 이상의 교량이 주된 형식으로 시공된 데에 따른 영향이 큰 것으로 판단된다.

Fig. 2.1.13 및 2.1.14는 설계하중 및 구조형식별 현황을 나타낸 것으로서, 시특법 대상 교량은 대부분 설계하중이 DB-24이며, 구조형식은 STB, PSCI의 순서로 높은 비중을 차지하는 것으로 조사되었다. 이중 STB는 대부분 경간장이 50m 이상이므로 1종이 66%인데 반해 PSCI는 30~35m의 경간장이 주로 사용되어 2종이 96%를 차지하는 것으로 조사되었다.

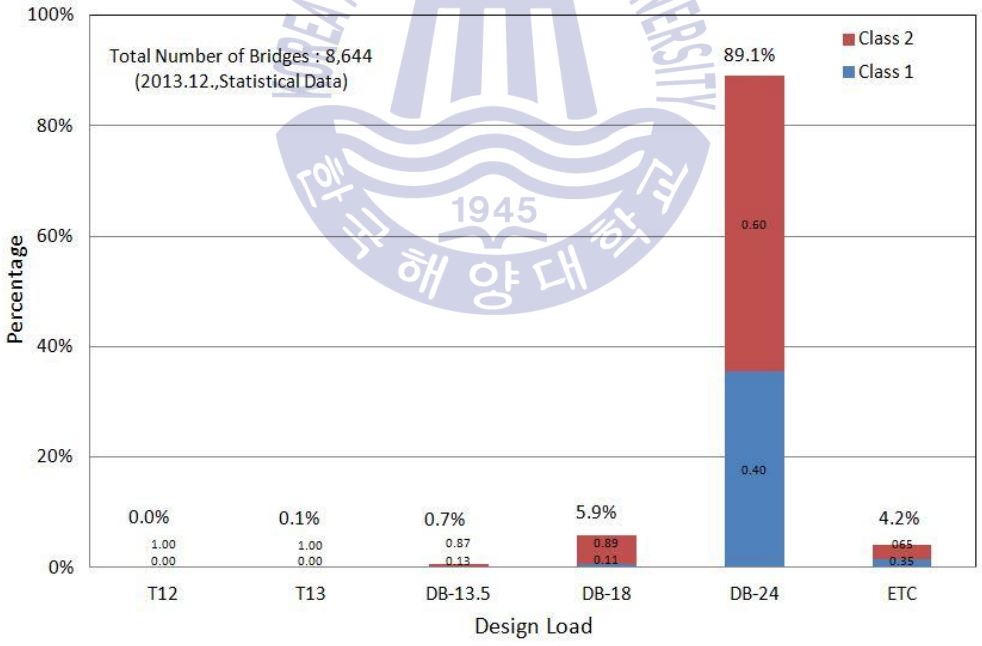


Fig. 2.1.13 Status of design load at class 1 and 2

Collection

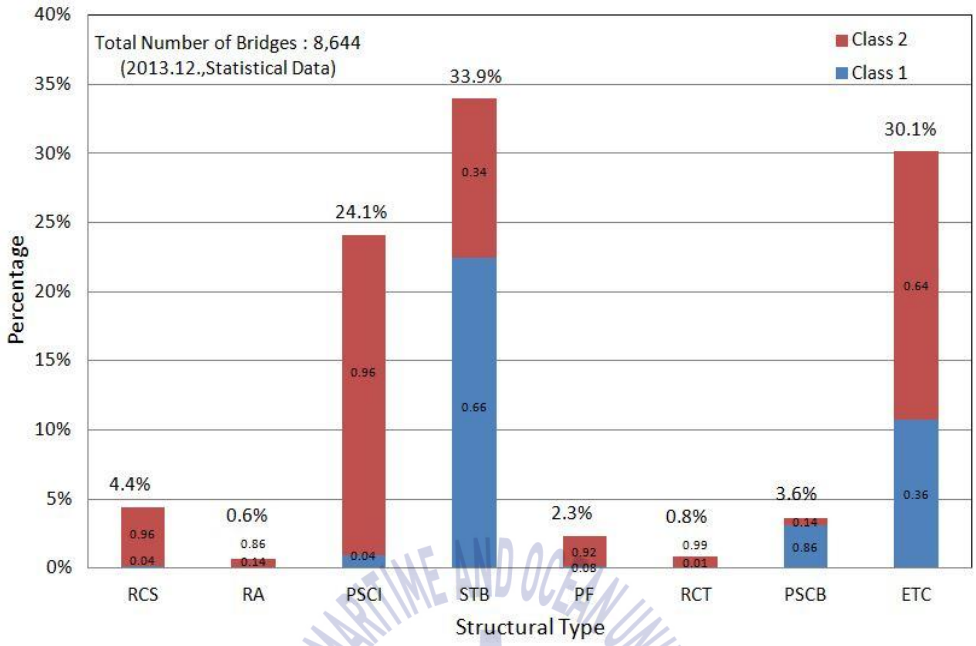


Fig. 2.1.14 Status of structural type at class 1 and 2

한편, Fig. 2.1.15는 시특법 대상 교량의 시설물 등급을 보여주는 것으로서, 전체 교량 8,644개소 중 B등급이 60%로 가장 높은 비중을 차지하고, A등급이 31%, C등급이 7%인 것으로 조사되었으며, 구조보강이 필요한 D등급도 11개소(0.1%)인 것으로 조사되어 면밀한 대책수립이 필요한 것으로 판단된다.

Fig. 2.1.16에 공용년수에 따른 시설물 등급을 나타내었다. 이로부터 교량의 공용년수가 6년이 경과한 이후부터 A등급보다 B등급의 교량 비율이 증가하기 시작하며, C등급의 교량도 나타나기 시작하는 것을 알 수 있다. 또한, 공용년수 10년 경과 후부터 A등급의 교량은 25%이하로 감소하는 경향을 나타내었다. 따라서, 이러한 경향으로 부터 공용년수 10년 이후의 교량에 대해서는 보다 체계적인 유지관리가 필요한 시기가 될 것으로 판단된다.

Collection

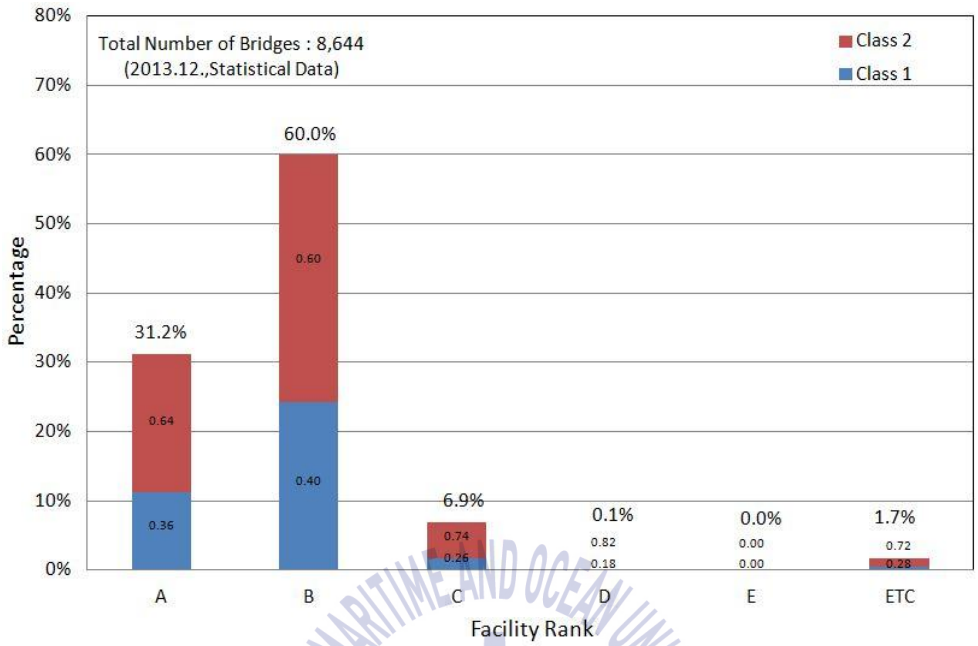


Fig. 2.1.15 Status of facility rank at class 1 and 2

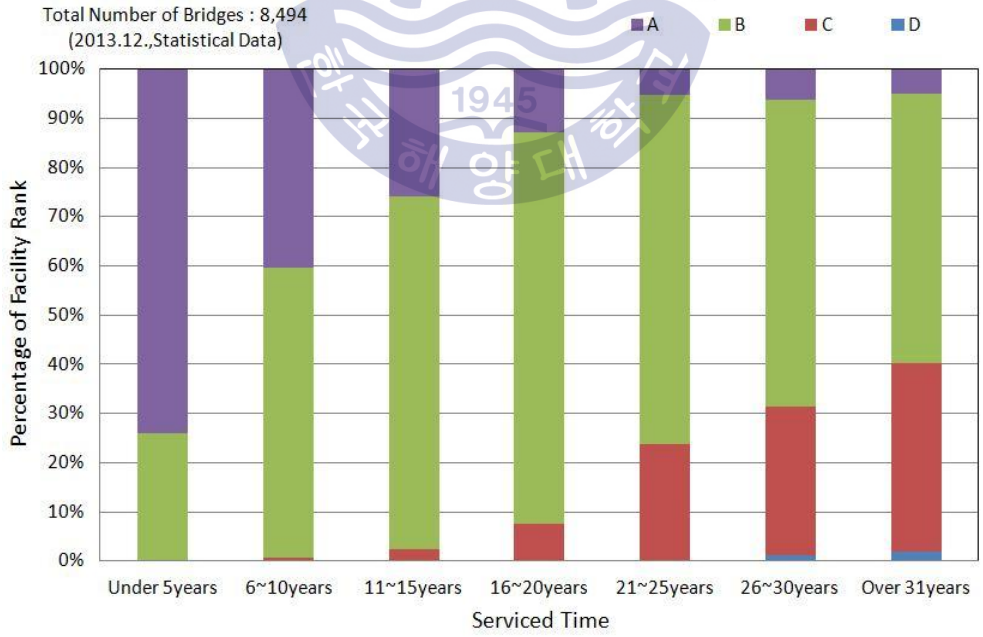


Fig. 2.1.16 Status of facility rank for serviced time at class 1 and 2

dCollection

시설물 등급에 대한 자료 중 주요부재의 광범위한 보수 또는 보강이 요구되는 C 등급 이하의 교량에 대해 조사 및 분석하고, Fig. 2.1.17에 사용재료별 현황, Fig. 2.1.18에 교량형식별 현황, Fig. 2.1.19에 손상부위별 현황을 정리하여 나타내었다. Fig. 2.1.17로부터 C등급 이하의 비율은 RC교가 45.5%, PSC교가 20.9%, 강교가 21.5%로 RC교가 가장 높은 비율을 나타내고 있는 것으로 분석되었다.

Fig. 2.1.18로부터 교량형식별 시설물 등급을 분석해보면, C등급 이하의 비율은 RCT가 26.8%로 가장 높은 비율을 나타냈으며, 다음으로 SPG가 20.5%로 분포하고 있는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 RCT와 SPG가 상대적으로 공용년수가 길기 때문인 것으로 판단된다.

Fig. 2.1.19의 손상부위별 시설물 등급을 보면, C등급 이하의 비율은 배수시설이 11.9%, 교량받침이 9%, 난간연석이 8.4%, 신축이음이 8.2%, 콘크리트거더가 7.9% 등의 순서로 분포하고 있는 것으로 나타났으며, 대부분 부대시설에서 손상이 많이 발생하는 것으로 분석되었다.

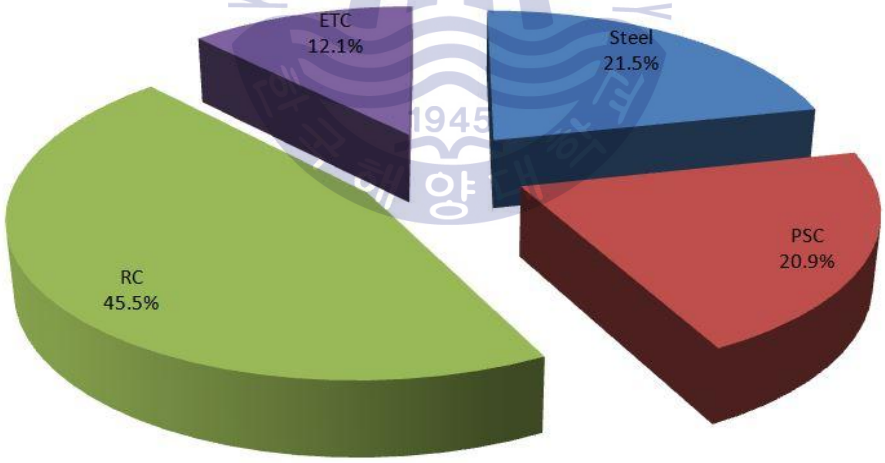


Fig. 2.1.17 Status of used material at below C grade bridge

Collection

Fig. 2.1.18 Status of structural type at below C grade bridge

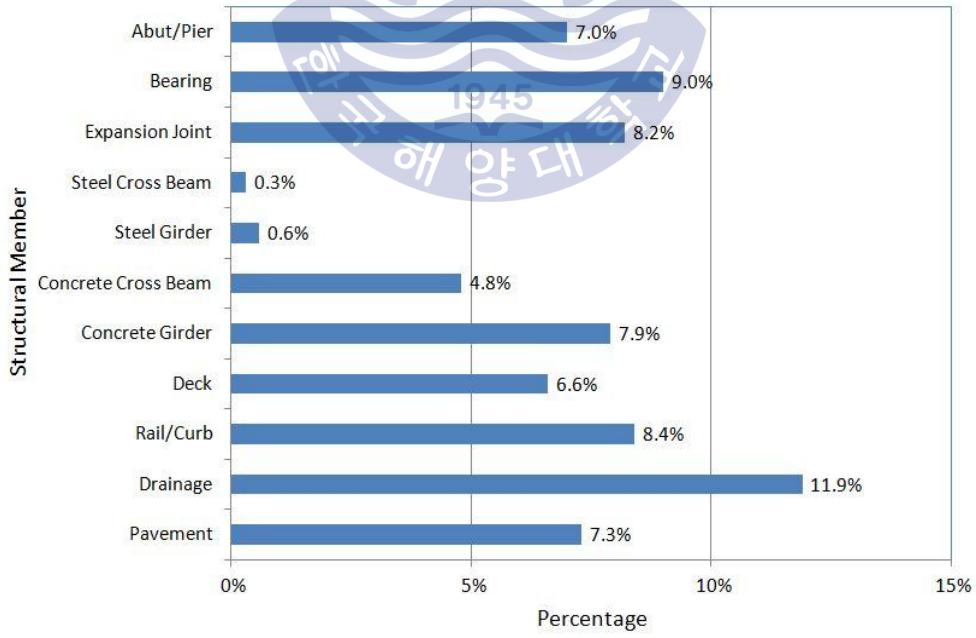


Fig. 2.1.19 Status of damaged member at below Rank C bridge

Collection

2.1.3 국내 도로교량의 유지보수현황

2013년 12월말 기준으로 국토교통부의 국토교통통계연보(MLTM, 2014)에 수록된 고속국도 및 일반국도 구조물의 유지보수비 현황을 조사 및 분석하여 Fig. 2.1.20에 나타내었다. 이로부터 2005년과 2009년을 기점으로 도로보수비가 비교적 큰 폭으로 증가한 것을 알 수 있으며, 이는 2005년부터는 고속도로, 2009년부터는 일반국도의 유지보수비가 증가한 데에 따른 영향인 것으로 판단된다. 그러나, 본 자료는 교량뿐만아니라 암거나 배수관 등의 부대시설에 대한 유지보수비도 포함된 통계자료이므로 교량의 상태등급에 따른 유지보수의 우선순위 결정 등을 위해서는 향후 교량의 상태등급과 이들 유지보수비 항목에 대한 보다 상세한 분석이 필요할 것으로 판단된다.

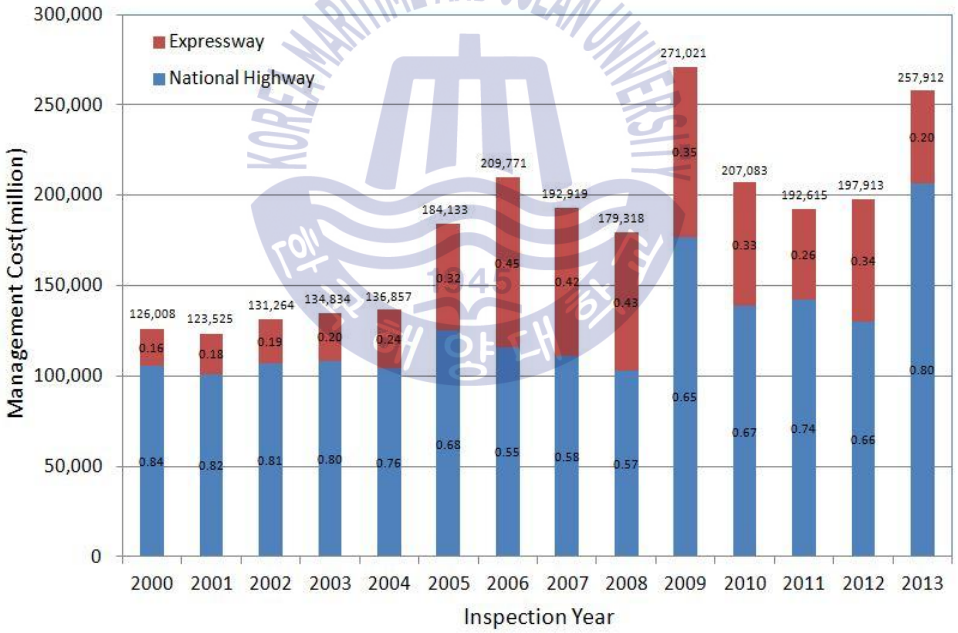


Fig. 2.1.20 Status of road management cost at expressway and national highway

한편, 한국도로공사에서는 고속도로교량의 생애주기비용(LCC) 분석을 위해 수행한 다양한 연구들의 기초자료를 수집하여 유지보수현황을 분석하였다. Fig. 2.1.21에 고속도로 LCC분석기법 잠정지침(안)(Korea Expressway Corporation, 2001)에서 제시

Collection

한 기존 도로공사의 BMS에 포함된 광범위한 자료 중 교량의 사용년수 경과에 따른 단위면적당 유지관리항목별 유지관리비 현황을 나타내었다. Fig. 2.1.21로부터, 바닥판은 사용년수가 2년, 13~18년, 21년, 27~32년의 시점에서 유지관리비용이 높게 나타났는데, 사용년수가 초기 2년 경과 후 많은 비용이 소요된 것은 시공 후 하자보수비용이 많이 소요된데 그 원인이 있는 것으로 분석하였다. 바닥판은 평균 10년 주기로 유지보수비용의 집행이 상승하고 있으며, 교량의 사용년수가 27년이 경과된 후에는 유지관리비용이 큰 폭으로 증가되는 경향을 보이는데, 이는 27년 전후로 바닥판 보강이 이루어지는 것에 기인하는 것으로 분석하였다. 또한, 거더는 사용년수가 14~16년, 26~31년에 많은 유지관리비용이 소요되어 15년의 주기를 나타내고 있으며, 25년이 경과된 교량에서는 유지관리비용이 큰 폭으로 증가함을 볼 때 보수는 15년 정도, 보강 등은 26~31년 정도의 주기로 발생하는 것으로 분석하였다.

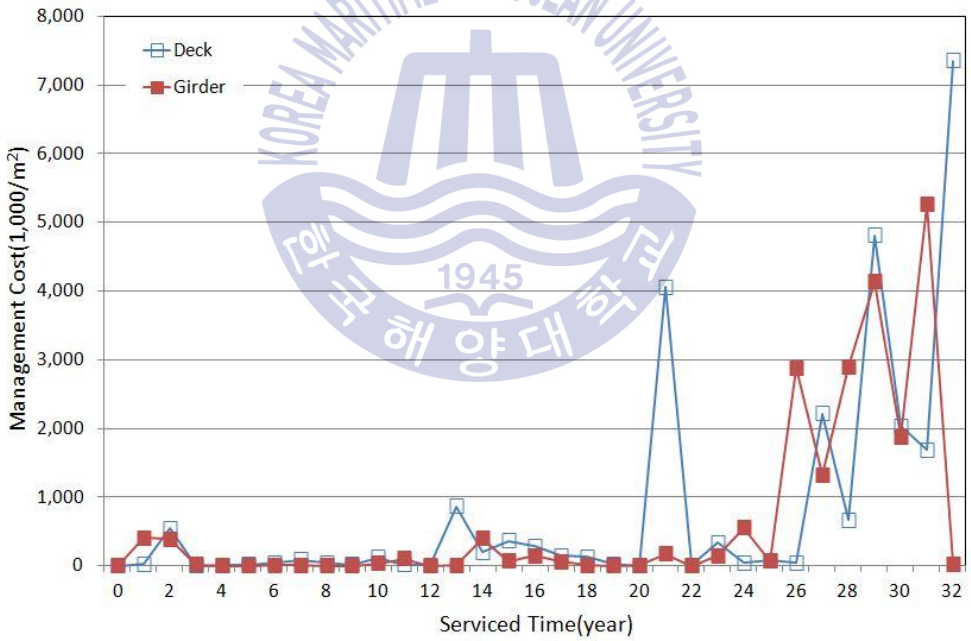


Fig. 2.1.21 Distribution of Management cost at expressway bridge deck and girder

2002년에 수행된 고속도로교량의 구성요소별 생애주기비용(LCC) 분석 연구에서는 기존의 문헌, 국외 LCC 관련 문헌, 도로교의 공용수명연장방안(KISTEC & MOCT, 2000), LCC 기법을 이용한 교량형태별 경제성 분석 및 경제적 수명 예측에 관한 연

Collection

구(Chung-Ang University Institute of Constructional Industry & Technology, 2001)[A안]와 지사별 조사자료[B안], 전문가 설문조사[C안] 등을 종합적으로 검토하고 유지관리 항목별 주기특성을 분석하여 잠정적으로 보강주기를 바닥판은 13년(교체는 35년), 거더는 14년으로 제시하였다. Table 2.1.3 및 2.1.4에 바닥판과 거더의 보수보강 주기특성 비교분석결과를 나타내었다.

Table 2.1.3 Comparative analysis for repair/retrofitting cycle characteristic of deck

구 분				A안	B안	C안	주기	선정방법	적용주기
교체	강박스교			40	-	29	35	A,C	35
	강판형교				-	28	34	A,C	34
보수	수지주입		상면	12	21	11	12	A,C	상면:12 하면:12
			하면			10	11	A,C	
	폴리머몰탈 보수		상면	-	-	12	12	C	
			하면		-	12	12	C	
	교면 방수	시트 방수	상면	11	19	6	12	A,B,C	
			하면			7	12	A,B,C	
		도막 방수	상면			6	12	A,B,C	
			하면			5	12	A,B,C	
보강	강판보강			14~16	22~23	15	15	A,C	13
	탄소섬유보강			-	22~24	16	16	C	
	유리섬유보강			-	-	7	7	C	

dCollection

Table 2.1.4 Comparative analysis for repair/retrofitting cycle characteristic of girder

구 분			A안	B안	C안	주기	선정방법	적용주기
강재	보강	외부긴장재	11	18	17	16	A,B,C	14
		탄소섬유보강	13	22	14	14	A,C	
		유리섬유보강	-	-	13	13	C	
		강판보강	18	-	10	14	A,B,C	
콘크리트	보수	몰탈팻칭	21	-	8	15	A,B,C	11
		단면보수	-	-	7	7	C	
	보강	외부긴장재	-	18	10	14	A,B,C	15
		강판보강	23	-	9	16	A,B,C	
		탄소섬유보강	-	22	8	15	A,B,C	

한편, 고속도로교량의 생애주기비용(LCC)분석 지침(안)(Korea Expressway Corporation, 2004)의 기초연구로 2003년에 수행된 고속도로 교량형식별 생애주기비용(LCC) 분석 연구에서는 전술한 기존의 연구결과와 전문가 설문조사 등을 종합적으로 검토하고 구성항목별, 유지관리조치별로 주기특성을 분석하여 보강주기를 바닥판은 22년, 거더는 18년으로 제시하였다. 또한, 외부의 환경조건 변화에 따른 보강주기의 영향성에 대해서도 검토하였다. 그 결과, 추운지역과 해안지역에서는 보강주기 증감율이 보통지역에 비해 바닥판은 -8%와 -11%, 거더는 -8%와 -12% 정도이며, 트럭통행량이 많은 지역은 보통지역에 비해 바닥판 및 거더 모두 -15% 정도인 것으로 보고하여 온도, 강설량, 소재지 및 트럭통행량 등이 보강주기에 상당한 영향을 미치는 것을 알 수 있다. Table 2.1.5에 바닥판과 거더의 보수보강 주기특성을 나타내었으며, Table 2.1.6 및 2.1.7에 바닥판과 거더의 외부 환경조건 변화에 따른 보강주기 영향성을 나타내었다.

Collection

Table 2.1.5 Repair/retrofitting cycle characteristic of deck and girder

교량 형식	바닥판				거더			
	보수	재보수	보강	재보강	보수	재보수	보강	재보강
PSC 빔교	18년	15년	25년	23년	10년	8년	19년	11년
PSC 박스거더교	17년	14년	23년	20년	10년	8년	20년	12년
강박스거더교	18년	13년	22년	21년	10년	7년	20년	12년
강플레이트거더교	17년	15년	23년	20년	8년	7년	18년	13년
IPC 거더교	15년	12년	22년	20년	8년	7년	20년	11년
프리플렉스빔교	15년	12년	23년	20년	9년	8년	20년	13년
Double-T 빔교	15년	12년	23년	21년	6년	6년	15년	10년
R.C 라멘교	16년	12년	20년	19년	-	-	-	-
Wide Flange PSC 빔교	15년	14년	24년	19년	7년	6년	20년	10년
R.C 슬래브교	16년	13년	22년	18년	-	-	-	-
평 균	16년	13년	22년	20년	9년	7년	18년	12년

Collection

Table 2.1.6 Effect of deck retrofitting cycle for variation of environmental condition

구 분	비율(%)	구 분	비율(%)	구 분	비율(%)	구 분	비율(%)
추운지역	-8.0 (-8.0)	눈 많은 지역	-11.4 (-11.2)	지방구릉지역	-3.2 (-4.4)	트럭통행량 많은지역	-15.0
				해안지역	-11.3 (-10.8)		
보통지역	0 (0)	보통지역	0 (0)	보통지역	0 (0)	트럭통행량 보통지역	0
				산악지형	-1.9 (-1.7)		
더운지역	-2.1 (-2.1)	눈 적은 지역	3.8 (3.1)			트럭통행량 적은지역	6.7
				도심지역	-5.8 (-5.8)		

주) ( )는 바닥판 교체주기 영향성에 대한 값임

Table 2.1.7 Effect of girder retrofitting cycle for variation of environmental condition

구 분	비율(%)	구 분	비율(%)	구 분	비율(%)	구 분	비율(%)
추운지역	-8.3	눈 많은 지역	-9.0	지방구릉지역	-4.1	트럭통행량 많은지역	-14.8
				해안지역	-12.1		
보통지역	0	보통지역	0	보통지역	0	트럭통행량 보통지역	0
				산악지형	-1.0		
더운지역	0.6	눈 적은 지역	-0.4			트럭통행량 적은지역	5.6
				도심지역	-5.4		

dCollection

2.2 도로교량의 내하력 평가방법

2.2.1 국내의 내하력 평가방법

현재 국내에서는 시특법에 기초한 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(MLTM & KISTEC, 2010)에서 제시하고 있는 내하력 평가방법을 사용하고 있다. 그러나, 이 방법은 안전율에 기반을 둔 일종의 결정론적 평가기법으로서, 해외에서는 점차 실구조물의 하중 및 저항에 대한 통계치에 근거를 둔 신뢰도기반의 평가기법으로 전환되고 있다. 최근 들어 국내에서도 도로교설계기준이 신뢰도 기반의 한계상태설계법으로 개정되면서 미국 AASHTO의 LRFR이나 캐나다의 CHBDC 등을 참조하여 실제 구조물의 하중 및 저항에 대한 통계치에 근거한 신뢰도 기반 평가기법에 대해 다양한 연구가 진행 중이다. 대표적인 사례로는 한국도로공사 도로교통연구원에서 기존의 내하력 평가방법의 문제점을 개선하고자 상시 진동계측을 통한 새로운 내하력 평가시스템인 스마트 내하력 평가시스템을 개발하고 신뢰도 기반 고속도로교량 안전성 평가 지침(안) (Expressway & Transportation Research Institute, 2013)을 제시한 것이 사례가 있다.

가. 현행 내하력 평가방법

1) 허용응력법에 의한 공용내하력 평가

허용응력법에 의한 내하율 산정시 하중조합은 $D + L(1+i)$를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 도로교설계기준의 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다. 고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 철근 및 강재부식, 콘크리트의 탄산화, 염해, 동해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 도로교설계기준의 설계활하중을 사용한다. 허용응력법에 의한 내하율은 강 부재의 내하력 산정시 적용하는 것이 바람직하며, 허용응력법에 의한 교량부재의 내하율은 식(2.1) ~ 식(2.3)에 따라 계산한다.

Collection

$$\text{기본내하율}(RF) = \frac{f_a - f_d}{f_l(1+i)} \qquad \text{식(2.1)}$$

여기서, f_a : 실측 허용응력

f_d : 실측 고정하중에 의한 응력

f_l : 설계활하중에 의한 응력

i : 도로교설계기준의 설계 충격계수

$$\text{공용내하율}(SRF) = K_s \times RF \qquad \text{식(2.2)}$$

$$\text{공용내하력}(P) = SRF \times P_r \qquad \text{식(2.3)}$$

여기서, K_s : 응답보정계수, $K_s = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$, $\frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$

$i_{\text{계산}}$: 도로교설계기준의 설계 충격계수

$i_{\text{실측}}$: 실측 최대 충격계수

$\delta_{\text{계산}}(\epsilon_{\text{계산}})$: 이론적인 처짐량(변형률)

$\delta_{\text{실측}}(\epsilon_{\text{실측}})$: 실측 처짐량(변형률)

P_r : 설계활하중

2) 강도설계법에 의한 공용내하력 평가

강도설계법에 의한 내하율 산정시 하중조합은 $1.3D + 2.15L(1+i)$를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수에 따라 계산한다. 교량 설계에서 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하기 위한 계수이다. 그러나, 내하력 평가에서는 이러한 불확실성이 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정한다. 그런데, 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정은 교량의 현재 상태에 따른 단면감소와 코어 강도

Collection

에 따른 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계에서의 값을 그대로 사용한다. 고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교설계기준의 설계활하중을 사용하여 구조해석을 통하여 산출한다. 강도설계법에 의한 내하율은 콘크리트 부재의 내하력 산정에 적용하는 것이 바람직하며, 강도설계법에 의한 교량부재의 내하율은 식(2.3) ~ 식(2.5)에 따라 계산한다.

$$\text{기본내하율}(RF) = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1+i)} \qquad \text{식(2.3)}$$

여기서, ϕM_n : 극한저항모멘트(강구조 1.0, RC/PSC구조 0.85)

M_d : 실측 고정하중 모멘트

M_l : 설계활하중에 의한 모멘트

γ_l : 활하중 계수(2.15)

γ_d : 고정하중 계수(1.30)

i : 도로교설계기준의 설계 충격계수

$$\text{공용내하율}(SRF) = K_s \times RF \qquad \text{식(2.4)}$$

$$\text{공용내하력}(P) = SRF \times P_r \qquad \text{식(2.5)}$$

여기서, K_s : 응답보정계수, $K_s = \frac{\delta_{계산}}{\delta_{실측}} \cdot \frac{1+i_{계산}}{1+i_{실측}}, \frac{\epsilon_{계산}}{\epsilon_{실측}} \cdot \frac{1+i_{계산}}{1+i_{실측}}$

$i_{계산}$: 도로교설계기준의 설계 충격계수

$i_{실측}$: 실측 최대 충격계수

$\delta_{계산}(\epsilon_{계산})$: 이론적인 처짐량(변형률)

$\delta_{실측}(\epsilon_{실측})$: 실측 처짐량(변형률)

P_r : 설계활하중

Collection

나. 신뢰도 기반 내하력 평가방법

한국도로공사에서는 개정된 도로교설계기준 한계상태설계법에 부합하도록 식(2.6) 및 (2.7)과 같은 신뢰도 기반의 내하력 평가방법을 제시하였다(Expressway & Transportation Research Institute, 2013).

$$\text{기본내하율}(F) = \frac{\phi_A R_i - \gamma_{AD}\gamma_D D}{\gamma_{AL}\gamma_L L(I)} \quad \text{식(2.6)}$$

여기서, ϕ_A : 강도평가계수 (Table 2.2.1 참조)

R_i : 저항강도

$\gamma_{AD}(\gamma_{AL})$: 고정하중(활하중) 평가계수 (Table 2.2.2 참조)

$\gamma_D(\gamma_L)$: 고정하중(활하중) 계수 (Table 2.2.3 참조)

D : 고정하중 영향

$L(I)$: 충격을 고려한 활하중 영향

$$\text{공용내하력}(P) = F \times P \quad \text{식(2.7)}$$

여기서, P : 설계활하중

Table 2.2.1 Strength evaluation factor

부재별 상태등급	ϕ_A
A, B	1.00
C	0.95
D, E	0.85

Table 2.2.2 Load evaluation factor

고정하중 γ_{AD}		활하중 γ_{AL}	
설계도면	측정값	설계차량하중	허가차량하중
1.00	0.90	0.90	1.00

Collection

Table 2.2.3 Load factor

고정하중		활하중	
γ_{DC}	γ_{DW}	설계차량하중	허가차량하중
1.25	1.50	1.80	1.40

주) γ_{DC} : 구조부재와 비구조적 부착물의 중량, γ_{DW} : 포장과 설비의 고정하중

2.2.2 주요 선진국의 내하력 평가방법

가. 미국

AASHTO LRFR에서는 축력, 휨모멘트 및 전단력과 같은 단면력이 개별적으로 작용하는 각 요소와 접합부의 내하력을 식(2.8)과 같은 일반식으로 평가한다.

$$\text{내하율}(RF) = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW}) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_L)(LL+IM)} \qquad \text{식(2.8)}$$

여기서, 저항(resistance)에 해당하는 $C = \phi_c \phi_s \phi R_n$이고, ϕ_c는 상태계수(condition factor), ϕ_s는 시스템계수(system factor), ϕ는 LRFD의 강도감소계수, R_n은 공칭강도이다. AASHTO LRFR에서 상태계수는 Table 2.3.4와 같이 규정하고 있다. Table 2.2.4에서 상태계수는 부재의 구조적 상태에 따라 선택하고, 부재의 구조적 상태는 Table 2.2.5와 같은 상태지수(condition rating)에 따라 구분된다. 또한 상태지수는 Table 2.2.6과 같이 구분되며, 평가자가 판단한다. 상태계수는 평가 당시의 상태평가 결과를 반영하는 계수인데, 평가 교량의 다음 평가까지 열화속도를 고려하기 위한 계수로서 의미가 있다. 이러한 개념의 배경은 NCHRP Report 292(Transportation Research Board of the National Academies, 1987)에 근거하고 있다.

Collection

Table 2.2.4 Condition factor

Structural Condition of Member	ϕ_c
Good or Satisfactory	1.00
Fair	0.95
Poor	0.85

Table 2.2.5 NBI condition rating and condition description

NBI Condition Rating	Condition Description
6 or higher	Good or Satisfactory
5	Fair
4 or lower	Poor

Table 2.2.6 NBI condition rating

Condition Ratings : Deck, Superstructure, Substructure	
Code	Description
N	Not Applicable
9	Excellent Condition
8	Very Good Condition
7	Good Condition
6	Satisfactory Condition
5	Fair Condition
4	Poor Condition
3	Serious Condition
2	Critical Condition
1	“Imminant” Failure Condition
0	Failed Condition

Collection

시스템계수는 교량이 부재별로 거동하기 보다는 구조계로 거동하므로 이를 반영하기 위한 계수이며, Table 2.2.7과 같이 규정하고 있다.

Table 2.2.7 System factor

Superstructure Type	ϕ_s
Welded Members in Two Girder/Truss/Arch Bridges	0.85
Riveted Members in Two Girder/Truss/Arch Bridges	0.90
Multiple Eyebar Members in Truss Bridges	0.90
Three Girder Bridges with Girder Spacing ≤ 6ft	0.85
Four Girder Bridges with Girder Spacing ≤ 4ft	0.95
All Other Girder Bridges and Slab Bridges	1.00
Floorbeams with Spacing > 12ft, and Non-Continuous Stringers	0.85
Redundant Stringer Subsystems Between Floorbeams	1.00

나. 일본

일본에서는 구조계산에 의하여 내하력을 구하고 이에 따라 차량의 통행을 제한하는 경우 과거 시방서에 의하여 설계된 노후교량은 상당수가 통행제한이 필요하게 되는 경우가 발생함에 따라 건설성에서는 국내와 유사하게 실제단면, 외관상태, 재하시험결과를 이용하여 실제 교량의 거동과 계산시의 가정에서 발생되는 차이 등에 의한 여유를 고려하는 내하력 평가방법을 사용하고 있다.

1) 허용응력법

이 방법은 현재 국내의 허용응력법과 동일하며, 다만 노면, 교통, 기타조건에 대한 보정계수를 적용하고 있다. 내하력은 식(2.9) 및 (2.10)과 같이 기본내하력에 보정계수를 곱한 공용내하력에 의한 공용하중으로 교량의 내하력을 산정하고 있다.

Collection

$$P = \text{설계하중} \times \frac{f_a - f_d}{f_l} \quad \text{식(2.9)}$$

$$P' = P \times K_s \times K_t \times K_r \times K_o \quad \text{식(2.10)}$$

여기서, K_o : 기타 보정계수(장래의 공용 기대년수, 노선 중요도 등)

K_r : 노면상태 보정계수(0.85~1.0)

K_s : 응력보정계수(=$\epsilon_{계산} / \epsilon_{실측}$)

K_t : 교통상태 보정계수(=$K_{tl} \times K_{tw}$)

K_{tl} : 교축방향 분포계수(1.0~2.2)

K_{tw} : 교축직각방향 분포계수(1.0~2.0)

P : 기본내하력

P' : 공용내하력

2) 휨파괴

콘크리트교의 내하력을 산정하는 경우 사용되며, 설계 활하중에 대한 콘크리트 거더의 휨파괴 안전율은 식(2.11)과 같다.

$$r = f \times \frac{M_u - 1.1M_d}{M_l} \quad \text{식(2.11)}$$

여기서, r : 설계활하중에 대한 거더의 휨파괴 안전율

f : 실측응력에 대한 계산응력치의 비

M_u : 거더의 파괴에 대한 저항휨모멘트

M_d : 현재의 고정하중에 대한 휨모멘트

M_l : 설계활하중에 대한 휨모멘트

다. 캐나다

1) OHBDC(Ontario Highway Bridge Design Code)

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 1945 한국해양대학교
Collection

국내 기준이나 AASHTO LRFR 평가법과는 다르게 기본내하율의 개념을 사용하지 않고 해석을 통한 내하력 평가결과를 그대로 적용하거나, 해석적인 방법으로는 교량의 실제 거동을 평가하기 어렵다고 판단하는 경우 재하시험을 통한 내하력 평가를 수행하여 그 결과를 교량에 적용한다. OHBDC에서는 극한한계상태, 파괴한계상태, 사용성한계상태에 대해 해석적인 내하력 평가를 수행하며 각각의 한계 상태에 대한 내용은 다음과 같다.

-극한한계상태 : 석재로 된 교대, 기둥, 옹벽을 제외한 교량의 내하력과 안정성, 차량제한을 계산하는데 사용

-파괴한계상태 : 파괴징후가 보일 경우 그 영향을 받는 부재와 교량의 내하력 평가

-사용성한계상태 : 석재로 된 교대, 기둥, 옹벽의 내하력과 안정성, 차량 제한을 계산하는데 사용. 교량의 경우는 과도한 균열이나 변형, 응력 또는 진동을 받을 경우 사용성한계상태에 대한 점검을 수행.

해석적으로 계산된 내하력 결과는 Scale-down factor(F)로 표현되며 교량의 종류에 따라 식(2.12)~식(2.16)까지 각기 다른 식을 사용한다.

$$F = \frac{R_f}{L_o} \qquad \text{식(2.12)}$$

$$F = \frac{P_f}{L_a} \qquad \text{식(2.13)}$$

$$F = \frac{\text{사용성한계상태응력} - \text{영구하중응력}}{\text{고정하중응력}} \qquad \text{식(2.14)}$$

$$F = \frac{R_f - \text{영구하중에 의한 하중효과}}{\text{고정하중에 의한 하중효과}} \qquad \text{식(2.15)}$$

$$F = \frac{L_f}{\text{활하중에 의한 하중효과}} \qquad \text{식(2.16)}$$

여기서, F : Scale-down factor

L_f : 시험하중에 의한 최대 하중효과

Collection

식(2.10)은 콘크리트 슬래브 교량에 사용하고, 식(2.11)은 석조아치, 식(2.12)는 교대, 기둥, 옹벽, 식(2.13)은 앞의 3가지를 제외한 다른 교량에 사용한다. 또한, 재하시험을 수행한 내하력 평가의 경우는 식(2.14)를 사용하여 F를 산출한다.

2) CHBDC(Canadian Highway Bridge design Code)

내하력 평가를 극한한계상태법, 사용성한계상태법, 평균하중법(Mean Load Method) 중 하나로 수행하도록 규정하고 있다. 대부분의 교량은 극한한계상태에 대한 평가를 사용하며, 재하시험의 결과는 OHBDC와 동일한 방법인 식(2.17)을 사용하고 있다.

$$F = \frac{U\phi R - \sum \alpha_D D - \sum \alpha_A A}{\alpha_L L(1+I)} \qquad \text{식(2.17)}$$

여기서, R : 계수값이 적용되지 않은 공칭저항강도

D : 계수값이 적용되지 않은 고정하중효과

A : 풍하중, 크리프, 건조수축, 온도변화 등의 추가하중과 그 외의 부속물에 의한 하중효과

L : 계수값이 적용되지 않은 활하중효과

I : 충격계수

U : 저항수정계수

ϕ : 저항계수

α_D : 고정하중계수

α_A : 추가하중계수

α_L : 활하중계수

R은 열화를 고려한 공칭강도로서 단면손실 등 평가시 상태를 반영하여 구한 설계기준의 공칭강도에 다음 평가까지 진행될 열화를 고려하기 위해 열화불확실성계수(Deterioration Uncertainty Factor) $\delta = C^{(n-1)}$(C : 열화속도, 정보 없으면 0.96)를 곱하여 사용할 것을 추천하고 있다. 열화불확실성계수가 AASHTO LRFR의 상태

Collection

계수에 대응되는 값이다.

저항강도수정계수(Resistance Adjustment Factor) U는 지나친 안전측 평가가 과도한 경제적 비용을 초래하게 되므로 이러한 평가원리가 반영된 부재의 연성확보에 따르는 계수이며, Table 2.2.8과 같이 규정하고 있다.

Table 2.2.8 Resistance adjustment factor

Reinforced Concrete	
Bending Moment	
$\rho \leq 0.4\rho_b$	1.06
$0.4\rho_b \leq \rho \leq 0.7\rho_b$	0.99
Axial Compression	1.11
Shear (> min. stirrups)	0.94
Shear (< min. stirrups)	0.82
Prestressed Concrete	
Bending Moment	
$\omega_p \leq 0.15$	1.01
$0.15 \leq \omega_p \leq 0.30$	0.94

AASHTO LRFR의 시스템계수와 같은 계수가 식(2.15)에는 없으나, CHBDC에서는 구조계에 따른 목표 신뢰도가 구분되고 하중계수가 다르게 되어 식(2.15)에 대입하는 구조해석으로 산정한 단면력 값에 이미 반영되어 있다고 볼 수 있다.

라. 선진 내하력 평가기준 비교・분석

Table 2.2.9에 선진 내하력 평가기준의 비교・분석 결과를 나타내었다. 이로부터 검토한 선진 평가기준은 모두 한계상태이론, 하중-저항계수평가법 및 신뢰도 이론에 기반하고 있으며, 평가절차도 동일한 개념으로 Fig. 2.2.1과 같다.

Collection

Table 2.2.9 Comparative analysis of foreign load-carrying-capacity evaluation basis

	구 분		Limit State	CHBDC	AASHTO LRFR	OHBDC	BD 44/95	비 고
Evaluation	강도 관점	하중-저항계수 평가법	U.L.S	◎	◎	◎	△	◎ : 평가규정 +평가공식
		평균하중 평가법		◎	×	×	×	
		재하시험 평가법		◎	◎	◎	×	○ : 평가규정
	사용성 관점		S.L.S	◎	△	△	△	△ : 개념적 평가규정
	피로 관점		F.L,S	△	△	△	△	
	지진 관점		Earthquake Loading	△	×	×	×	× : 평가규정 없음
Design Method	$\phi R_n \geq \Sigma \gamma_i \cdot Q_i$ · 한계상태설계법 · 신뢰도 기반 설계법 · 하중-저항계수설계법			재료강도 기반 (AASHTO 형식)	부재강도 기반	재료강도 기반 (AASHTO 형식)	재료강도 기반	

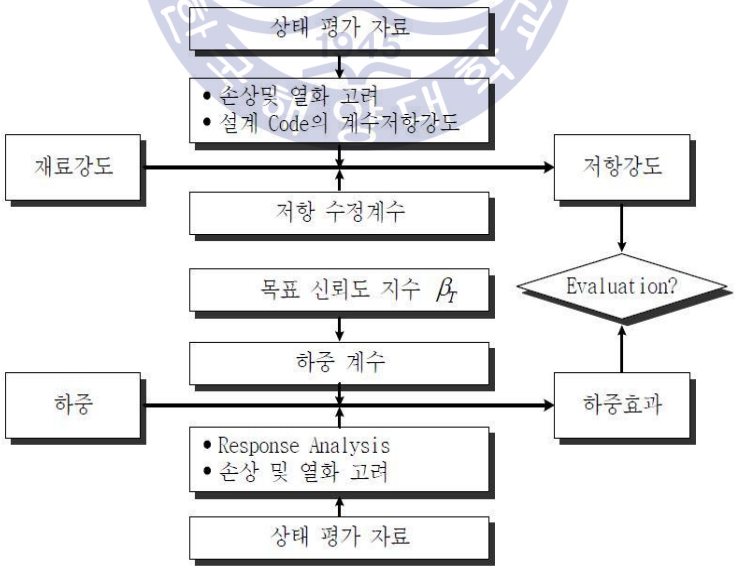


Fig. 2.2.1 Reliability-based load-carrying-capacity flow chart

Collection

내하력 평가의 기본 원리에 있어 설계와 평가에 대한 접근방법은 모든 검토 기준에서 동일한 개념이다. 즉, 교량 설계와 평가는 전체적인 접근방법은 유사하지만 중요한 몇 가지 측면에서 차이가 있다고 본다. 기술자는 교량의 평가에 있어서 설계보다 더 많은 변수들을 고려하여야 한다. 설계에서는 안전한 신뢰도 지수를 채택하고, 큰 비용의 손실이 없도록 내구성과 사용성에 대한 검토를 한다. 하지만, 평가에서 지나치게 안전측인 평가기준은 하중 제한, 보수 및 교체에 따른 엄청난 비용 부담을 초래할 수 있으므로 평가절차는 안전성과 경제성의 균형을 고려해야 한다고 본다. 따라서 대부분 극한한계상태에서 내하력 평가는 설계보다 낮은 목표 신뢰도를 선택한다. 또한 검토한 평가기준이 모두 강도관점의 평가에 중점하고 있으며, 내구성이나 사용성 평가는 개념적으로만 명시하고 있는 실정이다. 검토한 평가기준이 동일한 개념을 가지고 있지만 하중-저항계수평가법에 있어서 저항계수의 개념은 차이를 보인다. 즉, 미국의 AASHTO LRFR은 부재강도 기반 저항계수를 채택하고, 유럽이나 캐나다, 영국의 CHBDC, OHBDC, BD 21/01 및 BD 44/95는 재료강도 기반 저항계수를 채택하고 있는 차이가 있다.

Collection

2.3 소 결

국내 도로교량의 유지관리현황 및 점검체계와 내하력 평가방법을 주요 선진국과 비교·분석하고 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) 교량형식별 총연장에서 가장 비중이 높은 RCS와 RA는 대부분 지방도상 50m 이하의 교량에 적용되고 있어 수량에 비해 전체 교량연장에서 차지하는 비율은 작다. 반면, PSCI, STB 및 PSCB는 대부분 고속국도와 일반국도상의 다양한 연장에 적용되면서 100m 이상의 중대규모에도 높은 비율을 보이므로 전체 교량연장에서 차지하는 비율이 교량 수량에 비하여 상당히 클 것으로 판단된다. 따라서, 교량의 전체 연장도 유지관리의 중요한 인자인 것으로 판단된다.

(2) 시특법 대상교량의 시설물 등급에 대한 분석결과, A, B등급이 90% 이상을 차지하는 것으로 조사되었다. 또한, 공용년수가 6~10년부터 B등급이 증가하다가 11~15년이 되면 A등급이 25% 미만이 되면서 보수가 요구되는 C등급도 증가하는 추세를 나타내었으며, 26~30년이 되면 구조보강이 필요한 D등급도 발생하는 것으로 조사되었다.

(3) 국내의 내하력 평가방법은 현재 한국시설안전공단에서 제시한 안전율에 기반을 둔 일종의 결정론적 기법을 사용하고 있고, 최근 설계기준이 한계상태설계법으로 개정되면서 신뢰도 기반 평가기법에 대한 연구가 진행중에 있으나, 주요 선진국은 대부분 개념상 신뢰도 기반의 동일한 평가원리 및 절차를 적용하고 있는 것으로 조사되었다.

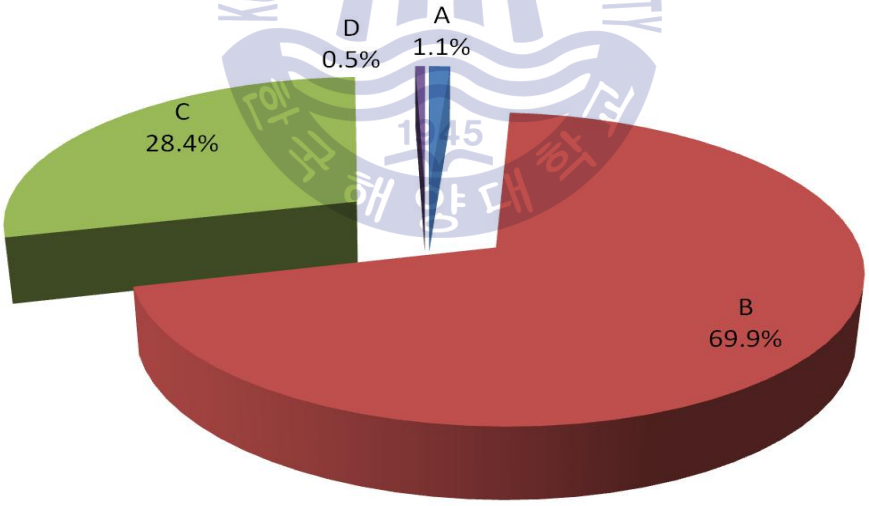
Collection

제 3 장 실측자료에 기초한 상태등급 및 내하력 분석

3.1 개 요

본 연구에서는 1996년부터 2014년까지 한국시설안전공단(17개교), 한국도로공사(915개교) 및 지방국토관리청(40개교)에서 수행한 약 970여개 교량에 대한 정밀안전진단 및 초기점검보고서를 수집하여 분석하였다.

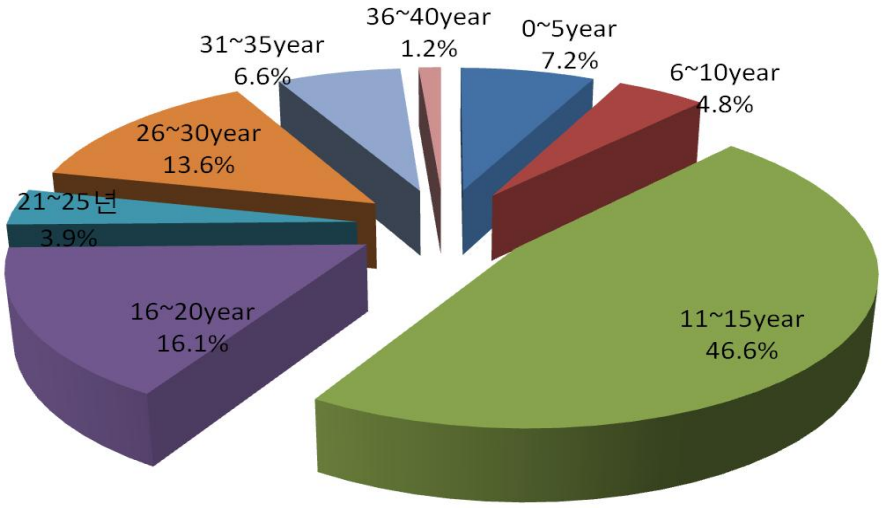
대상교량을 상태등급, 공용년수 및 상부구조 형식에 따라 분류하여 Fig. 3.1.1에 나타내었다. 분석대상교량의 상태등급은 B등급이 약 70%로 가장 많으며, C등급도 약 29%로 적지 않은 비율을 차지하고 있다. 공용년수로는 11~15년 범위의 교량이 약 47%를 차지하며, 공용년수가 30년 이상인 교량도 약 8%에 해당한다. 또한, 상부구조형식에 따른 분류에서는 STB가 가장 많고, PSCI, PSCB, RA의 순서로 나타나, 분석결과에 STB의 영향이 다소 크게 작용할 가능성이 있을 것으로 판단된다.



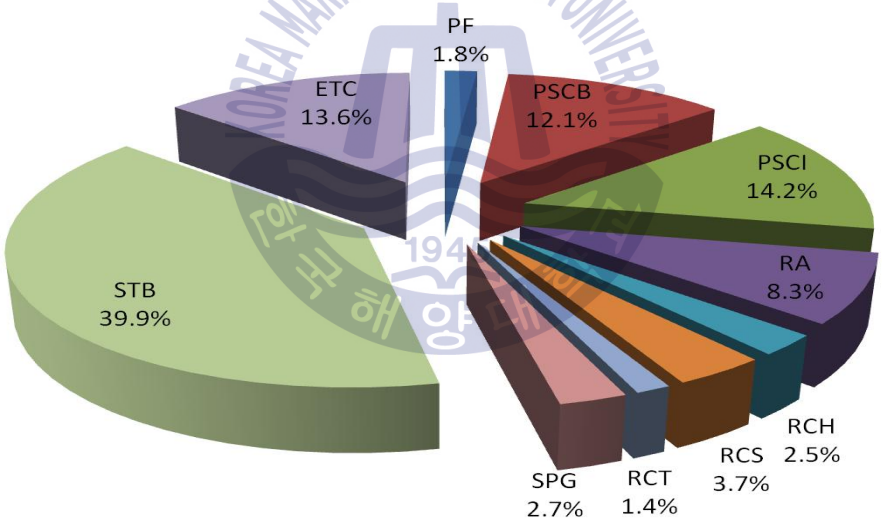
(a) classification by condition rating

Fig. 3.1.1 Status of target bridges (continue)

Collection



(b) classfication by serviced time



(c) classification by structural type

Fig. 3.1.1 Status of target bridges

Collection

3.2 주요 손상유형 및 손상발생특성 분석

3.2.1 주요 손상유형 분석

구조물의 구조안전성, 사용성, 내구성 및 기능성에 악영향을 미치는 인자를 통상 손상이라고 칭하는데, 실제로 이를 세분하면 결함, 손상 및 열화로 구분된다. 각각에 대한 정의를 Table 3.2.1에 나타내었다.

Table 3.2.1 Definition of defect, damage and deterioration

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

한편, Table 3.2.2에 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침의 구조부재별 손상종류에 기초하여 연구대상교량의 정밀안전진단보고서에 수록된 부재별 손상을 결함, 손상, 열화로 구분하고 발생빈도 및 구조적 영향이 큰 손상 위주로 정리한 손상매트릭스를 나타내었다.

Table 3.2.2 Damage Matrix of target bridges

구 분	결함	열화	손상
바닥판	•건조수축균열 •미세균열을 통한 누수 및 백태 •다짐부족에 의한 재료분리 •중분대 및 난간부를 통한 누수 및 백태 •휨균열	•철근부식에 의한 박락 •신축이음부 통한 누수및 백태	•차량 충돌에 의한 박리 또는 박락

Collection

Table 3.2.2 Damage Matrix of target bridges (continue)

구 분	결함	열화	손상
콘크리트 거더	•건조수축균열 •다짐부족에 의한 재료분리 •미세균열을 통한 누수 및 백태 •휨·전단균열 •마감불량	•철근부식에 의한 박락 •받침작동불량에 의한 균열 및 박락	•차량 충돌에 의한 박리 또는 박락
강재 거더	•용접 시공 결함 •도장불량에 의한 박리 또는 변색 •시공불량에 의한 모재 또는 보강재 변형 •볼트체결력부족 •볼트 누락 •천공불량 •용접·재료불량에 의한균열	•신축, 스플라이스, 중분대 또는 난간 누수로 인한 강재부식 •누수로 인한 볼트부식 •도장열화	•차량충돌에 의한 모재 및 보강재 변형 또는 도장박리 •공용하중에 의한 피로균열
교대	•건조수축균열 •재료분리 •교대변위	•신축이음부 통한 누수 및 백태 •철근부식에 의한 박락 •청소불량에 의한 이물질 퇴적	-
교각	•건조수축균열 •재료분리 •코핑부 휨·전단균열 •교각 수평균열	•철근부식에 의한 박락 •신축이음부 통한 누수 및 백태	•외부충격(차량충돌 등)에 의한 박락
교량받침	•받침몰탈 및 받침콘크리트 건조수축 •교대변위 및 프리세팅오류에 의한 이동량 부족 •부속물(전단키 등) 부식	•신축이음부 통한 강재부식 •앵커볼트 부식 •시공불량 또는 열화로 인한 도장박리 •고무받침 부풀음, 갈라짐, 변형	•받침작동불량에 의한 균열 또는 박락

Collection

Table 3.2.2 Damage Matrix of target bridges (continue)

구 분	결함	열화	손상
신축이음장치	•건조수축에 의한 후타재 균열 •시공불량, 접속부 침하, 포장불량에 의한 단차 •교대변위 또는 시공불량에 의한 유간부족 •시공불량에 의한 누수	•이물질퇴적 •고무재, 충진재의 파손 또는 탈락 •강재 신축이음장치 부식	•반복공용하중에 의한 후타재의 균열, 파손, 마모 •반복공용하중에 의한 강재 파손, 볼트파단, 고무재 마모
교면포장	•다짐불량, 혼합불량, 반복차량하중에 균열 •다짐불량, 혼합불량, 반복차량하중에 포트홀 •다짐불량, 혼합불량, 반복차량하중에 패임	•반복차량하중에 의한 단차 또는 요철	-
배수시설	•배수구 및 배수관설치결함	•물질퇴적에 의한 배수구 막힘 •배수구 및 배수관 부식	•외부충격에 의한 배수구 파손
방호벽	•건조수축균열 •미세균열, 우수유입에 의한 백태	•피복부족, 철근부식에 의한 균열, 박리, 박락	•차량충돌에 의한 박리 또는 박락 •차량충돌에 의한 강재레일 변형

또한, 본 연구에서는 식(3.1)에 나타낸 손상차지비율을 이용하여 연구대상교량의 10대 손상유형, 10대 결함, 5대 손상 및 열화에 대해 분석하였다. 여기서, 손상차지비율은 조사된 손상발생 전체건수에 대한 손상발생 개소수의 비율을 의미하는 것으로, 손상차지비율은 전체 손상에 대한 특정 손상의 비율을 의미한다.

$$\text{손상차지비율}(\%) = \frac{\text{손상 발생 개소수}}{\text{손상 발생 전체 건수}} \times 100 \qquad \text{식(3.1)}$$

Collection

가. 10대 손상유형

손상차지비율에 기초하여 연구대상교량의 10대 손상유형을 Fig. 3.2.1에 나타내었다. 10대 손상유형은 건조수축균열(15.5%), 박락(10.2%), 백태(7.4%), 누수(4.4%), 재료분리(4.4%), 후타재균열(2.9%), 교면포장균열(2.9%), 교량받침부식(2.4%), 강재거더부식(2.2%), 배수구막힘(2.2%)으로 나타났다.

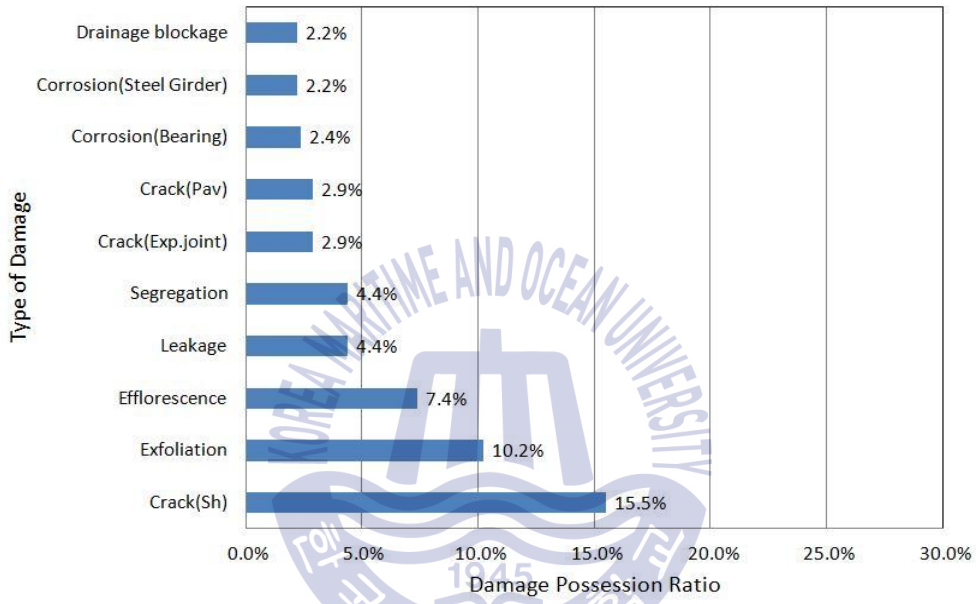


Fig. 3.2.1 10 kinds of damage type at target bridges

나. 주요 결함, 손상 및 열화

손상차지비율에 기초하여 대표적인 10대 결함을 Fig. 3.2.2에 나타내었고, 대표적인 5대 손상과 5대 열화는 Fig. 3.2.3 및 3.2.4에 나타내었다. 10대 결함은 건조수축균열(26.9%), 백태(10.3%), 재료분리(7.6%), 후타재균열(4.4%), 누수(3.7%), 박락(3.6%), 받침대균열(3.3%), 박리(3.3%), 교면포장균열(2.4%), 용접결함(2.3%)으로 나타났다. 또한, 5대 손상은 박락(18.7%), 교면포장 균열(12.2%), 후타재파손(10.3%), 단차/요철(8.3%), 교면포장마모(8.3%), 5대 열화는 박락(19.5%), 이물질퇴적(8.8%), 교량받침부식(7.7%), 누수(7.4%), 배수시설막힘(7.2%)으로 나타났다.

Collection

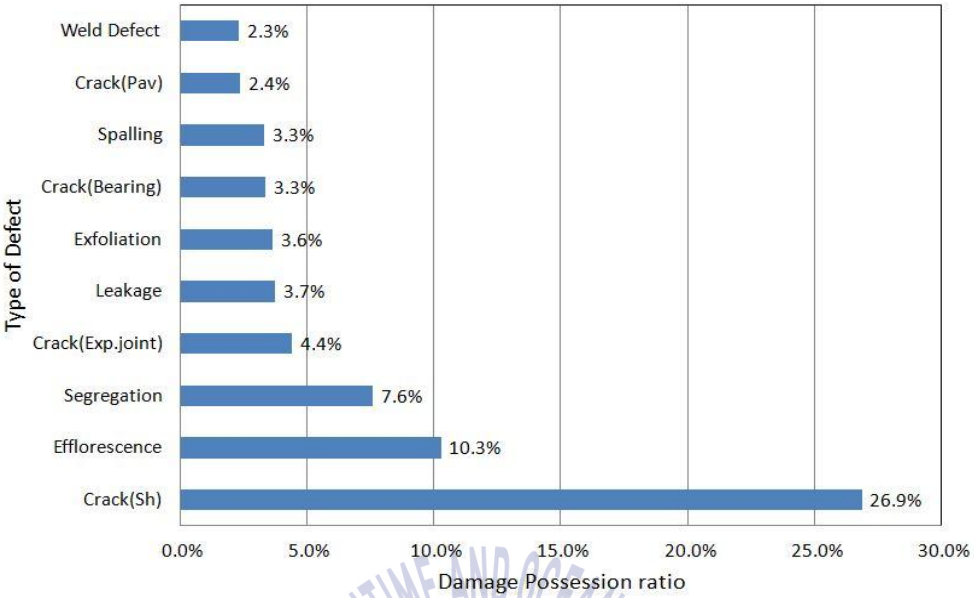
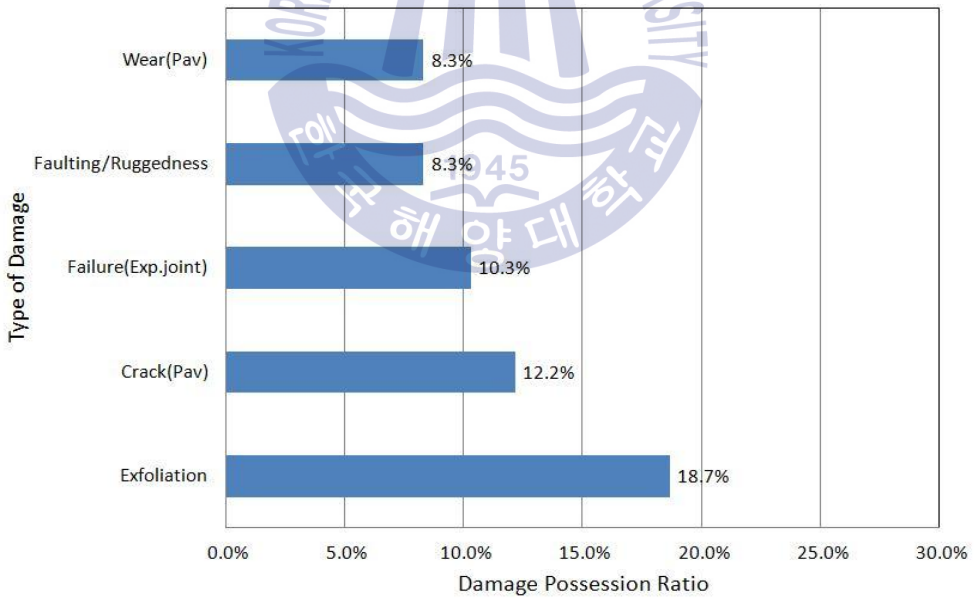


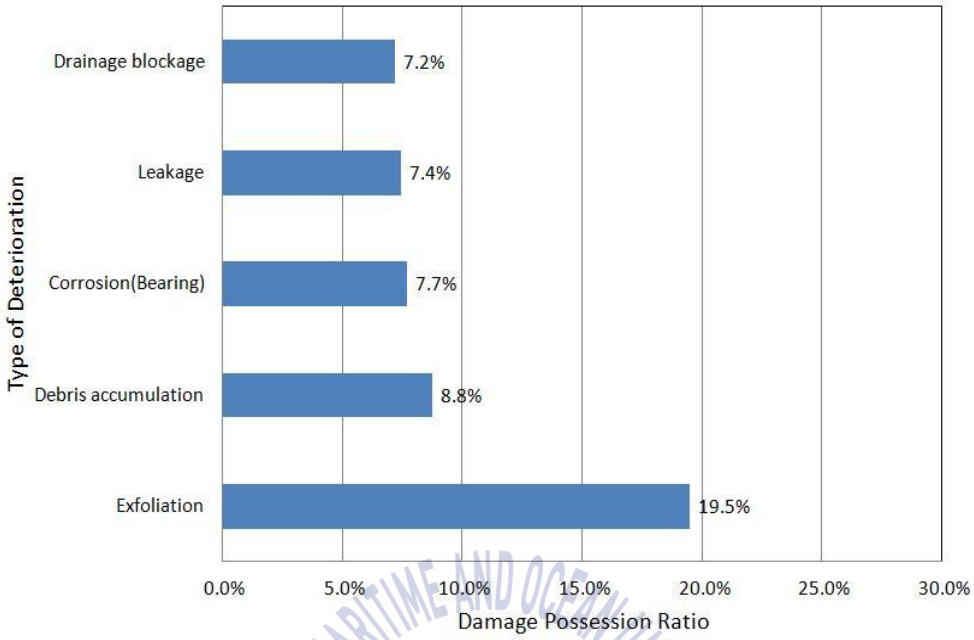
Fig. 3.2.2 10 kinds of defect type at target bridges



Note) Exfoliation : Damage due to an external impact like a car crash

Fig. 3.2.3 5 kinds of damage type at target bridges

Collection



Note) Exfoliation : Deterioration due to freezing and thawing, shortage of cover thickness, corrosion of bar

Fig. 3.2.4 5 kinds of deterioration type at target bridges

3.2.2 주요 손상발생특성 분석

Table 3.2.3에 분석대상교량의 결함, 손상 및 열화 비율을 나타내었다. Table 3.2.3에 의하면 대상교량의 손상 중 결함이 차지하는 비율이 57.7%로 가장 높게 나타났는데, 교량 시공 후 하자만료전에 보다 정밀한 점검을 통하여 적절한 보수 및 보강이 이루어진다면 추후 유지관리 비용을 줄일 수 있을 것으로 판단된다.

콘크리트 구조부재는 결함이 약 60~70%로 높게 나타났는데, 이는 콘크리트의 재료적 특성 및 시공미흡에 의해 수화열, 양생불량 등에 의한 건조수축균열과 다짐불량, 타설불량 등에 의한 재료분리, 미세균열 사이로 우수가 침투하여 발생하는 백태 등이 많이 발생하기 때문인 것으로 추정된다.

강재 구조부재는 용접불량, 시공시 부주의에 의한 모재 및 보강재의 변형, 누락 및 체결력 부족에 의한 볼트결함, 바탕처리 미흡 및 배합비 불량에 의해 발생하는 도장불량 등으로 결함이 약 55%로 높게 나타났다. 또한, 상대적으로 열화의 비율도

Collection

약 43%로 높게 나타났는데, 이는 신축이음부를 통한 누수 및 도장열화에 의한 교량 받침과 부속물의 부식이 많이 발생하기 때문인 것으로 추정된다. 기타 교면포장은 통행차량의 영향을 많이 받으므로 손상의 비율이 상대적으로 높으며, 받침, 신축이음장치 및 배수시설 등은 공용중 이물질퇴적이나 누수 및 체수 등와 이로 인한 2차 손상이 빈번하게 발생하기 때문인 것으로 추정된다.

Table 3.2.3 Percentage of defect, damage and deterioration at target bridges

구분		결함	손상	열화
콘크리트 구조부재	바닥판	74.0%	1.7%	24.3%
	콘크리트 거더	77.1%	1.6%	21.2%
	교대	60.0%	3.2%	36.8%
	교각	69.8%	8.4%	21.9%
강재 구조부재	강재 거더	55.0%	1.4%	43.6%
부대시설	교량받침	56.2%	1.0%	42.8%
	신축이음장치	38.8%	27.0%	34.2%
	교면포장	43.2%	56.3%	0.5%
	배수시설	28.8%	11.8%	59.4%
	방호벽	60.9%	20.6%	18.5%
교량 전체		57.7%	12.1%	30.2%

Collection

3.3 상태등급 및 내하력 분포현황 분석

3.3.1 상태등급 분포현황 분석

Fig. 3.3.1 및 3.3.2에 분석대상교량의 구조부재별 및 교량형식별 상태등급 분포현황을 나타내었다. 구조부재별 현황을 보면 신축이음, 포장, 받침 및 바닥판에서 d등급의 비율이 높은 것을 알 수 있다. 이것은 신축이음, 포장 및 바닥판은 중차량의 통행량이 증가하면서 윤하중의 직접적인 영향을 받기 때문이고, 받침은 손상된 신축이음부를 통한 누수 등으로 인한 부식의 영향이 큰 것으로 추정된다. 또한, 교량형식별 분포를 보면 RCS, RCT 및 PSCI에서 D등급의 비율이 높게 나타났는데, 이것은 이들 형식이 공용기간이 오래된 교량에 많이 적용되었기 때문이다. 한편, 상대적으로 최근 들어 적용실적이 증가하고 있는 PSCB와 STB는 C등급의 비율이 작은 것으로 나타났다.

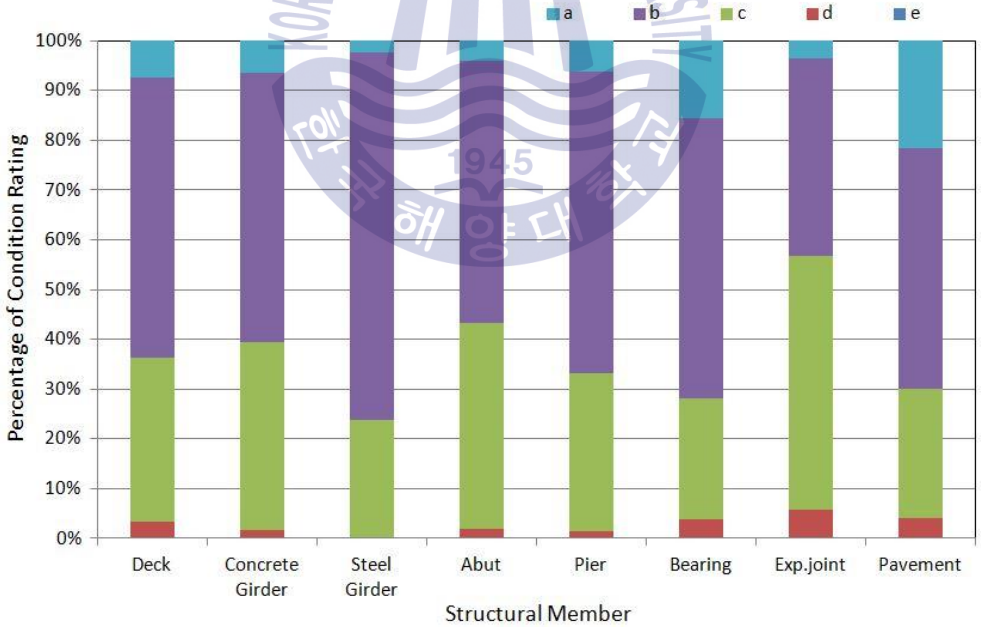


Fig. 3.3.1 Distribution status of condition rating at structural member

Collection

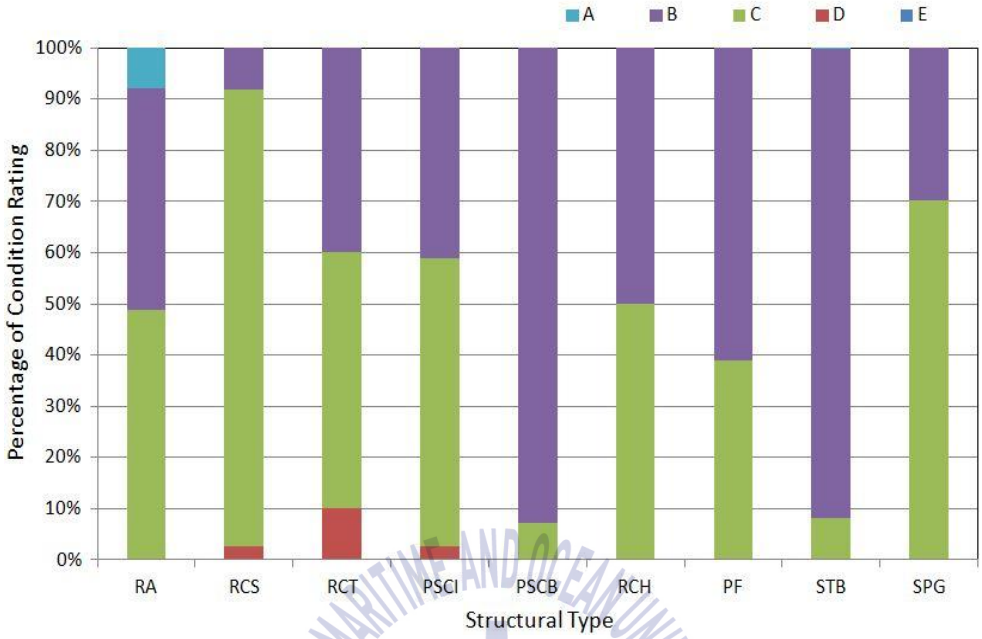


Fig. 3.3.2 Distribution status of condition rating at structural type

한편, Fig. 3.3.3 및 3.3.4에 공용년수에 따른 교량전체 및 구조부재별 상태등급 분포 현황을 나타내었다. 이로부터 교량전체는 물론 바닥판 및 거더 개별 부재도 대체로 공용년수 10년까지는 C등급의 비율이 20% 내외이지만, 15년 이상이되면 C등급이 큰 폭으로 증가하기 시작하고, 30년 이상이 되면 확연히 증가하는 것을 알 수 있다. 따라서, 공용년수 10년부터는 예방적 유지관리측면에서 지속적인 유지관리와 적절한 보수·보강비용의 투입이 필요한 것으로 판단된다.

Collection

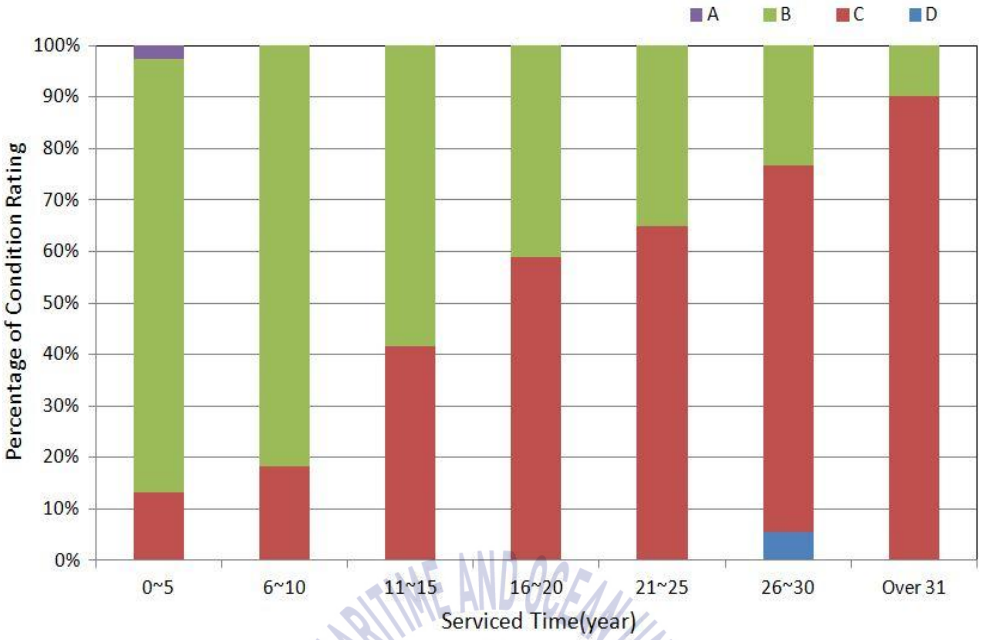
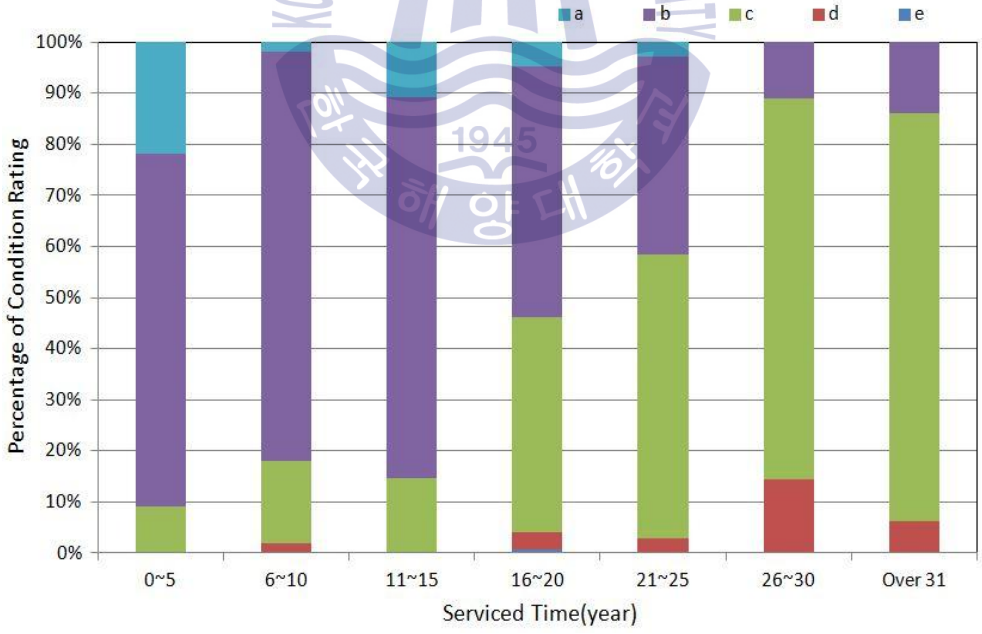


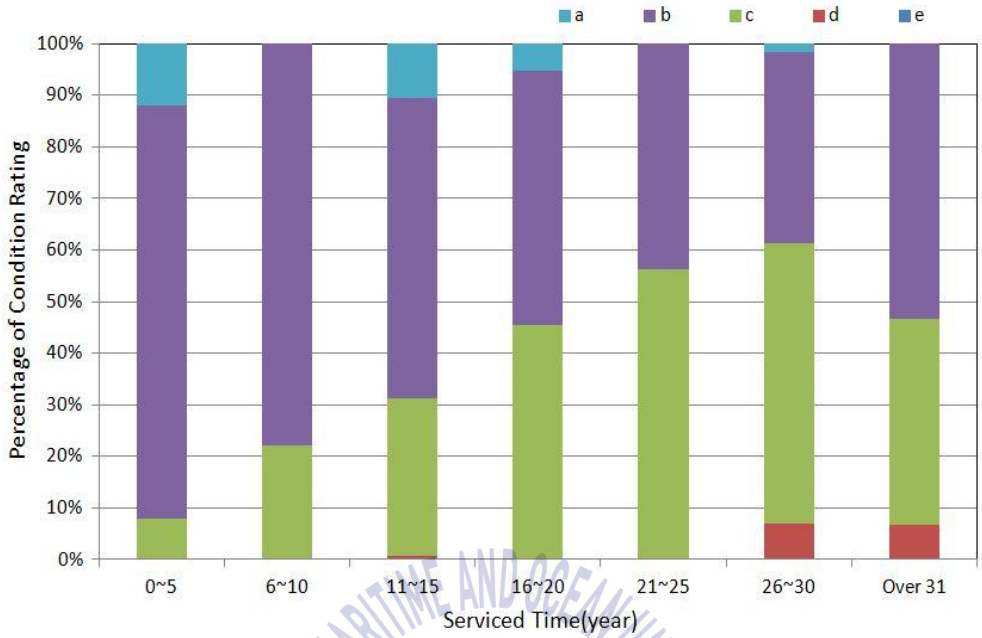
Fig. 3.3.3 Distribution status of condition rating at serviced time



(a) Deck

Fig. 3.3.4 Distribution of condition rating for structural member at serviced time(continue)

Collection



(b) Concrete Girder

(c) Steel Girder

Fig. 3.3.4 Distribution of condition rating for structural member at serviced time

Collection

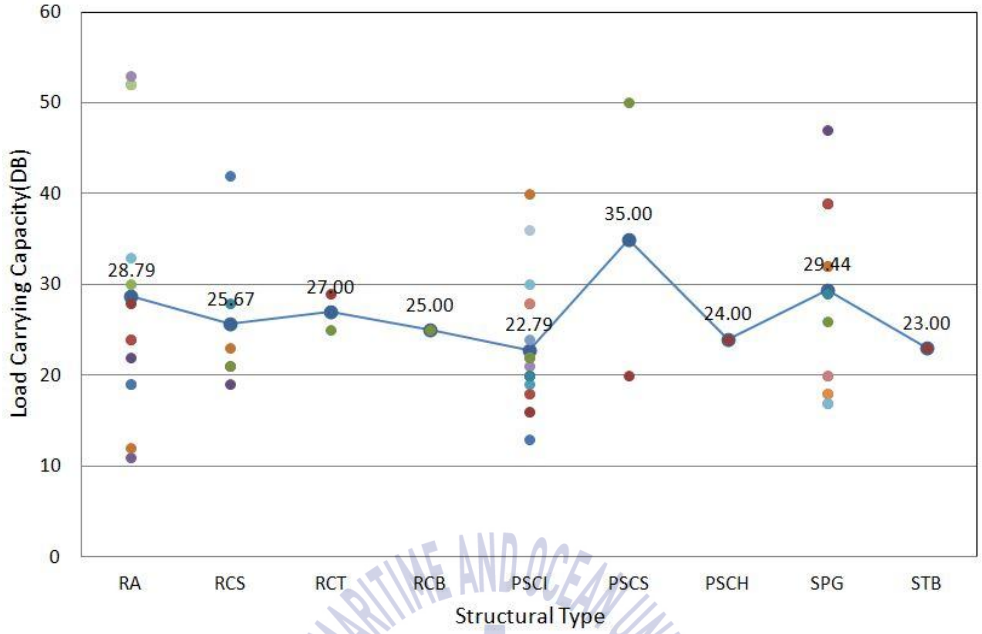
3.3.2 내하력 분포현황 분석

Fig. 3.3.5와 3.3.6은 연구대상교량의 교량형식 및 공용년수별 공용내하력 분포를 설계하중 DB-18 및 DB-24로 구분하여 나타낸 것이다. Fig. 3.3.5로부터 대부분 설계내하력을 상회하지만 설계하중이 DB-18인 교량 중 RA와 PSCI에서는 설계내하력을 만족하지 못하는 교량도 상당수 있는 것으로 나타났다.

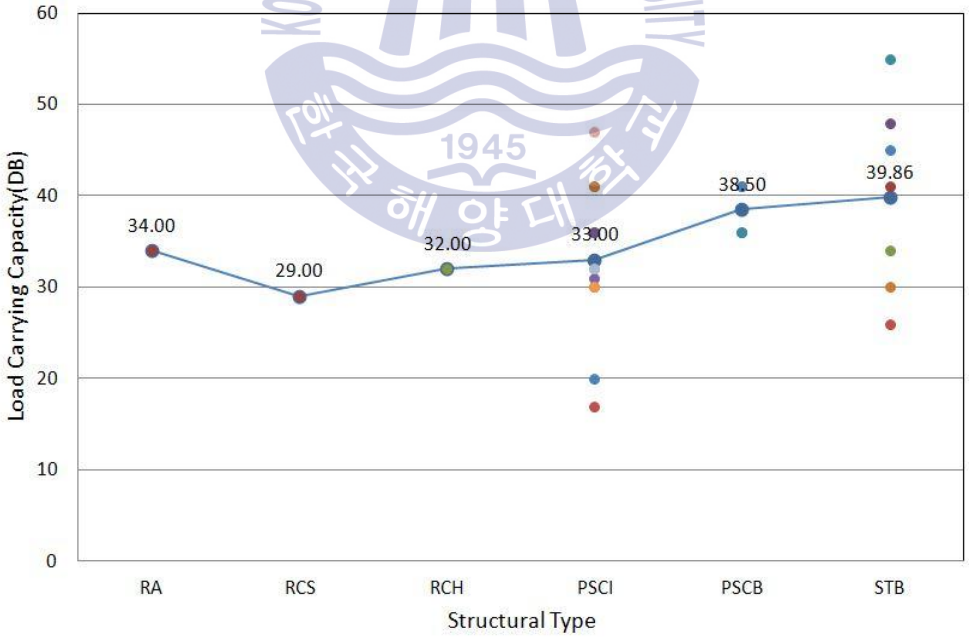
또한, Fig 3.3.6으로부터 공용년수가 증가함에 따라 공용내하력도 서서히 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 교량형식에 따른 공용내하력의 분포는 일정한 패턴이 없으나, 공용년수에 따른 분포는 다소 편차가 있긴 하지만 대체로 20년을 전후하여 공용내하력이 감소되는 추세를 보이는 것으로 조사되었다. 다만, 준공 후 현재에 이르기까지의 다양한 설계방법 및 시공조건 등을 감안할 때 일정한 경향에 대한 신뢰성을 확보하기에는 다소 미흡한 실정이므로 이에 대한 지속적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY
1945
한국해양대학교

Collection



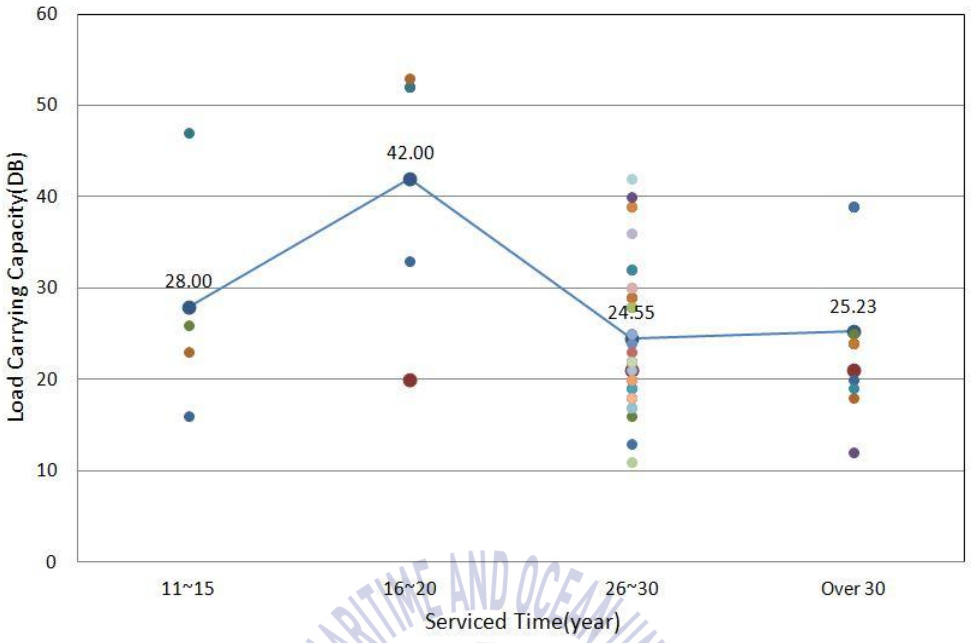
(a) design load DB-18 bridge



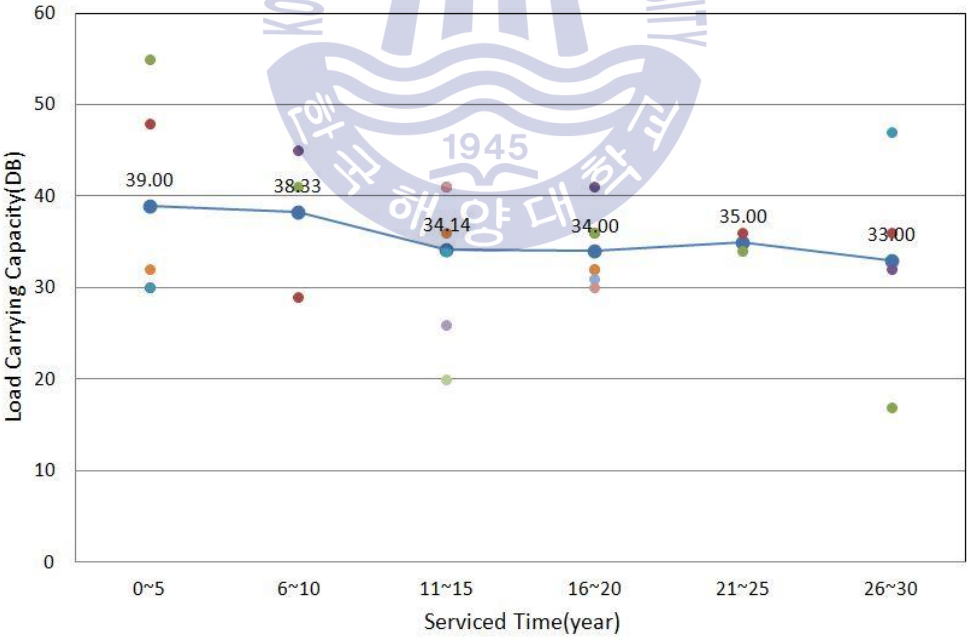
(b) design load DB-24 bridge

Fig. 3.3.5 Distribution Status of load carrying capacity at structural type

dCollection



(a) design load DB-18 bridge



(b) design load DB-24 bridge

Fig. 3.3.6 Distribution Status of load carrying capacity at serviced time

Collection

3.4 공용년수에 따른 상태등급 및 내하력 추세 분석

3.4.1 공용년수에 따른 상태등급 추세 분석

가. 설계하중별 상태등급 추세 분석

분석대상교량의 정밀안전진단보고서에 대한 자료를 정리하였다. 이를 기초로 상태등급(결함점수)과 공용년수와의 관계를 회귀분석식을 이용하여 분석 변수(설계활하중, 상부구조형식)에 대해 선형최소제곱회귀분석을 수행하고, 회귀분석식의 기울기를 상태등급 변화속도로 정의하였다. 이때, 보수·보강된 데이터는 분석에서 제외하였고, 회귀분석식의 기울기 값이 (-)의 값을 갖는 경우도 분석에서 제외하였다. 이것은 보수·보강으로 상태등급이 상향된 교량을 포함하여 공용년수 증가에 따른 노후화와 상태등급의 상관성 분석결과가 왜곡되는 것을 방지하기 위한 것이며, 회귀분석식의 기울기가 (-)인 경우도 상태등급이 상향되는 경우이므로 제외하였다.

고속도로교량은 1등교로서 설계활하중이 DB-24(DL-24)이지만, 전체 고속도로교량 중 약 26%는 2등교의 설계활하중인 DB-18(DL-18)로 설계되어 부분적 또는 전면적인 성능개선을 통해 현재 공용중이다. 따라서, 연구대상교량 중 고속도로교량을 대상으로 시설물의 설계활하중 차이에 따른 구조부재(바닥판, 콘크리트 거더, 강재 거더, 교대, 교각)의 상태등급 변화속도를 검토하였다.

분석대상교량의 설계활하중별 수량 및 평균 공용년수는 Table 3.4.1에 나타내었고, Fig. 3.4.1에 결함지수의 회귀분석결과를 나타내었다. 또한, 구조부재의 설계활하중별 상관계수 및 상태등급 변화속도는 Table 3.4.2와 3.4.3에 나타내었고, Table 3.4.4에 부재별 설계활하중에 따른 상태등급현황을 나타내었다.

바닥판의 상태등급 변화속도는 설계하중 DB-18 교량이 DB-24 교량보다 다소 빠른 것으로 나타났으며, 구조적인 영향에 의해 손상된 상태등급 D등급 비율도 DB-18(9.6%)이 DB-24(0.7%)보다 크다. 이러한 현상은 DB-18 교량의 저항강도가 DB-24보다 작아 구조적으로 보다 취약한 상태에서 장기 공용하중, 제설제 영향, 동결융해 영향 등으로 바닥판의 열화가 심해진 것과 아울러 DB-24 하중에 준하는 수

Collection

준의 중차량 통행량이 증가한 것에도 기인하는 바가 큰 것으로 판단된다. 최근들어 지방국토관리청이나 한국도로공사 등의 관리주체에서는 이러한 실태를 반영하여 DB-18 교량을 DB-24로 성능개선하는 사업을 지속적으로 수행하고 있다.

콘크리트거더는 오히려 설계하중 DB-24 교량이 DB-18 교량보다 다소 빠른 것으로 나타났으나, 대부분의 거더 부재가 B, C등급으로 구조적으로 위험한 정도인 D등급에는 미치지 못하는 상태이다. 대체로 B, C등급에서 나타나는 손상은 준공 당시 결함과 약간의 열화가 대부분을 차지하게 되며, 일부 D등급 콘크리트거더는 긴장력 부족이나 긴장력 손실에 의해 발생된 균열에 의한 것으로 공용년수 증가에 의한 열화가 아니라 준공 초기에 발견되는 것으로 상태변화률에는 영향을 주지 못한 것으로 보인다. 결론적으로 거더에서 설계하중 차이에 따른 등급변화률에서는 특별한 의미를 발견할 수 없었다.

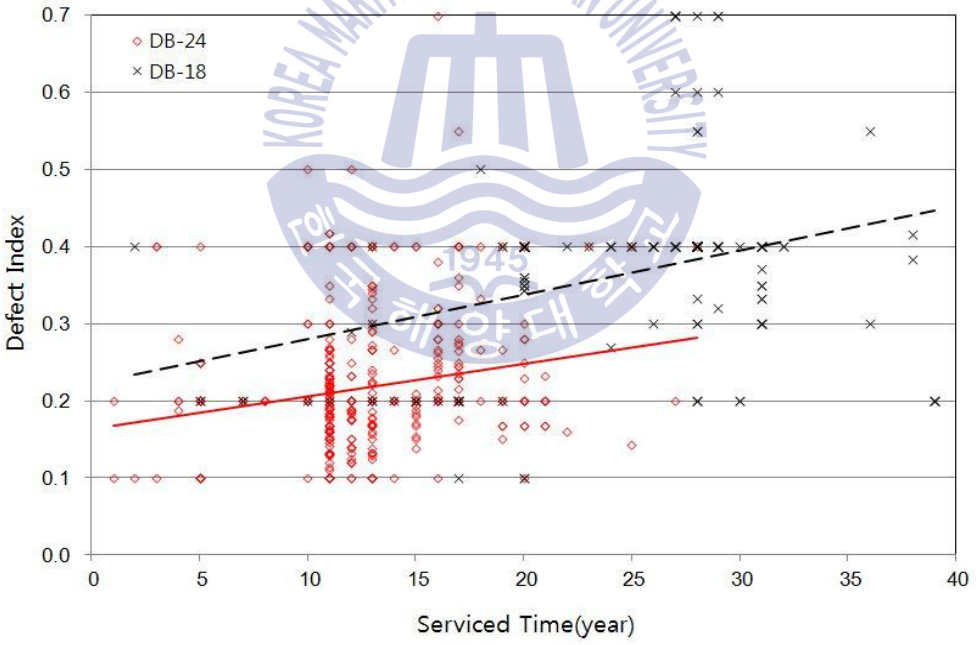
강재거더도 콘크리트거더의 경우와 같이 많은 준공 초기의 결함이 대다수이고 DB-18의 경우는 데이터의 수도 부족하여 설계하중 차이에 따른 등급변화률에서는 특별한 의미를 발견할 수 없었다.

한편, 교대와 교각에서는 DB-18이 DB-24 교량보다 다소 빠른 것으로 나타났지만 전반적으로 상태변화률이 작은 것이 특징이다. 거더 부재에서와 마찬가지로 교대와 교각에서도 설계하중 차이에 따른 등급변화의 의미있는 결과는 발견할 수 없었다.

Collection

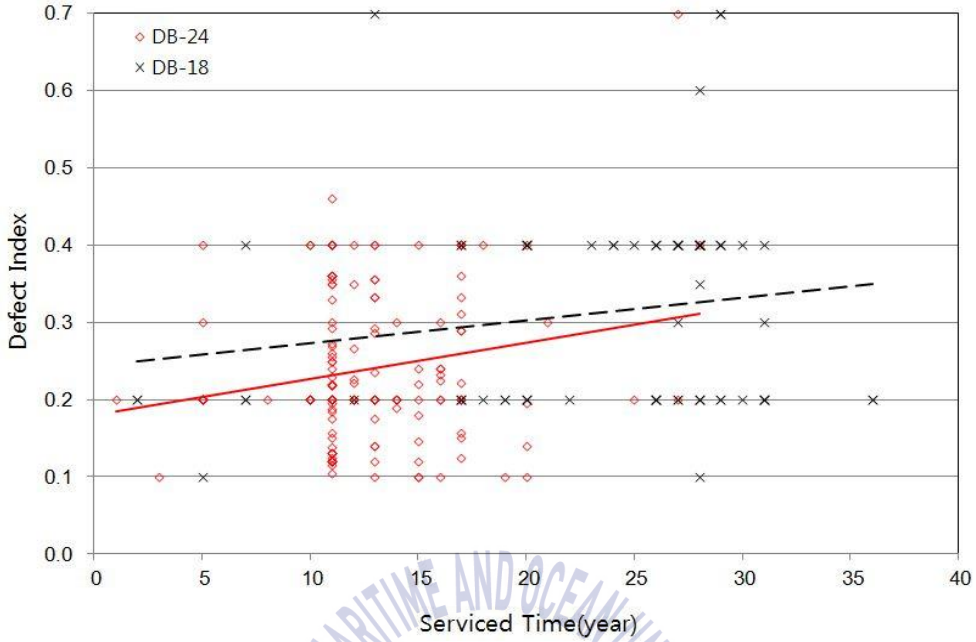
Table 3.4.1 Quantity and average serviced time of main member for design load

구 분		바닥판	콘크리트거더	강재거더	교대	교각
DB-24	수량	583	177	357	508	409
	평균공용년수	12	12	12	12	12
DB-18	수량	146	73	21	183	118
	평균공용년수	25	24	22	25	25



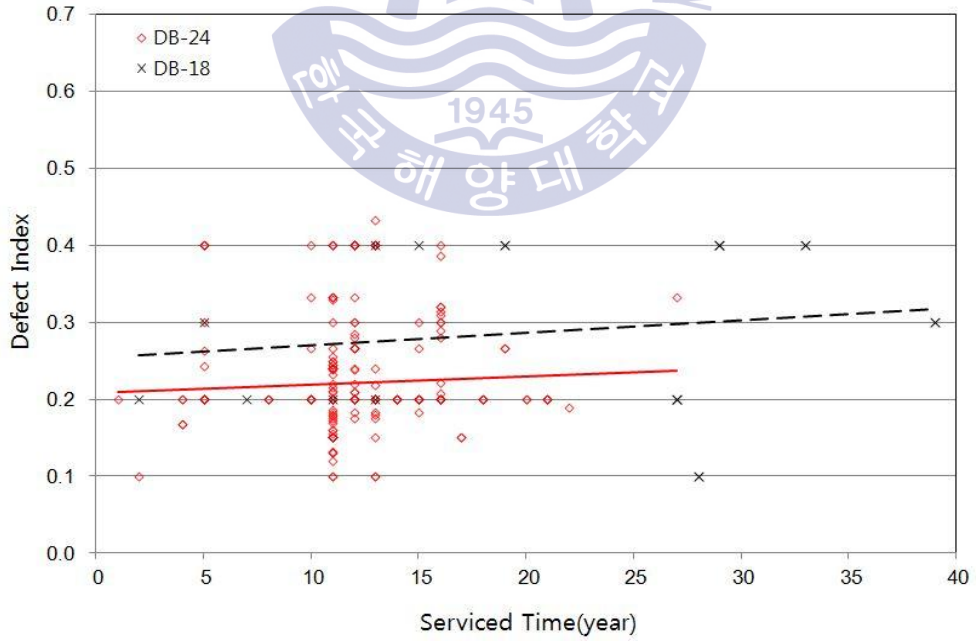
(a) deck

dCollection



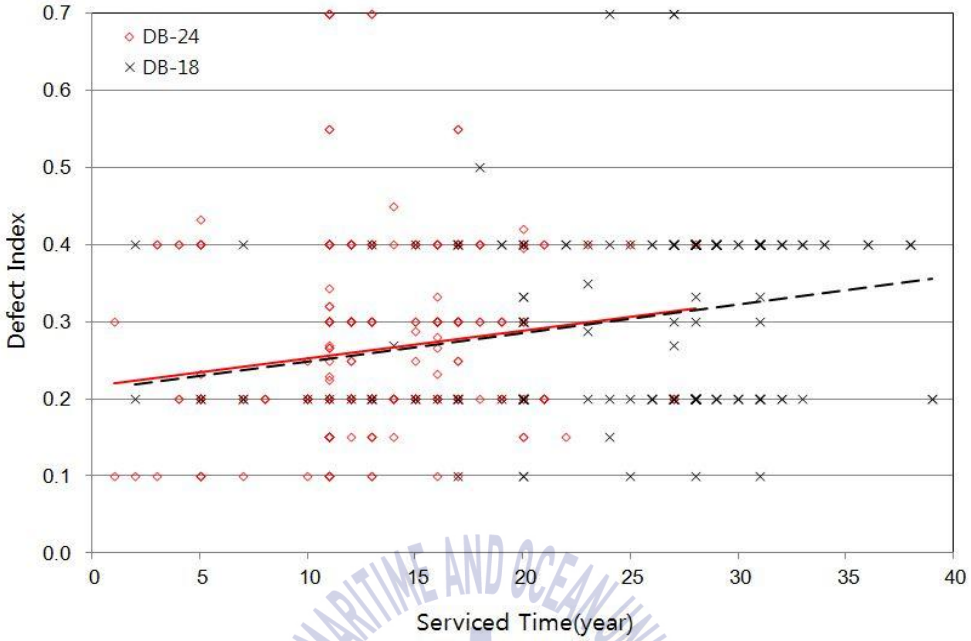
(b) concrete girder

Fig. 3.4.1 Regression analysis of defect index and serviced time for design load(continue)



(c) steel girder

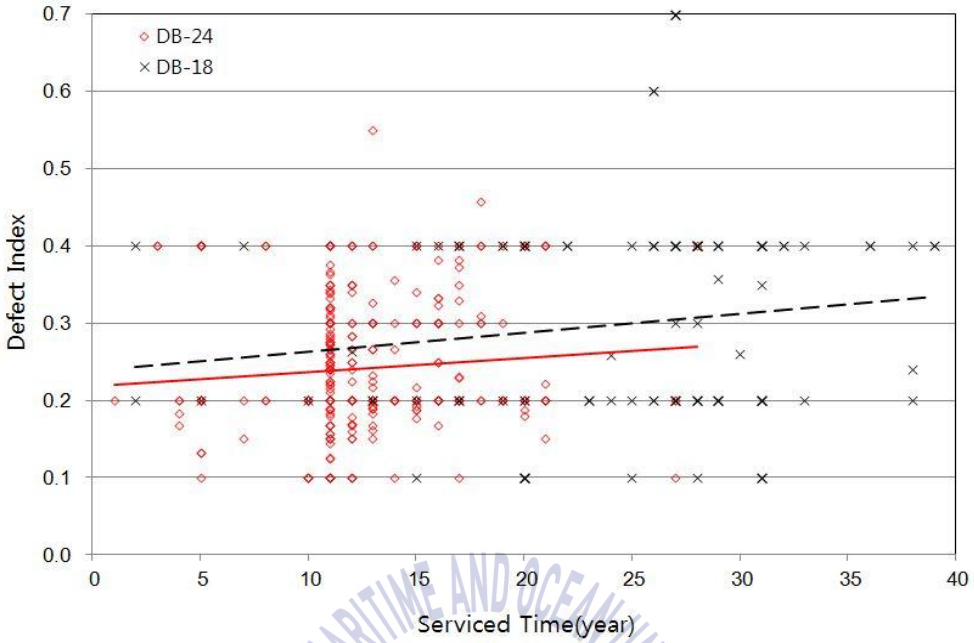
KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 1945 한국해양대학교
Collection



(d) abut

Fig. 3.4.1 Regression analysis of defect index and serviced time for design load(continue)

dCollection



(e) pier

Fig. 3.4.1 Regression analysis of defect index and serviced time for design load

Table 3.4.2 Correlation coefficient of main member defect index for design load

구 분	상 관 계 수				
	바닥판	콘크리트거더	강재거더	교대	교각
DB-24	0.20	0.21	0.01	0.14	0.09
DB-18	0.33	0.17	0.03	0.23	0.13

Table 3.4.3 Condition rating variation velocity of main member for design load

구 분	상태등급 변화속도				
	바닥판	콘크리트거더	강재거더	교대	교각
DB-24	0.0043	0.0047	0.0011	0.0036	0.0019
DB-18	0.0058	0.0029	0.0016	0.0037	0.0025

Collection

Table 3.4.4 Status of condition rating for design load

구 분		바닥판	콘크리트거더	강재거더	교대	교각
DB-24	A	58	18	6	17	20
	B	420	106	292	288	262
	C	101	52	59	193	126
	D	4	1	0	10	1
	계	583	177	357	508	409
DB-18	A	3	2	2	6	13
	B	28	33	7	75	45
	C	101	34	12	98	54
	D	14	4	0	4	6
	계	146	73	21	183	118

나. 교량형식별 상태등급 추세 분석

연구대상교량의 주요 상부구조형식은 RA(30.3%), PSCI(28.2%), STB(17.7%), PSCB(4.8%)이다. 공용년수와 교량 상부구조형식별 주요 구조부재(바닥판, 거더) 상태등급의 상관성을 분석하여, 시설물의 상부구조형식 차이에 따른 구조부재의 상태등급 변화속도를 검토하였다. 분석은 대상교량 중 진단실적이 50개 이상인 상부구조형식에 대해서 분석을 수행하였고, 진단실적이 50개 이상인 상부구조형식은 PSCB, PSCI, RA, STB이다. 분석대상 상부구조형식별 수량 및 평균 공용년수는 Table 3.4.5에 나타내었고, Fig. 3.4.2에 회귀분석결과를 나타내었으며, 구조부재의 상부구조형식별 상관계수 및 상태등급 변화속도는 Table 3.4.6과 3.4.7에 나타내었다.

분석결과, 교량형식별 바닥판의 상태등급 변화률에서 PSCB, PSCI가 RA, STB보다 다소 크게 나타났다. RA은 신축이음장치가 없어 누수 등에 의한 열화요인이 적은

Collection

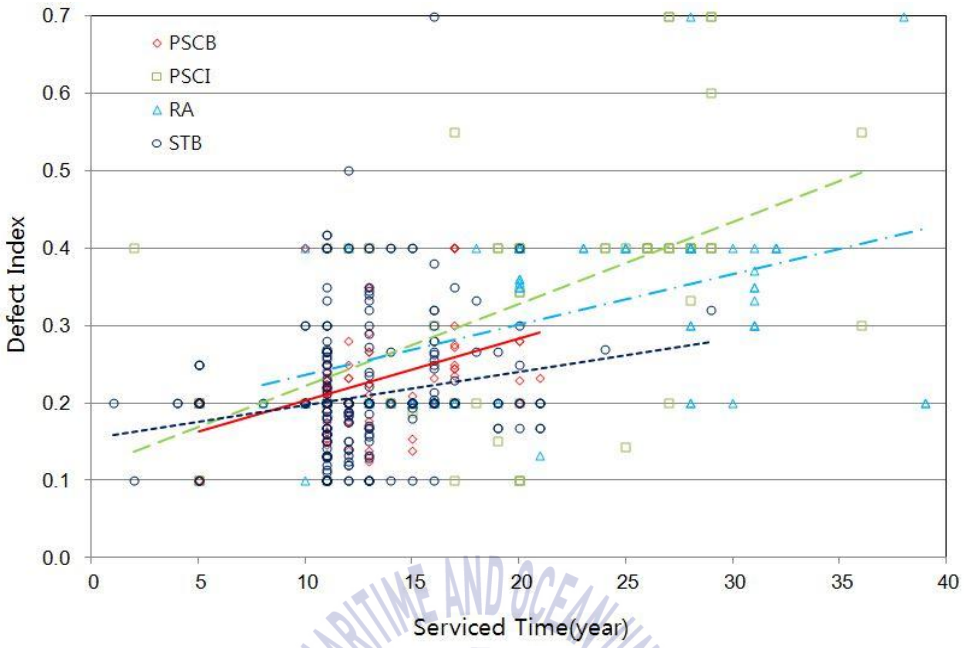
장점이 있고, STB는 바닥판 노출면이 콘크리트 거더에 비해 적은 장점이 있어 상태등급 변화률이 다소 낮게 나온 것으로 판단되지만, 전반적으로 B, C등급으로 구조적인 영향에 의해 발생된 손상보다는 초기결함이나 누수 등에 의한 열화현상으로 나타나는 손상이 대부분이기 때문에 바닥판에서 형식별 상태등급 변화특성을 확인하기는 어려웠다.

또한, 교량형식별 거더의 상태등급 변화률에서는 PSCI가 PSCB, STB보다 크게 나타났다. 그러나 바닥판과 마찬가지로 대부분 B, C등급으로 구조적인 영향에 의해 발생된 D등급 교량이 없기 때문에 형식별 상태등급 변화특성을 확인하기는 어려웠다.

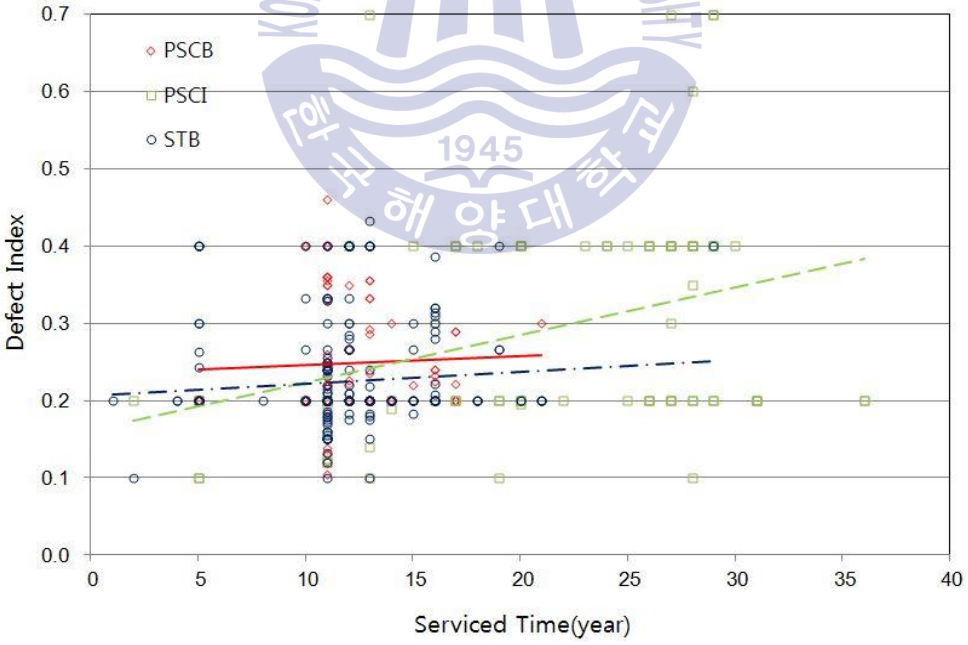
Table 3.4.5 Quantity and average serviced time of main member for structural type

구 분		바닥판	거더
PSCB	수량	98	83
	평균공용년수	13	12
PSCI	수량	80	98
	평균공용년수	19	20
RA	수량	66	-
	평균공용년수	23	-
STB	수량	348	322
	평균공용년수	12	12

Collection



(a) deck



(b) girder

Fig. 3.4.2 Regression analysis of defect index and serviced time for structural type

Collection

Table 3.4.6 Correlation coefficient of main member defect index for structural type

구 분	상 관 계 수	
	바닥판	거더
PSCB	0.39	0.04
PSCI	0.62	0.40
RA	0.44	-
STB	0.19	0.07

Table 3.4.7 Condition rating variation velocity of main member for structural type

구 분	상태등급 변화속도	
	바닥판	거더
PSCB	0.0080	0.0011
PSCI	0.0106	0.0062
RA	0.0065	-
STB	0.0043	0.0015

Table 3.4.8 Status of condition rating for structural type

구 분		PCSB	PSCI	RA	STB
바닥판	A	3	9	1	44
	B	77	27	23	248
	C	18	37	40	54
	D	-	7	2	2
	계	98	80	66	348
거더	A	2	8	-	4
	B	54	51	-	260
	C	27	34	-	58
	D	-	5	-	-
	계	83	98	-	322

Collection

3.4.2 공용년수에 따른 내하력 추세 분석

가. 설계하중별 내하력 추세 분석

분석대상교량의 정밀안전진단보고서에 대해 자료를 정리하rh 이를 기초로 공용내하력과 공용년수와의 관계를 회귀분석식을 이용하여 분석 변수(설계활하중, 상부구조형식)에 대해 선형최소제곱회귀분석을 수행하였고, 회귀분석식의 기울기를 상태등급 변화속도로 정의하였다.

Fig. 3.4.3은 공용년수에 따른 공용내하력의 추세를 설계활하중별로 분석하여 나타낸 것으로서, 공용내하력 변화속도는 DB-18교량이 DB-24 교량보다 다소 빠른 것으로 나타났다. 이러한 현상은 바닥판의 상태등급 변화 추세와 마찬가지로 DB-18 교량의 저항강도가 DB-24보다 작아 구조적으로 보다 취약한 상태에서 장기 공용하중, 제설제 영향, 동결융해 영향 등으로 바닥판의 열화가 심해진 것과 아울러 DB-24 하중에 준하는 수준의 중차량 통행량이 증가한 것에도 기인하는 바가 큰 것으로 판단된다. Table 3.4.9는 설계활하중별 상관계수와 공용내하력 변화속도를 보여준다.

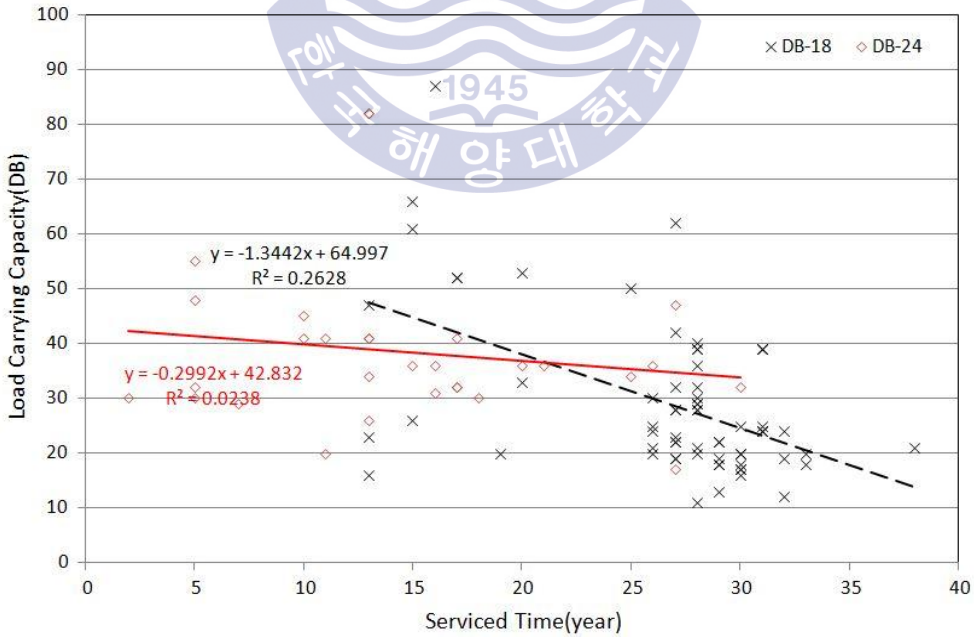


Fig. 3.4.3 Regression analysis of load carrying capacity and serviced time for design load

Collection

Table 3.4.9 Correlation coefficient and variation velocity of load carrying capacity for design load

구 분	상 관 계 수	변화속도
DB-18	0.26	-1.3442
DB-24	0.02	-0.2992

나. 교량형식별 내하력 추세 분석

Fig. 3.4.4는 공용년수에 따른 공용내하력의 추세를 교량형식별로 분석하여 나타낸 것이다. 교량형식별 공용내하력 변화률에서는 RA가 가장 크고, STB, SPG, PSCI가 유사한 수준인 것으로 나타났다. 그러나, 전반적인 편차가 다소 크고 데이터의 수량이 부족한 면이 있어 교량형식별 공용내하력 변화 특성을 특정짓기는 무리가 있다.

Collection

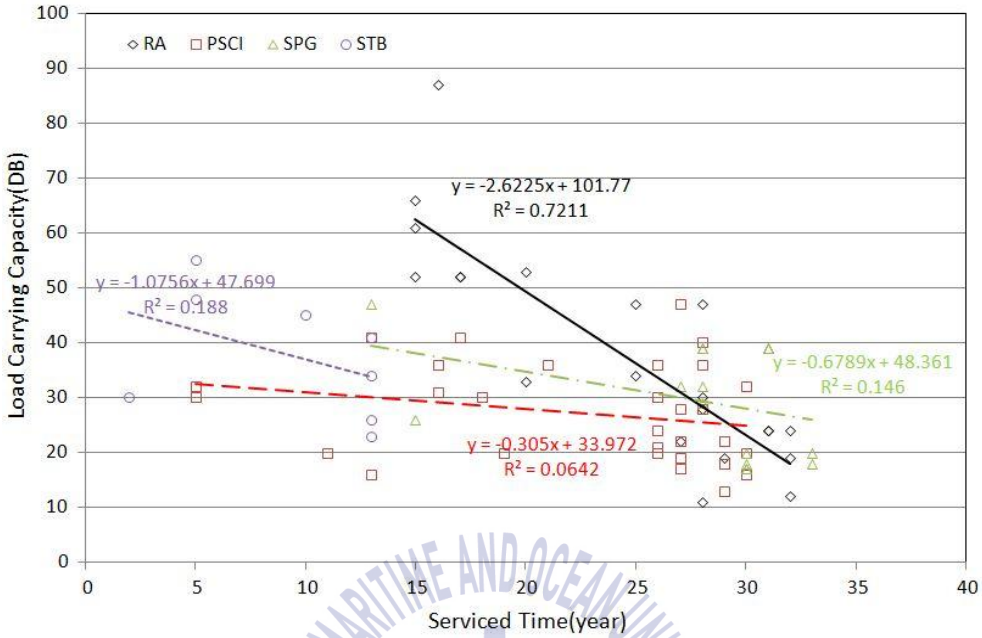


Fig. 3.4.4 Regression analysis of load carrying capacity and serviced time for structural type

Table 3.4.10 Correlation coefficient and variation velocity of load carrying capacity for structural type

구 분	상 관 계 수	변 화 속 도
RA	0.72	-2.6225
PSCI	0.06	-0.3050
SPG	0.15	-0.6789
STB	0.19	-1.0756

Collection

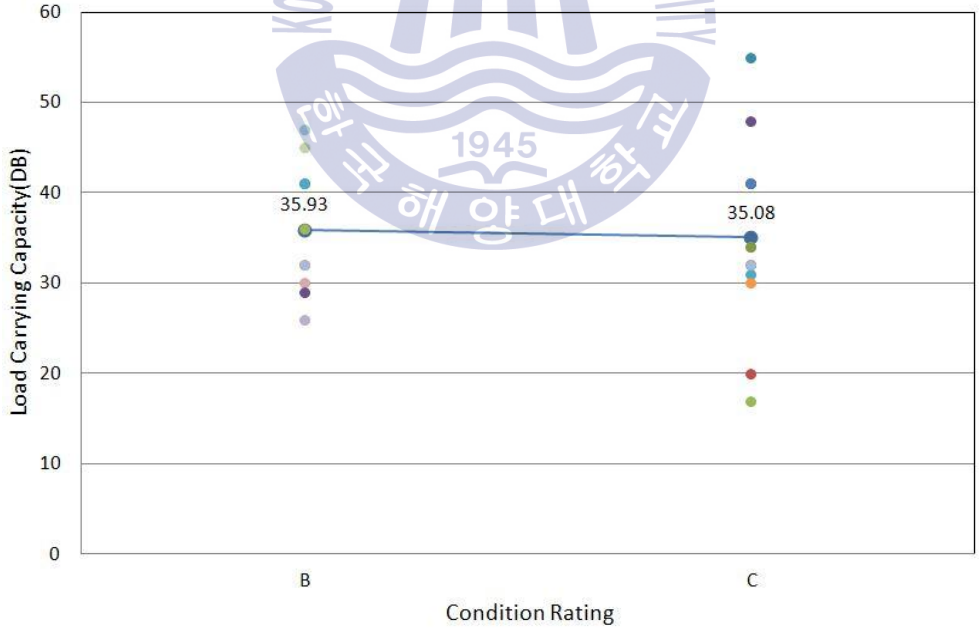
3.5 상태등급과 내하력의 상관성 분석

전술한 바와 같이 교량은 공용년수가 증가함에 따라 결함지수는 높아지고 공용내하력은 낮아지는 경향을 보인다. 그러나, 현재 국내의 상태평가는 외관상태평가에 대한 명확한 근거와 판정방법이 결정되어 있지 않고, 내하력 평가방안에도 교량의 외관상태를 반영할 수 있는 항목이 포함되어 있지 않기 때문에 실제 상태평가와 공용내하력 평가결과가 서로 불일치하는 오류가 발생할 수 있는 개연성을 항상 포함하고 있는 실정이다.

Fig. 3.5.1과 3.5.2는 실측자료를 토대로 상태등급(결함지수)과 공용내하력의 상관성을 나타낸 것이다. 분석결과 공용내하력은 설계하중 DB-18, DB-24 모두 상태등급 C등급에서 편차가 크면서 공용내하력이 설계내하력 이하인 경우가 발생하는 것으로 조사되었는데, 이로부터 C등급이 내하력이 설계내하력 이하로 감소되는 기점이 되는 것으로 판단되었으며, 전반적인 경향은 상태등급이 낮아지면서 공용내하력도 낮아지는 것으로 나타났다. 따라서, C등급부터는 상태등급에 따른 응답보정계수의 추세를 분석하여 일정한 패턴을 확인할 수 있으면 상태등급을 고려하여 내하율을 평가할 수 있는 합리적인 방안을 수립할 수 있을 것으로 판단된다.

Collection

(a) DB-18



(b) DB-24

Fig. 3.5.1 Correlation analysis of condition rating and load carrying capacity

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 1945 한국해양대학교
dCollection

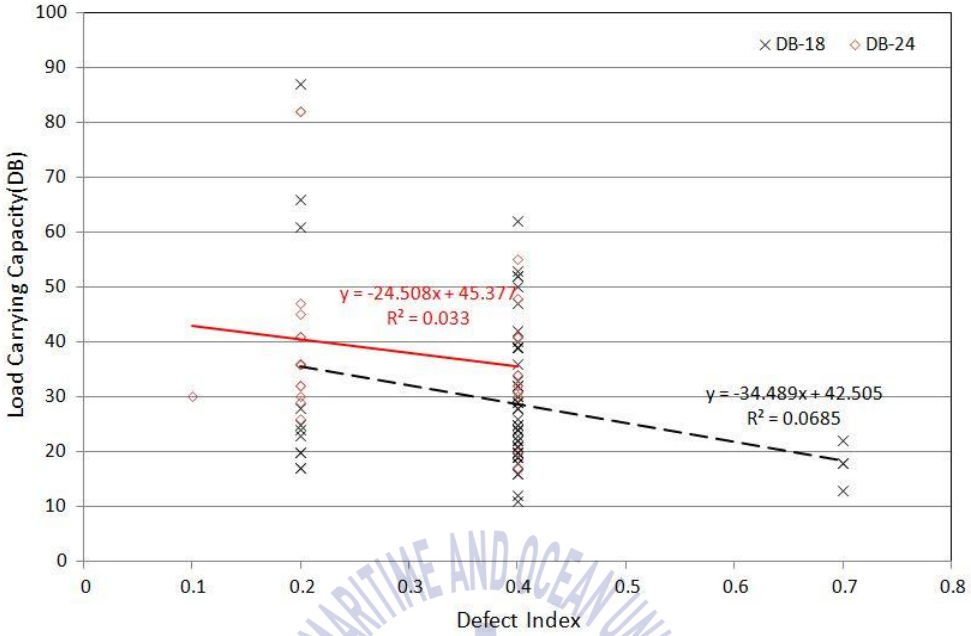


Fig. 3.5.2 Correlation analysis of defect index and load carrying capacity

한편, Fig. 3.5.2에서 결함지수는 분석대상교량의 대부분이 상태등급을 결함지수 없이 책임기술자의 주관적 판단에 따라 평가하던 2004년 이전에 평가된 교량인 관계로 상태등급에 대한 표준결함도 지수를 사용하였다. 따라서, 이에 따른 다소의 오차를 포함하고 있으나, 결함지수가 증가함에 따라 공용내하력이 감소하는 보편적인 경향을 보일 뿐만 아니라 DB-18 교량이 구조적인 취약성으로 DB-24 교량에 비해 결함지수의 증가에 따른 공용내하력의 감소율이 크게 나타나는 등 전반적인 추세는 일정한 경향을 보이는 것으로 판단되는 바, 향후 결함지수가 보다 구체화되고 보다 많은 데이터의 수집 및 분석이 이루어진다면 내하력 평가시 상태평가를 고려할 수 있는 적정 방안의 수립이 가능할 것으로 판단된다.

Collection

3.6 소 결

시특법의 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침에 따라 평가된 연구대상교량 950여 개 교량에 대한 정밀안전진단보고서를 토대로 손상유형 및 손상발생특성, 상태등급 및 공용내하력 현황, 공용년수에 따른 상태등급과 공용내하력의 추세 등을 통계적으로 비교·분석하고 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) 손상발생 전체 건수에 대한 손상발생 개소 수로 정의한 손상차지비율을 이용하여 주요 손상에 대한 통계분석결과, 연구대상교량에서 발생빈도가 높은 손상은 건조수축균열(15.5%), 박락(10.2%), 백태(7.4%) 등의 순서로 나타났으며, 손상의 유형으로는 전반적으로 결함의 비율이 높은 것으로 파악되어 교량시공 후 하자만료전에 보다 정밀한 점검을 통한 유지관리가 수행되면 유지관리비용을 절감할 수 있을 것으로 판단된다.

(2) 공용년수 10년까지는 C등급의 비율이 20% 내외이지만, 15년 이상이되면 C등급이 큰 폭으로 증가하기 시작하고, 30년 이상이 되면 확연히 증가하는 것으로 파악되어, 공용년수 10년부터는 예방적 유지관리측면에서 지속적인 유지관리와 적절한 보수·보강비용의 투입이 필요한 것으로 판단된다.

(3) 설계활하중 및 교량형식에 대해 공용년수와 상태등급 및 공용내하력의 상관성을 검토한 결과, 상태등급은 대부분이 B, C등급으로 준공 당시 결함과 약간의 열화가 대부분을 차지하고 있고, 공용내하력은 C등급 부터 공용내하력이 설계내하력 이하인 경우가 발생하는 것으로 조사되었다.

Collection

제 4 장 내하력 평가방법 개선방안

4.1 개 요

수집된 실측자료와 유사 연구동향에 대한 사전분석을 통해 파악된 현재의 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(MLTM, 2010)에서 제시하고 있는 내하력 평가방법의 문제점과 본 연구에서 유의한 평가단계별 개선항목을 정리하여 Table 4.1.1에 나타내었다.

Table 4.1.1 Problem and improvement item of existing load-carrying-capacity

구 분	문제점	착안사항	개선항목
기본내하율	•설계시 고려되는 고정하중외의 지속하중 미반영	•크리프, 건조수축 및 온도차에 의한 영향 고려시 내하력 특성 분석	•설계단계의 안전율과 기본내하율 분석
재하시험	•교통통제가 곤란한 현장여건으로 재하시험 곤란시 공용내하력 평가 불가	•교량의 실거동을 상태등급으로 고려한 공용내하력 평가 방안 검토	•상태등급을 고려한 내하력 평가방안 분석
응답보정계수	•평가자의 주관적 판단에 따른 오류(과다 또는 과소평가)	•교량의 실제 거동을 반영할 수 있는 적정 해석모델 작성방안	•해석모델의 개선에 따른 내하율 분석
	•실측 충격계수의 불확실성	•객관적 실측 충격계수 적용방안 검토	•실측 충격계수 적용방안에 대한 분석
공용내하력	•공용년수 증가에 따른 공용내하력의 일관성 결여	•동일교량의 공용년수 증가에 따른 내하력 변동 특성 분석	•공용년수 증가를 고려한 내하력 평가방안 분석
	•변경된 설계기준(한계상태설계법)과의 평가방안 불일치	•신뢰도 기반 내하력 평가방안 검토	•신뢰도 기반 평가방법에 따른 내하율 분석

Collection

4.2 설계단계의 안전율과 기본내하율 분석

4.2.1 개 요

본 연구에서는 시특법 대상 1, 2종 교량 중 가장 높은 비중을 차지하는 STB와 PSCI의 최근 설계자료를 수집하여 설계단계에서의 안전율과 기본내하율을 분석하였다. 수집된 자료는 최근 대다수의 설계자들이 사용하는 설계자동화프로그램을 통해 유사한 수준의 안전율을 갖도록 설계된 자료이므로 대표성이 있는 것으로 판단된다. Table 4.2.1은 분석대상교량의 현황을 보여준다.

Table 4.2.1 General status of target bridges

구 분		경간구성(m)	교 폭(m)	설계하중	설계년도	비 고
STB	ST1	1@40 = 40	10.7	DB-24	2006년	
	ST2	40+60+40 = 140	15.6	DB-24	2008년	
	ST3	40+5@55+40 = 355	10.1	DB-24	2011년	
	ST4	2@50 = 100	7.9	DB-24	2011년	
	ST5	40+2@45+40 = 170	10.7	DB-24	2006년	
	ST6	50+55+50 = 155	14.2	DB-24	2009년	
PSCI	PC1	4@30 = 120	11.4	DB-24	2013년	
	PC2	1@35 = 35	10.5	DB-24	2013년	
	PC3	1@30 = 30	15.1	DB-24	2013년	
	PC4	1@25 = 25	10.5	DB-24	2013년	
	PC5	3@35 = 105	11.2	DB-24	2014년	
	PC6	6@30 = 180	12.6	DB-24	2009년	
	PC7	4@30 = 120	12.6	DB-24	2009년	
	PC8	2@35 = 70	12.6	DB-24	2009년	

Collection

4.2.2 설계 안전율

Fig. 4.2.1과 4.2.2는 STB와 PSCI의 허용응력(공칭강도)에 대한 작용하중별 비율을 보여주며, 이로부터 최근 STB와 PSCI는 허용응력(공칭강도)에 대해 평균 약 75%정도의 수준(안전율(=평가저항강도/평가하중영향)로는 약 1.35 정도)으로 설계되는 것을 알 수 있다.

Fig. 4.2.1을 보면, STB의 경우 허용응력에 대해 고정하중이 약 51%, 활하중이 약 23% 정도의 비율로 대부분을 차지하지만, 크리프와 건조수축도 약 5%, 온도차에 의한 영향도 약 7% 정도인 것으로 조사되었다. 온도차에 의한 영향은 현행 설계기준에서 허용응력을 약 15% 할증할 수 있으므로 전체적인 비율은 더 낮아질 가능성이 크지만, 크리프와 건조수축은 주하중으로서 허용응력의 할증이 없어 약 5% 정도 안전율을 저하시킬 수 있으므로 현재 대부분의 정밀안전진단에서는 고려하지 않고 있으나 향후 이에 대한 고려가 필요한 것으로 판단된다.

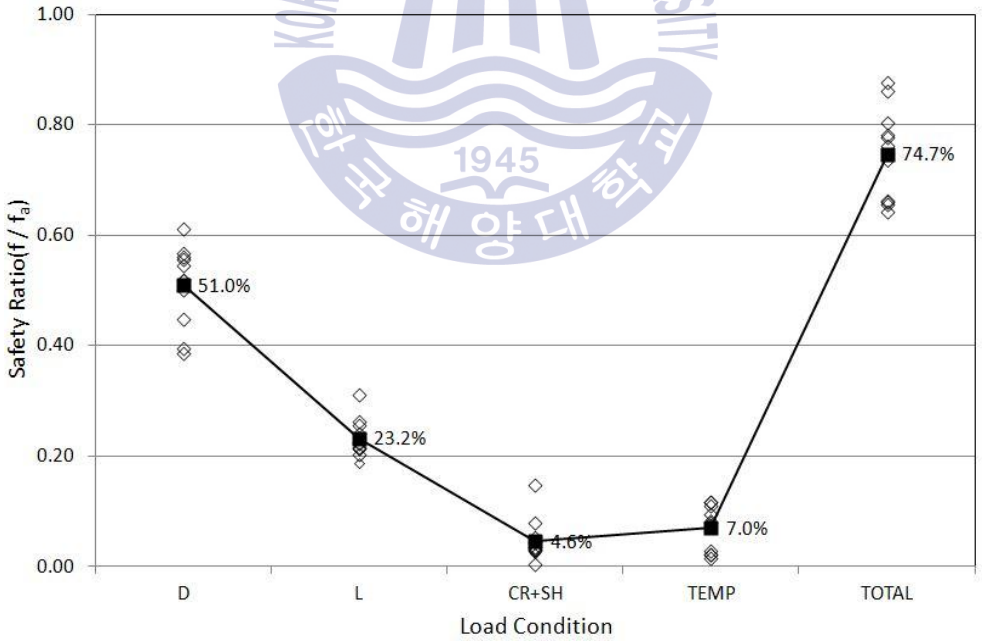


Fig. 4.2.1 Safety Ratio(f / f_a) of STB

dCollection

한편, PSCI는 Fig. 4.2.2에 나타난 바와 같이 고정하중이 허용응력에 대해 약 43%, 활하중이 약 33% 정도의 비율을 차지하는 것으로 조사되었다. PSCI는 허용응력법과 강도설계법에 대해 모두 만족하도록 설계되지만, 허용응력법의 경우 거더 하단에서의 설계응력이 도입된 프리스트레스력에 따라 인장이 될 수도 있고 압축이 될 수도 있어 일정한 비율로 표현하기가 곤란하므로 본 연구에서는 강도설계법에 대해서만 분석하였다.

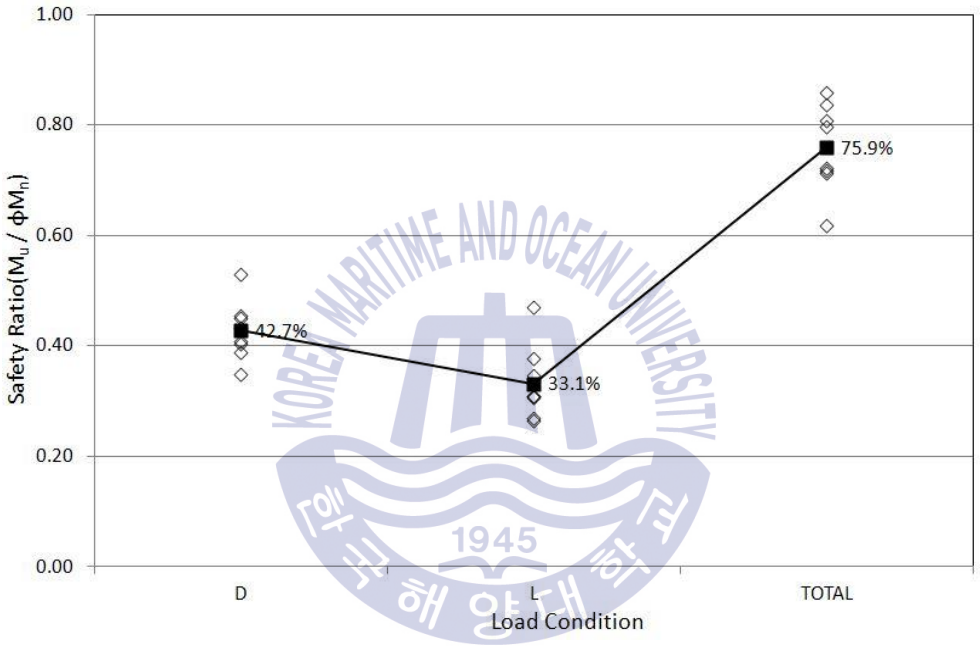


Fig. 4.2.2 Safety Ratio(M_u / ϕM_n) of PSCI

4.2.3 설계 기본내하율

Fig. 4.2.3은 STB의 하중조합별 기본내하율이고, Fig. 4.2.4는 크리프 및 건조수축과 온도차이에 의한 영향 등의 추가하중이 기본내하력에 미치는 영향을 분석하기 위해 하중조합에 따른 기본내하율의 비율을 나타낸 것이다. 현행 내하력 평가방법에서는 추가하중을 고려할 수 없으나 내하율의 기본 개념상 지속하중으로 고려하는 것이 타당한 것으로 판단되어 고정하중과 동일한 항으로 적용하였다. 분석결과, 현재의 내하력 평가방법에 따르면 LC1과 같이 기본내하율이 2.136 정도이지만 크리프

Collection

와 건조수축을 고려할 경우 2.088 정도로 약 2~3% 정도 기본내하율이 저하되며, 온도차이를 고려하면 허용응력의 할증으로 인해 약 17~18% 정도 기본내하율이 증가하는 것으로 조사되었다. 따라서, STB에 작용하는 실응력 상태를 고려하고 안전측의 평가를 위해서는 설계단계에서 고려되고 있는 이러한 추가하중을 고려하여 기본내하율을 산정하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

한편, Fig. 4.2.5는 PSCI의 검토방법에 따른 기본내하율을 보여주는 것으로서, 허용응력법과 강도설계법이 서로 유사한 수준의 기본내하율로 평가되는 것을 알 수 있다.

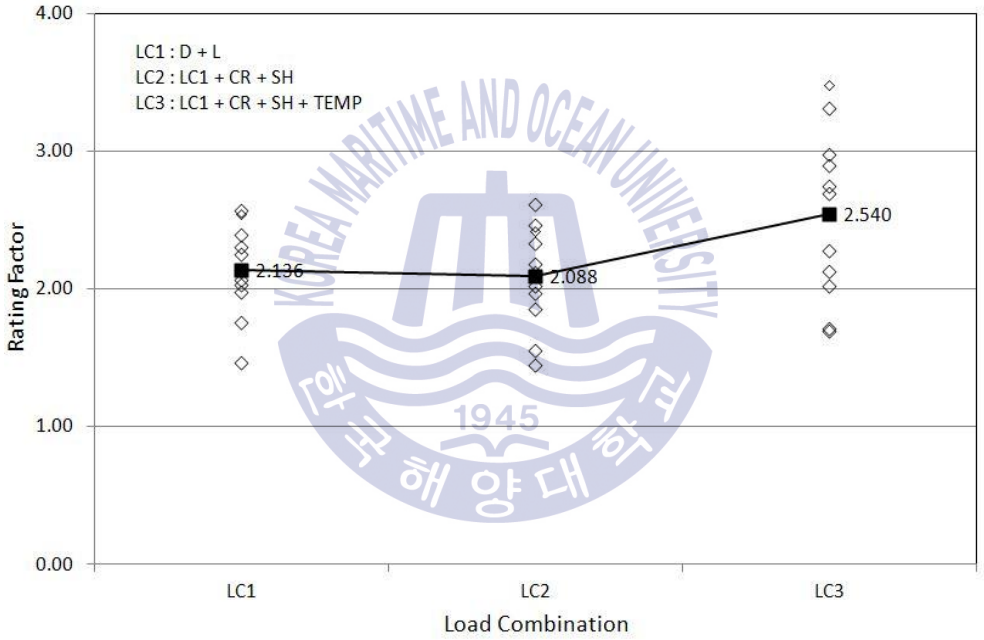


Fig. 4.2.3 Rating factor of STB for load combination

Collection

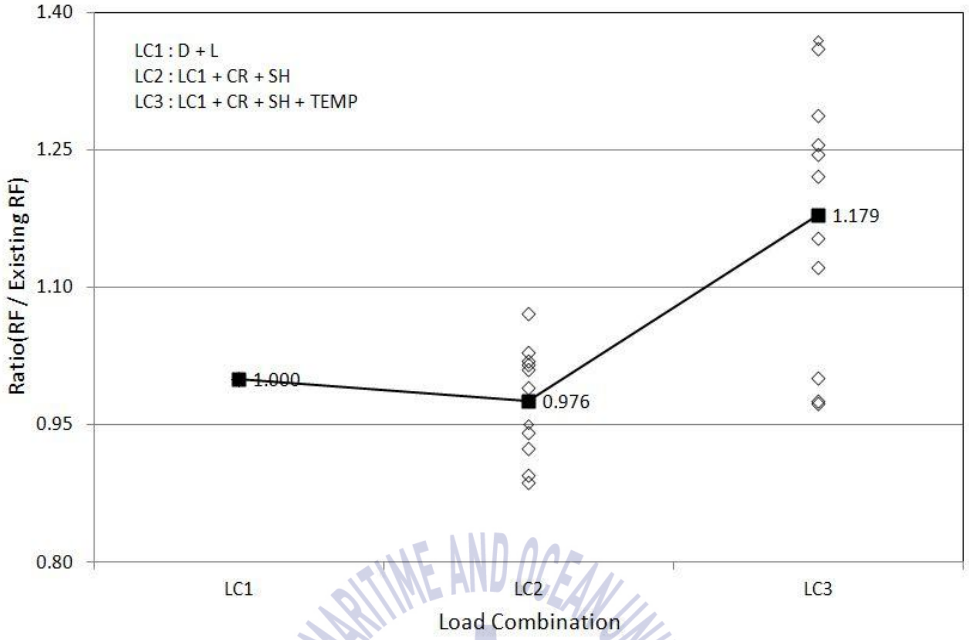


Fig. 4.2.4 Rating factor ratio of STB for load combination

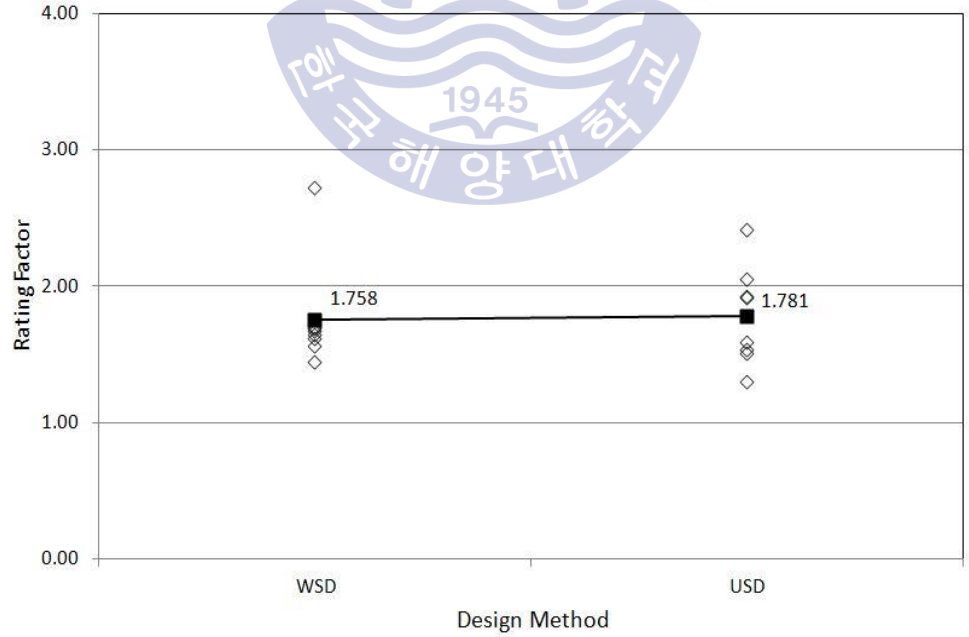


Fig. 4.2.5 Rating factor of PSCI for load combination

Collection

4.2.4 설계단계의 안전율과 기본내하율

Fig. 4.2.6은 STB와 PSCI의 설계단계의 허용응력(공칭강도)에 대한 작용하중의 비율과 기본내하율을 도시한 것으로서, 작용/허용 비율은 둘 다 약 0.75 정도(안전율로는 약 1.3 정도)의 수준으로 유사하지만 기본내하율은 STB가 PSCI보다 약 15% 정도 큰 것으로 조사되었다. 이는 활하중에 대한 비율로 표현되는 내하율의 특성상 STB가 PSCI에 비해 허용에 대한 활하중의 비율이 작기 때문인 것으로 판단된다.

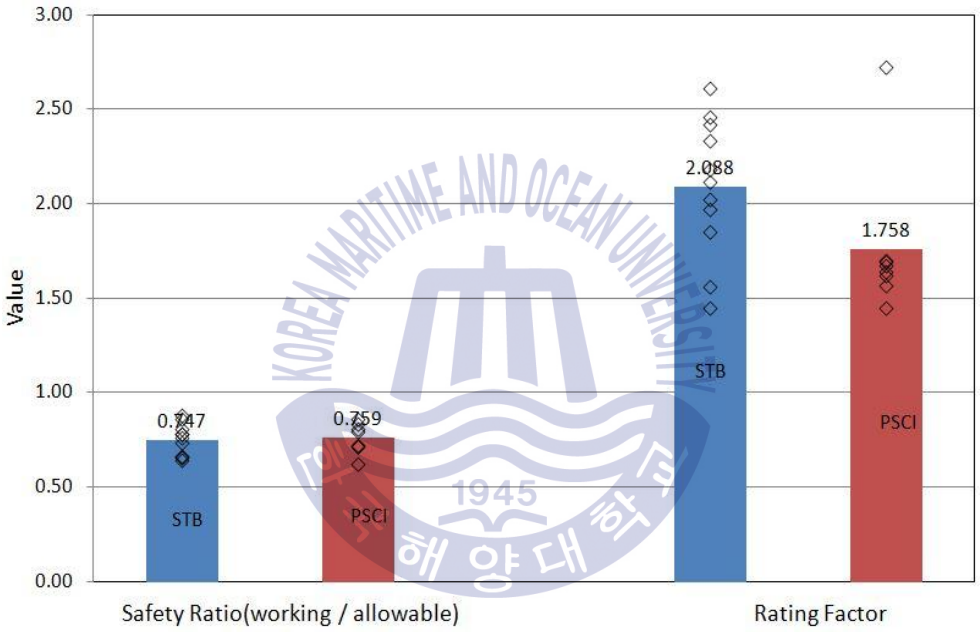


Fig. 4.2.6 Safety ratio(working / resistance) and rating factor of STB and PSCI

4.2.5 소 결

시특법 대상 1, 2종 교량 중 가장 높은 비중을 차지하는 STB와 PSCI형식의 교량을 대상으로 설계단계에서의 안전율과 기본내하율을 분석하고, 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

Collection

(1) 분석대상 STB와 PSCI는 평가저항강도의 약 75% 수준으로 설계되고 있으며, 기본내하율은 STB가 2.136, PSCI가 1.758 정도인 것으로 조사되었다.

(2) STB와 PSCI의 안전율은 유사한 수준인데 기본내하율에서 차이를 보이는 것은 STB의 경우 고정하중이 저항강도의 약 51%, 활하중이 약 23%, PSCI는 고정하중이 약 43%, 활하중이 약 33% 정도의 비율을 차지하여 활하중의 비율이 작은 STB의 내하율이 크게 평가된 것으로 판단된다.

(3) STB에 작용하는 실응력 상태를 고려한 안전측의 내하력 평가를 위해서는 크리프와 건조수축에 의한 하중을 고려하여 기본내하율을 산정하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY
1945
한국해양대학교

Collection

4.3 해석모델 개선에 따른 내하율 분석

4.3.1 개 요

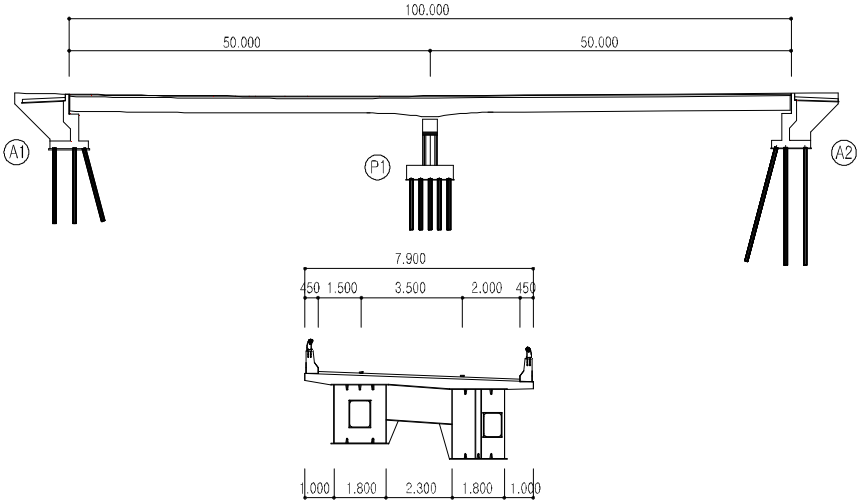
교량의 설계단계에서 예측한 역학적 거동은 여러 가지 가정에 따른 오차로 인하여 실제 완성된 교량의 실거동과는 다른 거동을 나타낼 수도 있으며, 또한 교량을 구성하는 각 구조부재들의 역학적 특성도 시간의 경과에 따라 다소 변하게 된다. 따라서 이러한 공용중인 교량의 실제 거동을 반영한 공용내하력을 평가하기 위해 현재의 내하력 평가방법에서는 설계조건에 대한 기본내하율에 재하시험결과로부터 산정되는 응답보정계수(2.2.1절 참조)를 적용한다. 그러나, 응답보정계수는 주요 인자인 응답비의 실측치를 결정하는데 있어 평가자의 주관적 판단에 따라 적용되기 때문에 객관성 있는 결과를 기대하기 어렵고, 내하력의 과다 혹은 과소평가의 우려가 있다. 이에 한국도로공사 도로교통연구원(2013) 등에서는 전술한 바와 같은 문제점으로 인한 오차를 줄이기 위해 현장조사 및 재하시험을 통해 획득한 정보를 활용하여 교량의 공용내하력을 평가하기 위한 구조해석모델을 개선하는 방안에 대해 연구를 수행한 바 있다.

본 연구에서는 STB와 PSCI형식의 교량을 샘플교량으로 선정하여 구조해석모델 개선에 따른 내하율을 분석하였다. Table 4.3.1과 Fig. 4.3.1은 샘플교량의 현황을 보여준다.

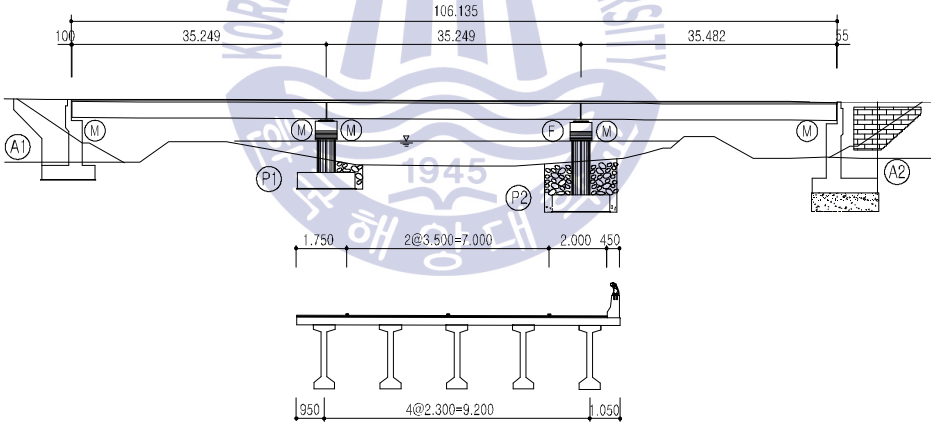
Table 4.3.1 General status of target bridges

구 분	구조형식	교장(m)	교폭(m)	설계하중	비 고
000교	STB	2@50=100	7.900	DB-24	
△△△교	PSCI	3@35=105	11.200	DB-24	

Collection



(a) STB



(b) PSCI

Fig. 4.3.1 General drawing of target bridge

4.3.2 해석모델 개선방법

외관상태조사, 재료물성시험, 재하시험 등을 통해 대상교량에서 획득한 재료특성, 지점조건, 정적 및 동적 응답특성 등을 최대한 활용하여 현재 상태를 반영한 교량

Collection

의 공용내하력 평가를 위하여 구조해석모델을 개선한다. 해석모델 개선을 위한 다양한 방법들 중 SI(System Identification)기법이 대표적으로 알려져 있지만, SI기법도 사용하는 응답에 따라 정적응답을 사용하는 방법, 주파수영역 동특성데이터를 사용하는 방법, 시계열 동적데이터를 사용하는 방법들이 있다. 또한, 사용하는 알고리즘 역시 (구속적)최적화기법, 공간상태모델(Space State Model)기법, 신경망(Neural Network)기법, 유전자알고리즘(Genetic Algorithm) 등과 같이 다양하다. 이와 같이 다양하게 알려진 기법들은 모두 각자 나름대로의 장점과 단점을 가지고 있기 때문에, 어느 기법을 적용하더라도 기법의 선택보다는 선택한 기법을 통해 얻게 되는 결과를 어떻게 분석하고 평가하느냐 하는 것이 보다 중요한 문제가 될 수 있다. 따라서 선택하여 적용하는 해석모델 개선방법의 적합성과 그 결과의 신뢰성을 검증할 수 있도록 제시하는 것이 필요하다.

해석모델을 개선하기 위해서는 재하시험이 필요한데, 재하시험결과는 기존의 해석적인 방법에 의한 평가결과와 구조적인 거동에 있어서 일반적으로 차이를 보인다. 이러한 차이는 실제 교량의 강도를 증가시키는 결과를 가져올 수도 있으며, 반대로 계산된 내하력을 줄이는 경우도 있다. 어떠한 경우든, 대상교량의 강도 증감을 고려하기에 앞서 재하시험결과의 신뢰성을 합리적으로 검증하는 것이 바람직하다.

재하시험 중에 관찰되는 중요한 교량거동(예 : 교량받침의 부식으로 인한 구속효과의 변화)이 있으면, 이로 인하여 지점에서의 작용력의 크기 및 힘의 분배에 영향을 미칠 수 있다. 그러나 이러한 구속효과에 의해 발생할 수 있는 교량 강도증가 영향은 차후 교량받침의 보수 혹은 교체 가능성이 있기 때문에 교량평가에서 고려할 수 없으나, 구속효과의 변화는 교량에 대한 해석모델의 개선에 반영할 수 있다. 또한 구속된 교량받침에 의해서 더 큰 온도응력을 초래할 수 있으며 이것은 교량평가에서 고려되어야 한다. 따라서, 적정 해석모델의 개선을 위해서는 정적재하시험을 통한 중립축의 적정성, 활하중 횡분배 효과, 교량의 대칭성 등을 종합적으로 분석하여 대상교량의 실제 거동을 적절히 재현할 수 있는 최적의 해석모델을 설정하여야 한다.

본 연구에서는 받침부의 스프링계수, 거더 및 가로보의 2차 모멘트 및 비틀림계수, 콘크리트 부재의 탄성계수를 개선변수로 하여 처짐의 응답비 및 횡분배율과 고

Collection

유진동수의 오차를 목적함수로 놓고 목적함수의 값이 허용수준을 만족하는 최적화 과정을 통하여 수행하였으며, 이때 개선변수의 정도는 현장조사결과를 토대로 선정하였다.

한편, 개선된 해석모델의 적정성을 판단하기 위해서는 실측치와 해석치 사이의 오차에 대한 통계 분석이 필요하다. 평가자의 필요에 따라 일반적으로 4가지, 즉 절대오차(absolute error), 백분율오차(percent error), 스케일오차(scale error) 및 상관계수(correlation coefficient) 등의 분석기법이 주로 이용되는데, 본 연구와 같이 실측치와 해석치간의 정확도를 판단하기에는 백분율오차가 가장 적합한 것으로 알려져 있다. 본 연구에서는 해석모델 개선시 수렴조건으로 백분율오차를 사용하되 일반적인 백분율오차 산정식 대신 제곱근방식으로 보정하여 사용하였는데, 이는 부호가 다른 항들이 서로 상쇄되는 것을 방지함과 아울러 응답이 크게 발생한 측정치를 강조하여 작은 응답에 의해 분석결과가 왜곡되는 현상을 방지하기 위한 것이다. 이러한 분석방법은 한국도로공사 도로교통연구원의 신뢰도 기반 고속도로교량 안전성 평가지침(안)(2013)에서도 적용하여 적정성을 입증한 바 있다. Table 4.3.2는 오차 분석기법의 계산식을 보여준다.

Table 4.3.2 Equation of error function

구 분	계산식	비 고
절대오차(absolute error)	$\sum\lvert\varepsilon_m-\varepsilon_c\rvert$	
백분율오차(percent error)	$\sum(\varepsilon_m-\varepsilon_c)^2/\sum(\varepsilon_m)^2$	
스케일오차(scale error)	$\dfrac{\sum_{\max}\lvert\varepsilon_m-\varepsilon_c\rvert_{gage}}{\sum_{\max}\lvert\varepsilon_m\rvert_{gage}}$	
상관계수(correlation coefficient)	$\dfrac{\sum(\varepsilon_m-\overline{\varepsilon_m})(\varepsilon_c-\overline{\varepsilon_c})}{\sum\sqrt{(\varepsilon_m-\overline{\varepsilon_m})^2(\varepsilon_c-\overline{\varepsilon_c})^2}}$	

Collection

본 연구에서는 전술한 바와 같이 해석모델 개선과정에 적용할 수 있는 전체거동 측면에서의 수렴조건으로 다음의 식(4.1) 및 (4.2)를 사용하였으며, 이 두 식의 값이 동시에 10% 이내이면 만족할 만한 모델개선이 이루어졌다고 판단하였다. 여기서 수렴조건으로 제시한 10%는 백분율오차를 이용한 분석시 보편적으로 사용되는 기준값으로, 오출환(2010), 박영수(2011) 등 다수의 연구에서 해석모델 개선시 Percent error의 수렴조건으로 10%를 적용하여 만족할 만한 결과를 얻은 것으로 보고한 바 있으며, 신뢰도 기반 고속도로교량 안전성 평가 지침(안)(한국도로공사 도로교통연구원, 2013)에서도 10%의 수렴조건을 제시하고 있다. 논문에서 제시한 10%는 최소한의 조건이며, 오차를 줄일수록 신뢰성 높은 결과를 획득할 수 있을 것으로 판단된다.

가. 거더의 처짐 또는 변형률의 수렴조건

$$Percent\ error\ =\ \frac{\sum_{i=1}^{n}(\gamma_{t,i}-\gamma_{c,i})^2}{\sum_{i=1}^{n}(\gamma_{t,i})^2}\times 100\ \le 10\% \qquad \text{식(4.1)}$$

나. 횡분배계수의 수렴조건

$$Percent\ error\ =\ \frac{\sum_{i=1}^{n}(\kappa_{t,i}-\kappa_{c,i})^2}{\sum_{i=1}^{n}(\kappa_{t,i})^2}\times 100\ \le 10\% \qquad \text{식(4.2)}$$

여기서, $\gamma_{t,i}$와 $\gamma_{c,i}$는 각각 정적재하시험 및 해석모델에서 얻어진 i번째 거더의 최대 처짐 또는 변형률이며, $\kappa_{t,i}$와 $\kappa_{c,i}$는 각각 정적재하시험 및 해석모델에서 얻어진 i번째 거더의 횡분배계수를 의미한다. 또한 n은 대상 교량의 총 거더수이다.

또한, 동적재하시험 결과로부터 획득된 교량의 고유진동수와 진동모드는 정적재하시험 결과로부터 개선된 해석모델의 추가적인 보완에 사용될 수 있다. 대상교량에서 얻어진 고유진동수와 진동모드는 해석모델의 강성과 질량 분포, 유효경간장, 경계조건 등을 개선하는데 직접적인 기여를 할 수 있으며 대상교량의 손상이나 결

Collection

함 등을 탐지하는 역할을 할 수 있다. 특히 교량의 고유진동수는 해석적으로 예측이 비교적 용이한 값으로서 개선된 수치해석모델의 검증에 활용할 수 있다. Fig. 4.3.2는 해석모델 개선 흐름도를 보여준다.

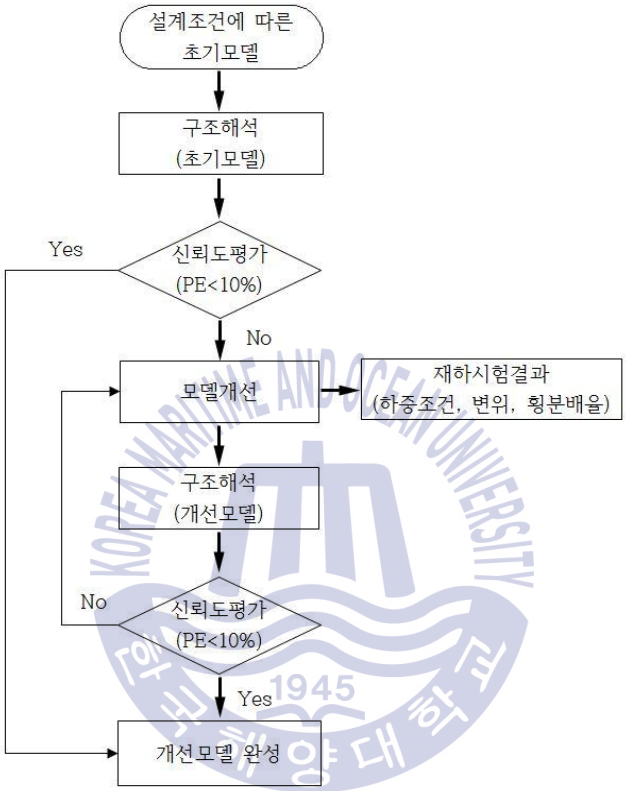


Fig. 4.3.2 Improvement flow chart of analysis model

4.3.3 해석모델 개선에 따른 내하율 분석

가. STB의 해석모델 개선에 따른 내하율 분석

1) 정적재하시험 결과

해석모델 개선을 위한 정적재하시험은 1대의 계량된 15톤 덤프트럭을 사용하여 2경간에서 총 3가지의 하중경우에 대해 수행되었다. Fig. 4.3.3은 정적재하시험 현황을 보여주며, Table 4.3.3은 하중경우별 정적처짐 측정결과를 보여준다.

Collection

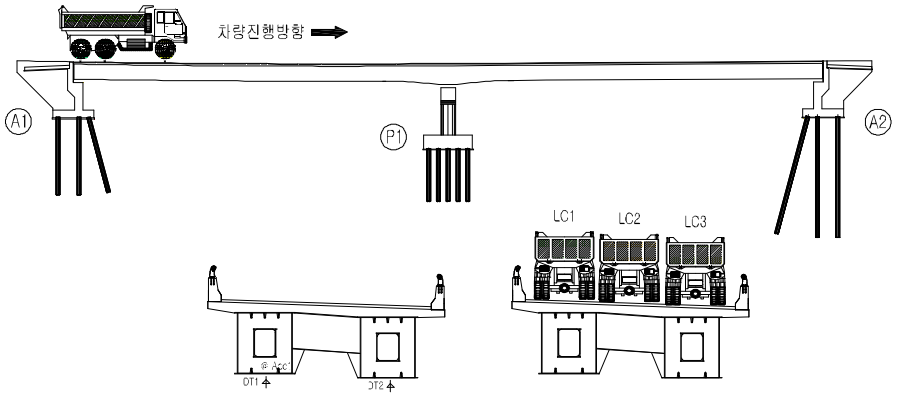


Fig. 4.3.3 General status of static loading test(STB)

Table 4.3.3 Measured static displacement of STB

구 분		Dis1	Dis2	비 고
경간 중앙부	LC1	-5.76	-3.31	좌측재하
	LC2	-5.19	-4.41	중앙재하
	LC3	-3.87	-5.52	우측재하

2) 해석모델 개선

STB의 설계단계에서 사용되는 초기 구조해석모델은 격자해석모델이며, 교축방향은 유효폭을 고려한 바닥판과 합성된 강박스거더를 프레임요소로 모델링하고, 교축직각방향은 가로보를 프레임요소로 모델링하였다. 해석프로그램은 범용 구조해석프로그램인 MIDAS CIVIL을 사용하였다. 해석모델의 현황은 Table 4.3.4와 같고, 해석모델링은 Fig. 4.3.4에 나타내었다.

Collection

Table 4.3.4 General status of analysis model(STB)

구 분	해석모델 현황	비 고
교량형식	2경간 연속 강합성 상자형 교량	STB
사용요소	프레임요소	강합성박스거더, 가로보
탄성계수	210,000MPa	강합성박스거더, 가로보
밀 도	7,850kg/m^3	강재
포아송비	0.3	강재

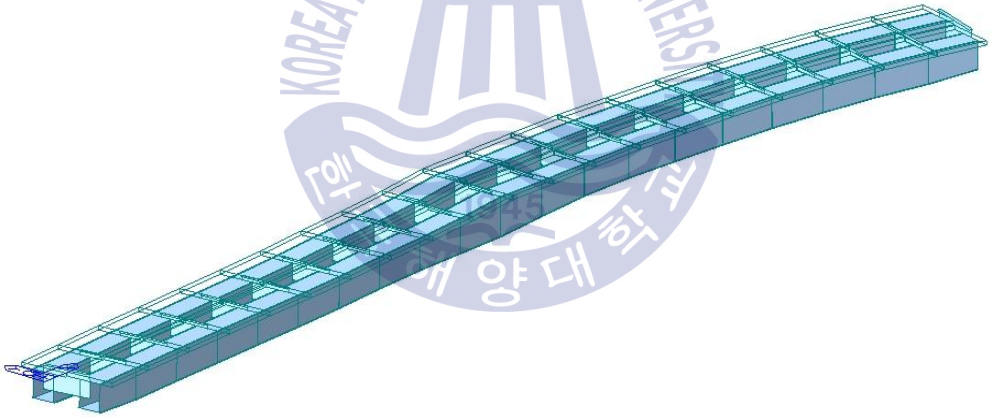


Fig. 4.3.4 Analysis model(STB)

본 연구에서는 초기 구조해석을 기준으로 받침부의 스프링계수, 거더 및 가로보의 2차 모멘트 및 비틀림계수, 콘크리트 부재의 탄성계수 등의 개선변수를 현장조사결과를 기초로 변화시키면서 Percent Error 수렴조건을 만족하도록 최적화과정을 수행하였다. Table 4.3.5는 해석모델 개선변수를 보여준다. 현장조사자료를 보면 받침부는 외관상태가 양호한 것으로 조사되어 개선변수에서 제외하였고, 탄성계수는

Collection

강재의 특성상 일정하므로 제외하였다. 따라서, 대상교량의 해석모델 개선을 위한 변수는 거더 및 가로보의 단면2차모멘트 및 비틀림계수 26개와 방호벽강성 1개 등 총 27개이다.

Table 4.3.5 Parameter for analysis model improvement

구 분	적용부재	수량	변수 증감	범위	비 고
스프링계수	받침부	2	탄젠트	$-\pi \sim \pi$	-
단면2차모멘트	거더 가로보	10 3	선형	-1.5 ~ 1.5	적용
비틀림계수	거더 가로보	10 3	선형	-1.5 ~ 1.5	적용
탄성계수	거더 가로보	1 1	선형	-1.5 ~ 1.5	-
기 타 (방호벽강성)	거더	1	실측	실측	적용
합 계	-	31(27)	-	-	-

주) 표에서 수량의 ( )는 대상교량에 적용된 개선변수의 수량임

Fig. 4.3.5와 Table 4.3.6 및 4.3.7에 초기 및 개선모델의 Percent Error를 통한 적정성 분석결과를 나타내었다. 초기 구조해석모델과 정적재하시험을 통해 획득한 처짐, 횡분배율, 고유진동수 등을 비교하여 해석모델의 적정성을 검토한 결과, 정적재하시험의 모든 하중경우에서 Percent Error가 10%를 초과하는 것으로 나타나서 해석모델의 개선이 필요한 것으로 분석되었다. 이에 따라 외관조사, 재료특성조사 등의 현장조사결과를 참조하여 Percent Error가 Acceptance Level인 10%이하를 충족할 때까지 모델개선을 진행하였으며, 그 결과 Percent Error가 10% 이내인 개선된 모델을 획득하였다. 개선된 모델은 정적재하시험의 모든 하중경우에서 Percent Error가 10%를 만족할 뿐만아니라, 횡분배율 및 고유진동수도 정적재하시험결과와 잘 부합하는 것으로 분석되어 신뢰할 수 있는 수준에 도달한 것으로 판단된다.

Collection

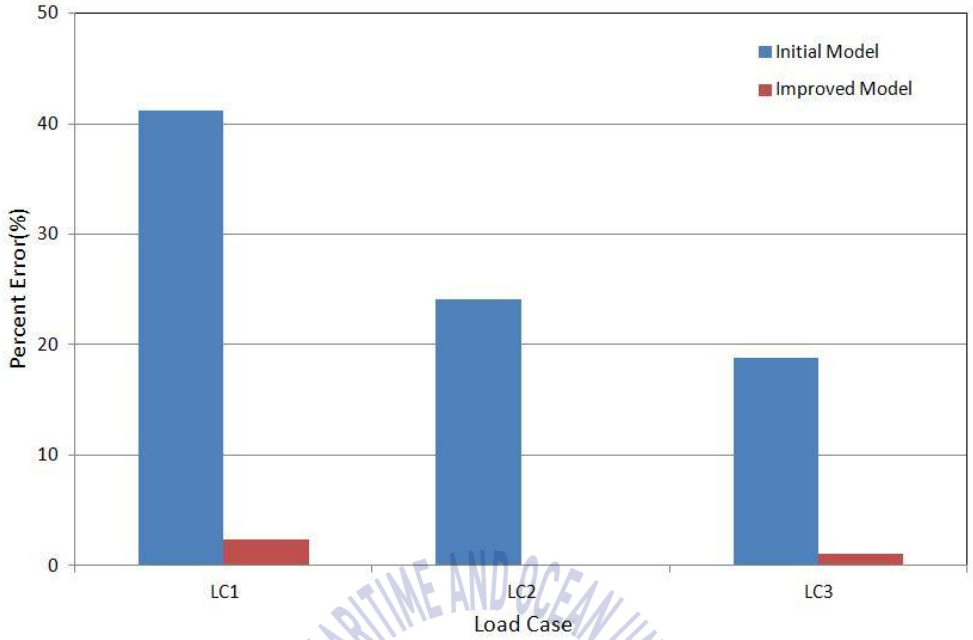


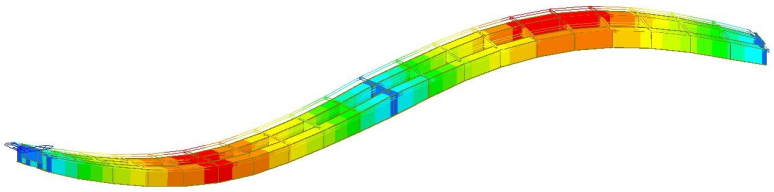
Fig. 4.3.5 Percent error of initial and improved model(STB)

Table 4.3.6 Adequacy analysis of initial and improved model using percent error(STB)

구 분		실 측		이 론							
				초기모델				개선모델			
		처짐 (㎜)	횡분배율 (%)	처짐		횡분배율		처짐		횡분배율	
				계산 (㎜)	PE (%)	계산 (%)	PE (%)	계산 (㎜)	PE (%)	계산 (%)	PE (%)
LC1	G1	-5.76	63.51	-8.87	29.15	58.74	0.56	-6.07	0.28	58.54	0.61
	G2	-3.31	36.49	-6.23	77.82	41.26	1.70	-4.30	8.87	41.46	1.85
	Total	-9.07	100	-15.10	41.23	100	0.85	-10.36	2.41	100	0.92
LC2	G1	-5.19	54.06	-7.69	23.20	53.70	0.00	-5.21	0.00	53.82	0.00
	G2	-4.41	45.94	-6.63	25.34	46.30	0.01	-4.47	0.02	46.18	0.00
	Total	-9.60	100	-14.32	24.10	100	0.01	-9.69	0.01	100	0.00
LC3	G1	-3.87	41.21	-6.40	42.74	47.80	2.55	-4.57	3.28	44.92	0.81
	G2	-5.52	58.79	-6.99	7.09	52.20	1.25	-5.61	0.02	55.08	0.40
	Total	-9.39	100	-13.39	18.84	100	1.68	-10.18	1.10	100	0.53

Collection

Table 4.3.7 Natural frequency of initial and improved model(STB)

구 분	실 측 (Hz)	이 론			
		초기모델		개선모델	
		고유진동수(Hz)	PE(%)	고유진동수(Hz)	PE(%)
연직	1.865	1.528	18.07	1.868	0.16
모드형상					

3) 해석모델 개선에 따른 내하율 분석

Table 4.3.8에 초기 및 개선모델의 공용내하율을 나타내었다. 기본내하율은 서로 유사한 수준이지만 공용내하율은 개선모델의 경우가 초기모델에 비해 약 25% 정도 낮은 수준인 것으로 평가되었다. 이러한 현상은 응답보정계수의 차이에서 비롯된 것으로, 초기모델은 응답보정계수의 주요 인자인 응답비의 편차가 큰 데 반해 개선모델은 응답비가 최적수준으로 수렴하도록 모델링을 보정한데 따른 것이며, 이로부터 해석모델 개선을 통해 공용내하력이 과다 또는 과소평가되는 것을 방지할 수 있을 것으로 판단된다.

Table 4.3.8 Service rating factor of initial and improved model(STB)

구 분		작용응력(MPa)		기본내하율	응답보정계수	공용내하율
		고정하중	활하중			
초기 모델	정모멘트	93.082	43.642	2.679	1.307	3.502
	부모멘트	119.303	39.145	2.317		3.029
개선 모델	정모멘트	93.916	44.353	2.617	1.015	2.657
	부모멘트	119.421	35.632	2.542		2.581

주) (+)는 인장, (-)는 압축

Collection

나. PSCI의 해석모델 개선에 따른 내하율 분석

1) 정적재하시험 결과

해석모델 개선을 위한 정적재하시험은 1대의 계량된 15톤 덤프트럭을 사용하여 1경간에서 총 3가지의 하중경우에 대해 의사정적으로 수행되었다. Fig. 4.3.6에 정적재하시험 현황을 나타내었으며, Table 4.3.9에 하중경우별 정적처짐 측정결과를 나타내었다.

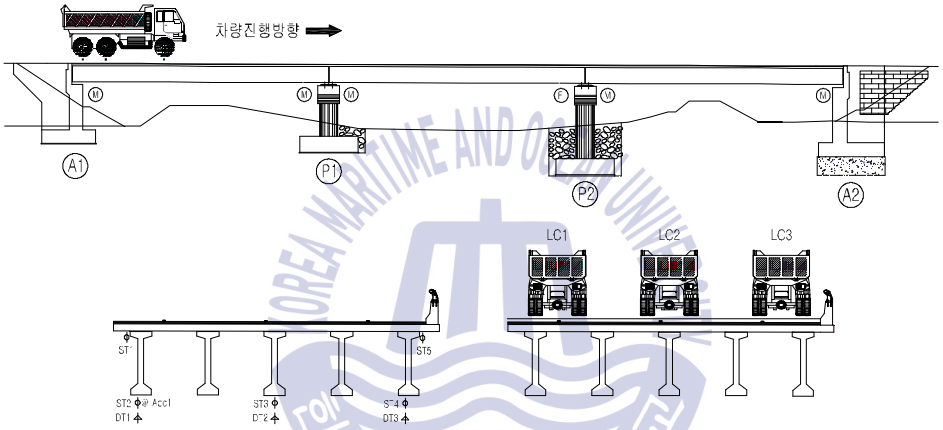


Fig. 4.3.6 General status of static loading test(PSCI)

Table 4.3.9 Measured static displacement of PSCI

구 분		Dis1	Dis2	Dis3	비 고
경간 중앙부	LC1	-3.31	-1.35	-0.30	좌측재하
	LC2	-1.23	-1.53	-0.80	중앙재하
	LC3	-0.29	-1.02	-2.52	우측재하

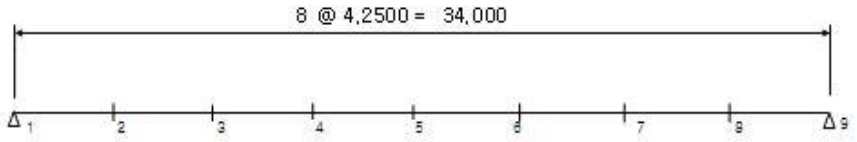
Collection

2) 해석모델 개선

PSCI의 설계단계에서 사용되는 초기 구조해석모델은 단경간에 대한 2차원 보모델이고, 공용중 정밀안전진단에서는 통상 단경간에 대한 격자모델을 사용하지만, 본 연구에서는 해석모델의 개선을 고려하여 연속교에 대한 격자모델을 사용하였다. 격자모델에서 교축방향은 유효폭을 고려한 바닥판과 합성된 PSC거더를 프레임요소로 모델링하고, 교축직각방향은 가로보를 프레임요소로 모델링하였다. 해석프로그램은 범용 구조해석프로그램인 MIDAS CIVIL을 사용하였다. 해석모델의 현황은 Table 4.3.10과 같고, 해석모델링은 Fig. 4.3.7에 나타내었다.

Table 4.3.10 General status of analysis model(PSCI)

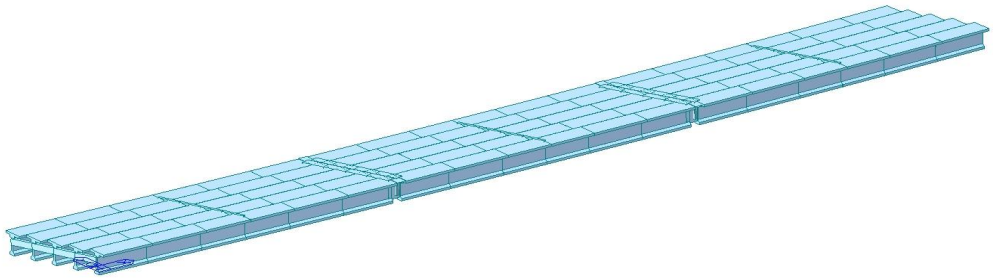
구 분	해석모델 현황		비 고
	설계모델	초기/개선모델	
교량형식	2경간 연속 PSC합성거더교량		PSCI
사용요소	2차원 보요소	3차원 프레임요소	PSCI거더, 가로보
탄성계수	28,000MPa	28,000MPa	PSCI거더
	-	24,650MPa	가로보
밀 도	2,500kg/m^3		콘크리트
포아송비	0.167		콘크리트



(a) design model

Fig. 4.3.7 Analysis model(PSCI) (continue)

Collection



(b) initial and improved model

Fig. 4.3.7 Analysis model(PSCI)

본 연구에서는 초기 구조해석을 기준으로 받침부의 스프링계수, 거더 및 가로보의 2차 모멘트 및 비틀림계수, 콘크리트 부재의 탄성계수 등의 개선변수를 현장조사결과를 기초로 변화시키면서 Percent Error 수렴조건을 만족하도록 최적화과정을 수행하였다. Table 4.3.11에 해석모델 개선변수를 나타내었다. 현장조사자료를 보면 받침부는 외관상태가 양호한 것으로 조사되어 개선변수에서 제외하였고, 따라서 대상교량의 해석모델 개선을 위한 변수는 거더 및 가로보의 단면2차모멘트 및 비틀림계수 16개, 탄성계수 2개, 방호벽강성 1개 등 총 19개이다.

Table 4.3.11 Parameter for analysis model improvement

구 분	적용부재	수량	변수 증감	범위	비 고
스프링계수	받침부	2	탄젠트	$-\pi \sim \pi$	-
단면2차모멘트	거더 가로보	5 3	선형	-1.5 ~ 1.5	적용
비틀림계수	거더 가로보	5 3	선형	-1.5 ~ 1.5	적용
탄성계수	거더 가로보	1 1	선형	-1.5 ~ 1.5	적용
기 타 (방호벽강성)	거더	1	실측	실측	적용
합 계	-	21(19)	-	-	-

주) 표에서 수량의 ( )는 대상교량에 적용된 개선변수의 수량임

Collection

Fig. 4.3.8과 Table 4.3.12 및 4.3.13에 초기 및 개선모델의 Percent Error를 통한 적정성 분석결과를 나타내었다. 설계모델은 2차원 보요소를 사용하여 재하시험결과와의 비교가 곤란하므로 분석대상에서 제외하였다. 초기 구조해석모델과 정적재하시험을 통해 획득한 처짐, 횡분배율, 고유진동수 등을 비교하여 해석모델의 적정성을 검토한 결과, 정적재하시험의 모든 하중경우에서 Percent Error가 10%를 초과하는 것으로 나타나서 해석모델의 개선이 필요한 것으로 분석되었다. 이에 따라 외관조사, 재료특성조사 등의 현장조사결과를 참조하여 Percent Error가 Acceptance Level인 10%이하를 충족할 때까지 모델개선을 진행하였으며, 그 결과 Percent Error가 10% 이내인 개선된 모델을 획득하였다. 개선된 모델은 정적재하시험의 모든 하중경우에서 Percent Error가 10%를 만족할 뿐만아니라, 횡분배율 및 고유진동수도 정적재하시험결과와 잘 부합하는 것으로 분석되어 신뢰할 수 있는 수준에 도달한 것으로 판단된다.

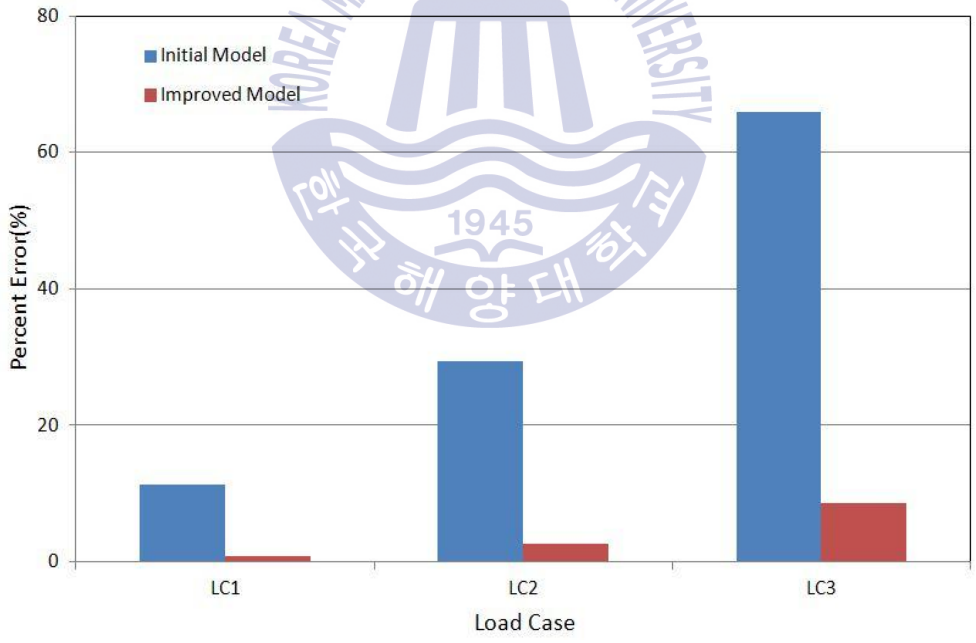


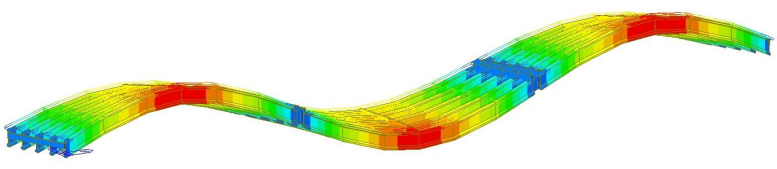
Fig. 4.3.8 Percent error of initial and improved model(PSCI)

Collection

Table 4.3.12 Adequacy analysis of initial and improved model using percent error(STB)

구 분		실 측		이 론							
		처짐 (㎜)	횡분배율 (%)	초기모델				개선모델			
				처짐		횡분배율		처짐		횡분배율	
				계산 (㎜)	PE (%)	계산 (%)	PE (%)	계산 (㎜)	PE (%)	계산 (%)	PE (%)
LC1	G1	-3.31	66.73	-4.42	11.25	71.75	0.57	-3.31	0.00	71.65	0.54
	G3	-1.35	27.22	-1.73	7.92	28.08	0.10	-1.28	0.27	27.71	0.03
	G5	-0.30	6.05	-0.01	93.44	0.16	94.70	-0.03	81.00	0.65	79.68
	Total	-4.96	100	-6.16	11.35	100	1.16	-4.62	0.60	100	1.02
LC2	G1	-1.23	34.55	-1.58	8.10	28.99	2.59	-1.25	0.03	31.81	0.63
	G3	-1.53	42.98	-2.21	19.75	40.55	0.32	-1.60	0.21	40.71	0.28
	G5	-0.80	22.47	-1.66	115.56	30.46	12.63	-1.08	12.25	27.48	4.97
	Total	-3.56	100	-5.45	29.47	100	2.84	-3.93	1.86	100	1.06
LC3	G1	-0.29	7.57	0.00	100	0.00	100	-0.05	68.49	1.11	72.86
	G3	-1.02	26.63	-1.79	56.99	28.10	0.30	-1.20	3.11	26.61	0.00
	G5	-2.52	65.80	-4.58	66.82	71.90	0.86	-3.26	8.62	72.28	0.97
	Total	-3.83	100	-6.37	65.83	100	1.90	-4.51	8.53	100	1.65

Table 4.3.13 Natural frequency of initial and improved model(STB)

구 분	실 측 (Hz)	이 론			
		초기모델		개선모델	
		고유진동수(Hz)	PE(%)	고유진동수(Hz)	PE(%)
연직	3.125	3.269	4.61	3.151	0.83
모드형상					

Collection

3) 해석모델 개선에 따른 내하율 분석

Table 4.3.14와 4.3.15에 설계, 초기 및 개선모델의 공용내하율을 나타내었다. 기본내하율은 연속구조를 고려한 개선모델이 크지만 공용내하율은 개선모델의 경우가 초기모델에 비해 약 20% 정도 낮은 수준인 것으로 평가되었다. 이러한 현상은 응답보정계수의 차이에서 비롯된 것으로, 초기모델은 응답보정계수의 주요 인자인 응답비의 편차가 큰 데 반해 개선모델은 응답비가 최적수준으로 수렴하도록 모델링을 보정한데 따른 것이다. 이로부터 해석모델 개선을 통해 공용내하력이 과다 또는 과소평가되는 것을 방지할 수 있을 것으로 판단된다.

Table 4.3.14 Service rating factor of initial and improved model(PSCI, WSD)

구 분		작용응력(MPa)			기본 내하율	응답 보정계수	공용 내하율
		고정하중	활하중	PS			
설계 모델	외측거더	10.366	3.067	-12.133	1.619	-	-
	내측거더	8.963	2.883	-12.116	2.204		-
초기 모델	외측거더	9.253	3.007	-12.133	2.022	1.301	2.631
	내측거더	9.308	2.828	-12.116	2.124		2.763
개선 모델	외측거더	9.062	2.766	-12.133	2.267	1.000	2.267
	내측거더	8.865	2.403	-12.116	2.685		2.685

주) (+)는 인장, (-)는 압축

Collection

Table 4.3.15 Service rating factor of initial and improved model(PSCI, USD)

구 분		작용응력(kN · m)		기본내하율	응답보정계수	공용내하율
		고정하중	활하중			
설계 모델	외측거더	8,035	2,817	1.534	-	1.534
	내측거더	6,681	2,656	1.941		1.941
초기 모델	외측거더	6,831	2,762	1.828	1.301	2.379
	내측거더	7,088	2,606	1.884		2.451
개선 모델	외측거더	6,846	2,541	1.983	1.000	1.983
	내측거더	6,680	2,214	2.329		2.329

4.3.4 소 결

시특법 대상 1, 2종 교량 중 가장 높은 비중을 차지하는 STB와 PSCI형식의 교량을 샘플교량으로 선정하여 구조해석모델 개선에 따른 내하율을 분석하고, 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) 정적재하시험을 통한 처짐, 하중횡분배율 및 고유진동수에 대한 신뢰도평가(Percent Error ≤ 10%)를 수행하여 교량의 실제 거동을 적절히 재현할 수 있는 최적의 해석모델로 개선할 수 있는 방안을 제시하였다.

(2) STB와 PSCI 형식의 샘플교량에 대한 모델개선을 통해 제시한 해석모델 개선방안으로 교량의 실제 거동을 적절하게 구현할 수 있음을 확인하였다.

(3) 개선된 모델을 이용하여 공용내하율을 평가한 결과, 초기모델에 비해 STB는 약 25%, PSCI는 약 25% 정도 낮은 수준인 것으로 평가되어 해석모델 개선을 통해 공용내하력이 과다 또는 과소평가되는 것을 방지할 수 있을 것으로 판단된다.

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 1945 한국해양대학교
Collection

4.4 실측 충격계수 적용방안에 대한 분석

4.4.1 개 요

내하력 평가에서 충격계수는 동적재하시험으로부터 실측한 최대 충격계수를 이용하는 것이 원칙이나, 현장여건상 동적재하시험을 실시하지 않은 경우는 통상 안전측 검토측면에서 설계 충격계수를 사용한다. 실측 충격계수는 동적재하시험에서 각 속도별로 측정된 변형률 또는 처짐의 시간이력곡선으로부터 산정하며, 동적재하시험 결과로부터 산정된 실측 충격계수가 설계기준에서 규정한 충격계수의 적용한계($i = 0.3$)를 초과하는 경우에는 원인을 분석하여야 한다. 실측 충격계수(i_m) 산정에는 식(4.3)을 적용하여 각 주행속도 별로 계산된 충격계수의 최대값을 실측 충격계수로 결정한다.

$$i_m = \frac{A_{dyn}}{A_{sta}} - 1 \qquad \text{식(4.3)}$$

여기서, A_{dyn} : 주행속도별 최대 동적응답

A_{sta} : 최대 정적응답

충격계수 산정에서 최대 정적응답은 정적 또는 의사정적시험에서 계측된 결과를 사용하거나 동적응답곡선(Dynamic response)에서 충격효과를 제거한 곡선(Filtered response)으로부터 최대 정적응답을 유추하여 사용한다. 전자의 경우는 주행시험에서 각 주행속도마다 운전자의 숙달, 습관에 따라 부착된 센서 상단으로 차량을 주행하기 어렵고, 의사정적시험의 경우에도 노면 요철 등의 원인으로 대상교량에 가해지는 충격이 속도별로 다르게 나타나므로 이를 정적응답이력곡선이나 동적응답이력곡선으로 간주하여 실측 충격계수를 산정하기 어렵다는 문제가 있다. 따라서, 계측된 변형률, 처짐의 파형으로 직접적으로 산출할 수 있는 후자의 방법이 실측 충격계수의 분석에 안전한 값을 제공한다. 또한, 실측 충격계수의 산정시 편차를 줄이기 위해서 Kim et al.(1999) 등은 기존 연구를 통해 해당부재에 최대 단면력이 발생하도록 주행한 경우의 변위값을 이용하는 합리적인 것으로 보고한 바 있다.

Collection

그러나, 이러한 조치에도 불구하고 Kim et al.(1999) 등과 Lee et al.(2009) 등의 기존 연구 및 한국도로공사 도로연구소(1997)에서 수행한 기존의 충격계수에 관한 연구에서 보고된 바와 같이 실측 충격계수는 교량의 노후화에 의한 강성변화 보다 재하시험시의 주행시험조건, 중차량의 통과비율, 지간이 길어짐에 따라 주행시험의 특성상 차선 및 속도를 일정하게 유지하기 어려움에서 발생하는 오차, 국부적인 손상 등에 영향을 받는다. 특히 교량의 노면상태에 민감하게 반응하여 설계 충격계수를 상회하는 경우도 빈번하게 발생된다.

4.4.2 실측자료에 기초한 충격계수 분석

Fig. 4.4.1 및 4.4.2에 연구대상교량의 지간길이 및 공용년수에 따른 실측 충격계수의 현황을 나타내었다. 상당수의 데이터가 설계 충격계수를 상회하며 공용년수에 따른 분포도 노후화에 따른 강성저하로 점차 증가하는 보편적인 경향과는 다소 상이한 추세를 나타내는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 정밀안전진단 수행자의 분석에 따르면 교량의 강성저하 보다는 대부분 신축이음부의 단차나 교면포장의 노후화 등에 따른 마모나 포트홀 등의 손상에 기인하는 것으로 보고되고 있어 내하력 평가를 위한 적용시 면밀한 분석이 필요한 것으로 판단된다.

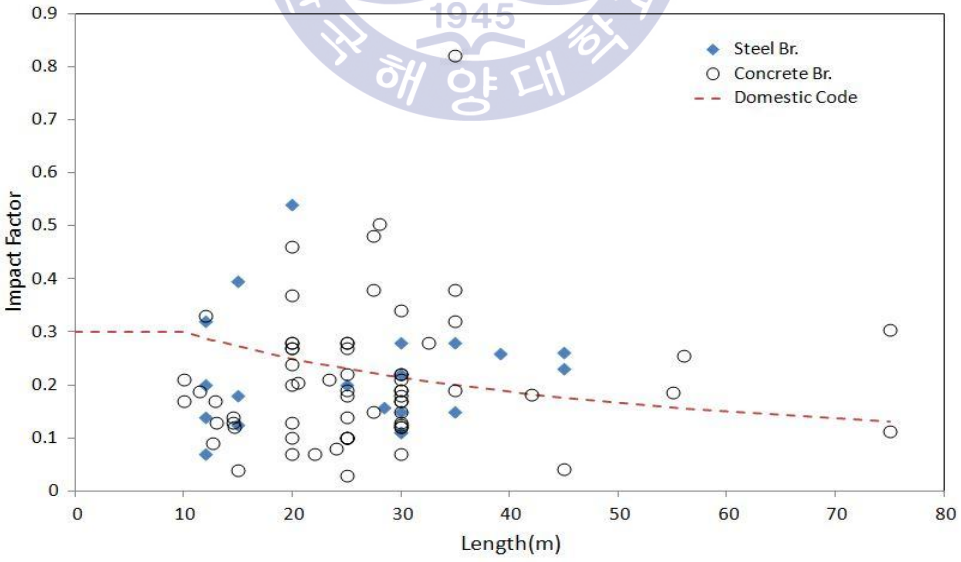


Fig. 4.4.1 Status of measured impact factor for span length

Collection

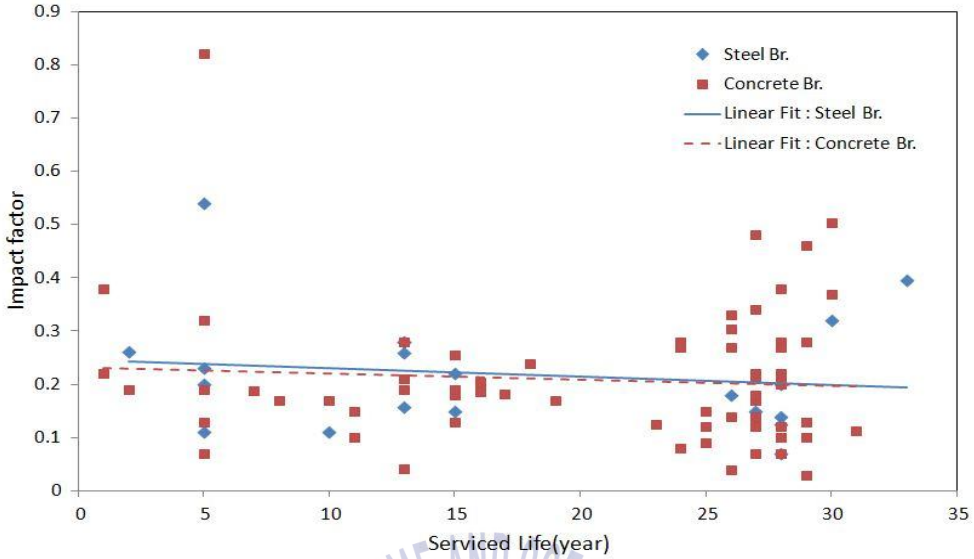


Fig. 4.4.2 Status of measured impact factor for serviced time

4.4.3 실측 충격계수 적용방안 분석

본 연구에서는 정밀안전진단 결과 교면포장에서 중차량 통행과 노후화 등에 의해 소성변형 등의 손상이 발생되어 재포장이 필요한 것으로 조사된 교량을 샘플로 진동해석을 수행하고 동적재하시험결과와 비교·분석하였다. 샘플교량은 2000년에 준공되어 공용년수가 약 15년 정도 경과한 지방도상의 STB형식의 교량으로 Table 4.4.1에 샘플교량의 현황, Fig. 4.4.3에 교면포장의 손상현황을 나타내었다.

Table 4.4.1 General status of target bridge

구조물명	연장	폭	구조형식		설계하중	준공년도
			상부	하부		
000교	120.0m	30.0m	STB, RA	RA, RAP	DB-24	2000

Collection

Fig. 4.4.3 Damage Status of target bridge pavement

진동해석은 전용프로그램인 DAP-1(Dynamic Analysis Program)을 사용하였으며 (Chang et al.(1994)), 해석모델은 4.3절에서 기술한 바와 같은 방법으로 정적재하시험결과를 이용하여 개선한 3차원 격자모델을 사용하였다.

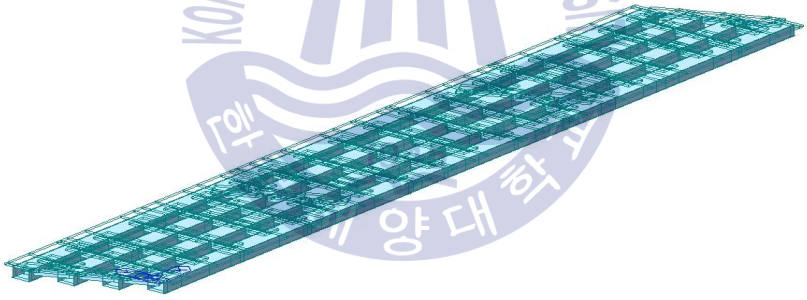


Fig. 4.4.4 Model of dynamic analysis

Fig. 4.4.5와 4.4.6에 시험트럭이 5km/h와 30km/h로 주행시의 실측 및 해석 변위이력곡선을 나타내었다. 모델개선을 통해 의사정적수준인 5km/h로 주행시에는 미소한 시간차이는 있으나 실측치와 해석치가 대체로 잘 일치하지만, 30km/h로 주행시에는 포장면 요철 및 소성변형 등과 같은 교면상태의 영향으로 인해 실측치의 동적효과가 정상거동을 보이는 해석치에 비해 비정상적으로 크게 증폭되는 것을 알 수 있다. 또한, Fig. 4.4.7에 노후화 등으로 인한 거더의 강성 저하시 교량의 동적거동특성을 분석하기 위해 인위적으로 거더의 강성을 저하시키면서 진동해석을 수행한 결

Collection

과를 나타내었다. 강성이 저하됨에 따라 처짐과 동적효과가 커지지만 동적주행시험에서 나타난 바와 같은 과도한 동적증폭현상은 확인되지 않았다.

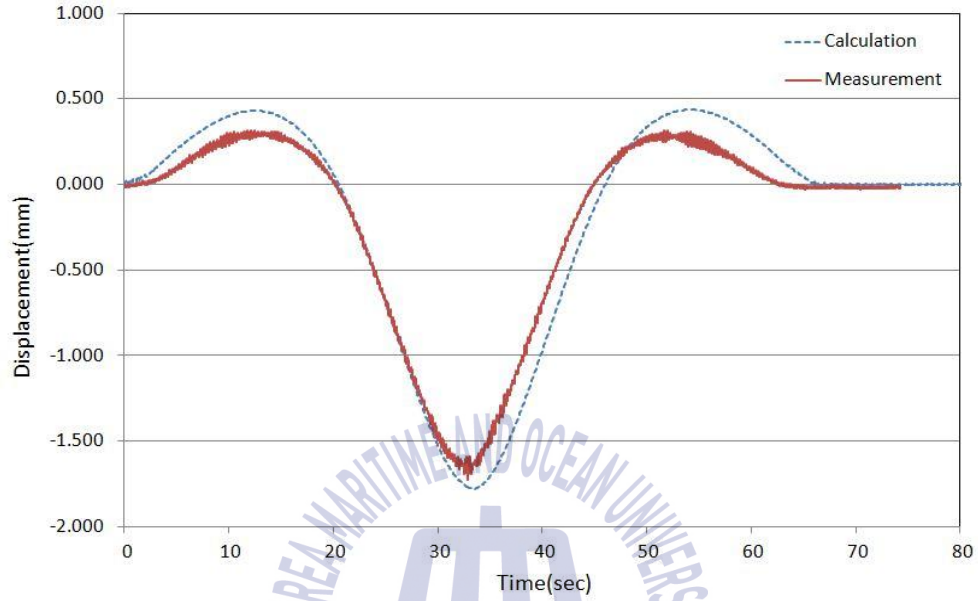


Fig. 4.4.5 Measured and computed displacement time history curve at velocity 5km/h

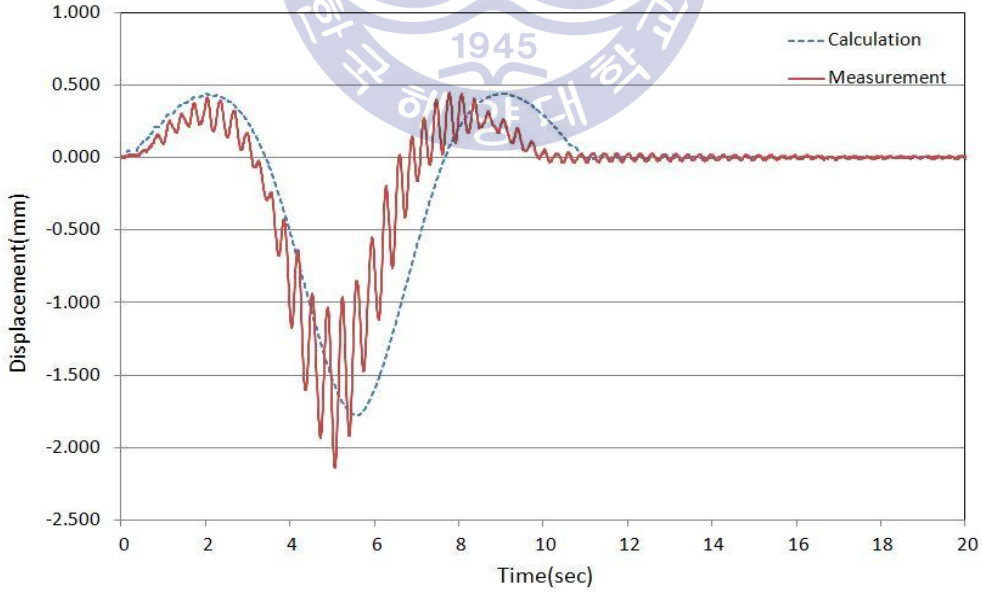


Fig. 4.4.6 Measured and computed displacement time history curve at velocity 30km/h

Collection

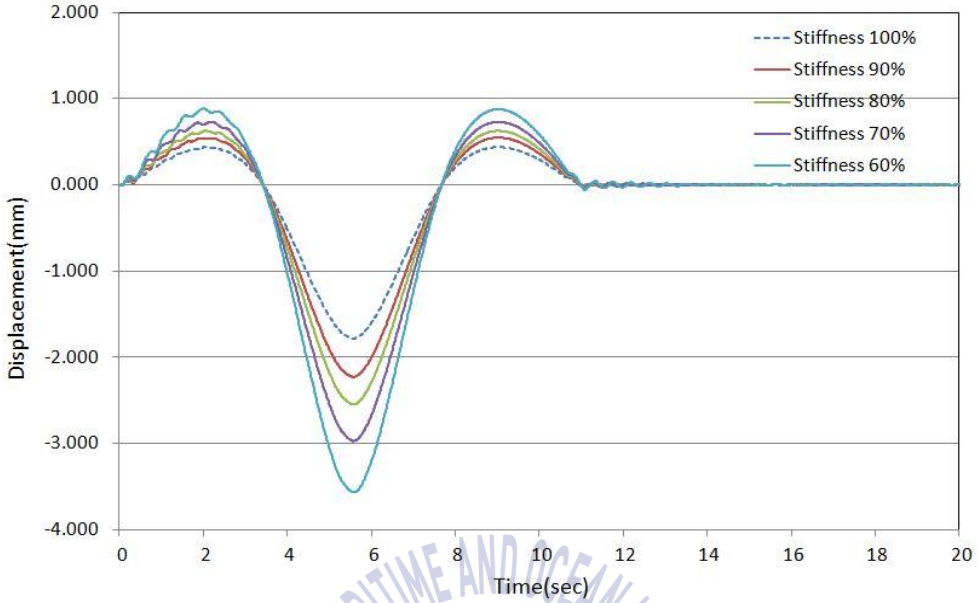


Fig. 4.4.7 Computed displacement time history curve for stiffness degradation of girder

충격계수에 대한 분석결과, 실측 충격계수는 전술한 바와 같이 신축이음부의 단차나 소성변형 등과 같은 교면포장의 상태에 민감하게 반응하므로 공용내하력 평가에 적용시 면밀한 검토가 필요하다. 실측 충격계수가 설계 충격계수를 상회하는 경우에는 그 원인을 분석하여 교량의 강성 저하 등 구조적인 원인에 기인하면 실측 충격계수를 적용하되, 신축이음부나 노면상태 등 비구조적 원인에 의한 경우에는 설계 충격계수를 적용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다. 또한, 실측 충격계수가 설계 충격계수에 미치지 못하는 경우에도 다음 조사시까지 열화될 가능성을 고려하여 안전측 평가 측면에서 설계 충격계수를 적용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

한편, 시특법에 따른 시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 지침(국토교통부, 2013) 3.1.7항에 따르면 안전점검 또는 정밀안전진단 결과 확인된 결함 및 손상에 대해서는 보수·보강 등의 조치를 취하도록 규정되어 있으므로 실측 충격계수가 설계치를 초과하는 수준의 노면손상에 대해서는 반드시 보수가 시행되어야 한다. 또한, 보수 후에도 실측 충격계수가 감소되지 않는다면 구조적 원인에 기인할 가능성이 크므로

Collection

원인에 대한 면밀한 검토가 필요하며, 원인이 해소될 때까지는 실측 충격계수를 적용하는 것이 타당한 것으로 판단된다.

4.4.4 소 결

실측자료에 기초한 충격계수 분석과 샘플교량에 대한 진동해석을 수행하여 실측 충격계수 적용방안에 대해 분석하고, 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) 실측자료의 충격계수를 분석하고, 샘플교량에 대한 진동해석결과를 동적재하시험결과와 비교한 결과, 상당수의 실측자료가 설계 충격계수를 상회하며 공용년수에 따른 분포도 노후화에 따른 강성저하로 점차 증가하는 보편적인 경향과는 다소 상이한 추세를 보임을 알 수 있으며, 이러한 현상은 교량의 강성저하 보다는 신축이음부의 단차나 교면포장의 노후화 등에 따른 마모나 포트홀 등의 손상에 기인하는 것으로 판단된다.

(2) 실측 충격계수는 신축이음부의 단차나 소성변형 등과 같은 교면포장의 상태에 민감하게 반응하므로, 실측 충격계수가 설계 충격계수를 상회하는 경우 원인을 분석하여 교량의 강성 저하 등 구조적 원인에 기인하는 경우에는 실측 충격계수를 적용하되 신축이음부나 노면상태 등의 비구조적 원인에 의한 경우에는 설계 충격계수를 적용하고, 실측 충격계수가 설계 충격계수에 미치지 못하는 경우에도 다음 조사시까지 열화될 가능성을 고려하여 안전측 평가 측면에서 설계 충격계수를 적용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

Collection

4.5 신뢰도 기반 평가방법에 따른 내하율 분석

4.5.1 개 요

국내에서 현재 적용하고 있는 교량의 내하력 평가기법은 안전율에 기반을 둔 일종의 결정론적 평가기법이지만, 유지관리비용의 절감을 목표로 선진 주요국에서는 점차 실구조물의 하중 및 저항에 대한 통계치에 근거를 둔 신뢰도 기반 평가기법으로 전환되고 있다. 최근 국내에서도 도로교설계기준(한계상태설계법)(2012)이 개정되면서 도로교에 대한 설계 개념이 신뢰도 기반의 한계상태설계 개념을 도입하고 있기 때문에 교량의 내하력 평가도 설계 개념과의 일관성을 유지할 수 있는 내하력 평가기법의 개발에 대한 연구가 필요한 실정이다.

본 연구에서는 현재 공용중인 교량을 대상으로 신뢰도 기반의 내하력 평가시 지배적인 한계상태를 조사하고, 기존의 내하력 평가결과와 신뢰도 기반 내하력 평가결과를 비교·분석하였다. 연구대상교량은 국내에서 공용중인 시특법 대상교량 중 가장 많은 비율을 차지하는 STB와 PSCI를 선정하였으며, 교량현황은 4.2절의 Table 4.2.1과 동일하다.

신뢰도 기반 내하력 평가방법은 2.2.1절에서 기술한 바와 같이 한국도로공사에서 개정된 도로교설계기준(한계상태설계법)에 부합하도록 제안한 신뢰도 기반 고속도로교량 안전성 평가지침(안)(Expressway & Transportation Research Institute, 2013)을 참조하였다.

4.5.2 신뢰도 기반 내하력 평가방법

현재 국내 도로교량의 내하력 평가방법을 제시하고 있는 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(MLTM/KISTEC, 2010)에서는 내하력을 교량의 설계 개념에 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 한다. 따라서, 신뢰도 기반 내하력 평가방법도 기본적으로는 개정된 도로교설계기준 한계상태설계법을 근간으로 하며, 평가부재의 저항강도에서 고정하중과 같은 지속하중의 영향을 제외한 값을 충격계수를 고려한 활하중의 영향으로 나눔으로써 활하중의 내하성능을 산정하는 방식으로 수행

Collection

한다. 본 연구에서 적용한 신뢰도 기반 내하력 평가방법과 세부 평가항목들을 정리하면 다음과 같다.

가. 한계상태

도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 Table 4.5.1에 나타낸 바와 같이 구조물에 작용하는 설계하중의 조합에 따라 극한한계상태, 극단상황한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태의 4가지 한계상태를 규정하고 있다. 이 중에서 상시에 정상적으로 공용중인 교량의 내하력과 관련된 한계상태는 극한한계상태(Ⅰ)과 사용한계상태(Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ)이다. Table 4.5.2에는 한계상태의 하중조합과 하중계수를 나타내었다.

Table 4.5.1 Limit state of korean highway bridge design code

구 분		내 용	비 고
극한	Ⅰ	일반적인 차량통행을 고려한 기본 하중조합	내하력 평가
	Ⅱ	발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합	
	Ⅲ	풍속 25m/sec를 초과하는 풍하중을 고려한 하중조합	
	Ⅳ	활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우의 하중조합	
	Ⅴ	25m/sec의 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합	
극단	Ⅰ	지진하중을 고려한 하중조합	
	Ⅱ	선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합	
사용	Ⅰ	교량의 정상 운용상태에서 발생 가능한 모든 하중을 고려한 하중조합	내하력 평가
	Ⅱ	차량하중에 의한 강구조물의 항복에 대한 하중조합	내하력 평가
	Ⅲ	프리스트레스 강재가 부착된 상부구조의 균열폭과 인장응력 검증을 위한 하중조합	내하력 평가
	Ⅳ	하부구조와 같이 연직하중 보다는 수평하중에 취약한 구조를 위한 하중조합	
피로		피로파괴 검토를 위한 하중조합	

Collection

Table 4.5.2 Load combination and load factor for load carrying capacity evaluation

구 분	DC	DW	PS	CR	SH	LL	IM
극한 Ⅰ	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	1.80	1.80
사용 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
사용 Ⅱ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30
사용 Ⅲ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80

주) DC : 구조부재와 비구조적 부착물, DW : 포장과 시설물, PS : 프리스트레스력
CR : 크리프, SH : 건조수축, LL : 차량활하중, IM : 충격

나. 저항강도(R_r)

콘크리트부재는 $R_r = R(\phi_i X_i)$, 그 이외에는 $R_r = \phi R_n$을 적용한다. 여기서 ϕ_i는 재료 저항계수, X_i는 재료 기준강도를 의미하며, ϕ는 부재 저항계수, R_n은 공칭저항강도이다. 저항계수와 저항강도는 도로교설계기준(한계상태설계법)의 해당 규정에 따라 산정하며, 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정하고 있지 않은 부재의 저항강도는 일반적으로 입증된 이론, 해석 및 공학적 판단 등의 대체 방법을 이용하여 산정한다.

저항강도는 단면 손실과 실제 재료강도의 열화를 반영한 강도로서, 현장조사결과를 통해 획득한 구조제원 및 치수와 재료강도를 사용하여 계산하여야 하며, 부재의 손상 및 열화에 의한 부재강도 및 강성의 변화를 포함한다. 열화된 단면의 설계 순단면적은 건전한 재료만을 포함해야 하고, 위험단면 주변의 단면손실 분포도 고려해야 한다.

한편, 현장여건상 재하시험이 곤란한 교량은 내하력 평가시 교량의 실제 거동을 반영하기 위해 Table 4.5.3에 나타낸 바와 같이 상태등급에 따라 상태계수를 반영하여 저항강도를 감소시킨다. 이는 열화된 부재강도의 불확실성과 이 부재가 다음 조

Collection

사시까지 장래 열화될 가능성을 반영하기 위한 항목으로서, 세부적인 분석결과는 4.6절의 상태등급을 고려한 내하력 평가방안 분석에 기술하였다.

Table 4.5.3 Condition factor

구 분	상태계수	비 고
상태등급 A, B	1.00	
상태등급 C	0.95	
상태등급 D, E	0.85	

다. 하중계수

하중계수는 Table 4.5.2에 나타낸 바와 같이 내하력 평가시의 적용 한계상태에 따라 도로교설계기준(한계상태설계법)의 해당 규정과 동일하게 적용한다.

한편, 활하중은 도로교설계기준에서 규정한 활하중모형과 실제 활하중간의 차이를 반영하기 위한 계수로 하중평가계수를 적용한다. 설계하중모형은 장기간의 교량 수명기간을 고려하고 불특정 다수의 교량을 대상으로 하기 때문에 특정한 교량에 대한 다음 주기의 평가기간을 고려하는 평가하중모형과 다를 수 있다. 즉, 설계에서는 미지의 교통량 및 지역적 영향 등을 고려하여 하중계수를 사용하지만, 평가에서는 대상교량의 교통량 및 지역적 영향을 충분히 고려하기 때문에 같은 안전도를 확보하기 위해 더 작은 하중계수를 사용할 수 있다. 활하중 하중평가계수는 이러한 차이를 통계적, 확률적인 방법으로 고려하여 계산한 값이며, 공용중인 콘크리트 교량의 안전성 평가기준(안) 및 해설집(KCI, 2010)에서도 활하중에 대한 하중평가계수 0.90를 제시하고 있다. 또한, 활하중에 대한 다차로재하계수로 Table 4.5.4를 고려하는데, 이는 하중평가계수와 같이, 평가주기와 대상교량의 불확정성 감소를 고려한 연구결과(Hwang, et al. 2013)를 반영하고 있다.

Collection

Table 4.5.4 Multi-lane loading factor

재하차로수	1차로	2차로	3차로	4차로	5차로 이상
다차로재하계수	1.00	0.85	0.75	0.70	0.65

라. 내하율

$$\text{기본내하율}(RF) = \frac{\phi_C R_i - \gamma_D D}{\gamma_A \gamma_M \gamma_L L(I)} \quad \text{식(4.4)}$$

여기서, ϕ_C : 상태계수(Table 4.5.3 참조)

R_i : 저항강도

$\gamma_D(\gamma_L)$: 고정하중(활하중) 계수(Table 4.5.2 참조)

γ_A : 하중평가계수(= 0.90)

γ_M : 다차로재하계수(Table 4.5.4 참조)

D : 고정하중 영향

$L(I)$: 충격을 고려한 활하중 영향

마. 공용내하력

$$\text{공용내하율}(SRF) = K_s \times RF \quad \text{식(4.5)}$$

$$\text{공용내하력}(P) = SRF \times P_r \quad \text{식(4.6)}$$

여기서, K_s : 응답보정계수, $K_s = \frac{\delta_{계산}}{\delta_{실측}} \cdot \frac{1+i_{계산}}{1+i_{실측}}, \frac{\epsilon_{계산}}{\epsilon_{실측}} \cdot \frac{1+i_{계산}}{1+i_{실측}}$

$i_{계산}$: 도로교설계기준의 설계 충격계수

$i_{실측}$: 실측 최대 충격계수

$\delta_{계산}(\epsilon_{계산})$: 이론적인 처짐량(변형률)

$\delta_{실측}(\epsilon_{실측})$: 실측 처짐량(변형률)

P_r : 설계활하중

Collection

4.5.3 지배적 한계상태 분석

Fig. 4.5.1과 4.5.2에 STB와 PSCI의 신뢰도 기반 내하력 평가시 지배적인 한계상태를 나타내었다. 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 제시하고 있는 한계상태는 극한한계상태, 극단상황한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태이지만, 공용내하력은 일반적인 조건에서 정상적으로 공용중인 상태를 대상으로 하는 것이므로 본 연구에서는 극한한계상태와 사용한계상태를 분석대상으로 하였다. 분석결과, STB는 극한한계상태가 내하율의 지배적인 한계상태이며, PSCI는 사용한계상태가 지배적인 것으로 조사되었다.

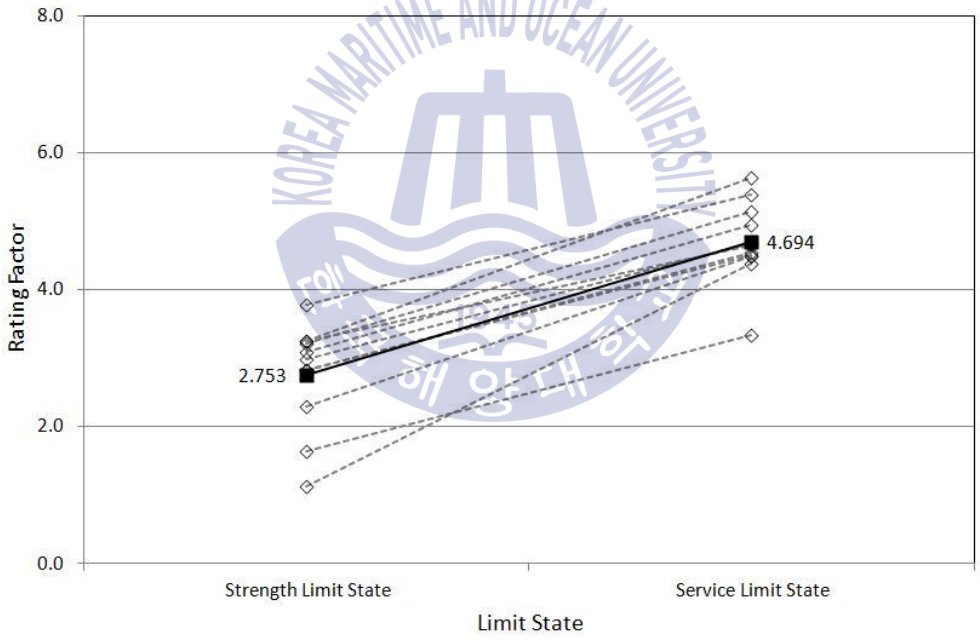


Fig. 4.5.1 Dominant limit state of STB in reliability-based load carrying capacity evaluation

Collection

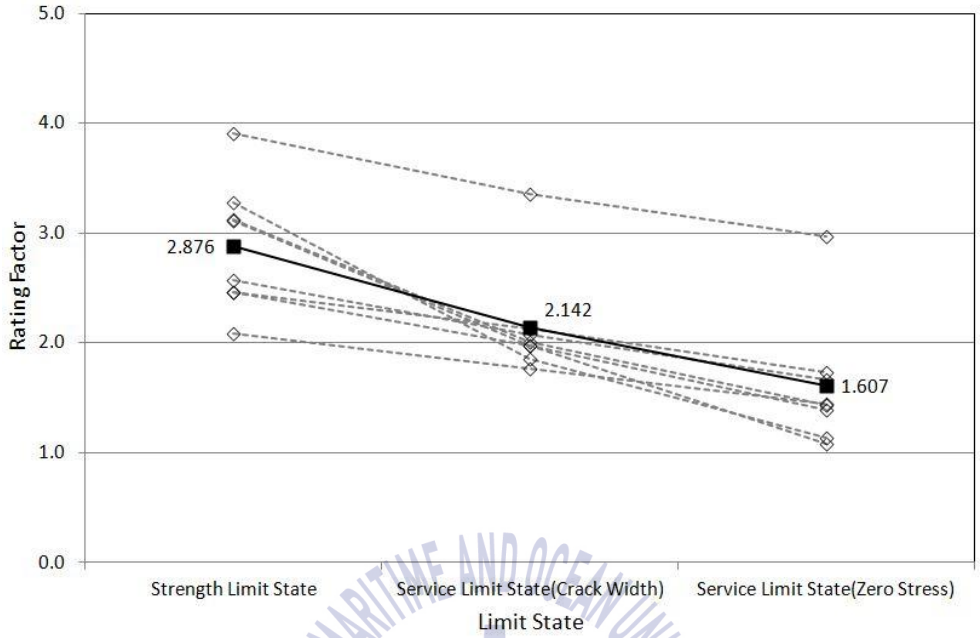


Fig. 4.5.2 Dominant limit state of PSCI in reliability-based load carrying capacity evaluation

4.5.4 기존 내하율과 신뢰도 기반 내하율의 비교

Table 4.5.5와 4.5.6에 기존의 내하력 평가결과와 신뢰도 기반 내하력 평가결과를 비교·분석하여 나타내었다. STB는 기존의 허용응력법에 의한 내하율과 비교하여 신뢰도 기반 내하율이 극한한계상태에서 약 1.4배 정도 증가하는 것으로 조사되었다. 이것은 기존의 허용응력법이 탄성상태의 응력을 기준으로 하는 보수적 평가인데 반해 신뢰도 기반 내하율은 구조신뢰성 이론에 근거하여 구조부재의 극한내력강도 또는 한계상태내력을 기준으로 하기 때문인 것으로 판단된다.

PSCI는 기존의 강도설계법에 의한 내하율과 비교하여 신뢰도 기반 내하율이 극한한계상태에서 약 1.6배 정도 증가하지만, 사용한계상태에서는 기존의 허용응력설계법에 비해 약 0.89배 정도 감소하는 것으로 조사되었다. 이것은 극한한계상태는 강교와 동일한 이유로 신뢰도 기반 내하율이 크게 산정되지만, 사용한계상태는 구조물의 노출환경을 부식성 환경으로 적용하여 영응력 한계상태를 적용하였기 때문인 것으로 판단된다.

Collection

Table 4.5.5 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(STB)

구 분		기존 내하율 (허용응력법)	신뢰도 기반 내하율			
			극한한계(비율)		사용한계(비율)	
ST1	정모멘트	2.248	3.080	(1.37)	4.935	(2.20)
ST2	정모멘트	2.033	2.983	(1.47)	4.686	(2.30)
	부모멘트	1.755	2.282	(1.30)	4.370	(2.49)
ST3	정모멘트	2.392	3.245	(1.36)	4.637	(1.94)
	부모멘트	1.465	1.646	(1.12)	3.334	(2.28)
ST4	정모멘트	2.129	3.783	(1.78)	5.389	(2.53)
	부모멘트	1.658	3.217	(1.94)	5.141	(3.10)
ST5	정모멘트	2.308	2.824	(1.22)	4.505	(1.95)
	부모멘트	1.940	2.296	(1.18)	4.477	(2.31)
ST6	정모멘트	1.980	2.831	(1.43)	4.536	(2.29)
	부모멘트	2.542	3.245	(1.28)	5.626	(2.21)
평 균	정모멘트	2.182	3.124	(1.43)	4.781	(2.19)
	부모멘트	1.872	2.537	(1.36)	4.590	(2.45)
	전 체	2.041	2.857	(1.40)	4.694	(2.30)

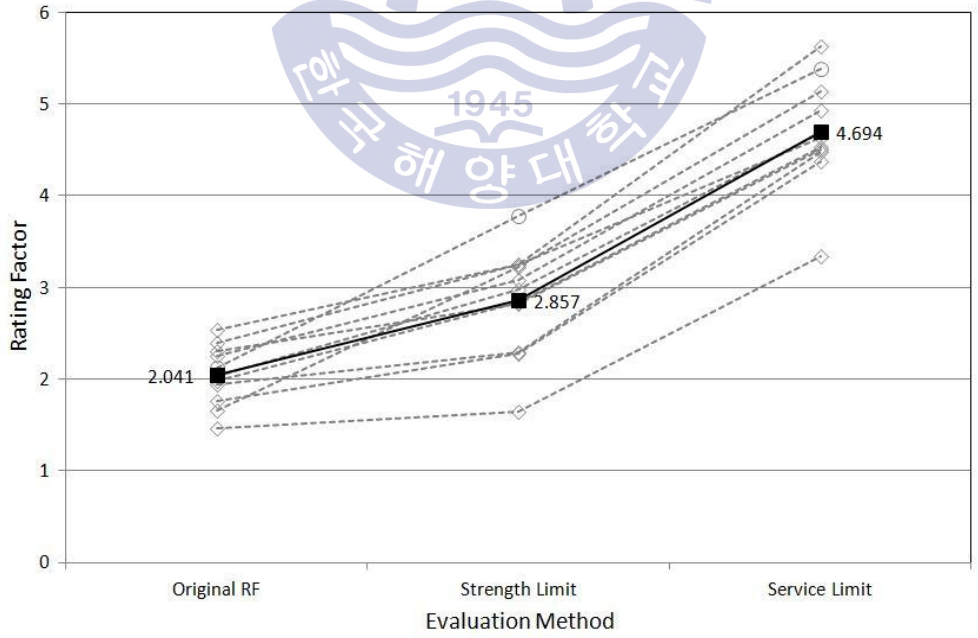


Fig. 4.5.3 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(STB)

Collection

Table 4.5.6 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(PSCI)

구 분	기존 내하율		신뢰도 기반 내하율			
	강도설계법	허용응력법	극한한계(비율)		사용한계(비율)	
PC1	2.416	2.722	3.911	(1.62)	2.973	(1.09)
PC1	1.589	1.698	2.570	(1.62)	1.669	(0.98)
PC1	1.536	1.753	2.455	(1.60)	1.733	(0.99)
PC1	1.299	1.450	2.089	(1.61)	1.444	(1.00)
PC1	1.533	1.689	2.462	(1.61)	1.076	(0.64)
PC1	1.927	1.673	3.124	(1.62)	1.438	(0.86)
PC1	1.920	1.642	3.113	(1.62)	1.388	(0.85)
PC1	2.094	1.568	3.283	(1.57)	1.131	(0.72)
평 균	1.789	1.774	2.876	(1.61)	1.607	(0.89)

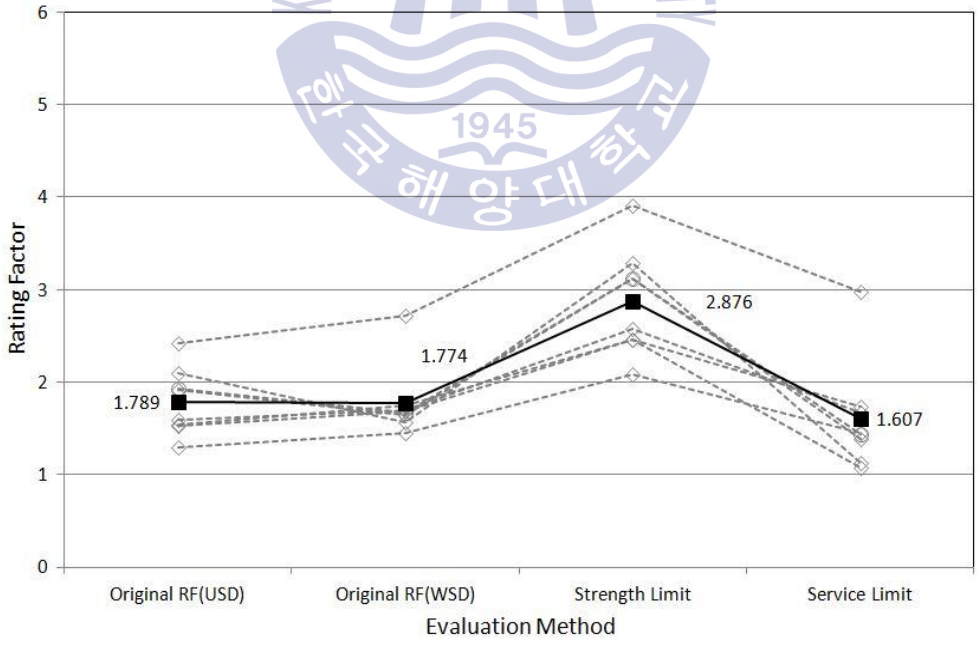


Fig. 4.5.4 Comparative analysis between Existing RF and reliability-based RF(PSCI)

Collection

4.5.5 소 결

현재 공용중인 교량을 대상으로 신뢰도 기반의 내하력 평가시 지배적인 한계상태의 조사 및 기존의 내하력 평가결과와 신뢰도 기반 내하력 평가결과를 비교·분석하고, 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) STB는 극한한계상태가 내하율의 지배적인 한계상태이며, PSCI는 사용한계상태가 지배적인 것으로 조사되었다.

(2) STB는 기존의 허용응력법에 의한 내하율과 비교하여 신뢰도 기반 내하율이 극한한계상태에서 약 1.4배 정도 증가하며, PSCI는 기존의 강도설계법에 의한 내하율과 비교하여 신뢰도 기반 내하율이 극한한계상태에서 약 1.6배 정도 증가하고, 기존의 허용응력설계법은 사용한계상태에서 약 0.89배 정도 감소하는 것으로 조사되었다.

Collection

4.6 상태등급을 고려한 내하력 평가방안 분석

4.6.1 개 요

미국 AASHTO의 LRFR에서는 부재의 저항강도 산정시 평가 당시의 상태평가결과를 반영하기 위하여 상태계수(condition factor) ϕ_c를 적용하고 있다. 이 상태계수는 상태지수(condition rating)에 의해 구분되는 부재의 구조적 상태에 따라 결정되는 것으로 평가 교량의 다음 평가까지 열화속도를 고려하기 위한 계수로서 의미가 있으며, 이러한 개념의 배경은 NCHRP Report 292에 근거하고 있다.

국내의 경우도 한국도로공사에서 제안한 신뢰도 기반 고속도로교량 안전성 평가지침(안)에서 AASHTO LRFR의 상태계수와 유사한 개념으로 강도평가계수(ϕ_A)를 고려하고 있다(2.2.1절 참조). 이 평가지침에 따르면, 강도평가계수는 재하시험을 수행하여 교량의 내하력을 평가하는 경우, 재하시험결과에 교량의 상태가 반영되므로 강도평가계수를 1.0으로 적용하고 있다. 반면, 재하시험을 수행하지 않은 경우는 강도평가계수를 부재별 상태등급에 따라 차등 적용하도록 제안하고 있다. 그러나, 이러한 개념에 대한 구체적 배경이 언급되어 있지 않아 AASHTO LRFR의 상태계수를 국내의 상태등급에 일치시켜 적용한 것으로 추정되며, 이 경우 국내 실정에 적합한지 여부에 대한 연구가 필요한 것으로 판단된다.

본 연구에서는 1996년부터 2010년까지 한국도로공사 주관하에 실시된 정밀안전진단 실적교량과 일반국도상의 초기점검 및 정밀안전진단교량 실적교량 재하시험을 통해 공용내하력을 평가한 100여개소의 진단보고서를 수집하여 응답보정계수(공용내하율/기본내하율)의 변동 추세와 그에 따른 적정 상태계수를 분석하였다.

4.6.2 상태등급에 따른 응답보정계수의 추세

Fig. 4.6.1 ~ 4.6.3에 교량형식, 상태등급 및 공용년수에 따른 응답보정계수를 나타내었다. 교량형식별 응답보정계수의 추세는 신뢰할 만한 특별한 추세를 확인할 수 없는 것으로 나타났다. 상태등급 및 공용년수별 추세를 보면 상태등급 C등급과 공용년수 20년 경과 후부터 응답보정계수가 1.0미만이 되는 것으로 조사

Collection

되었다. 이것은 이 시점부터 노후화나 열화 등으로 인해 공용내하율이 설계내하율 이하로 저하된다는 것을 의미한다. 이러한 경향은 2.1절에서 기술한 바와 같이 시특법 대상 교량의 시설물 등급이 공용년수 20년 전후로 C등급이 증가하는 추세를 나타내며, 또한 3.5절의 연구대상교량의 상태등급과 공용내하력의 상관성 분석에서 C등급부터 공용내하력이 설계하중에 미달되는 경우가 다수 발생한 분석과도 대체로 일치한다. 따라서, 공용내하율 평가에서 재하시험을 통해 교량의 실거동상태를 반영할 수 없는 경우 상태등급 C등급부터 안전측평가 측면에서 저항강도를 저하시킬 수 있는 적정 상태계수의 적용은 적절한 것으로 판단된다.

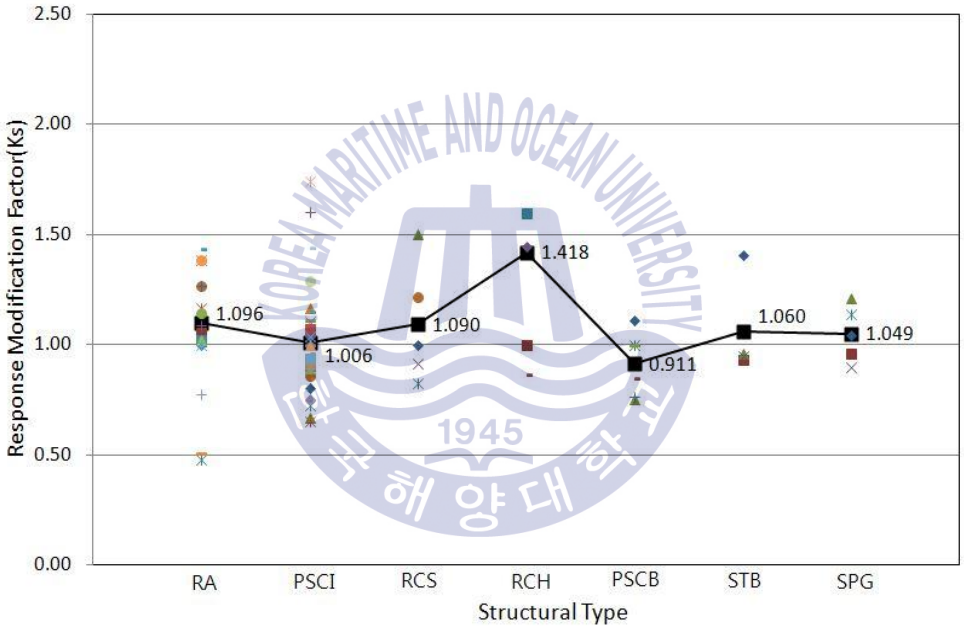


Fig. 4.6.1 Response modification factor for structural type

Collection

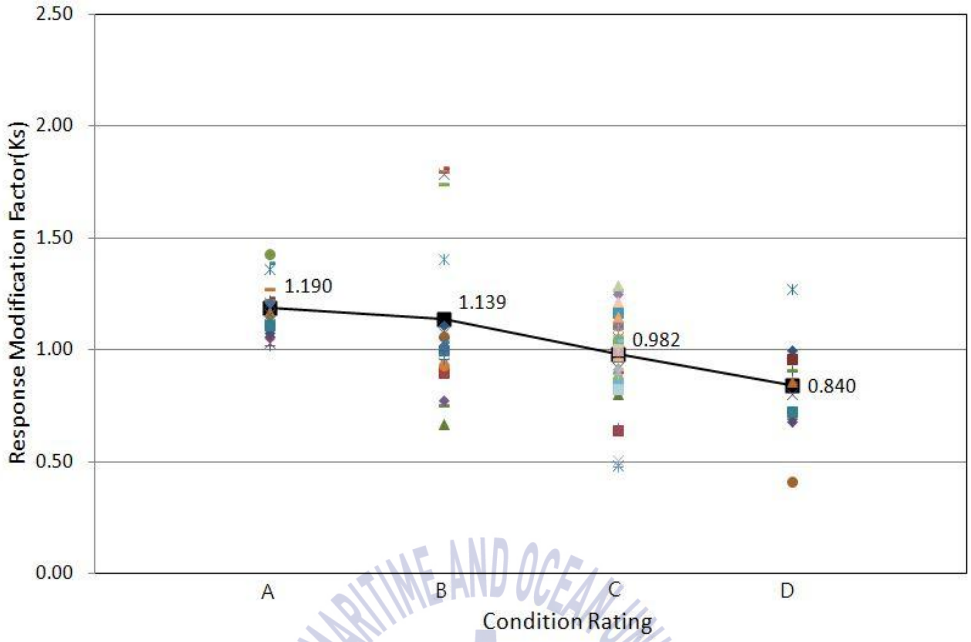


Fig. 4.6.2 Response modification factor for condition rating

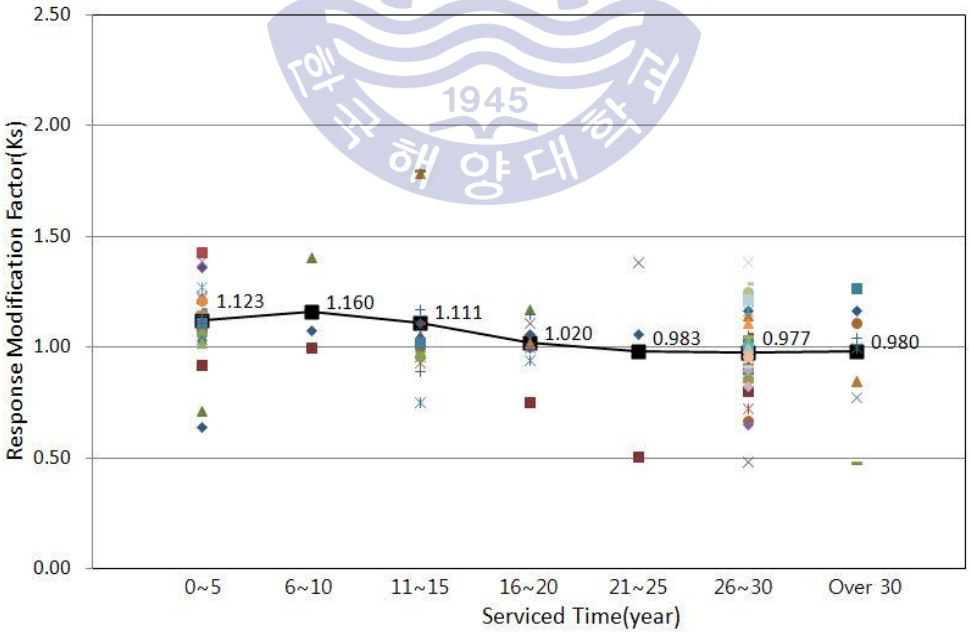


Fig. 4.6.3 Response modification factor for serviced time

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 1945 한국해양대학교
dCollection

4.6.3 상태등급을 고려한 내하력 평가방안 분석

Fig. 4.6.4와 4.6.5에 현행 내하력 평가방법에서 저항강도에 상태계수를 적용할 경우 상태등급 C, D등급 교량의 상태계수별 공용내하율/기본내하율의 비율을 나타내었다. 상태등급 C등급 교량은 상태계수를 0.95로 적용할 경우 공용내하율/기본내하율의 비율이 0.93 정도이고, D등급 교량은 0.85로 적용할 경우 비율이 0.84 정도인 것으로 분석되었다. 이로부터 본 연구에서 적용한 상태계수는 상태등급별 응답보정계수와 비교할 때 안전측 평가측면에서 적정한 것으로 판단된다.

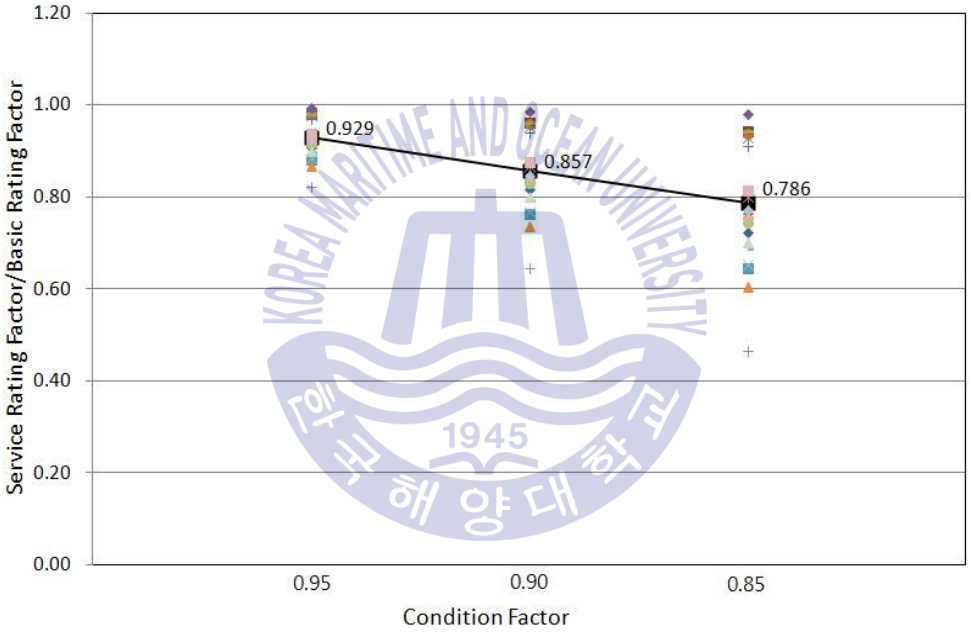


Fig. 4.6.4 Ratio of service RF and basic RF for condition factor at condition rank C

Collection

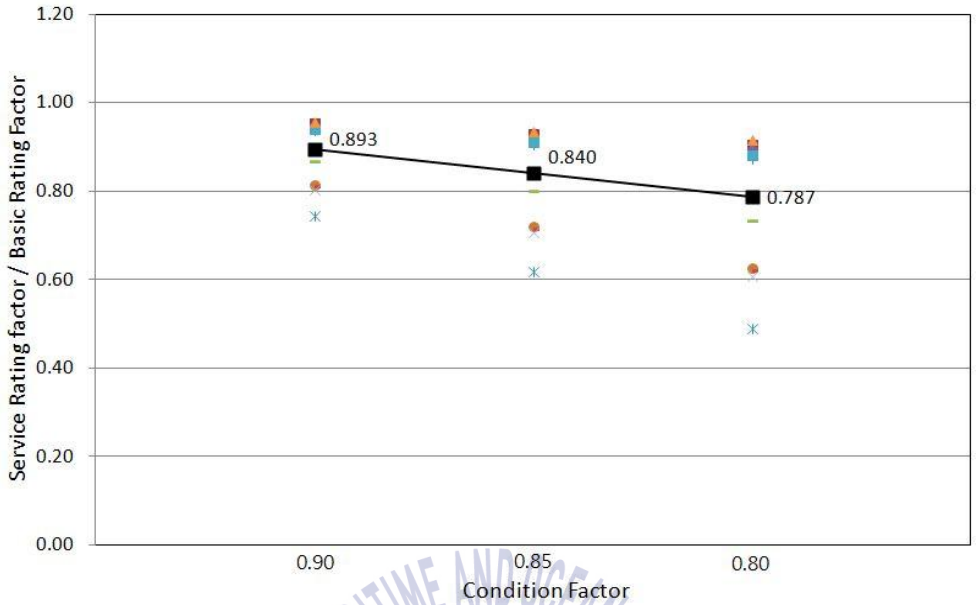


Fig. 4.6.5 Ratio of service RF and basic RF for condition factor at condition rank D

4.6.4 소 결

실측자료에 기초하여 응답보정계수(공용내하율/기본내하율)의 변동 추세와 그에 따른 상태계수의 적정성을 분석하고, 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) 상태등급과 공용년수별 추세를 보면 상태등급 C등급과 공용년수 20년 경과 후부터 응답보정계수가 1.0미만이 되는 것으로 조사되었다. 이것은 이 시점부터 노후화나 열화 등으로 인해 공용내하율이 설계내하율 이하로 저하된다는 것을 의미하는 것이다. 따라서, 공용내하율 평가에서 재하시험을 통해 교량의 실거동상태를 반영할 수 없는 경우 상태등급 C등급부터 안전측평가 측면에서 저항강도를 저하시킬 수 있는 적정 상태계수의 적용은 적절한 것으로 판단된다.

(2) 상태등급 C등급 교량은 상태계수를 0.95에서 공용내하율/기본내하율의 비율이 0.93 정도이고, D등급 교량은 0.85에서 비율이 0.84 정도인 것으로 분석되었다. 이로부터 본 연구에서 적용한 상태계수는 상태등급별 응답보정계수와 비교할 때 안전측 평가측면에서 적정한 것으로 판단된다.

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 한국해양대학교
Collection

4.7 공용년수 증가를 고려한 내하력 평가방안 분석

4.7.1 개 요

국내의 교량은 1994년 성수대교 붕괴 이후, 구조물 유지관리에 대한 중요성을 고려하여 제정된 시특법에 근거하여 정기적으로 실시되는 안전점검 및 정밀안전진단을 통해 관리되고 있다. 2013년 12월 기준으로 시특법 대상교량 8,644개소 중 96개소(도로 82개, 철도 14개)는 관련 규정에 따라 한국시설안전공단에서 전담하여 5년 주기로 정밀안전진단을 실시하고 있다. 따라서 이들 교량에 대한 정밀안전진단결과를 조사하면, 공용년수에 따른 교량의 내하력 특성 및 개선사항 등을 분석할 수 있을 것으로 판단된다.

시설물의 내하력 평가방법에 관해서는 다수의 연구가 보고된 바 있으나, 실측자료를 이용한 기존의 내하력에 대한 연구는 다수의 불특정 교량들에 대한 일정시점에서의 내하력 관련 인자의 추세를 분석하였기 때문에 공용년수에 따른 내하력의 변동 특성을 분석하는 데는 한계가 있다.

본 연구에서는 기존에 보고된 동일교량에 대한 2회 이상의 정밀안전진단자료를 수집 및 분석하여 공용년수 증가에 따른 교량의 내하력 변동 특성을 조사하고, 현재 실시되고 있는 내하력 평가방법의 개선사항을 검토하였다.

4.7.2 분석대상교량의 현황

공용년수 증가에 따른 내하력 변동 특성을 정밀하게 분석하기 위해서는 유사한 조건에서 2회 이상 수행된 동일 교량의 실측자료를 이용하여야 한다. 한국시설안전공단에서는 전담시설물에 대하여, 안전진단결과의 일관성을 위해 전회차와 동일한 조건 및 방법으로 안전진단을 수행하고 그 결과를 비교·분석하도록 제시하고 있는 세부지침에 따라 안전진단을 수행하고 있다. 그러나, 대부분의 안전진단 전문기관들은 현장여건이나 기타 여러 가지 사유로 인해 이러한 전제 없이 진단결과만을 단순 비교하고 있는 실정이다. 따라서 본 연구에서는 한국시설안전공단에서 수행한 정밀안전진단 중 안전진단의 조건 및 방법면에서 일관성이 다소 떨어지는 2000년도 이

Collection

전의 자료는 제외하고, 2000년도 이후에 2회 이상 수행된 정밀안전진단자료를 수집하여 분석하였다. 분석대상교량의 일반현황은 Table 4.7.1과 같다.

Table 4.7.1 General status of target bridges

구 분	구조형식	준공년도	설계하중	진단년도	주재료
C1	RA	1987	DB24	03,08,14	콘크리트
C2	PSCB	1987	DB24	03,08,14	
C3	RA	1993	DB24	03,08,14	
C4	PSCB	1993	DB24	03,08,14	
C5	PSCB	1987	DB18	03,08,14	
C6	AR	1988	DB24	03,08	
C7	STB	1993	DB24	04,09	강재
C8	STB	1985	DB24	03,08,13	
C9	STB	1985	DB24	97,03,13	
C10	STB	1979	DB18	02,06	
C11	STB	1979	DB18	02,06	
C12	AR	1984	DB24	02,06,11	
C13	SPG	1984	DB24	02,06,11	
C14	STB	1986	DB24	02,05,10	
C15	AR	1980	DB18	02,06,11	
C16	STB	1980	DB18	02,06,11	
C17	STB	1993	DB24	97,03,09	

Collection

4.7.3 공용년수 증가에 따른 내하력 특성 분석

가. 고유진동수

Fig. 4.7.1은 1차부터 3차까지 진단회차별 고유진동수의 실측값과 이론값을 나타낸 것으로서, 실측값이 대부분 이론값을 상회하는 것을 알 수 있다. 이는 교량의 실제 강성이 이론적 강성보다 큰 것에 따른 것으로 고유치해석의 해석모델이 교량의 실제 강성을 모두 반영하지 못하기 때문인 것으로 판단된다.

Fig. 4.7.2 및 4.7.3에 공용년수에 따른 고유진동수의 추세와 경과시간에 따른 변화율을 나타내었다. 고유진동수는 공용년수가 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타내는데, 콘크리트교량은 5년마다 평균적으로 2.36%, 강교는 6.32% 정도 감소하는 것으로 나타났다. 이것은 노후화나 열화의 증가에 따른 강성저하에 기인하는 것으로 판단된다. 이러한 경향은 Fig. 4.7.4에 나타낸 공용년수에 따른 처짐이 증가 추세를 보이는 것으로 부터도 확인할 수 있으며, 또한 결함지수가 증가하고 공용내하율이 감소하는 경향과도 대체로 일치한다.

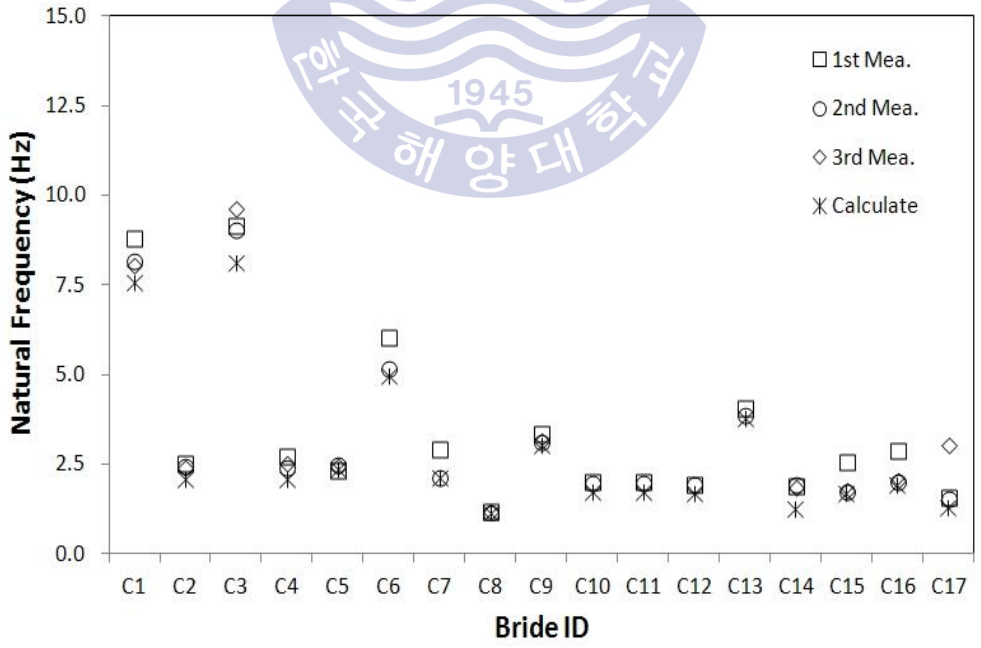


Fig. 4.7.1 Status of natural frequency

Collection

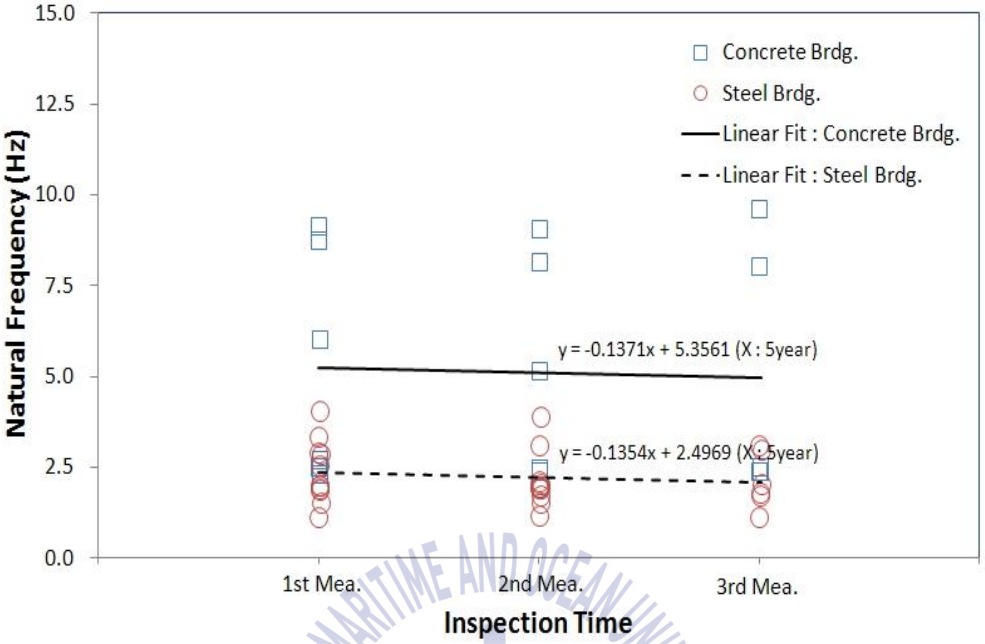


Fig. 4.7.2 Trend of natural frequency for serviced time

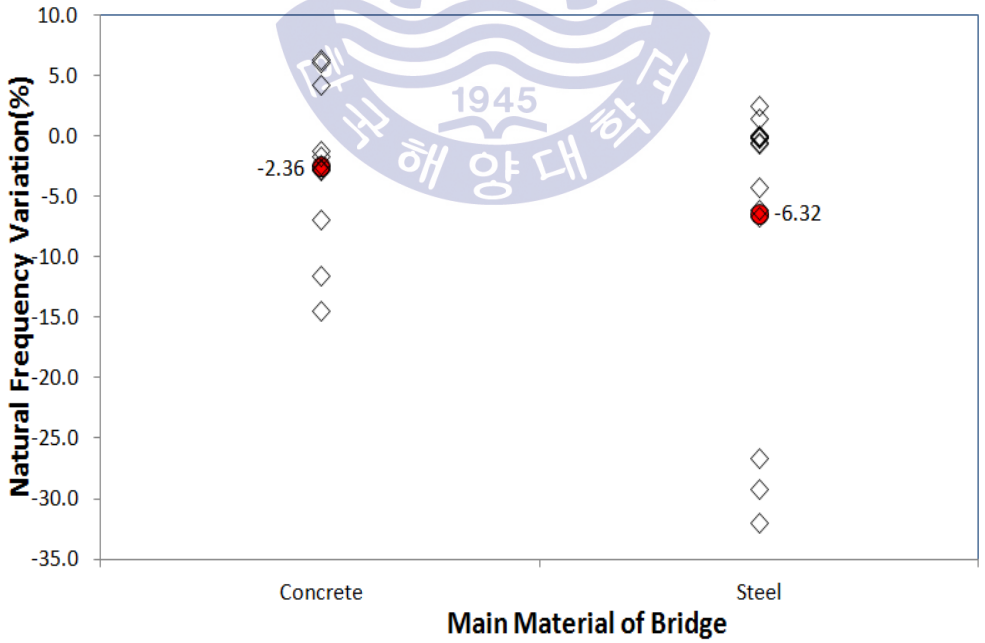


Fig. 4.7.3 Variation ratio of natural frequency for 5 year

Collection

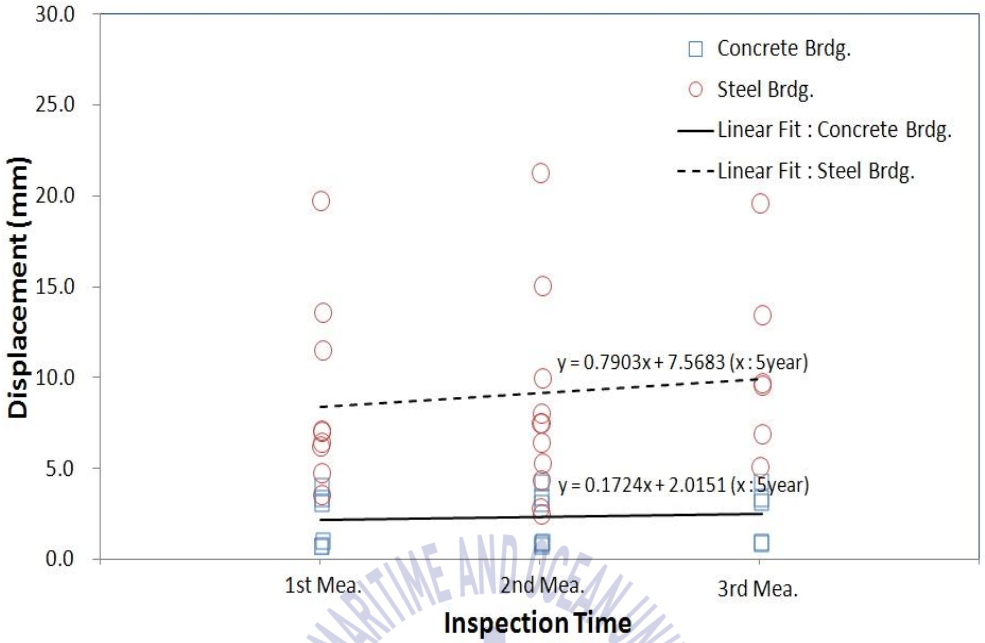


Fig. 4.7.4 Trend of displacement for serviced time

나. 실측 충격계수

Fig. 4.7.5에 지간길이에 따른 실측충격계수 분석결과를 나타내었다. 충격계수는 지간길이에 대해 일정한 경향을 나타내지 않고, 편차도 큰 것으로 나타났으며, 설계충격계수를 초과하는 경우도 다수 확인되었다. 또한, 공용년수에 따른 실측충격계수의 추세를 나타낸 Fig. 4.7.6으로부터 이론적으로는 공용년수가 증가함에 따라 강성저하로 인해 충격계수가 증가하여야 하지만 실제로는 감소하는 추세를 보이는 것을 알 수 있다. 이러한 경향은 정밀안전진단보고서에 분석된 바와 같이 실측충격계수가 교량의 노후화에 의한 강성변화 이외에도 재하시험시 하중재하방법, 단차 등과 같은 교량의 노면상태 등에도 민감하기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 사실은 Kim et al.(1999) 등과 Lee et al.(2009) 등의 기존 연구를 통해서도 보고된 바 있다.

Collection

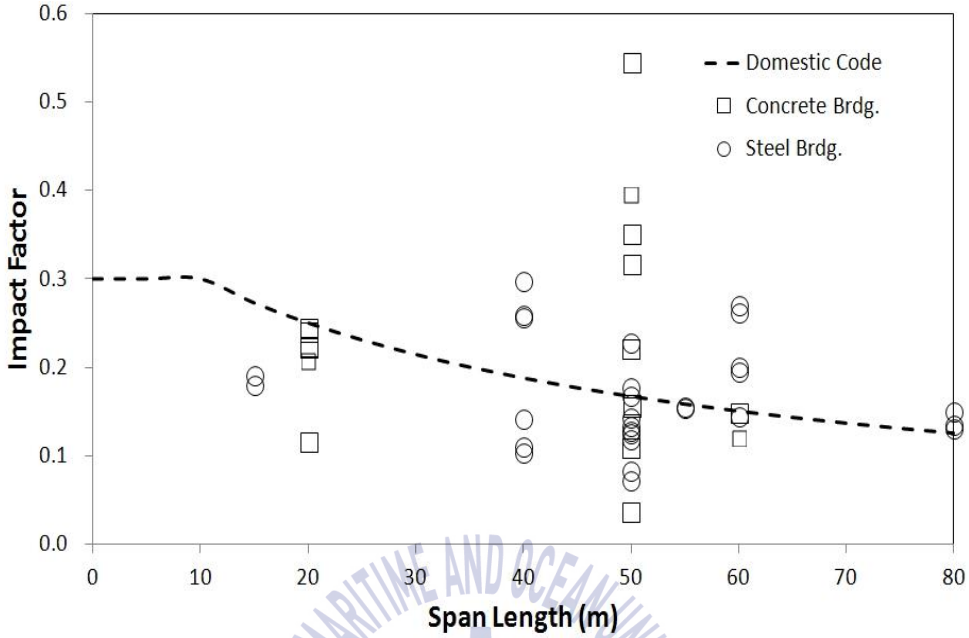


Fig. 4.7.5 Status of measured impact factor for span length

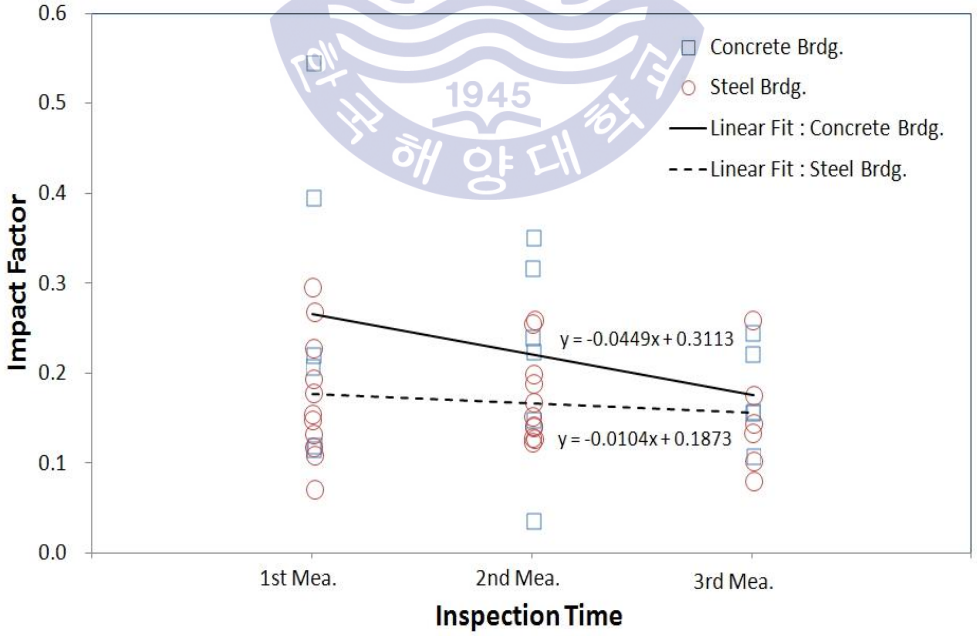


Fig. 4.7.6 Status of measured impact factor for serviced time

Collection

다. 응답비

응답비(측정치/해석치)는 공용내하력에 직접적인 영향을 미치는 중요한 인자이다. Kim et al.(1999) 등의 연구결과에 따르면 응답비는 평가자의 데이터 선정방법에 따라서 최대 3배 정도의 편차를 보이므로 공용년수에 따른 응답비의 추세를 면밀히 분석하기 위해서는 일관성을 유지하는 것이 매우 중요한 것으로 보고되고 있다.

본 연구에서는 공용년수에 따른 내하력의 변동특성 분석시 일관성을 확보할 수 있도록 진단이력별로 시험차량의 재하위치 및 방법이 유사한 경우를 선정하였다. 실측치는 중량비 보정(가장 최근의 안전진단에서 사용한 시험차량의 중량에 대한 비율로 보정)을 하였으며, 해석치는 보다 정밀하고 교량의 실제 거동과도 잘 부합하도록 다양한 모델링요소와 기법을 사용한 가장 최근 회차의 값을 사용하였다.

Fig. 4.7.7에 교량의 전반적인 거동을 나타내는 정적 처짐에 대해 정밀안전진단보고서의 응답비와 중량비 보정을 실시한 응답비의 추세를 비교하여 나타내었다. 본 연구의 중량비 보정을 통한 응답비가 공용년수에 따라 증가하는 것으로 나타나서 각 대상교량의 구조적인 거동과 잘 부합되며, 또한 응답비의 편차도 크지 않은 것으로 나타나므로 공용년수에 따른 내하력 변동 특성 분석에 보다 합리적인 것으로 판단된다.

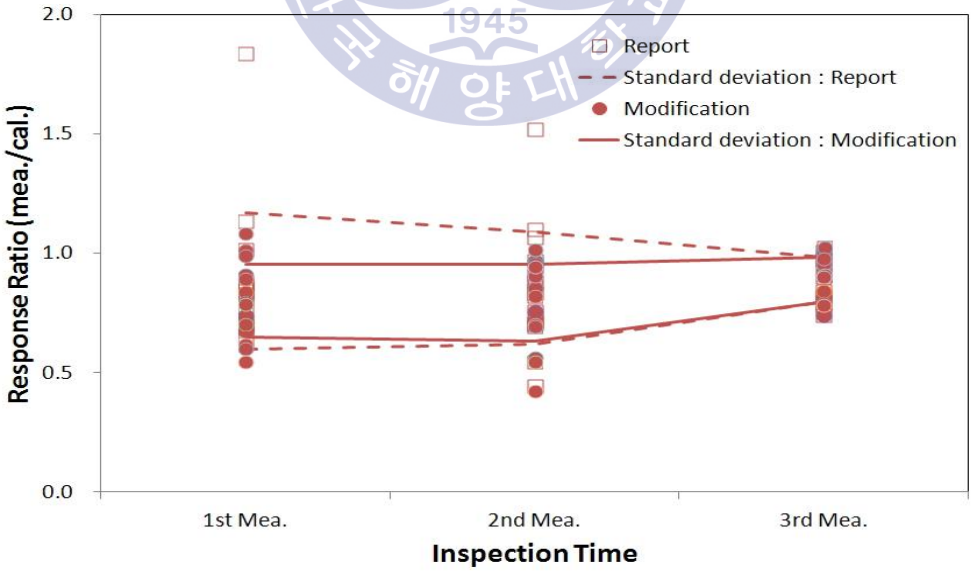


Fig. 4.7.7 Comparison between report and modification for response ratio

Collection

한편, 응답비는 Fig. 4.7.8에 나타낸 바와 같이 공용년수에 따른 노후화 및 열화의 증가로 인한 측정응답이 증가하면서 전반적으로 증가하는 정상적인 경향을 나타내는 것으로 분석되었다.

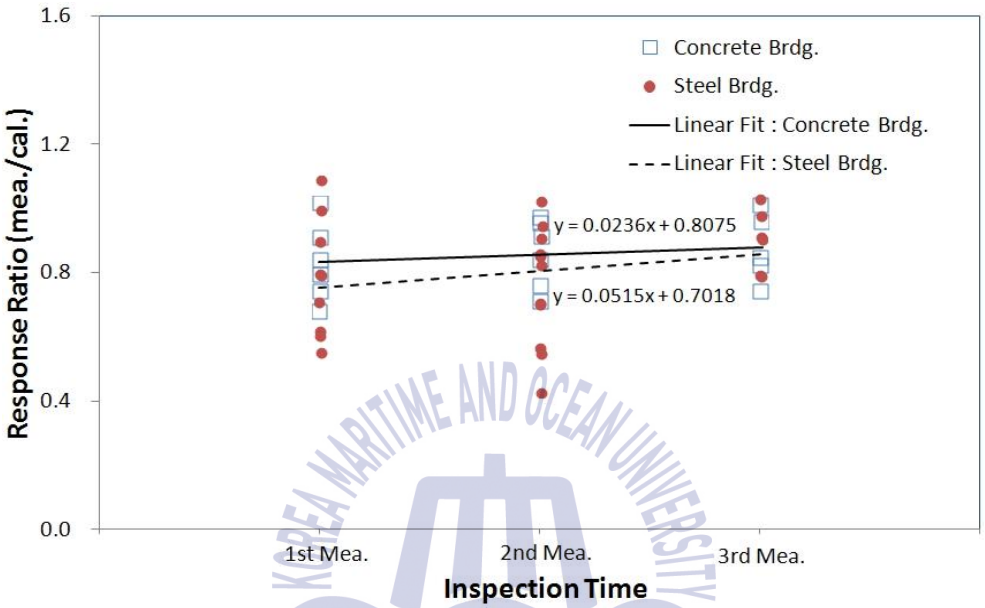


Fig. 4.7.8 Trend of response ratio for serviced time

라. 응답보정계수

응답보정계수는 응답비(Response Ratio : R.R)와 충격계수비(Impact Factor Ratio : I.F.R)로 산출되므로, 응력보정계수와 응답비 및 충격계수비와의 상관성을 분석하여 Fig. 4.7.9 및 4.7.10에 나타내었다. 분석결과, 응답비는 회귀곡선과 (1/R.R)곡선이 거의 일치하면서 높은 상관성을 나타내었으나, 충격계수비는 회귀곡선과 (1/I.F.R)곡선의 편차도 크고 상관성도 낮은 것으로 분석되었다. 따라서, 합리적인 응답보정계수를 산정하기 위해서는 응답보정계수에 미치는 영향이 큰 응답비의 선정에 보다 주의가 필요한 것으로 판단된다. 또한 충격계수비는 응답비에 비해 상대적으로 응답보정계수에 미치는 영향이 크지 않고 교량의 강성보다 재하시험 방법이나 노면상태 등에 민감하여 내하력을 왜곡시킬 가능성도 배제할 수 없으므로 적용에 유의하여야 할 것으로 판단된다.

Collection

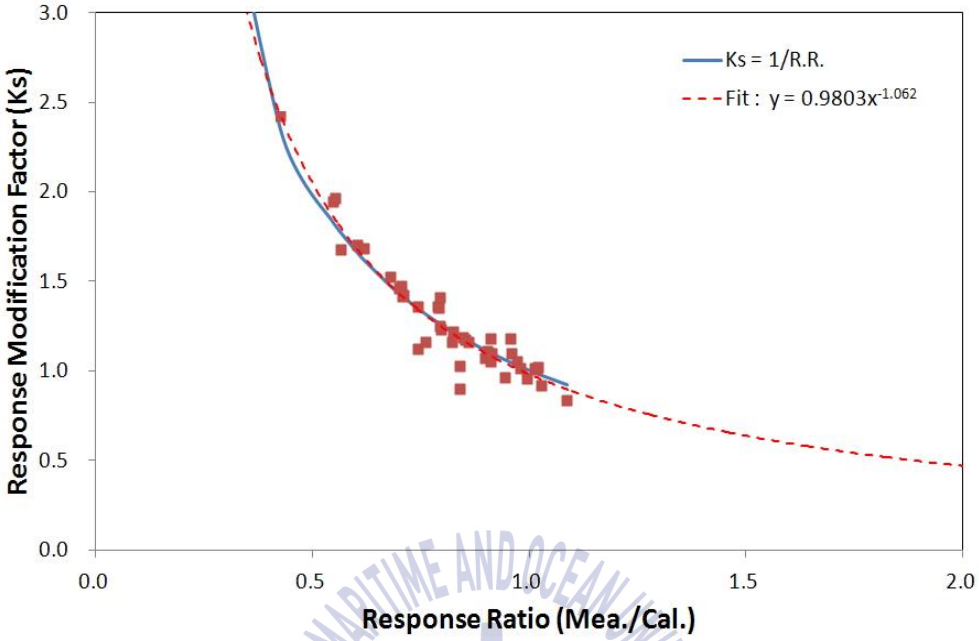


Fig. 4.7.9 Correlation between response ratio and response modification factor

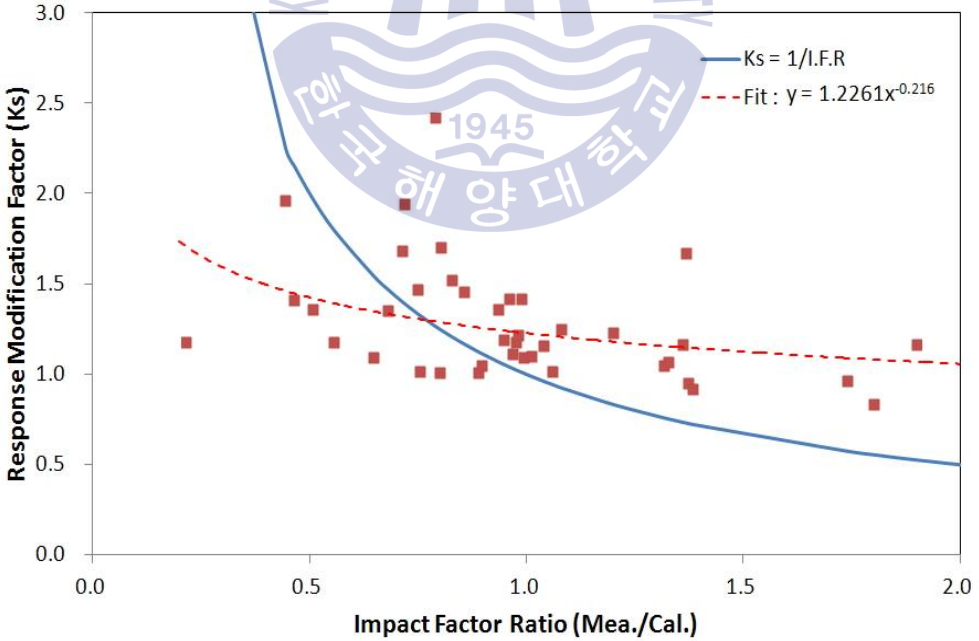


Fig. 4.7.10 Correlation between impact factor and response modification factor

Collection

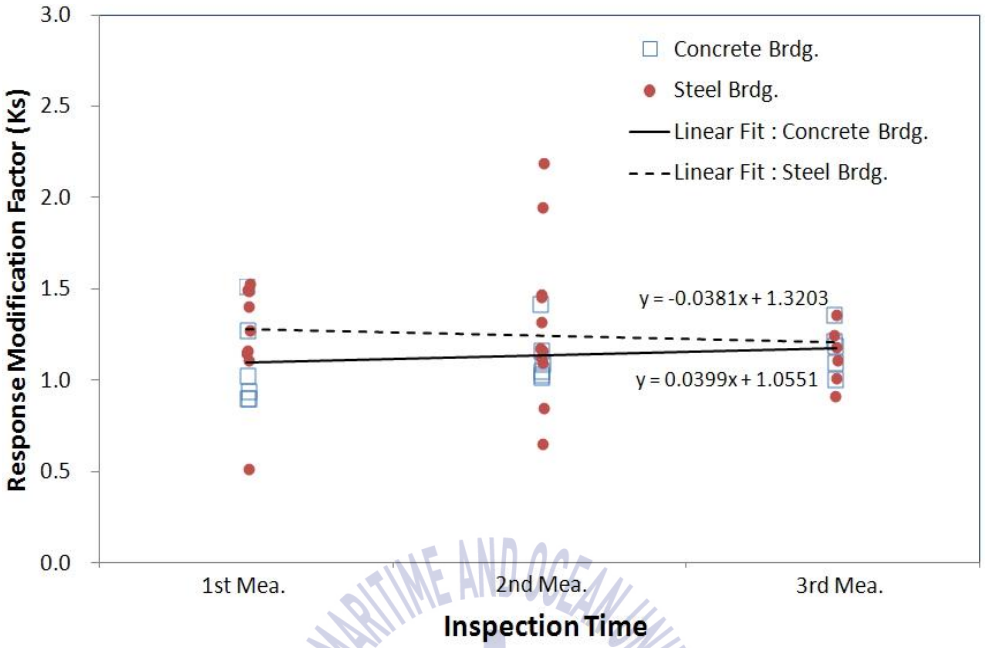


Fig. 4.7.11 Trend of response modification factor at inspection report

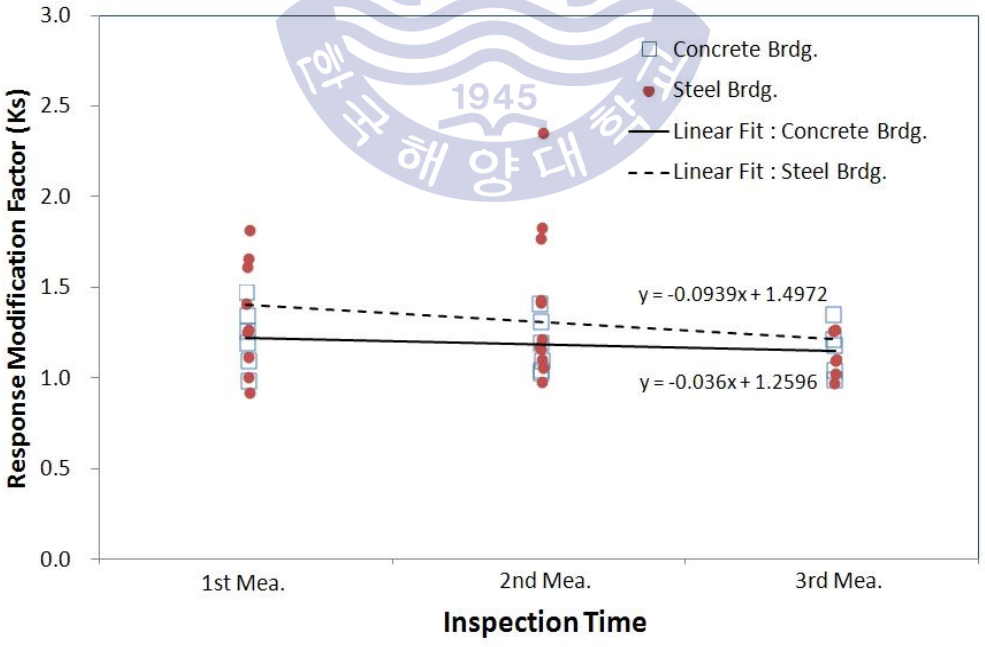


Fig. 4.7.12 Trend of response modification factor at this study

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 1945 한국해양대학교
dCollection

본 연구에서는 이러한 분석결과를 토대로 공용년수에 따른 내하력 변동 특성 분석을 위한 응답보정계수 산정시 중량비를 보정한 응답비와 설계충격계수를 사용하였다. 정밀안전진단보고서의 응답보정계수를 나타내는 Fig. 4.7.11은 공용년수의 증가에 따라 응답보정계수가 콘크리트교에서는 감소하지만 강교에서는 오히려 증가하는 경향을 보이는 반면, 본 연구에서 산정한 보정된 응답보정계수를 나타내는 Fig. 4.7.12는 콘크리트교와 강교 모두 공용년수에 따라 응답보정계수가 감소하는 정상적인 경향을 보이는 것으로 나타났다.

마. 기본내하율

기본내하율은 설계하중에 대한 내하율이므로 진단회차에 관계없이 동일한 값이어야 한다. 그러나, 모델링 요소나 기법, 하중재하방법, 경계조건 등 구조해석시의 다양한 차이로 인해 Fig. 4.7.13의 정밀안전진단보고서의 기본내하율에 대한 표준편차의 오차막대에 나타낸 바와 같이 진단회차별로 큰 편차를 나타내는 것을 알 수 있다. 이에 본 연구에서는 진단회차별 기본내하율 편차로 인해 공용년수에 따른 내하력 변동 특성이 왜곡되는 것을 방지하고, 대체로 정밀한 구조해석을 수행하여 구조물의 실제 거동에도 가장 잘 부합할 것으로 판단되는 최신 회차의 기본내하력을 사용하였다.

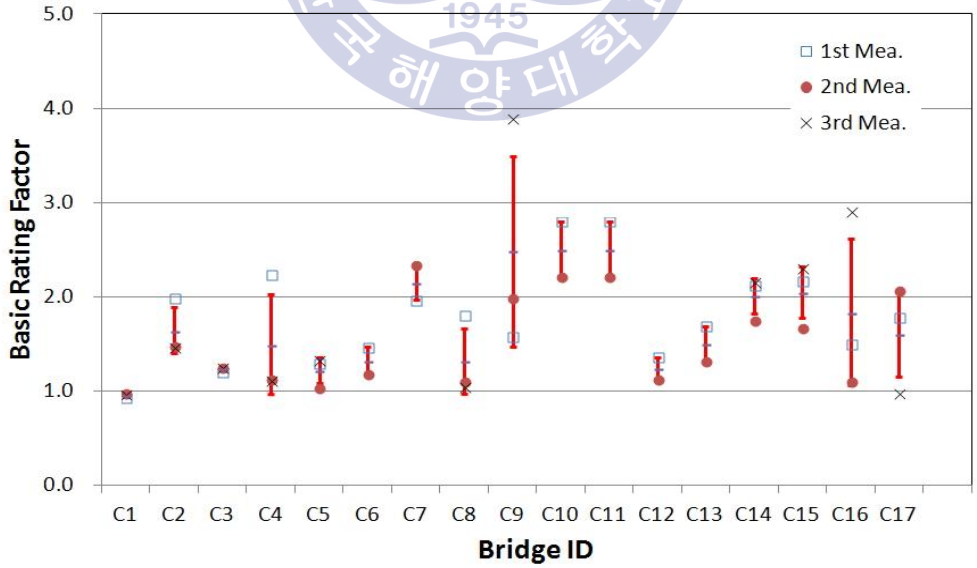


Fig. 4.7.13 Status of basic rating factor at target bridges

Collection

바. 공용내하율

Fig. 4.7.14 및 4.7.15는 정밀안전진단보고서와 본 연구에서 개선한 방안에 의한 공용내하율을 보여준다.

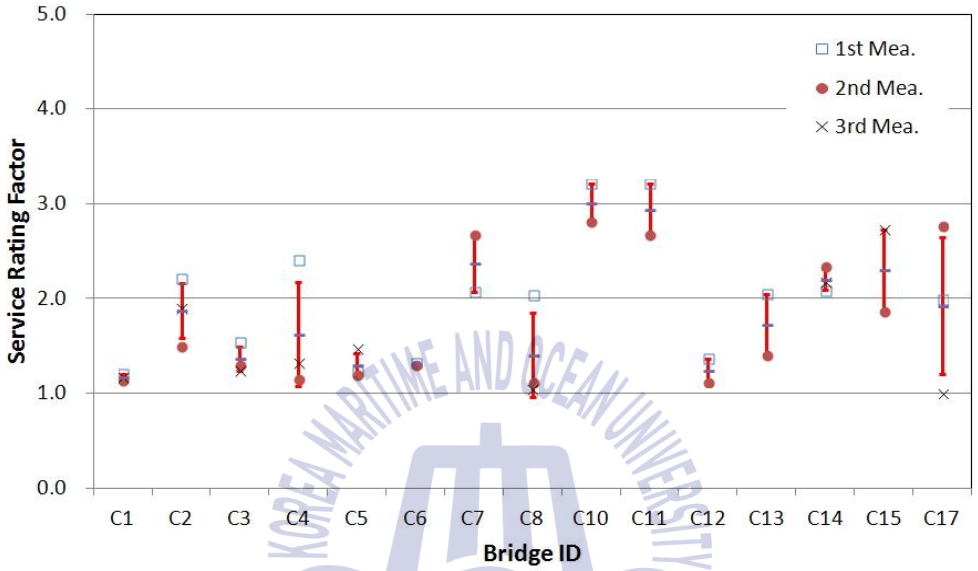


Fig. 4.7.14 Status of service rating factor at inspection report

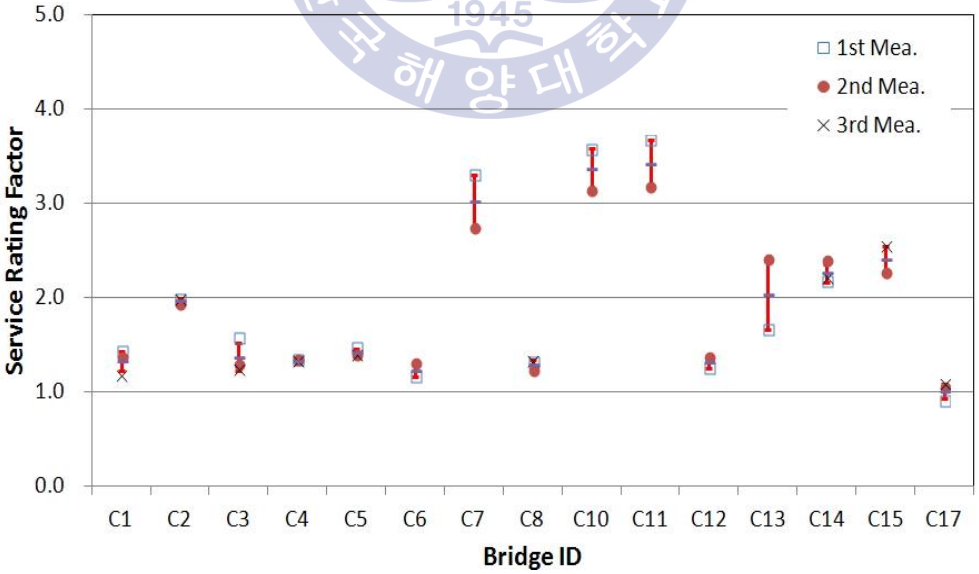


Fig. 4.7.15 Status of service rating factor at this study

Collection

분석결과, 정밀안전진단보고서의 공용내하율을 보여주는 Fig. 4.7.14는 진단회차별로 편차가 크게 나타났으나, 본 연구의 중량비를 보정한 응답비와 설계충격계수를 사용한 응답보정계수로 산정한 공용내하율은 Fig. 4.7.15에 나타낸 바와 같이 편차가 작은 것으로 나타났다. 이러한 경향은 전술한 바와 같이 공용내하율 분석시 일관성을 유지할 수 있도록 보정된 응답보정계수를 사용하고 단일 기본내하율을 적용한 것에 기인하는 것으로 판단된다. 따라서, 향후 공용내하율 산정시에는 교량의 노후화 및 열화 등에 따른 내하성능의 저하 정도를 감안하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

한편, Fig. 4.7.16의 진단회차별 공용내하율로부터 공용년수에 따라 공용내하율은 감소하며, 강교의 저하속도가 콘크리트교보다 빠른 것으로 나타났다.

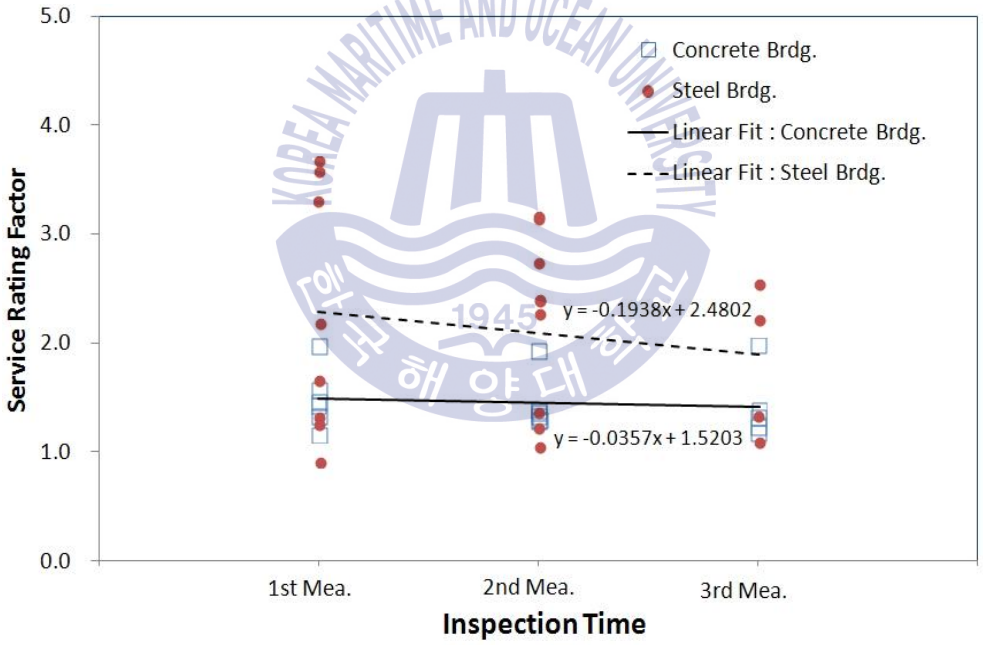


Fig. 4.7.16 Status of service rating factor for serviced time

Collection

4.7.4 소 결

한국시설안전공단에서 2회 이상 수행한 정밀안전진단자료를 수집하여 공용년수의 증가에 따른 내하력 변동 특성을 분석하고 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) 기본내하력은 물론 응답보정계수의 산정에 사용되는 응답비와 실측충격계수도 재하시험방법, 구조해석방법 등의 차이로 인해 진단회차별로 편차가 크며, 이로 인해 공용년수에 따른 내하력의 변동 특성도 평가자에 따라 상당히 큰 편차가 발생할 수 있다.

(2) 공용년수 증가에 따른 내하력의 변동 추세를 분석하기 위해서는 응답보정계수 산정시 최근 진단회차를 기준으로 중량비를 보정하고 시간에 따른 강성변화 보다 시험방법이나 노면상태 등에 민감한 실측충격계수 대신 설계충격계수를 적용하는 방안이 재하시험에서 발생할 수 있는 다양한 오차를 배제할 수 있어 보다 합리적인 것으로 판단된다.

(3) 공용중인 기존 교량의 효율적인 유지관리를 위해서는 공용년수 증가에 따른 상태등급 및 내하성능의 변동 특성에 대해 일관된 합리적 방법을 통한 추적조사가 필요한데, 현재는 평가자의 주관에 따라 분석의 편차가 크게 발생하는 측면이 있으므로 본 연구에서 제시한 방법을 통해 편차를 제거하고 공용년수 증가에 따른 내하력의 변동 특성을 보다 합리적으로 분석할 수 있을 것으로 판단된다.

Collection

4.8 사례분석을 통한 개선방안의 검증 및 고찰

4.8.1 개 요

국내의 내하력 평가는 시특법에 기초한 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침에서 제시하고 있는 방법에 따라 설계개념에 부합되도록 강교는 허용응력법, 콘크리트교는 강도설계법(PSC교는 허용응력법 및 강도설계법 모두 적용)을 적용하여 정량적으로 수행되고 있다. 세부지침에서 제시하고 있는 평가방법은 설계조건에 따라 결정되는 기본내하율에 교량의 실거동을 반영하기 위한 항목인 응답보정계수를 반영하여 공용내하력을 평가하는 방식이다.

그러나, 기본내하율의 경우 세부지침의 평가식이 신설교량의 설계개념과 일치하지 않을 경우나 토압과 같이 고정하중 및 활하중 외의 하중이 주요 하중으로 작용하는 경우에는 적용이 곤란하며, 일반적으로 교량 설계시 고려되는 크리프, 건조수축 및 온도하중 등의 추가하중도 반영하지 못하는 한계가 있다. 또한, 응답보정계수는 재하시험을 통해 산정되는데, 주요 인자인 응답비 및 충격계수의 실측치를 결정하는데 있어서 평가자의 주관적 판단에 따라 적용되기 때문에 객관성 있는 결과를 기대하기 어려운 실정이며, 이로 인해 준공시기나 구조형식이 동일한 교량의 경우에도 공용내하력에서 큰 차이를 보이는 경우가 빈번하게 발생된다(Lee, 1998). 아울러, 고속도로와 같이 현장여건상 교통통제가 곤란하여 재하시험을 실시할 수 없는 경우는 공용내하력을 평가하는데 많은 문제점이 따르며, 이러한 여러 가지 제반조건으로 인해 공용내하력 평가결과는 상태등급과 상당한 차이를 보이게 된다.

따라서, 본 연구에서는 현행 내하력 평가방법의 문제점을 분석하여 개선하고, 보다 객관적이며 일관성 있는 내하력 평가방법을 제시하였다.

Collection

4.8.2 내하력 평가방법 개선방안

본 연구를 통해 도출된 내하력 평가방법 개선방안을 항목별로 정리하면 Table 4.8.1과 같다.

Table 4.8.1 Improved method of load carrying capacity evaluation

구 분	개선방안	비 고
1. 설계단계의 추가하중 고려한 평가방안	STB에서 실응력상태를 고려한 안전측의 내하력 평가를 위해서는 설계단계에서 고려되는 크리프와 건조수축에 의한 하중으로 고려	4.2절
2. 해석모델 개선을 통한 평가방안	정적재하시험을 통해 획득한 처짐, 하중횡분배율, 고유진동수가 해석모델과 Percent Error 10% 이내로 수렴하도록 해석모델을 개선	4.3절
3. 실측 충격계수 적용 방안	설계 충격계수 초과시에는 원인을 분석하여 손상으로 인한 강성저하가 원인이면 실측 충격계수를 사용하되, 시험방법이나 노면상태 등에 의한 비구조적 원인이면 설계 충격계수를 사용, 설계 충격계수 미달시에는 불확실성 및 장래의 열하 가능성을 고려하여 설계 충격계수 적용	4.4절
4. 신뢰도 기반 평가 방안	개정된 도로교설계기준(한계상태설계법)과 기본 개념이 부합하도록 기존의 평가방법과 병행하여 신뢰도 기반 내하력 평가 실시	4.5절
5. 상태등급 고려한 평가방안	현장여건 등으로 재하시험을 실시하기 곤란한 경우 열화된 부재강도의 불확실성을 반영하기 위해 상태등급에 따라 저항강도를 저감 - 상태등급 C등급 : 95% - 상태등급 D등급 : 85%	4.6절
6. 공용년수 증가를 고려한 평가방안	공용년수 증가에 따른 내하력 변동 분석을 위해서는 응답보정계수 산정시 최근 진단회차를 기준으로 시험차량의 중량을 보정하고 설계 충격계수를 적용하여 평가	4.7절

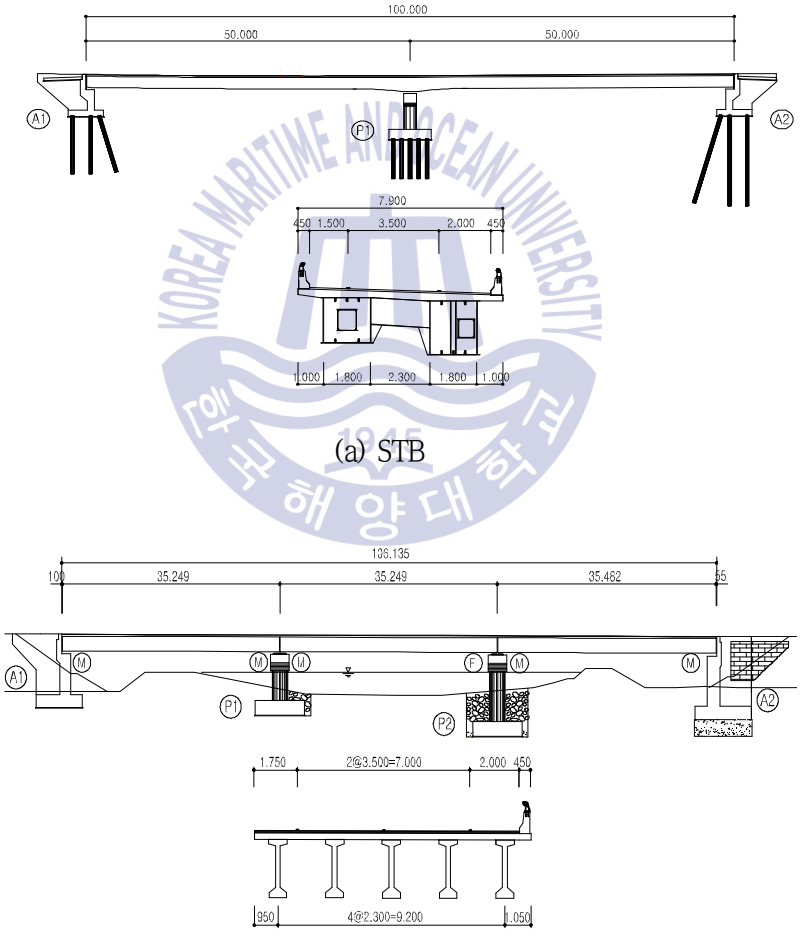
Collection

4.8.3 사례분석을 통한 개선방안의 검증 및 고찰

국내 도로교량의 대표적 구조형식인 STB와 PSCI의 정밀안전진단보고서를 수집하여 기존 내하율과 본 연구에서 제안한 개선방안에 따른 내하율을 비교·분석하였다. 기존 내하율과 개선방안 항목별 내하율 분석결과를 정리하면 다음과 같다.

가. 샘플교량의 현황

샘플교량의 현황은 Fig. 4.8.1과 같다.



(a) STB

(b) PSCI

Fig. 4.8.1 General drawing of sample bridge

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY 1945 한국해양대학교
Collection

나. 기존 내하율 분석

샘플교량의 정밀안전진단보고서에 수록된 내하율 평가자료를 정리하여 Table 4.8.2에는 기존 응답보정계수, Table 4.8.3에는 기존 공용내하율을 나타내었다.

분석결과, 처짐에 대한 응답비(실측/처짐)는 STB와 PSCI 모두 1.0 이하인 것으로 분석되었으나, 실측 충격계수는 STB만 설계치를 만족하고 PSCI는 설계치를 초과하는 것으로 조사되었다. 이러한 현상은 STB는 교량의 강성과 관계가 있는 처짐 응답비와 실측 충격계수가 모두 계산치를 만족하여 설계단계와 비교할 때 교량의 강성 저하 가능성은 미미하다는 일관된 경향을 보여주는 것이며, PSCI는 실측 충격계수가 처짐 응답비와 다른 경향을 보여주는 것으로부터 강성 저하보다는 불규칙한 노면상태의 영향에 기인함을 의미하는 것으로 판단된다. 기본내하율은 최소값 기준으로 STB가 2.317와 PSCI가 1.828로 평가되어 설계단계의 평균 내하율인 STB의 2.136, PSCI의 1.78과 대체로 유사한 수준인 것으로 평가되었다.

Table 4.8.2 Computed result of existing response modification factor

구 분	처짐(mm)			충격계수			응답보정계수
	실측 (①)	계산 (②)	응답비 (①/②)	실측 (①)	계산 (②)	충격계수비 (1+②/1+①)	
STB	5.52	6.99	0.790	0.130	0.167	1.033	1.307
PSCI	3.31	4.42	0.749	0.231	0.200	0.975	1.301

Table 4.8.3 Evaluation result of existing service rating factor

구 분	기본내하율 (RF)	응답보정계수 (Ks)	공용내하율 (SRF)	비 고
STB	$\frac{210.0 - 119.3}{39.1} = 2.317$	1.307	3.029	WSD 부모멘트부
PSCI	$\frac{19,734 - 1.3\times 6,831}{2.15\times 2,762} = 1.828$	1.301	2.379	USD 외측거더

Collection

다. 재하시험을 실시한 경우의 개선 내하율 분석

샘플교량을 대상으로 재하시험을 실시한 경우에 대해 Table 4.8.1에 나타낸 개선 항목을 반영한 개선된 내하율을 평가하였다. Table 4.8.4에는 개선된 응답보정계수, Table 4.8.5에는 개선된 공용내하율을 나타내었으며, Table 4.8.6에는 기존 내하율과 개선된 내하율의 비교한 결과를 나타내었다.

Table 4.8.4의 응답비와 Table 4.8.5의 기본내하율에서 계산은 정적재하시험결과를 이용하여 개선한 모델을 사용하여 산출한 결과로서, 상세한 모델개선 방법 및 과정은 4.3절에 수록되어 있다. 또한, 실측 충격계수는 4.4절에서 분석한 바와 같이, STB의 경우는 설계 충격계수에 미치지 못하지만 다음 진단시까지 열화될 가능성을 고려하여, PSCI의 경우는 불규칙한 노면상태로 인해 설계 충격계수를 초과하므로 두 경우 모두 실측 충격계수로 설계 충격계수를 적용하였다.

분석결과, 해석모델의 개선으로 기존 내하율 평가결과에 비해 STB와 PSCI 모두 기본내하율은 다소 증가하지만 응답보정계수는 구조물의 실제 거동에 부합되도록 감소하여 공용내하율이 STB는 약 15% 정도, PSCI는 약 17% 정도 감소하는 것으로 나타났다. 따라서, 개선된 내하력 평가방안을 통해 교량의 실거동을 충분히 반영하지 못하는 해석모델이나 평가자의 주관적 판단으로 인해 공용내하력이 과다 또는 과소평가되는 사례를 줄일 수 있을 것으로 판단된다.

Table 4.8.4 Computed result of improved response modification factor

구 분	처짐(mm)			충격계수			응답보정계수
	실측 (①)	계산 (②)	응답비 (①/②)	실측 (①)	계산 (②)	충격계수비 (1+②/1+①)	
STB	5.52	5.61	0.985	0.167	0.167	1.000	1.015
PSCI	3.31	3.31	1.000	0.200	0.200	1.000	1.000

Collection

Table 4.8.5 Evaluation result of improved service rating factor

구 분	기본내하율 (RF)	응답보정계수 (Ks)	공용내하율 (SRF)	비 고
STB	$\frac{210.0 - 119.4}{35.6} = 2.542$	1.015	2.581	WSD 부모멘트부
PSCI	$\frac{19,734 - 1.3 \times 6,846}{2.15 \times 2,541} = 1.983$	1.000	1.983	USD 외측거더

Table 4.8.6 Comparison between existing and improved service rating factor

구 분	응답보정계수		기본내하율		공용내하율	
	기존	개선	기존	개선	기존	개선
STB	1.307	1.015	2.317	2.542	3.029	2.581
PSCI	1.301	1.000	1.828	1.983	2.379	1.983

라. 재하시험을 실시하지 않은 경우의 개선 내하율 분석

현장여건상 재하시험을 실시하기 곤란한 교량은 해석모델의 개선이나 응답비, 실측 충격계수 등 공용내하력 평가시 교량의 실제 거동을 반영하기 위해 필요한 주요 인자들의 산정이 불가능하다. 이러한 경우를 위해 본 연구에서는 Table 4.8.1의 5항에 기술한 바와 같이 교량의 외관상태에 기초한 상태등급으로 실제 거동을 반영하여 공용내하율을 평가하는 개선방안을 제시하였다. Table 4.8.7은 샘플교량의 상태등급을 이용한 공용내하율 평가결과를 보여준다.

평가결과, 공용내하율은 재하시험을 실시한 경우의 약 80% 정도의 수준으로서, 안전측 검토 측면에서 적정한 것으로 판단된다.

Collection

Table 4.8.7 Evaluation result of service rating factor using condition rank

구 분	상태등급	상태계수	공용내하율	비 고
STB	C등급	0.95	$\frac{0.95\times210.0 - 119.4}{35.6} = 2.581$	WSD 부모멘트부
PSCI	C등급	0.95	$\frac{0.95\times19,734 - 1.3\times6,846}{2.15\times2,541} = 1.662$	USD 외측거더

Table 4.8.8 Comparison between existing and improved service rating factor

구 분	기존 공용내하율	개선 공용내하율	
		재하시험 실시	재하시험 미실시
STB	3.029	2.581	2.049
PSCI	2.379	1.983	1.662

마. 신뢰도 기반 내하율 분석

4.5절에서 제안한 신뢰도 기반 내하력 평가방법에 따라 공용내하율을 평가하고, 기존 평가결과와 비교하였다. Table 4.8.9는 샘플교량의 신뢰도 기반 내하율 평가결과를 보여주며, 이때 PSCI는 부식성 환경으로 가정하여 노출환경에 따른 설계등급을 B등급으로 적용(사용하중조합 I 에서 균열폭한계)한 것이다.

분석결과, STB의 신뢰도 기반 내하율은 극한한계상태(I)가 지배적이며, 기존 내하율과 대비하여 약 6% 정도 크게 평가되었다. 그러나, PSCI는 사용한계상태(I)가 지배적이며, 기존 내하율보다 약 17% 정도 작게 평가되었다. 이러한 차이는 기존 내하율 평가결과가 교량의 실거동을 충분히 반영하지 못하는 해석모델과 평가자의 주관적 판단으로 인해 다소 과다하게 평가된 부분에 기인하는 바가 있어 직접적인 비교의 의미는 크지 않은 것으로 판단된다.

Collection

Table 4.8.9 Evaluation result of service rating factor by reliability-based method

구 분		기존 공용내하율	신뢰도 기반 공용내하율
STB	극한 I	3.029	$\frac{1.0\times341.1 - 1.25\times(87.6 + 19.0) - 1.50\times12.7}{0.9\times0.85\times1.8\times42.6} = 3.217$
	사용 II		$\frac{337.2 - (87.6 + 19.0 + 12.7)}{0.9\times0.85\times1.3\times55.4} = 5.141$
PSCI	극한 I	2.379	$\frac{1.0\times20,047 - 1.25\times(3,398 + 2,837) - 1.50\times1,801}{0.9\times0.85\times1.8\times2,817} = 2.462$
	사용 I		$\frac{2.62 - (4.98 + 3.83 + 1.96) + 12.79}{0.9\times0.85\times3.07} = 1.978$

바. 공용년수 증가를 고려한 내하율 분석

공용년수 증가에 따른 일관된 내하율 분석을 위해 본 연구에서는 Table 4.8.1의 6항에 기술한 바와 같이 응답보정계수 산정시 최근 진단회차를 기준으로 시험차량의 중량을 보정하고 설계 충격계수를 적용하여 평가하는 개선방안을 제시하였다. Table 4.8.10은 샘플교량의 공용년수 증가를 고려한 공용내하율 평가결과를 보여준다.

분석결과, STB는 개선 전에는 별도의 보수·보강이 없었음에도 전회차의 공용내하율이 이번회차보다 작게 평가되어 비정상적이지만 개선 후에는 전회차가 크게 평가되어 정상적인 경향을 보이는 것으로 나타났다. 또한, 충격계수를 고려하지 않은 경우가 이번회차와 편차가 작은 것으로부터 보다 합리적인 것으로 판단된다.

PSCI는 개선 전에도 전회차의 공용내하율이 이번회차보다 크게 평가되어 정상적인 경향을 보이는 것으로 나타났으며, STB의 경우와 같이 충격계수를 고려하지 않은 경우가 이번회차와 편차가 작은 것으로부터 합리적인 것으로 판단된다.

Collection

Table 4.8.10 Evaluation result of previous service rating factor after improvement

구 분			이번회차 공용 내하율	전회차 공용내하율			
				기본 내하율	응답비	충격 계수비	응답 보정계수	공용 내하율
STB	개선전		3.029	2.089	0.817	1.071	1.310	2.737
	개선 후	충격고려		2.317	0.758	1.071	1.412	3.273
		충격미고려		2.317	0.758	1.000	1.319	3.057
PSCI	보정전		2.379	1.749	0.835	1.193	1.429	2.500
	개선 후	충격고려		1.828	0.711	1.193	1.679	3.068
		충격미고려		1.828	0.711	1.000	1.406	2.571

사. 개선방안의 검증 및 고찰

Table 4.8.11에는 전술한 개선방안 각 항목별 평가결과를 집계하여 나타내었다. 이로부터 재하시험을 수행하고 해석모델을 개선한 평가방법이 기존의 평가방법에 비해 약 15~17% 정도 감소되었는데 이는 실제 구조물의 거동에 부합하도록 해석모델을 개선함으로써 응답보정계수에서 발생하는 오차를 줄인 것에 기인하는 것으로 판단된다. 또한, 재하시험을 실시하지 않고 상태등급을 고려한 경우의 내하율도 재하시험을 실시한 경우보다 다소 작게 산출되어 안전측 검토측면에서 적정한 것으로 판단된다. 신뢰도 기반 내하율은 평가개념의 특성상 다른 평가방법에 비해 가장 크게 평가되었다. 전회차에 평가된 보정전 내하율은 금회 내하율과 비교하여 내하율의 감소폭이 다소 과다하지만 보정후 내하율은 적정한 수준인 것으로 판단된다.

Collection

Table 4.8.12 Comparison of rating factor according to improved method

구 분	기존 내하율	개선 내하율		신뢰도기반 내하율 (극한/사용)	전회차 내하율	
		재하시험 실시	재하시험 미실시		개선 전	개선 후
STB	3.029	2.581	2.049	3.217/5.141	2.737	3.057 (2.859)
PSCI	2.379	1.983	1.662	2.462/1.978	2.500	2.571 (2.090)

주) 표에서 전회차 내하율의 ( )는 개선된 모델을 사용하였을 경우의 값임

4.8.4 소 결

현행 내하력 평가방법의 문제점을 분석하여 개선하고 보다 객관적이며 일관성 있는 내하력 평가방법을 제시하였으며, 개선방안에 대한 사례분석을 통해 다음과 같은 소결론을 도출하였다.

(1) 재하시험을 수행하고 해석모델을 개선한 평가방법이 기존의 평가방법에 비해 내하율이 다소 작게 산출되었는데 이는 실제 구조물의 거동에 부합하도록 해석모델을 개선함으로써 응답보정계수에서 발생하는 오차를 줄인 것에 기인하는 것으로 판단된다.

(2) 재하시험을 실시하지 않고 상태등급을 고려한 경우의 내하율이 재하시험을 실시한 경우보다 다소 작게 산출되어 안전측 검토측면에서 적정한 것으로 판단된다.

(3) 신뢰도 기반 내하율은 극한한계상태에서는 평가개념의 특성상 다른 평가방법에 비해 가장 크게 평가되었으나, PSCI의 경우 사용한계상태에서는 기존 내하율 보다 작게 평가되었다.

Collection

(4) 공용년수 증가에 따른 내하율 분석시 개선 전의 전회차 내하율은 이번회차 내하율과 비교하여 내하율의 변동이 다소 과다하지만 개선 후의 내하율은 적정한 수준인 것으로 판단된다.

KOREA MARITIME AND OCEAN UNIVERSITY
1945
한국해양대학교

Collection

제 5 장 결 론

5.1 연구 결론

본 연구에서는 현재 도로교량의 유지관리 및 유지보수현황과 점검체계 및 평가방법을 조사하여 분석하여 현행 내하력 평가방법의 문제점을 개선하고, 보다 객관적이며 일관성 있는 내하력 평가방법을 제시하였다. 본 연구를 통해 도출된 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 시특법 대상교량의 시설물 등급에 대한 분석결과, 공용년수가 6~10년부터 B등급이 증가하다가 11~15년이 되면 A등급이 25% 미만이 되면서 보수가 요구되는 C등급이 증가하는 추세를 보이며, 26~30년이 되면 구조보강이 필요한 D등급도 발생하는 것으로 조사되어, 공용년수가 10년이 경과하는 시점부터는 예방적 유지관리측면에서 체계적인 유지보수가 필요한 것으로 판단된다.

(2) 연구대상교량의 손상유형 및 발생건수를 분석한 결과, 발생빈도가 높은 손상은 건조수축균열(15.5%), 박락(10.2%), 백태(7.4%) 등의 순서로 나타났으며, 손상의 유형으로는 전반적으로 결함의 비율이 높은 것으로 파악되어 교량시공 후 하자만료전에 보다 정밀한 점검을 통한 유지관리가 수행되면 유지관리비용을 절감할 수 있을 것으로 판단된다.

(3) 설계활하중 및 교량형식에 대해 공용년수와 상태등급 및 공용내하력의 상관성을 검토한 결과, 상태등급은 대부분이 B, C등급으로 준공 당시 결함과 약간의 열화가 대부분을 차지하고 있고, 공용내하력은 C등급 부터 공용내하력이 설계내하력 이하인 경우가 발생하는 것으로 조사되었다.

(4) 공용년수 증가에 따른 내하력의 변동 추세를 분석하기 위해서는 응답보정계수 산정시 최근 진단회차를 기준으로 중량비를 보정하고 시간에 따른 강성변화 보다 시험방법이나 노면상태 등에 민감한 실측충격계수 대신 설계충격계수를 적용하는 방안이 재하시험에서 발생할 수 있는 다양한 오차를 배제할 수 있어 보다

Collection

합리적인 것으로 판단된다.

(5) 분석대상 STB와 PSCI는 평가저항강도의 약 75% 수준으로 설계되고 있으며, STB에 작용하는 실응력 상태를 고려한 안전측의 내하력 평가를 위해서는 크리프와 건조수축에 의한 하중을 고려하여 기본내하율을 산정하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

(6) 정적재하시험을 통한 처짐, 하중횡분배율 및 고유진동수에 대한 신뢰도평가(Percent Error ≤ 10%)를 수행하여 교량의 실제 거동을 적절히 재현할 수 있는 최적의 해석모델로 개선할 수 있는 방안을 제시하였으며, 분석결과 해석모델 개선을 통해 공용내하력이 과다 또는 과소평가되는 것을 방지할 수 있을 것으로 판단된다.

(7) 실측 충격계수가 설계 충격계수를 상회하는 경우 원인을 분석하여 교량의 강성저하에 기인하는 경우에는 실측 충격계수를 적용하되 노면상태 등에 의한 경우에는 설계 충격계수를 적용하고, 실측 충격계수가 설계 충격계수에 미치지 못하는 경우에는 다음 조사시까지 열화될 가능성을 고려하여 안전측 평가 측면에서 설계 충격계수를 적용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

(8) 현행 내하력 평가방법의 문제점을 분석하여 개선하고 보다 객관적이며 일관성 있는 내하력 평가방법을 제시하였으며, 개선방안에 대한 사례분석을 통해 제안된 개선방안으로 합리적인 내하력 평가가 가능할 것으로 판단된다.

Collection

5.2 향후 과제

전술한 연구결과를 토대로 향후 도로교의 내하력 평가방법 개선을 위해 지속적으로 진행되어야 할 것으로 판단되는 연구과제를 정리하면 다음과 같다.

(1) 연구대상교량은 대부분 준공초기의 결함과 공용중 국부적인 열화로 인해 상태등급이 B, C등급으로 평가되었기 때문에 공용년수의 증가에 따른 열화의 영향이 충분히 반영되지 못하여 공용년수에 따른 회귀분석에서 의미있는 결과를 도출하는데 한계가 있었다. 향후 지속적인 연구 관찰이 이루어지면 공용년수 증가에 따른 상태등급 및 내하율의 변동 추세를 파악할 수 있을 것으로 판단된다.

(2) 본 연구에서는 공용년수에 따른 추세분석시 보수·보강이 수행된 교량은 보수·보강범위 및 수준 등의 기초자료가 부족하여 분석대상에서 제외하였다. 향후 이에 대한 충분한 자료조사가 이루어지면 보수·보강을 통한 상태등급 및 내하율의 변동 특성을 분석하여 보수·보강의 적정 시기와 수준을 결정하는데 기초자료로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

(3) 공용년수 증가에 따른 내하율의 변동 특성 분석은 동일교량에 대해 2회 이상 일관된 재하시험 조건 및 방법으로 내하력을 평가한 정밀안전진단자료의 수집이 중요한데, 여건상(안전진단전문기관의 진단 방식이나 5년 마다 시행되는 정밀안전진단의 주기상 2000년도 이후부터 현재까지 진단차수의 한계 등) 진단차수와 분석대상교량 수량이 다소 부족하여 통계 분석의 신뢰성에 대한 우려가 있다. 향후 이에 대한 지속적인 자료조사 및 연구가 이루어지면 공용년수 증가에 따른 내하율의 변동 특성을 보다 높은 신뢰도로 파악할 수 있을 것으로 판단된다

Collection

참고문헌

1. 강종혁, 2007. 합리적인 내하력 평가를 위한 응답보정계수 산정, 석사학위논문, 명지대학교 대학원.
2. 경갑수, 이영일, 이성진, 2015. 실측자료에 기초한 공용년수 증가에 따른 교량 내하력 분석, 대한토목학회논문집, 제35권 제1호, pp.31~38.
3. 구봉근, 신재인, 이상순, 2001. 응력보정계수 산정방법 개선, 한국구조물진단유지관리공학회지, 제5권 제1호, pp.169~175.
4. 국토교통부, 2014. 국토교통통계연보.
5. 국토교통부/한국시설안전공단, 2015. 시설물통계연보.
6. 국토해양부, 2010. 도로교설계기준.
7. 국토해양부, 2010. 시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 지침.
8. 국토해양부, 2012. 도로교설계기준(한계상태설계법).
9. 국토해양부/한국시설안전공단, 2010. 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침.
10. 국토해양부/한국시설안전공단, 2012. 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침해설서(교량).
11. 김동용, 경갑수, 전준창, 이희현, 장동일, 1999. 실측자료의 통계분석에 기초한 도로교 내하력 평가방법의 개선방안, 대한토목학회논문집, 제19권 제Ⅰ-6호, pp.847~857.
12. 김춘수, 1998. 교량내하력 평가를 위한 응력보정계수 산정에 관한 연구, 박사학위논문, 경희대학교 대학원.
13. 김태형, 2011. 중소지간교량의 충격계수에 관한 연구, 석사학위논문, 부산대학교.
14. 김현수, 2007. RC교량의 외관상태지수가 내하력에 미치는 영향, 석사학위논문, 조선대학교 대학원

Collection

15. 김후승, 2006. 모멘트 재분배를 고려한 RC 슬래브교의 내하력 평가, 석사학위논문, 전남대학교 대학원.

16. 김훈, 이승재, 임종권, 백재욱, 2009. LCC분석에 기초한 교량유지관리 전략에 대한 경제적 효과, 대한토목학회 학술발표회 논문집.

17. 박길현, 양승현, 2003. 교량받침의 거동특성을 고려한 내하력 평가, 한국구조물진단학회, 제7권 제4호, pp.209~216.

18. 박창호, 신재인, 이병주, 2007. 유지관리를 고려한 교량의 설계와 시공방안 고찰, 한국도로공사 도로교통연구원.

19. 박홍석, 박기태, 이규완, 2001. 측정변형율을 이용한 RC구조물의 변위응답특성 분석에 관한 실험적 연구, 한국구조물진단학회, 제5권 제3호, pp.173~18.

20. 서상길, 2004. 고속도로 교량의 예방적 유지관리 체계 구축방안, 박사학위논문, 경북대학교 대학원.

21. 신재인, 2001. 고속도로 교량구조물의 내하력 평가방법 개선, 박사학위논문, 충북대학교.

22. 신재인, 박창호, 이상순, 이원태, 2005. PSC박스 거더 교량의 통행차량에 의한 내하력 평가기법 개선, 대한토목학회 정기학술대회, pp.1053~1056.

23. 신재철, 조효남, 장동일, 1987. 구조신뢰성 방법에 의한 도로교의 내하력 평가에 관한 연구, 대한토목학회 논문집, 제7권 제2호, pp.107~120.

24. 신재철, 조효남, 장동일, 1987. 구조신뢰성 방법에 의한 도로교의 내하력 평가에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 제7권 제2호, pp.107~120.

25. 양승이, 김한중, 김진성, 2003. 교량의 내하력 평가 및 농로교의 하중시험, 한국구조물진단학회, 제7권 제1호, pp.239~249.

26. 양승현, 2009. 초기처짐을 갖는 좌굴방정식을 이용한 교량의 내하력 평가, 한국산학기술학회, 제10권 제8호, pp.2032~2037.

Collection

27. 양승현, 2010. 지점부의 기능저하를 고려한 노후교량의 내하력 평가, 한국방재학회, 제10권 제2호, pp.15~21.

28. 오병환, 김기수, 신호상, 이우종, 1997. 교량구조물의 개선된 내하력 평가기법, 한국구조물진단학회, 제1권 제1호, pp.53~64.

29. 오병환, 이웅종, 신호상, 백상현, 1996. 합리적인 교량구조물의 내하력 평가를 위한 현장재하시험의 검증, 대한토목학회, Vol.1996 No.1, pp.505~508.

30. 오성호, 이상민, 신수봉, 2004. 계측 거동 데이터를 이용한 부분구조 모델의 식별, 한국구조물진단학회 제8권 제2호, pp.137~145.

31. 오출환, 2010. 공용중인 콘크리트교량의 내하력 평가방법 비교, 석사학위논문, 전남대학교.

32. 유연종, 2002. 고속도로 교량구조물의 통행차량에 의한 충격계수 산정방법, 석사학위논문, 충북대학교.

33. 이재덕, 1998. 고속도로교량에 대한 내하력 평가방법의 타당성 분석, 석사학위논문, 한국도로공사 도로기술대학원.

34. 이종호, 2009. 고속도로교량의 내하력을 고려한 상태등급 평가에 관한 연구, 석사학위논문, 충남대학교.

35. 이종호, 한성호, 신재철, 2009. 고속도로 교량의 개선된 안전성 평가방안을 위한 실측자료에 기초한 공용 내하력 검토, 대한토목학회, 제29권 제6A호, pp.597~605.

36. 이종호, 한성호, 신재철, 2009. 고속도로교량의 개선된 안전성 평가방안을 위한 실측자료에 기초한 공용내하력 검토", 대한토목학회논문집, 제29권 제6A호, pp.597~605.

37. 이창근, 조수진, 이종재, 윤정방, 2009. 스마트 내하력 평가기법 실용화 연구, 대한토목학회 정기학술대회.

Collection

38. 임명재, 2012. 한계상태설계법을 적용한 공용중인 고속도로교량의 안전성 평가, 석사학위논문, 가천대학교.

39. 장동일, 이희현, 엄영호, 1988. 강도로교의 내하력 통계분석과 해석에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 제8권 제1호, pp.41~48.

40. 장병수, 2011. 차량재하시험에 의한 교량의 충격계수에 관한 실험적 연구, 석사학위논문, 경북대학교.

41. 정성윤, 2012. 스프링계수를 고려한 응력보정에 따른 교량의 내하력 평가, 박사학위논문, 조선대학교.

42. 조수진, 이진학, 이창근, 윤정방, 2007. 상시진동계측에 의한 교량의 공용내하력 평가, 대한토목학회논문집, 제27권 제1호, pp.79~89.

43. 한국건설기술연구원, 2002. 도로교의 내하력 평가 실무매뉴얼.

44. 한국도로공사 기술심사실, 2003. 고속도로 교량형식별 생애주기비용(LCC)분석 연구.

45. 한국도로공사 도로교통연구원, 2013. 신뢰도 기반 고속도로교량 안전성 평가 지침 개발.

46. 한국도로공사 도로교통연구원, 2013. 신뢰도 기반 교량 점검 최적화 연구.

47. 한국도로공사 도로연구소, 1997. 교량의 충격계수에 관한 연구(Ⅲ).

48. 한국도로공사, 1996~2010. 정밀안전진단보고서.

49. 한국도로공사, 2012. 도로교설계기준(한계상태설계법) 적용 고속도로교량 설계예제집.

50. 한국도로교통협회, 2014. 도로교설계예제집(한계상태설계법).

51. 한국시설안전공단, 1997~2014. 정밀안전진단보고서.

52. 한국콘크리트학회, 2010. 공용중인 콘크리트 교량의 안전성 평가기준(안) 및 예제집

Collection

53. AASHTO, 2005. Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating(LRFR) of Highway Bridges.

54. AASHTO, 2011. The Manual for Bridge Evaluation.

55. FHWA, 2012. Steel Bridge Design Handbook : Load Rating of Steel Bridges.

56. Hwang, E. S. and Nowak, A. S., 1991. Simulation of Dynamic Load for Bridges, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117 No.5, pp.1413~1434.

57. Hwang, E. S., Thi Hang Nguyen, Kim, D. Y., 2013. Live load factors for reliability-based bridge evaluation

58. Lee, C. S. and Yoon, I. S., 2002. Investigation and evaluation on performance of durability for freeway concrete viaducts in seoul metropolitan area, Journal of Korean Society of Hazard Mitigation, KOSHAM, Vol. 2 No. 1, pp.143~152.

59. NCHRP, 1987. Report 292 : Strength Evaluation of Existing Reinforced Concrete Bridges

60. NCHRP, 2001. Manual for Condition Evaluation and Load Rating of Highway Bridges Using Load and Resistance Factor Philosophy

61. Park Sierra Railroad Group, 2001. Load Test and Rating Report Puget Sound & Pacific Railroad Bridge Steel Through - Truss Bridge - MP 1.7 Centralia, WA

Collection

감사의 글

대학원에 입학한 후 본 논문이 완성되기까지 아낌없는 정성과 배려로 지도해 주시고 이끌어 주신 경갑수 교수님께 진심으로 감사드립니다. 또한, 오늘이 있기까지 인간적으로나 학문적으로 항상 사랑과 정성, 믿음으로 보살펴 주신 이희현 사장님께도 깊은 감사를 드립니다.

그리고, 수차례의 심사과정 동안 많은 충고와 조언을 통해 여러모로 미흡하던 논문을 좋은 논문이 되도록 완성시켜 주신 공병승 교수님, 박수용 교수님, 이재하 교수님께 감사드립니다.

항상 부족한 후배를 위하여 어려운 일이 있을 때마다 이끌어 주시고 도와주신 전준창 전무님과 논문을 준비하는 기간 동안 바쁜 중에도 틈을 내어 궂은 일도 마다않고 도와준 국선미 부장, 조규상 과장을 비롯한 모든 직장동료들께도 이 기회에 감사드립니다.

그 동안 석·박사과정에서부터 논문이 완성되기까지 다방면으로 자기 일처럼 관심을 가지고 도와준 후배 김의석과 반영직, 박진은, 이성진 이하 여러 연구실 후배들에게도 고마운 마음을 전합니다.

언제나 아들의 장래를 위해 힘든 일도 마다하지 않으시고 지극한 사랑과 정성으로 길러주신 부모님, 여러 가지로 부족한 이 사위에게 딸을 맡겨 놓고 항상 말없이 염려와 사랑, 응원을 보내주시는 장인어른과 장모님, 그리고 모든 가족들께도 이 자리를 빌어 깊은 감사의 마음을 전하며 늘 건강과 행복을 기원합니다.

마지막으로 결혼 후 지금까지 힘든 직장 일과 집안 대소사를 도맡아 무던히도 애쓰면서, 부족한 남편을 믿고 사랑하며 기다려준 아내와 딸 혜나에게 무한한 감사와 사랑의 마음을 전하며, 이 작은 결실을 바칩니다.

2015년 7월 20일

이 영 일 올림

Collection