



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](#)

한계상태설계법에 기초한 강박스교의 내하력 평가 및 개선
2018년 12월



노
동
오



工學博士 學位論文

한계상태설계법에 기초한 강박스교의 내하력 평가 및 개선

Evaluation and Improvement of Load Carrying Capacity
for Steel Box Bridges Based on Limit State Design



2018년 12월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

노 동 오



工學博士 學位論文

한계상태설계법에 기초한 강박스교의 내하력 평가 및 개선

Evaluation and Improvement of Load Carrying Capacity
for Steel Box Bridges Based on Limit State Design



2018년 12월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

노 동 오



본 논문을 노동오의 공학박사 학위논문으로 인준함.

위원장 공학박사 공 병 승 (인)

위 원 공학박사 박 수 용 (인)

위 원 공학박사 이 희 현 (인)

위 원 공학박사 박 진 은 (인)

위 원 공학박사 경 갑 수 (인)

2018년 12월 일

한 국 해 양 대 학 교 대 학 원

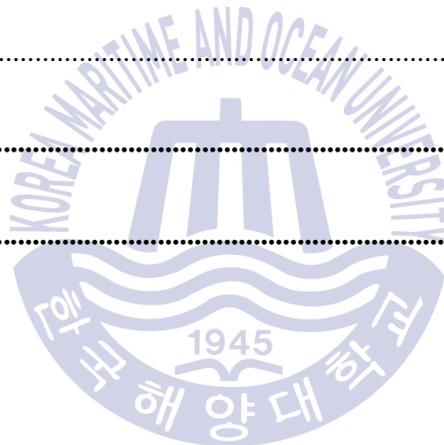


목 차

List of Tables	iv
List of Figures	vii
Abstract	ix
요 지	xi
제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.1.1 연구배경	1
1.1.2 연구목적	4
1.2 연구동향	5
1.3 연구방향 및 범위	9
제 2 장 도로교량의 현황 및 내하력 평가 방법	11
2.1 개 요	11
2.2 도로교량의 현황	11
2.3 내하력 평가 방법	16
2.3.1 국내의 내하력 평가방법	16
2.3.2 외국의 내하력 평가방법	21
2.3.3 내하력 평가 방법의 고찰	28
2.4 소 결	30
제 3 장 재하시험에 근거한 내하력 평가의 개선사항	31
3.1 개 요	31

3.2 기존교량의 재하시험	33
3.2.1 대상교량의 개요	33
3.2.2 재하시험 결과	35
3.3 내하력 평가 개선사항	47
3.3.1 개 요	47
3.3.2 구조해석 단계의 개선사항	48
3.3.3 내하력 평가 단계의 개선사항	70
3.4 개선사항을 고려한 내하력 평가	73
3.5 소 결	76
제 4 장 한계상태설계법에 기초한 내하력 평가 및 환산	77
4.1 기본가정 및 분석방법	77
4.1.1 개 요	77
4.1.2 기본가정	78
4.1.3 분석대상 교량의 개요 및 분석방법	88
4.2 개선 전 LSD에 의한 내하력 평가 및 분석	93
4.2.1 정모멘트부 조밀단면	93
4.2.2 정모멘트부 비조밀단면	97
4.2.3 부모멘트부 단면	101
4.3 개선된 LSD에 의한 내하력 평가 및 분석	105
4.3.1 정모멘트부 조밀단면	105
4.3.2 정모멘트부 비조밀단면	109
4.3.3 부모멘트부 단면	112

4.4 내하력 환산 방법 및 검증	115
4.4.1 내하력 환산 방법	115
4.4.2 개선 전 LSD에 의한 내하력 환산의 검증	119
4.4.3 개선된 LSD에 의한 내하력 환산의 검증	124
4.5 개선사항의 검증	129
4.6 소 결	133
제 5 장 결 론	135
5.1 연구결론	135
5.2 향후과제	137
참고문헌	139
감사의 글	145

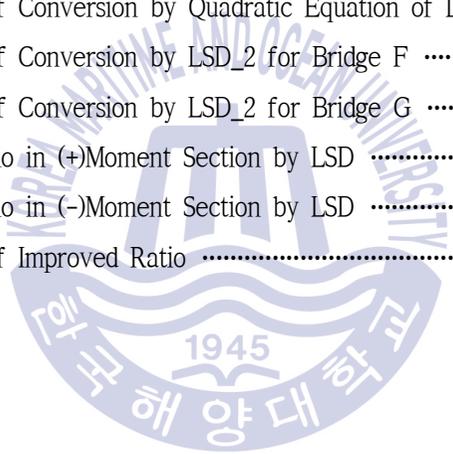


List of Tables

Table 2.2.1 Status of Bridge Quantity Distribution for Road Type	11
Table 2.2.2 Status of Bridge Quantity Distribution for Bridge Length	12
Table 2.2.3 Status of Bridge Quantity Distribution for Superstructure Type	13
Table 2.2.4 Status of Legal Management Bridge Quantity Distribution	14
Table 2.3.1 Strength Evaluation Factor	20
Table 2.3.2 Load Evaluation Factor	20
Table 2.3.3 Load Factor	20
Table 2.3.4 Condition Factor	22
Table 2.3.5 NBI Condition Rating	22
Table 2.3.6 System Factor	23
Table 2.3.7 Resistance Adjustment Factor	27
Table 3.2.1 Load Testing Sample Bridges	33
Table 3.2.2 Deflection Response of Bridge A	36
Table 3.2.3 Deflection Response of Bridge B	38
Table 3.2.4 Deflection Response of Bridge C	40
Table 3.2.5 Deflection Response of Bridge D	42
Table 3.2.6 Deflection Response of Bridge E	43
Table 3.2.7 Natural Frequency by Dynamic Load Test	44
Table 3.2.8 Frequency Ratio of Sample Bridges	45
Table 3.3.1 Moment of Inertia of Composite Girder at (-)Moment Section	55
Table 3.3.2 Live Load Bending Moment of Girder After Composition	56
Table 3.3.3 Deflection Response of Composite Girder	56
Table 3.3.4 1st. Mode Frequency of Bridge After Composition	57
Table 3.3.5 Moment of Inertia of Composite Girder with Barrier	58
Table 3.3.6 Live Load Bending Moment of Girder with Barrier	59
Table 3.3.7 Deflection Response of Composite Girder with Barrier - Bridge A	61
Table 3.3.8 Deflection Response of Composite Girder with Barrier - Bridge B	62

Table 3.3.9	Deflection Response of Composite Girder with Barrier – Bridge C	63
Table 3.3.10	Deflection Response of Composite Girder with Barrier – Bridge D	63
Table 3.3.11	Deflection Response of Composite Girder with Barrier – Bridge E	64
Table 3.3.12	Frequency Response of Composite Girder with Barrier	66
Table 3.3.13	Neutral Axis of Composite Girder with Barrier	67
Table 3.4.1	Improved Rating Factor	74
Table 3.4.2	Ratio of Deflection Response and Rating	75
Table 4.1.1	Improvement of Existing Load Carrying Capacity Evaluation	77
Table 4.1.2	Load Factor and Load Evaluation Factor	80
Table 4.1.3	Load Modify Factor	82
Table 4.1.4	Limit State of Korean Bridge Design Specification	84
Table 4.1.5	Application of Dead Load Ratio After Composition	85
Table 4.1.6	Status of Sample Bridges	89
Table 4.1.7	Number of Analysis Sections	90
Table 4.1.8	Application by Evaluation Method	91
Table 4.1.9	Status of Structure Analysis Models	92
Table 4.2.1	Summary of RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1	93
Table 4.2.2	List of All RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1	94
Table 4.2.3	Summary of RFs of (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1	97
Table 4.2.4	List of All RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1	98
Table 4.2.5	Summary of RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_1	101
Table 4.2.6	List of All RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_1	102
Table 4.3.1	Summary of RFs of (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2	105
Table 4.3.2	List of All RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2	106
Table 4.3.3	Summary of RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2	109
Table 4.3.4	List of All RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2	110
Table 4.3.5	Summary of RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2	112
Table 4.3.6	List of All RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2	113
Table 4.4.1	Linear Equation for Conversion	116
Table 4.4.2	Proportional Equation for Conversion	116

Table 4.4.3	Quadratic Equation for Conversion	116
Table 4.4.4	Dependence of R.FLSD on R.FASD	117
Table 4.4.5	Verification of Conversion by Linear Equation of LSD ₁	119
Table 4.4.6	Verification of Conversion by Proportional Equation of LSD ₁	120
Table 4.4.7	Verification of Conversion by Quadratic Equation of LSD ₁	121
Table 4.4.8	Status of Sample Bridges for Verification	122
Table 4.4.9	Verification of Conversion by LSD ₁ for Bridge F	122
Table 4.4.10	Verification of Conversion by LSD ₁ for Bridge G	123
Table 4.4.11	Verification of Conversion by Linear Equation of LSD ₂	124
Table 4.4.12	Verification of Conversion by Proportional Equation of LSD ₂	125
Table 4.4.13	Verification of Conversion by Quadratic Equation of LSD ₂	126
Table 4.4.14	Verification of Conversion by LSD ₂ for Bridge F	127
Table 4.4.15	Verification of Conversion by LSD ₂ for Bridge G	128
Table 4.4.16	Improved Ratio in (+)Moment Section by LSD	129
Table 4.4.17	Improved Ratio in (-)Moment Section by LSD	129
Table 4.4.18	Verification of Improved Ratio	132



List of Figures

Fig. 1.3.1 Flow Chart of the Study	9
Fig. 2.2.1 Status of Bridge Quantity and Length	12
Fig. 2.2.2 Status of Bridge Quantity and Length for Superstructure Type	13
Fig. 2.2.3 Status of Legal Management Bridge for Superstructure Type	15
Fig. 2.3.1 Flow Chart of Reliability-Based Load-Carrying-Capacity Rating	29
Fig. 3.2.1 Typical Section of Bridge A	33
Fig. 3.2.2 Typical Section of Bridge B	34
Fig. 3.2.3 Typical Section of Bridge C	34
Fig. 3.2.4 Typical Section of Bridge D	34
Fig. 3.2.5 Typical Section of Bridge E	35
Fig. 3.2.6 Static Load Cases of Bridge A	36
Fig. 3.2.7 Neutral Axis of Girder in Bridge A	37
Fig. 3.2.8 Static Load Cases of Bridge B	37
Fig. 3.2.9 Neutral Axis of Girder in Bridge B	38
Fig. 3.2.10 Static Load Cases of Bridge C	39
Fig. 3.2.11 Neutral Axis of Girder in Bridge C	40
Fig. 3.2.12 Static Load Cases of Bridge D	41
Fig. 3.2.13 Neutral Axis of Girder in Bridge D	42
Fig. 3.2.14 Static Load Cases of Bridge E	43
Fig. 3.2.15 Neutral Axis of Girder in Bridge E	44
Fig. 3.2.16 Spectrum of Bridge D by FFT Analysis	45
Fig. 3.3.1 Cross Section of Bridge with Protective Barrier	50
Fig. 3.3.2 Improved Response Ratio of Deflection	65
Fig. 3.3.3 Improved Response Ratio of Frequency	66
Fig. 3.3.4 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge A	68
Fig. 3.3.5 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge B	68
Fig. 3.3.6 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge C	68

Fig. 3.3.7 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge D	69
Fig. 3.3.8 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge E	69
Fig. 3.3.9 Improved Scale Error of Neutral Axis	69
Fig. 4.2.1 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1	93
Fig. 4.2.2 Regression Analysis of RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1	95
Fig. 4.2.3 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1	97
Fig. 4.2.4 Regression Analysis of RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1	100
Fig. 4.2.5 Comparison of Ave. RFs of (-)Moment Section by ASD and LSD_1	101
Fig. 4.2.6 Regression Analysis of RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_1	104
Fig. 4.3.1 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2	105
Fig. 4.3.2 Regression Analysis of RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2	107
Fig. 4.3.3 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2	109
Fig. 4.3.4 Regression Analysis of RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2	111
Fig. 4.3.5 Comparison of Ave. RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2	112
Fig. 4.3.6 Regression Analysis of RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2	114
Fig. 4.4.1 Normal Distribution of Error Ratio by Linear Equation of LSD_1	119
Fig. 4.4.2 Normal Distribution of Error Ratio by Proportional Equation of LSD_1	120
Fig. 4.4.3 Normal Distribution of Error Ratio by Quadratic Equation of LSD_1	121
Fig. 4.4.4 Normal Distribution of Error Ratio by Linear Equation of LSD_2	124
Fig. 4.4.5 Normal Distribution of Error Ratio by Proportional Equation of LSD_2	125
Fig. 4.4.6 Normal Distribution of Error Ratio by Quadratic Equation of LSD_2	126
Fig. 4.4.7 Improved Ratio in (+)Moment Compact Section	130
Fig. 4.4.8 Improved Ratio in (+)Moment Non-Compact Section	130
Fig. 4.4.9 Improved Ratio in (-)Moment Section	131

Evaluation and Improvement of Load Carrying Capacity for Steel Box Bridges Based on Limit State Design

Noh, Dong Oh

Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Korea Maritime and Ocean University

Abstract

Bridge structures are socially important infrastructure, and thus require a safe maintenance during their service period. Steel box girder bridges, which take up a large portion of pre-existing highway bridges, were so far designed and evaluated of load-carrying-capacity with Allowable Stress Design method(ASD); however, though design code has changed to reliability-based Limit State Design method(LSD), evaluation of load-carrying-capacity is still being done with ASD in most cases.

Currently, evaluation of load-carrying-capacity is carried out using a method with which engineers find rating factor first by structural analysis and then apply response modification factor in accordance to load test. However, this evaluation method has a high risk of subjectivity on structural analysis modelling and calculating section property, thus relatively hard to draw a coherent and objective result on load-carrying-capacity.

For this reason, suggestions for improvements are provided for structural analysis procedure to make the model converge to the real behavior of bridge structures, by analyzing pre-existing research trends and results from load-carrying-capacity evaluation of bridges with which load test has been carried out. Suggestions for applying the same

improvements are also provided for the load-carrying-capacity evaluation procedure, and the results of suggestions for 2 procedures are verified.

And the suggesting improved evaluation method based on LSD in accordance with the current design code, can apply the improvements verified by load test

From the results of evaluation of 32 bridges that are in service, analysis and comparison are made on rating factors found by ASD, LSD and improved LSD. The results of the 3 methods show high interdependency. This correlation provides equations to convert rating factor found with ASD to a rating factor found with LSD.

Unlike ASD which determines safety with allowable stress, LSD presents different method to find resistance and determine safety depending on the type of section, and thus rating-factor-converting equations is presented for each of: compact or non-compact section subjected to plus moment, and minus moment section; in the forms of proportional equation, linear equation and quadratic equation – for each ASD, LSD and improved LSD.

The converting equations give satisfactory results both in verifying of errors, and in application to other 2 bridges. Applying improvement to evaluate load-carrying-capacity in improved LSD showed similar effect in result as with deflection in structural analysis.

It is considered that the evaluation method proposed in this study will be useful in reliability-based evaluation of load-carrying capacity of bridge; and rating-factor-converting method will prove useful in converting pre-existing ASD based rating factor into LSD based rating factor.

It is also considered that this study will help when there is not enough load-carrying-capacity for maintenance, deciding on reinforcement to improve capacity, or to identify load-carrying-capacity by LSD for in-depth safety inspection or capacity evaluation. Additionally, applying the results from converting equations will help reduce the cost of bridge construction in new designs.

KEY WORDS : Improved Evaluation Method 개선된 평가방법; Limit State Design 한계상태설계법; Load-Carrying-Capacity 내하력; Load Test 재하시험; Rating Factor 내하율.

한계상태설계법에 기초한 강박스교의 내하력 평가 및 개선

노 동 오

한국해양대학교 대학원
토목환경공학과

요 지

교량 시설물은 사회적으로 중요한 기반 시설물로서 공용기간 동안 안전한 관리가 중요하다. 기존 도로교량의 많은 비율을 차지하고 있는 강박스거더교의 경우 현재까지 허용응력설계법(ASD)으로 설계되고 내하력을 평가하여 왔으나, 최근에는 설계기준이 신뢰도 기반의 한계상태설계법(LSD)으로 변경되었음에도 불구하고 내하력 평가에서는 아직까지 ASD를 대부분 사용하고 있는 실정이다.

현재 교량의 내하력 평가는 구조해석에 의한 내하율을 먼저 계산하고 재하시험에 의한 응답수정계수를 반영하여 내하력을 결정하는 방법을 사용하고 있으나, 이런 평가 방법에서는 구조해석 모델의 구현방법과 단면 특성치의 산정에서 평가자의 주관적인 판단이 개입될 우려가 크며, 객관적이고 일관성 있는 내하력 평가의 결과를 확보하기 어렵다.

이러한 이유로 기존의 연구동향을 분석하고 재하시험을 실시한 교량의 내하력 평가 결과를 분석하여, 실제 교량 구조물의 거동에 수렴할 수 있는 구조해석 단계의 개선사항을 제안하였으며, 내하력 평가 단계에서도 동일한 개선사항을 반영할 수 있는 방법을 제안하였고, 그 결과를 검증하였다.

또한 현행 설계기준에 따라 LSD를 이용한 내하력 평가방법을 제안함에 있어 재하시험 결과에서 검증된 개선사항을 반영할 수 있도록 하였다.

현재 공용중인 32개 교량의 내하력 평가 자료를 수집하여 기존의 ASD에 의한 내하율, LSD에 의한 내하율 및 개선사항을 반영한 LSD의 내하율을 비교하여 3가지 방법의 상관관계를 분석하였고, 상호간의 높은 종속성이 확인되어 기존의 ASD에 의한 내하율을 LSD에 의한 내하율로 환산하는 식을 제시하였다.

허용응력으로 안전성을 평가하는 ASD와는 달리 LSD는 단면의 종류에 따라 저항강도와 안전성을 평가하는 방법이 다르기 때문에 정모멘트부의 조밀단면 및 비조밀단면과 부모멘트부 단면에 대한 환산식을 각각 제안하였으며, 환산식은 비례식, 1차 함수, 2차 함수의 3가지 형태로 나타내었다.

제안한 내하율 환산식은 오차발생에 대한 검증과 별도의 2개 교량에 대한 적용에서 공학적으로 만족할 만한 결과를 제공하는 것으로 확인하였으며, LSD에 기초한 내하력 평가단계에서 개선사항의 적용은 구조해석 단계의 처짐 개선비율과 유사한 개선효과를 확보할 수 있음을 확인하였다.

이 연구에서 제안한 LSD와 개선사항을 반영한 내하력 평가 방법은 향후 국내 교량의 신뢰도 기반 내하력 평가에 도움이 될 것으로 판단되고, 내하율 환산 방법은 기존의 ASD에 의한 내하력을 LSD에 의한 내하력으로 환산하는데 유용하게 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

현재 공용 중인 교량 시설물을 유지관리함에 있어 내하력의 여유가 없거나 성능개선을 위하여 보강여부를 판단하여야 경우, 또는 정밀안전진단이나 성능평가 수행시 LSD에 의한 내하력을 확인하고자 하는 경우에도 이 연구 결과를 활용할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 신규 설계에서도 환산식의 결과를 응용하면 신설 교량 단면의 경제성 예측에도 유익할 것으로 판단된다.

KEY WORDS : Improved Evaluation Method 개선된 평가방법; Limit State Design 한계상태설계법; Load-Carrying-Capacity 내하력; Load Test 재하시험; Rating Factor 내하율.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

1.1.1 연구배경

교량 시설물은 산업과 교통이 발전함에 따라 사회적, 경제적 측면에서 중요도가 높은 기반시설물로서 건설 후 공용 수명동안 안전한 사용이 이루어 질 수 있도록 유지관리 되어야 한다. 그러나 반복된 초과하중, 외부환경에 따른 재료 특성치의 변화, 설계 및 시공의 결함 내포 등으로 사용성 및 내구성이 저하될 우려가 있으며, 올바른 유지관리가 수반되지 않을 경우에는 안전성 및 기능성의 저하를 초래하기도 한다.

미국이나 유럽의 경우에도 과거에는 장대교량의 건설에 취중을 두고 유지관리에 대한 인식은 취약한 상태였기에 미국 웨스트버지니아 주에서 오하이오 강을 횡단하는 실버교(Silver Br.)가 1928년에 건설된 이후 공용기간 40년을 넘기지 못하고 1967년에 붕괴되는 사고가 발생하였다.

국내의 경우에는 1962년 제1차 경제개발 5개년 계획부터 1988년 서울올림픽을 위한 사회기반시설 확충까지 빠른 속도의 건설부분 성장을 이룩해 왔으나, 양적성장에만 취중하고 유지관리에 대한 인식의 미흡은 결국 1994년 성수대교와 1995년 삼풍백화점 붕괴사고를 초래하게 되었다.

1937년에 준공한 미국 금문교의 경우 실버교 붕괴사고 이후 철저한 유지관리로 공용기간 80년이 경과한 현재까지도 안전하게 공용되고 있으나, 비슷한 시기인 1932년 준공 당시 국내 최장대교량으로 건설된 구포교는 노후화와 안전성 부족으로 1996년 통행차량 제한조치 후 2003년 부분붕괴, 2008년 완전히 철거되었다. 또한 1934년에 준공된 국내 유일의 도개교인 (구)영도대교도 1994년 노후화와 부식으로 도개구간의 보강공사를 실시하고 정밀안전진단(2003년)에서 철거 및 재가설이 제안된 후 2011년에 철거되고, 새로운 교량으로 건설되었다.

이러한 국내·외의 붕괴사고와 유지관리현황, 시설물 수명의 비교로 인하여 건설 후 사용하고 있는 시설물의 안전 및 유지관리의 필요성이 대두되었으며, 이에 대한 인식의 변화는 1995년에 “시설물의 안전관리에 관한 특별법”(이하 시특별법)을 제정한 이후 일정 규모 이상의 주요시설물에 대하여 안전관리 및 유지관리를 지속적으로 실시하고 있다. 이 법은 2017년 “시설물의 안전 및 유지관리에 관한 특별법”(이하 시설물안전법)으로 개정되었다.

앞서 언급한 사례와 같이 건설된 교량의 안전한 사용을 위하여 주기적인 안전점검과 정밀안전진단은 필수적이며, 이러한 과정에서 실시하는 교량의 각종 성능평가와 그 결과에 따른 보수·보강 등의 조치는 교량의 수명연장과도 직결된다고 할 수 있기에 교량의 성능평가는 매우 중요하다고 할 수 있다.

기존 교량의 차량 등 작용 활하중에 대한 저항능력을 평가하는 내하력 평가는 정밀안전진단 또는 성능평가지에 주로 실시한다. 구조해석에 의하여 작용외력에 대한 구조물의 이론적 여유도를 평가하는 기본 내하력 평가를 기본적으로 실시하고, 각종 조사, 시험 및 정·동적 재하시험에서 실측한 변형률, 변위, 진동 특성을 기본 내하력 평가 결과에 반영한 공용 내하력 평가를 실시할 수 있다.

단, 실제 교량의 교통량, 접근성 등의 사용환경을 고려하여 재하시험을 실시하지 못하는 경우에는 기본 내하력만으로 안전성을 평가하기도 한다. 이러한 내하력 평가는 교량의 유지관리 체계에서 안전성을 평가하는 중요한 분야로서 분석 및 평가기법의 정확성, 합리성 및 객관성이 필요하며, 결과의 신뢰성이 확보되어야 하지만 평가기술의 변화와 구조해석기법의 다양성 등으로 일관성이 다소 결여된 결과가 도출될 수도 있다.

현재 국내에서 적용하고 있는 내하력 평가기법은 안전율에 기반을 둔 일종의 결정론적 평가기법이며, 종래의 설계방법에 따라 강구조물은 허용응력설계법(ASD), 철근콘크리트 구조물은 강도설계법(USD)을 근간으로 하고 있으며, 프리스트레스트 구조물은 두 가지 방법을 혼용하고 있다.

내하력 평가 방법은 건설기술의 발전과 시대에 따른 구조물의 설계방법의 발전에 따라 변화할 수 있으며, 근래에 국내의 각종 설계기준은 점차 신뢰도 기반의 한계상태설계법(LSD)으로 변화되는 추세이다.

특히 도로교량의 경우 “도로교설계기준”이 2012년에 개정된 이후 신규설계에서는 한계상태설계법을 사용할 것을 제시하고 있다. 그러나 내하력 평가 분야에서는 평가를 실시하는 실무 기술자가 비교적 최근에 도입된 신뢰도 기반의 한계상태설계법을 이용한 내하력 평가에 충분히 익숙하지 않은 것과, 공용기간이 20~30년 이상 경과한 기존 교량의 설계도서 보존상태가 좋지 않아 한계상태설계법으로 평가하기 위한 충분한 자료를 확보하기 곤란한 경우 등으로 인하여 기존 교량의 내하력 평가는 아직도 허용응력법과 강도설계법을 근간으로 하는 종래의 방법을 일반적으로 사용하는 실정이다.

과거에도 다양한 설계방법에 의한 내하력 평가기법에 대하여 비교 및 연구가 지속적으로 이루어져 왔으며, 한국도로공사(2013)는 교량의 외관상태 및 각종 시험결과를 반영한 신뢰도 기반의 내하력을 평가하는 기법을 연구하여, 추후 정밀안전진단에서 이를 참고하여 내하력을 평가할 수 있도록 지침을 제안하였다. 이영일(2015)은 내하력 평가방법의 다양한 개선방안 중 종래의 방법과 한계상태설계법에 의한 내하율을 비교하여 두 결과의 개략적인 비율을 제시하였다.

이외에도 교량의 실제 거동을 측정하는 재하시험 결과와 연계하여 내하력 평가 기법 개선 등 내하력 평가에 대한 연구는 지속되고 있으나, 종래의 방법과 한계상태설계법에 의한 결과의 상관관계를 교량의 유지관리에 직접 적용하기에는 다소 부족한 부분이 있을 것으로 예상되고, 각종 연구결과에서 도출된 합리적인 개선사항들은 실질적인 내하력 평가 업무에서도 반영될 필요성이 있을 것으로 판단된다.

1.1.2 연구목적

교량의 내하력 평가를 포함하는 정밀안전진단 또는 성능평가는 시설물안전법에 의하여 5년 정도의 주기로 시행되고 있고, 한계상태설계법이 2012년에 도입되었음에도 현재까지도 대부분의 교량에 대한 내하력 평가는 종래의 방법을 사용하고 있는 실정을 감안하면 유지관리 차원에서는 차기의 평가시기를 기다리기보다 긴급점검, 보강여부 결정 등을 판단하기 위한 직관적이고 예상 가능한 결과의 도출이 필요할 수 있다.

또한 기존 교량에 대한 내하력을 한계상태설계법을 이용하여 직접 평가하고자 하는 경우에도 기존 연구동향의 개선사항을 반영하고 실측 자료의 통계에 근거하여 실제 구조물의 거동에 가까운 합리적인 내하력 평가 기법이 필요할 것으로 예상된다.

따라서 이 연구에서는 기존의 재하시험 및 내하력 평가에 대한 연구결과를 분석하여 구조해석 단계에서는 기존 연구에서 제시한 내하력 평가기법의 개선사항을 반영하여 그 효과를 확인하고자 하며, 내하력 평가단계에서는 한계상태설계기준에서 제시하는 각종 계수의 적용성과 고려사항을 반영한 개선된 내하력 평가 방법을 제안하고자 한다.

이에 따라 기존 교량의 유지관리 차원에서 시설물안전법에서 1, 2종 시설물로 규정하는 교량시설물 중 강박스거더교를 대상으로 다수의 샘플 교량에 대하여 종래의 평가방법에 의한 내하력 평가 결과와 신뢰도 기반의 한계상태설계법에 기초한 내하력 평가의 결과를 비교하고, 상관관계를 분석함으로써 한계상태설계법에 의한 내하력 평가를 별도로 수행하지 않더라도 종래의 내하력을 한계상태설계법의 평가방법에 의한 내하력으로 환산할 수 있는 합리적인 방법을 모색하고자 한다.

1.2 연구동향

교량의 내하력평가에 대한 연구동향은 내하력 평가개념과 각종 보정계수에 대한 연구에서부터 재하시험과 연계하여 거동계측에 대한 연구, 해석기법에 대한 연구들을 포함하여 설계방법에 따른 연구 등 다수의 연구가 보고되었으며, 근간에는 한계상태설계법을 이용하여 신뢰도 기반의 내하력 평가방법, 스마트 내하력 평가방법까지 많은 연구자에 의해 다양한 형식, 다양한 교량을 대상으로 연구가 지속되어 왔다.

먼저 한계상태설계법과 신뢰도 기반의 내하력평가 개념 및 방법에 대하여 검토한 연구의 동향으로는 이영일(2015), 노동오 등(2018)과 한국도로공사(2013) 등의 연구가 있다.

이영일(2015)의 연구에서는 약 970여 교량의 안전진단 보고서 및 실측자료에 근거하여 내하력의 평가 및 개선방향 6가지를 제안하였으며 그 중 설계단계의 내하율 개선사항으로 실제 실무에서 내하력 평가시 고정하중 및 활하중만을 고려하는 경향이 있으나 크리프와 건조수축의 영향을 고려할 필요가 있음을 언급하였고 해석모델에 따른 개선사항으로 부재의 강성과 재료특성치 및 경계조건 등을 개선하여 실측거동에 가까운 해석모델의 개선을 제안하였다. 또한 신뢰도 기반의 내하력 평가를 통해 종래의 설계방법과 한계상태법에 의한 내하율의 비율을 개략적으로 제시하였고, 재하시험을 통해 교량의 실제 거동상태를 반영할 수 없는 경우 상태등급을 저항강도에 적용하는 방안에 대하여 연구하였으며, 그 외에도 충격계수 및 공용년수의 적용에 따른 내하력 평가방안도 연구하였다.

노동오 등(2018)의 연구에서는 공용중인 강박스거더교의 유지관리를 위하여 기존의 ASD로 내하력 평가가 실시된 다수의 샘플 교량에 대하여 AASHTO LRFR을 이용한 한계상태의 내하율 평가를 실시하고 2가지 평가 방법의 결과가 높은 종속성의 유의한 관계가 있음을 확인하였다. 이들 결과의 상관관계를 이용하여 정·부모멘트부 단면의 내하율 환산식을 제안하였으며, 각 방법의 내하율 평균값을 이용한 환산비율도 제안하였고, 교량의 실제 상태를 고려할 수 있는 각종 보정계수 등 개선사항에 대한 연구의 필요성을 언급하였다.

한국도로공사(2013)는 ‘신뢰도기반 고속도로 교량안전성 평가 지침 개발’을 통하여 국내 현행 설계기준에 따라 한계상태설계법으로 내하력을 평가함에 있어 AASHTO의 LRFR을 근간으로 하되, 저항강도에 상태계수(Condition factor) 대신 안전진단 결과에 따른 상태평가등급에 따라 강도평가계수를 적용하고, 설계기준에서 제시하는 하중계수 외에 별도의 하중평가계수를 반영하고자 하였다. 또한 평가주기와 대상교량의 불확정성 감소를 고려한 연구결과(E.S Hwang, et al. 2013)를 반영하여 활하중에 대한 동시재하 감소계수를 적용하고자 하였다. 연구 결과, 현재 국내 지침에서 적용하고 있는 평가방법은 AASHTO LRFR 과 캐나다 지침 및 신뢰도기반의 평가에 비하여 가장 보수적인 결과를 나타내고 있으므로 신뢰도기반의 안전성평가를 적용하여 경제적인 유지관리가 필요한 것으로 언급하였다.

이에 앞서 오출환(2010)도 당시의 교량 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침에 규정된 교량평가 절차와 내하력 평가방법을 분석하여 문제점을 도출하고, 이를 개선하고자 신뢰도 기반의 내하력 평가방법을 제안한 바 있다.

이 외에 한계상태설계법의 적용 또는 신뢰도 기반의 내하력 평가에 대한 연구에서 조효남 등(1991)은 효율적인 교량유지관리, 내하력조사 지침이 되는 교량안전진단, 안전도 평가 및 내하급수 판정 전산화 시스템 개발에 관한 연구를 수행하였으며, 이 연구에서 국내 최초로 신뢰성 및 하중저항계수법에 의한 내하력 평가가 이루어진 바 있다.

김세훈(2013)은 상시진동시험을 통하여 실제 교량의 가속도 응답 등 교량의 동특성을 추정하고 유전자 알고리즘 방법을 활용하여 각 지점부의 스프링 계수, 거더와 가로보의 탄성계수를 변화시켜 해석모델을 개선한 후 LRFR에 의한 내하력을 평가하고자 하였다.

박진웅(2006)은 AASHTO LRFR 평가매뉴얼(2003)에 따라 국내 강교량에 대한 내하율 산정과 적용성을 검토하였고 LRFR에 의한 통행허용하중을 설정하여, 필요한 경우 통행제한, 교량 유지관리 비용절감 등 안전성과 경제적인 교량유지관리의 활용과 효율성을 제안하였다.

강종혁(2007)은 국내 내하력 평가 방법과 LRFR에 의한 방법을 비교하여 기본 내하력과 공용내하력을 비교하고, 공용내하력의 차이가 발생하는 주된 원인인 응답비와 충격계수를 해석결과가 아닌 실측결과의 선정방법으로부터 해결하고자 하였으며, 합리적인 내하력의 평가를 위하여 응답보정계수의 적용성과 설계 하중 효과의 일정 비율이상을 확보할 수 있는 재하시험 차량의 하중 선정 방안을 제안하였다.

또한 재하시험 결과와 이론적 해석 결과를 비교하여 응력보정계수 및 구조해석 기법의 개선을 위한 연구에서, 정성운(2012)은 해석모델의 기법과 구조물의 실제 상태를 명확히 반영하지 못하는 경우에 평가자에 따라 내하력 평가의 결과가 달라질 수 있는 문제점을 제시하고, 재하시험에 의하여 얻어지는 측정 데이터를 통해 교량의 실거동을 반영할 수 있는 가상의 스프링 경계지점을 해석 모델에 추가 설치함으로써, 실제 교량의 거동과 유사한 해석모델을 구현하고 기본 내하율과 응답보정계수를 재산정하여 공용 내하력을 평가하는 개선방안을 제시하였다.

김춘수(1998)는 구조해석방법, 하중재하 및 계측 위치의 따라 응력보정계수 및 내하력이 다르게 평가되므로 응력보정계수를 보다 정확히 산정하기 위해 기존의 격자이론보다 바닥판을 판요소로 간주하고 거더는 들보요소로 모델링하여 구조해석 및 내하력을 평가하는 방법에 대하여 연구하였고 각 재하경우에서 무조건 작은 값의 응력보정계수를 사용하기보다 하중 인접부위 또는 최대변위를 이용한 응력보정계수를 사용하여 공용 내하력을 평가하는 것이 합리적이라고 제안하였다.

구봉근 등(2001)과 신재인(2001)은 교량 내하력 평가를 위한 재하시험을 실시하면서 시험차량의 재하위치 오차에 따라 구조물의 응답 및 응력보정계수가 매우 민감한 것으로 평가되므로 응력보다는 처짐을 측정하여 응력보정계수를 산정하고 겹침의 원리를 이용하여 여러 하중경우를 동시에 고려하는 응력보정계수 산정방법을 연구하였으며, 통행차량에 의한 충격계수를 고려하여 교통통제가 필요 없는 교량 구조물의 내하력 평가방법을 제시하였다.

박길현과 양승현(2003)은 받침장치의 손상정도 등 지점의 거동특성을 고려하여 산정한 지점의 부모멘트를 이용하여 실제 거동에 근접한 구조해석 및 정확한 내하력 평가에 근접할 수 있는 방안을 제안하였고, 양승현(2010)은 이를 시험적으로 확인하여 15~19%의 공용 내하력 변화가 있을 수 있음을 확인하였다.

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

오병환 등(1996)은 교량의 합리적인 내하력 평가시스템 검증을 위하여 사용이 중지된 국도상의 교량을 대상으로 내하력 평가를 실시하였다. 이를 통해 안정된 응답량을 얻기 위해서는 일정 크기 이상의 축중량이 필요하고, 콘크리트용게이지는 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.

건설교통부와 한국시설안전공단(MOCT and KISTEC, 1997, 1999)은 교량 정밀 안전진단 및 통과허용하중 산정기법 개선에서 내하력 평가시 구조해석과 재하시험 결과를 활용한 응답수정계수를 사용하기 보다는 응답수정계수가 1.0에 수렴하도록 수정 구조해석 모델링을 구현할 것을 언급하고 있다. 이를 위해 탄성계수, 받침장치의 스프링 강성, 유효단면에 고려되지 않은 연석, 중앙분리대 및 일체식 콘크리트 난간 등의 영향을 고려한 거더의 강성을 고려할 필요가 있다고 제안하고 있으며, 수정된 구조해석 모델링으로부터 부재력을 재계산하여 내하율과 내하력을 산정하고 응답수정계수가 1.0에 가깝게 수정되었으므로 산정된 내하력을 공용내하력으로 직접 적용하도록 제안하였다.

1.3 연구방향 및 범위

이 연구는 국내 도로교 설계기준이 신뢰도 기반의 한계상태설계법을 기본으로 개정됨에 따라 기존 교량의 유지관리를 위한 내하력 평가에서도 설계단계와 일관성 있는 한계상태설계법을 이용하고 실구조물의 하중 및 저항에 대한 통계치에 근거를 둔 신뢰도 기반의 내하력 평가 방안을 제시하고자 한다. 또한 허용응력설계법으로 평가된 기존 교량의 내하력을 신뢰도 기반의 내하력으로 환산하는 방안을 제안하고자 하며, 전체적인 연구의 흐름도는 Fig. 1.3.1에 나타내었다.

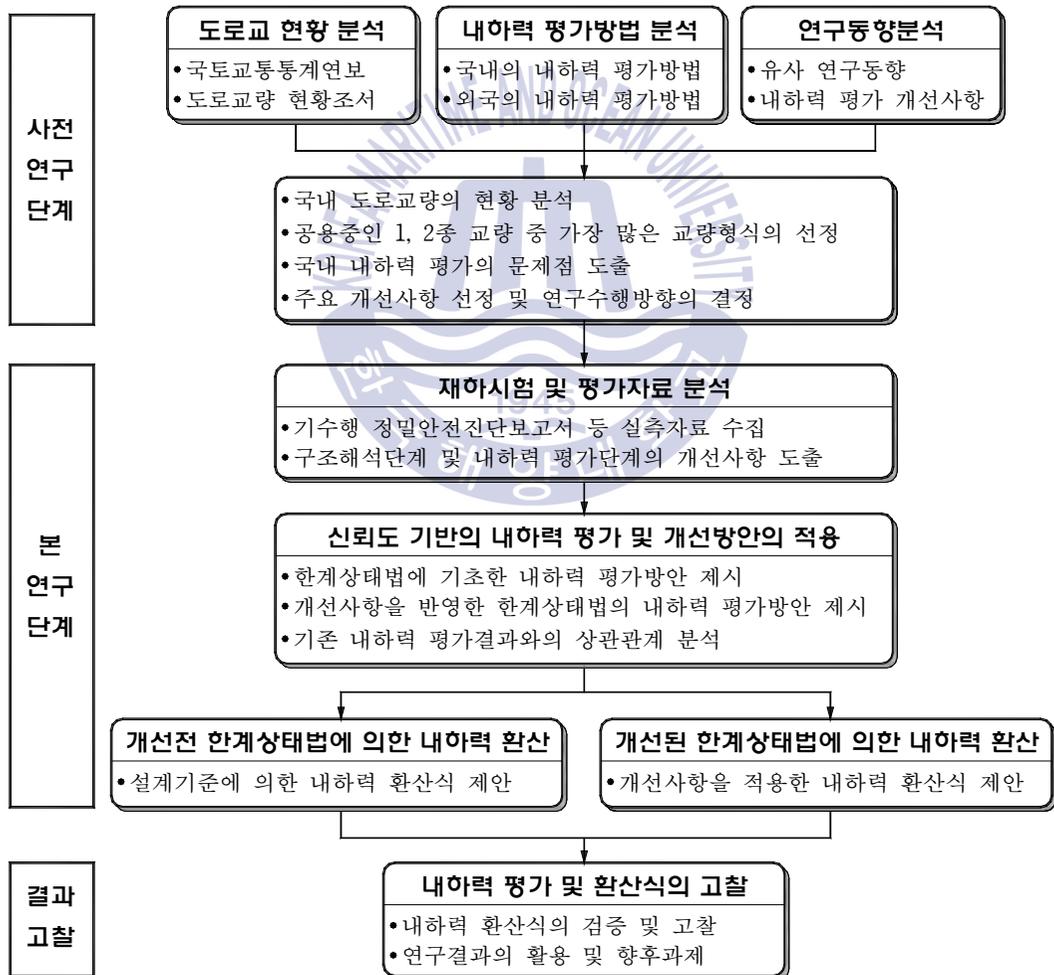


Fig. 1.3.1 Flow Chart of the Study

사전 연구 단계에서는 국토교통부(Ministry of Land, Infrastructure and Transport, MOLIT)에서 발간하는 국토교통통계연보와 도로교량 및 터널 현황조서를 분석하여 국내 도로교량의 구성과 형식을 분석하고, 시설물안전법에 의하여 내하력 평가 대상이 될 수 있는 1, 2종 시설물 중 가장 많은 비율을 차지하고 있는 교량의 형식을 선정하고자 한다. 아울러 국내·외의 내하력 평가방법을 비교하고 기존의 유사 연구자료를 분석하여 교량의 내하력 평가에서 개선되어야 하는 다양한 사항으로부터 이 연구의 적용사항 및 수행방향을 결정하고자 한다.

본 연구 단계에서는 기 수행한 정밀안전진단 보고서 또는 초기점검 보고서 등의 관련자료를 수집하여 공용중인 교량에서 실측한 재하시험 자료를 분석하고 기존의 내하력 평가과정을 구조해석 단계와 내하력 평가 단계로 구분하여 개선사항을 도출하고자 한다.

현재 국내의 내하력 평가방법은 종래의 설계방법에 준하여 실시하고 있으므로 현행 설계기준에 따라 한계상태설계법을 적용한 내하력 평가방안을 제시하되, 재하시험 자료의 분석 결과로부터 개선방안을 적용할 수 있는 개선된 내하력 평가 방법을 제안하고, 개선방안을 적용하지 않은 설계기준에 근거한 내하력 평가와 개선방안을 적용한 내하력 평가로 구분하여 종래의 허용응력법에 의한 내하력 평가결과와 비교하고자 한다.

또한 다수의 교량의 내하력 평가 결과를 이용하여 기존의 허용응력법에 의한 내하력과 한계상태설계법에 의한 내하력의 상관관계를 분석하고, 개선사항 적용여부에 따라 각각의 내하율 환산식을 제안하고자 하였다.

결과의 고찰 단계에서는 제안한 내하율 환산식을 검증하고 사례분석을 통하여 환산식의 신뢰성을 확인함으로써 이 연구결과의 활용방안과 향후 과제를 고찰하고자 한다.

제 2 장 도로교량의 현황 및 내하력 평가 방법

2.1 개 요

이 연구는 기존 교량에 대한 신뢰도 기반의 한계상태설계법을 이용한 내하력 평가 및 환산방법에 대한 연구이므로 먼저, 국내 도로교량의 수량, 연장 및 교량형식 등에 대하여 전반적인 현황을 확인하고자 하며, ‘시설물안전법’에서 지정하는 1, 2종 시설물로서 내하력 평가의 실시 대상이 될 수 있는 교량의 형식 및 분포를 알아보하고자 한다.

또한 국내 및 국외의 여러 가지 내하력 평가 방법에 대하여 분석하고 간략히 정리한 후 이 연구에 적용할 내하력 평가 방법을 검토해 보고자 한다.

2.2 도로교량의 현황

국내 도로교량의 현황은 국토교통부에서 2016년 말 기준으로 작성한 국토교통통계연보(MOLIT, 2017)을 이용하여 전반적인 현황을 조사하였다. 국내교량의 도로 종류별 수량 및 연장분포를 Table 2.2.1에 정리하고, 교량 연장별 분포를 정리하여 Table 2.2.2 및 Fig. 2.2.1에 나타내었다.

Table 2.2.1 Status of Bridge Quantity Distribution for Road Type

구 분	수량		연장(m)	
	개소	비율(%)	연장(m)	비율(%)
고속국도	9,369	29	1,251,926	39
일반국도	7,951	25	828,152	26
특별·광역시도	1,267	4	324,166	10
시,군,구도	8,533	26	477,341	15
지방도 / 국가지원지방도	5,205	16	362,216	11
합 계	32,325	100	3,243,801	100

Table 2.2.2 Status of Bridge Quantity Distribution for Bridge Length

구 분	수량		연장(m)	
	개소	비율(%)	연장(m)	비율(%)
L < 50m	18,480	57.2	454,993	14.0
50m ≤ L < 100m	5,473	16.9	375,252	11.6
100m ≤ L < 500m	7,491	23.2	1,586,830	48.9
500m ≤ L	881	2.7	826,725	25.5
합 계	32,325	100.0	3,243,800	100.0

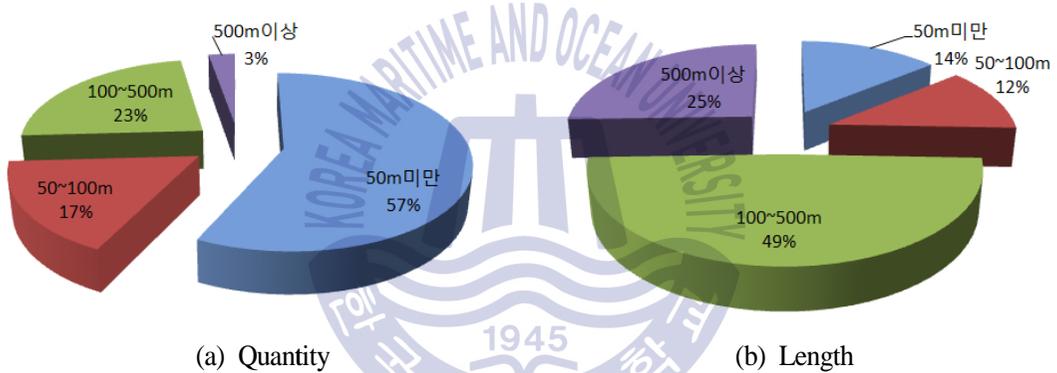


Fig. 2.2.1 Status of Bridge Quantity and Length

국내 약 32,000여개의 교량 중 연장 50m 이하인 소규모 교량은 18000여개, 57% 이상을 차지하여 개소의 수는 가장 많으나 전체 교량의 연장에서는 14%밖에 해당되지 않으며, 연장 500m이상의 교량은 개수로는 약 3%에 불과하나 대부분 장대교량으로 전체 도로교량의 약 25%를 차지하는 것으로 나타났다. 가장 많은 비율을 차지하는 연장의 교량은 100~500m에 해당되는 교량으로 약 49% 정도를 차지하는 것으로 분석되었다.

도로교량의 상부구조 형식별로 정리한 결과는 Table 2.2.3과 Fig.2.2.2에 나타내었으며, 구조물의 자중으로 인해 장경간을 구성하기 어려운 RC슬래브교, RC라멘교 등 철근콘크리트 교량이 개소의 수는 약 53%로 가장 많지만 전체 도로교량의 연장에서는 약 18% 정도로 그 비율이 비교적 낮은 것으로 분석되었다.

경간장 30m이상으로 총연장 100m이상인 경우에 주로 적용되는 PSC I형 거더교와 경간장 50m이상인 경우에 주로 가설되는 강박스거더교는 개소의 수로는 각 25%, 13.6%정도이나 전체 도로교량의 연장에서는 모두 30%이상을 차지하고 있어 2개 형식의 교량이 전체 도로교의 60%를 차지하고 있는 것으로 나타났다.

Table 2.2.3 Status of Bridge Quantity Distribution for Superstructure Type

구분	수량		연장(m)		Type별 평균연장
	개소	비율(%)	연장(m)	비율(%)	
RCS, RCT, RA 등 RC교	17,102	52.9	577,197	17.8	33.8
PSC슬래브	476	1.5	42,486	1.3	89.3
PSCI / PF	8,074	25.0	980,061	30.2	121.4
PSCB	746	2.3	343,252	10.6	460.1
SPG	485	1.5	82,274	2.5	169.6
STB	4,404	13.6	998,597	30.8	226.7
아치,케이블교량 등 특수교	283	0.9	145,935	4.5	515.7
기타	755	2.3	73,998	2.3	98.0
합계	32,325	100.0	3,243,800	100.0	

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

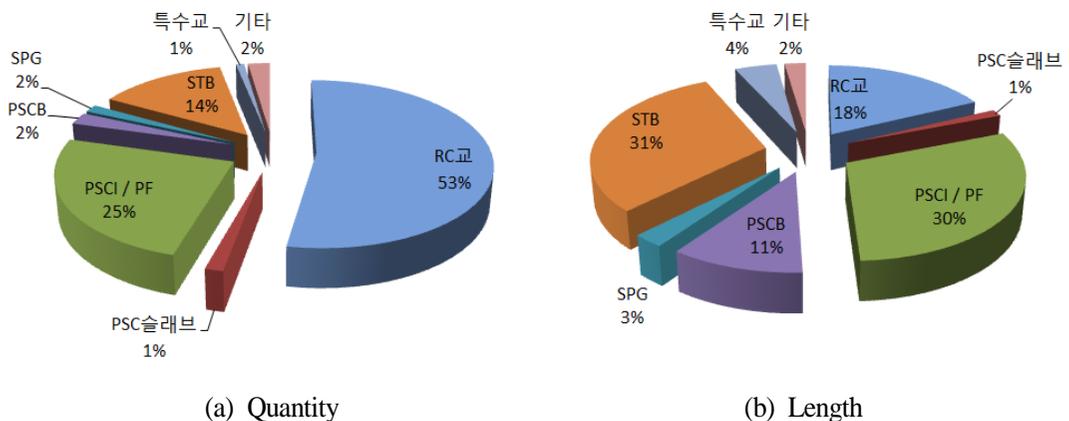


Fig. 2.2.2 Status of Bridge Quantity and Length for Superstructure Type

시설물안전법에서 정밀안전점검 및 정밀안전진단을 통하여 관리하고 있는 시설물 중 도로교량 부분에서의 1종 시설물은 상부구조형식이 현수교, 사장교, 아치교 및 트러스 교량 등 특수교량과 최대경간장 50m이상인 다경간 교량 및 총연장 500m이상인 교량이 해당이 되고, 이에 해당되지 않으며, 경간장 50m이상인 단경간 교량과 총연장 100m이상인 교량은 2종 시설물로 해당된다.

일반 철근콘크리트 교량은 그 특성상 최대경간장이 50m를 넘기 어려우며, 프리스트레스트 교량에서도 FCM과 ILM공법의 PSC박스거더 교량을 제외하면 최대경간장이 50m가 넘는 교량은 거의 없다고 해도 무방하다. 반면 강교나 특수교의 경우에는 경간장 50m이상의 단경간 교량도 가설이 가능하다.

따라서 도로교량 중 1, 2종 시설물의 상부구조 형식별 분포를 개략적으로 확인하기 위하여 국토교통부에서 정리한 국토교통통계연보(2017) 및 도로교량 및 터널 현황조사(2017)를 참조하여, 시설물안전법의 1, 2종 시설물에 해당되는 규모인 콘크리트 교량은 100m이상, 강교는 50m이상의 교량에 대하여 상부구조 형식별로 정리한 결과를 Table 2.2.4에 수록하고 그 분포는 Fig. 2.2.3에 나타내었다.

Table 2.2.4 Status of Legal Management Bridge Quantity Distribution

구 분	수량		연장(m)		비고
	개소	비율(%)	연장(m)	비율(%)	
RCS, RA 등 RC교	691	7.3	117,974	4.8	L = 100m이상
PSC슬래브	134	1.4	25,684	1.0	
PSCI/PF	3,420	36.2	746,116	30.1	
PSCB	586	6.2	335,290	13.5	
SPG	267	2.8	75,533	3.0	L = 50m이상
STB	3,810	40.3	973,921	39.2	
아치,케이블교량 등 특수교	219	2.3	144,291	5.8	
기타	330	3.5	63,623	2.6	
합계	9,457	100.0	2,482,432	100.0	

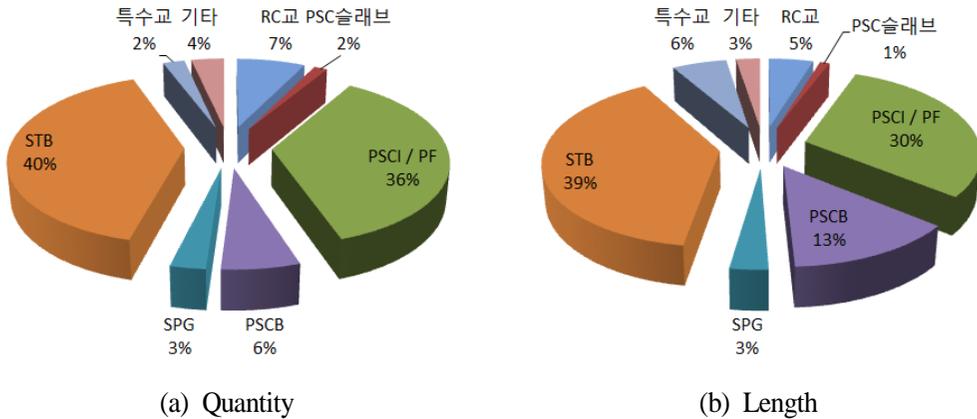


Fig. 2.2.3 Status of Legal Management Bridge for Superstructure Type

이상의 정리결과에서 약 32,000여개의 전체 도로교량 중 약 9,400여개의 교량이 1, 2종 시설물의 규모에 해당되어 개소로는 29%에 해당되는 수량이나, 교량의 연장으로는 77%에 가까운 비율을 차지하고 있는 것으로 분석되었다. 1, 2종 시설물 규모의 교량만을 정리한 결과, 강박스거더교(이하 STB)가 개소 및 연장이 모두 약 40%에 해당되어 가장 많은 것으로 나타났고, PSC I형 거더교가 개수는 36%, 도로교량 전체연장에서의 비율은 30%를 차지하는 것으로 나타났으며, 그 외 형식의 교량은 10% 내외의 작은 비율에 해당되는 것으로 나타났다.

이러한 결과는 사회기반 시설물로서 국가차원에서 주기적으로 관리하는 교량 중에서는 STB가 가장 많은 수량을 차지하고 있다는 것을 의미하여, 이는 안전한 관리를 위한 내하력 평가대상의 교량에서도 STB가 가장 많다는 것을 의미한다.

참고로, 정밀안전진단을 실시하는 연장 500m이상의 1종 교량으로 확인한 경우에도 STB는 362개소, PSC I형 교량은 112개소, PSC박스 교량은 251개소로서 STB가 가장 많은 것으로 나타났다. Table 2.2.3에서 나타난 바와 같이 PSC I형 교량의 평균 연장은 약 120m이고, Table 2.2.4에서 100m이상의 PSC I형 교량은 3,420개소였으나, 500m이상은 112개소에 불과하므로 1종 교량의 분포에서는 PSC I형 교량의 수량이 급격하게 감소하고, 오히려 PSC박스교량이 더 많은 수량을 차지하지만 여전히 STB가 가장 많은 것으로 확인되었다.

2.3 내하력 평가 방법

2.3.1 국내의 내하력 평가방법

국내의 내하력 평가는 과거 일본의 방법을 도입하여 사용하던 시기도 있었으나, 현재에는 시트법에 의하여 작성된 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(MOLIT & KISTEC, 2017)에서 제시하고 있는 내하력 평가방법을 사용하고 있다.

해당 세부지침은 2000년에 제정되어 최근 시트법이 시설물안전법으로 전부 개정됨에 따라 「시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침(안전점검·진단 편)」(MOLIT & KISTEC, 2018) (이하 세부지침)으로 개정되었으나, 교량의 내하력 평가방법은 기존의 방법인 허용응력법과 강도설계법을 이용하는 평가방법을 그대로 제시하고 있다.

이 세부지침에서 제시하는 내하력 평가방법은 안전율에 기반을 둔 일종의 결정론적 평가기법으로서, 해외에서는 점차 실구조물의 하중 및 저항에 대한 통계치에 근거를 둔 신뢰도 기반의 평가기법으로 전환되고 있다. 연구동향에서 살펴본 바와 같이 국내에서도 이에 관련된 연구가 진행되어 왔으며, 2012년도에는 국내의 주요 설계기준인 도로교설계기준이 신뢰도 기반의 한계상태설계법으로 개정되면서 미국 AASHTO의 LRFR이나 캐나다의 CHBDC 등을 참조하여 실제 구조물의 하중 및 저항에 대한 통계치에 근거한 신뢰도 기반 평가기법에 대해 더욱 다양한 연구가 진행 중이다. 특히 한국도로공사 도로교통연구원에서는 다양한 용역과 연구를 통하여 「신뢰도 기반 고속도로교량 안전성 평가 지침(안)」(2013)을 제시하고 기존 내하력 평가의 문제점을 개선하고자 하였다.

1) 현행 내하력 평가방법

현행 세부지침에서는 허용응력법과 강도설계법에 의한 공용내하력 평가방법을 제시하고 있다. 2가지 방법은 구조계산을 통한 이론적 여유도인 내하율을 산정하는 설계법은 서로 상이하지만 실측 거동과 이론적 거동의 차이를 응답보정계수로 적용하여 공용내하력을 평가하는 과정은 동일하다.

① 허용응력법에 의한 공용내하력 평가

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시에 하중조합은 $D + L(1+i)$ 를 사용하며 하중계수는 각각 1.0이 된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 건설기준코드(구 도로교 설계기준)의 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

하중에 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 건설기준코드의 설계활하중을 사용한다. 허용응력법에 의한 내하율은 강 부재의 내하력 산정시 적용하는 것이 바람직하며, 허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 및 공용내하력은 식 (2.1) 및 식 (2.2)로 계산한다.

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

여기서, f_a : 실측 허용응력

f_d : 실측 고정하중에 의한 응력

f_l : 설계활하중(도로교의 경우 DB 또는 DL하중)에 의한 응력

i : 건설기준코드 및 설계기준에서 제시하는 설계 충격계수

$$\text{공용내하력}(P) = K_s \times RF \times P_r \quad \text{식 (2.2)}$$

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

$i_{\text{계산}}$: 건설기준코드의 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 산정에서의 하중조합은 $1.3D + 2.15L(1+i)$ 를 사용하며 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 건설기준코드의 공칭강도와 강도감소계수에 따라 계산한다.

교량 설계에서 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하기 위한 계수이나, 내하력 평가에서는 그러한 불확실성이 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정하는 것이 바람직하다.

그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정은 교량의 현재 상태에 따른 단면감소와 코어 강도에 따른 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계에서의 값을 그대로 사용한다. 고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 건설기준코드의 설계 활하중을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하율은 콘크리트 부재의 내하력 산정에 적용하는 것이 바람직하며, 교량부재의 내하율은 식 (2.3)으로 계산하고, 공용내하력은 식 (2.4)에 따라 산정한다.

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

여기서, ϕM_n : 극한저항모멘트(강구조 $\phi=1.0$, RC·PSC구조 $\phi=0.85$)

M_d : 실측 고정하중 모멘트

M_l : 설계활하중에 의한 모멘트

γ_l : 활하중 계수(2.15)

γ_d : 고정하중 계수(1.30)

i : 건설기준코드의 설계 충격계수

$$\text{공용내하력}(P) = K_s \times RF \times P_r \quad \text{식 (2.4)}$$

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

$i_{\text{계산}}$: 건설기준코드의 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) 신뢰도 기반 내하력 평가방법

최근 도로교 설계기준이 한계상태설계법을 기본 설계법으로 적용하였음에도 내하력 평가에서는 이를 이용한 내하력 평가 방법이 세부지침에 소개된 바는 없다. 다만, 한국도로공사(2013)에서는 개정된 한계상태설계법에 근거하여 식 (2.5) 및 식 (2.6)과 같이 내하력을 평가할 수 있도록 신뢰도 기반의 내하력 평가 방법을 제시하였다

$$\text{기본내하율}(F) = \frac{\phi_A R_i - \gamma_{AD} \gamma_D D}{\gamma_{AL} \gamma_L L(I)} \quad \text{식 (2.5)}$$

여기서, ϕ_A : 부재별 상태평가 등급에 따른 강도평가계수 (Table 2.3.1 참조)

R_i : 저항강도

γ_{AD}, γ_{AL} : 하중평가계수 (Table 2.3.2 참조)

γ_D, γ_L : 하중계수 (Table 2.3.3 참조)

D : 고정하중 영향

$L(I)$: 충격을 고려한 활하중 영향

$$\text{공용내하력}(P) = F \times P_r \quad \text{식 (2.6)}$$

여기서, P_r : 설계활하중

이 평가방법은 구조물의 저항과 하중에 관련한 통계치에 근거하는 신뢰도 기반의 평가방법으로서 부재의 공칭저항강도에 설계기준에서 제시하는 극한한계 상태에 대한 저항계수(ϕ) 외에 Table 2.3.1과 같이 부재의 상태평가등급을 반영하는 강도평가계수를 추가 적용함으로써, 부재의 상태가 열악할수록 강도를 저하시키도록 제안하였다.

또한 고속도로 교량의 중차량교통량 및 차량중량을 계측하여 통계적, 확률적인 방법으로 하중계수를 Table 2.3.2와 같이 감소시키는 하중평가계수를 적용되, 중차량일평균교통량(ADTT)에 따라 하중평가계수를 95%~105%범위에서 조절할 수 있도록 제안하였으며, Table 2.3.3의 하중계수는 현행 설계기준과 동일하게 적용하였다. 그 외 동시재하 차로수에 따른 감소계수도 제안하였으나, 이 연구에서는 인용하지 않았다.

Table 2.3.1 Strength Evaluation Factor

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

Table 2.3.2 Load Evaluation Factor

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

Table 2.3.3 Load Factor

고정하중 (γ_D)		활하중 (γ_L)	
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

2.3.2 외국의 내하력 평가방법

1) 미국

미국에서도 과거에는 국내와 같이 허용응력법과 강도설계법을 기반으로 하는 방법을 사용하였으나, 신뢰도 기반의 일관성 있는 안전성 평가방법을 개발하고자 하였다. 이에 1997년에 NCHRP의 Project C12-46을 시작하여 2001년에 최종 리포트를 제출하고 2003년에는 신뢰도 기반의 내하력 평가방법인 AASHTO의 LRFR 정식 매뉴얼(AASHTO, 2003)이 출판되었다.

AASHTO LRFR에서는 축력, 휨모멘트 및 전단력과 같은 단면력이 개별적으로 작용하는 각 요소와 접합부의 내하력을 식 (2.7)과 같은 일반식으로 평가한다.

$$\text{내하율}(RF) = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_L)(LL+IM)} \quad \text{식 (2.7)}$$

$$\text{강도한계상태에서 } C = \phi_c \phi_s \phi R_n \quad \text{식 (2.8)}$$

$$\text{사용한계상태에서 } C = f_R \quad \text{식 (2.9)}$$

여기서, C : 하중저항능력(Capacity)

ϕ_c : 상태계수(Condition Factor)

ϕ_s : 시스템계수(System Factor),

ϕ : LRFD에서의 저항계수

R_n : 부재의 공칭저항강도

DC : 구조부재와 부착물의 고정하중 영향

DW : 포장과 설비의 고정하중 영향

P : 고정하중 이외의 영구하중

$LL+IM$: 활하중 영향 (동적 충격 포함)

$\gamma_{DC}, \gamma_{DW}, \gamma_P, \gamma_L$: 하중 종류별 하중계수

여기서, 저항능력에 해당하는 C 에는 설계과정의 저항계수 ϕ 외에 상태계수 ϕ_c (Condition Factor)와 시스템계수 ϕ_s (System Factor)를 고려하고 있으며 상태계수는 Table 2.3.4와 같이 적용하고 있다. 여기서 NBI 상태지수(Condition Rating)는 미국의 국가교량관리체계(NBI-Nation Bridge Inventory)에서 구분하는 구조부재의 상태지수로 Table 2.3.5에 나타내었다. Table 2.3.4를 포함하여 AASHTO LRFR 및 외국 기준의 각종 지수를 인용한 Table의 내용은 원서의 의미를 유지하기 위하여 원어를 그대로 인용하였다.

Table 2.3.4 Condition Factor

Condition Description	NBI Condition Rating	ϕ_c
Good or Satisfactory	6 or higher	1.00
Fair	5	0.95
Poor	4 or lower	0.85

Table 2.3.5 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	“Imminent” Failure Condition
0	Failed Condition

시스템계수는 교량이 부재별로 거동하기 보다는 구조계로 거동하므로 이를 반영하기 위한 계수이며, Table 2.3.6과 같이 규정하고 있다.

Table 2.3.6 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 Eyebars Members in Truss Bridges	0.90
Three Girder Bridges with Girder Spacing \leq 6ft	0.85
Four Girder Bridges with Girder Spacing \leq 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

2) 일본

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

① 허용응력법

이 방법은 현재 국내의 허용응력법과 동일하며, 다만 노면, 교통, 기타조건에 대한 보정계수를 적용하고 있다. 교량의 내하력은 식 (2.10)에 의해 산정된 기본 내하력에 각종 보정계수를 고려하여 식 (2.11)과 같이 공용내하력을 산정한다.

$$P = \text{설계하중} \times \frac{f_a - f_d}{f_i} \quad \text{식 (2.10)}$$

$$P' = P \times K_s \times K_t \times K_r \times K_o \quad \text{식 (2.11)}$$

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

K_r : 노면상태 보정계수(0.85~1.0)

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

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 (2.12)와 같다.

$$r = f \times \frac{M_u - 1.1M_d}{M_l} \quad \text{식 (2.12)}$$

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

재하시험을 실시하지 않은 경우에는 f 를 1.4로 하여 안전율 r 을 산정하되 재하시험을 실시한 경우에는 f 는 계산처짐/실측처짐의 비(比) 또는 계산응력/실측응력의 비(比)로 산정한다.

3) 캐나다

① OHBDC(Ontario Highway Bridge Design Code)

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, 사용한계상태에 대해 해석적인 내하력 평가를 수행하며 각 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
- 사용한계상태 : 석재로 된 교대, 기둥, 옹벽의 내하력과 안정성, 차량 제한을 계산하는데 사용. 교량의 경우는 과도한 균열이나 변형, 응력 또는 진동을 받을 경우 사용성 한계상태에 대한 점검을 수행.

해석적으로 계산된 내하력 결과는 Scale-down Factor(F)로 표현되며 교량의 종류에 따라 식 (2.13) ~ 식 (2.17)까지 각기 다른 식을 사용한다.

$$F = \frac{R_f}{L_o} \quad \text{식 (2.13)}$$

$$F = \frac{P_f}{L_a} \quad \text{식 (2.14)}$$

$$F = \frac{\text{사용성한계상태응력} - \text{영구하중응력}}{\text{고정하중응력}} \quad \text{식 (2.15)}$$

$$F = \frac{R_f - \text{영구하중에 의한 하중효과}}{\text{고정하중에 의한 하중효과}} \quad \text{식 (2.16)}$$

$$F = \frac{L_f}{\text{활하중에 의한 하중효과}} \quad \text{식 (2.17)}$$

여기서, F : Scale-down factor

L_f : 시험하중에 의한 최대 하중효과

식 (2.13)은 콘크리트 슬래브 교량에 사용하고, 식 (2.14)은 석조아치, 식 (2.15)는 교대, 기둥, 옹벽, 식 (2.16)은 앞의 3가지를 제외한 다른 교량에 사용한다. 또한, 재하시험을 수행한 내하력 평가의 경우는 식 (2.17)를 사용하여 F 를 산출한다.

② CHBDC(Canadian Highway Bridge Design Code)

교량의 내하력 평가를 극한한계상태법, 사용성한계상태법, 평균하중법(Mean Load Method) 중 하나로 수행하도록 규정하고 있다. 대부분의 교량은 식 (2.18)과 같이 극한한계상태에 대한 평가를 사용하며, 재하시험의 결과는 OHBDC와 동일한 방법인 식 (2.17)을 사용하고 있다.

$$F = \frac{U\phi R - \sum \alpha_D D - \sum \alpha_A A}{\alpha_L L(1+I)} \quad \text{식 (2.18)}$$

여기서, R : 계수값이 적용되지 않은 공칭저항강도

D : 계수값이 적용되지 않은 고정하중효과

L : 계수값이 적용되지 않은 활하중효과

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

I : 충격계수

U : 저항수정계수

ϕ : 저항계수

α_D : 고정하중계수

α_L : 활하중계수

α_A : 추가하중계수

R 은 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 상태계수에 대응되는 값이다.

저항수정계수(Resistance Adjustment Factor) U 는 지나친 안전측 평가가 과도한 경제적 비용을 초래하게 되므로 이러한 평가원리가 반영된 부재의 연성확보에 따르는 계수이며, Table 2.3.7과 같이 규정하고 있다.

Table 2.3.7 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	
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 (2.18)에는 없으나, CHBDC에서는 구조계에 따른 목표 신뢰도가 구분되고 하중계수가 다르게 되어 식 (2.18)에 대입하는 구조해석으로 산정한 단면력 값에 이미 반영되어 있다고 볼 수 있다.

2.3.3 내하력 평가 방법의 고찰

교량을 설계하는 과정과 내하력을 평가하는 과정에서 기본 이론은 동일한 개념일 수 있다. 그러나 설계와 평가는 중요한 몇 가지 측면에서 차이가 있다.

설계에서는 안전한 신뢰도 지수를 채택하고, 사용성과 내구성을 고려하되, 가치공학(Value Engineering) 관점에서 더 나은 기능과 가치향상을 확보할 수 있다면 높은 초기비용을 투자하기도 하며, 설계단계의 불확실성이 내포될 경우에는 다소 과도한 안전측의 설계를 목표로 지향해도 무방하다. 하지만 공용중인 교량의 내하력 평가에서 안전측이고 보수적 평가기준은 자칫 통행 하중 제한, 보수 및 보강, 또는 교체에 따른 엄청난 비용 부담과 사회적 손실을 초래할 수 있다. 따라서 내하력 평가의 절차는 안전성, 경제성 및 사회적 영향을 균형 있게 고려해야 한다.

국외의 선진 국가에서 내하력 평가기준에서는 대부분 극한한계상태에서의 내하력 평가는 설계보다 낮은 목표 신뢰도를 선택한다. 과거 허용응력설계법에 기반한 평가시에는 허용응력을 제한하는 자체로 사용성이 함께 확보될 수 있으나, 기술력의 발전과 신뢰도 기반의 평가로 발전해 가며 내하력 평가기준이 대부분 강도관점의 평가에 중점하고 있으며, 내구성이나 사용성 평가는 개념적으로만 명시하고 있는 실정이다.

검토한 평가기준이 유사한 개념을 가지고 있지만 하중-저항계수평가법에 있어서 저항계수의 개념은 차이를 보인다. 즉, 미국의 AASHTO LRFR은 부재강도 기반 저항계수를 채택하고, 유럽이나 캐나다의 CHBDC, OHBDC 등에서는 재료강도 기반 저항계수를 채택하고 있는 차이가 있다.

국내의 내하력 평가방법은 현재까지 종래의 허용응력설계법(ASD)과 강도설계법(USD)를 이용한 내하력 평가방법을 사용하고 있으나, 국외의 선진국가에서는 한계상태이론 또는 하중-저항계수평가법 및 신뢰도 이론에 기반하고 있으며, 평가절차는 다소 상이하더라도 신뢰도 기반의 평가개념은 동일하며 이를 도식화하면 Fig. 2.3.1과 같다.

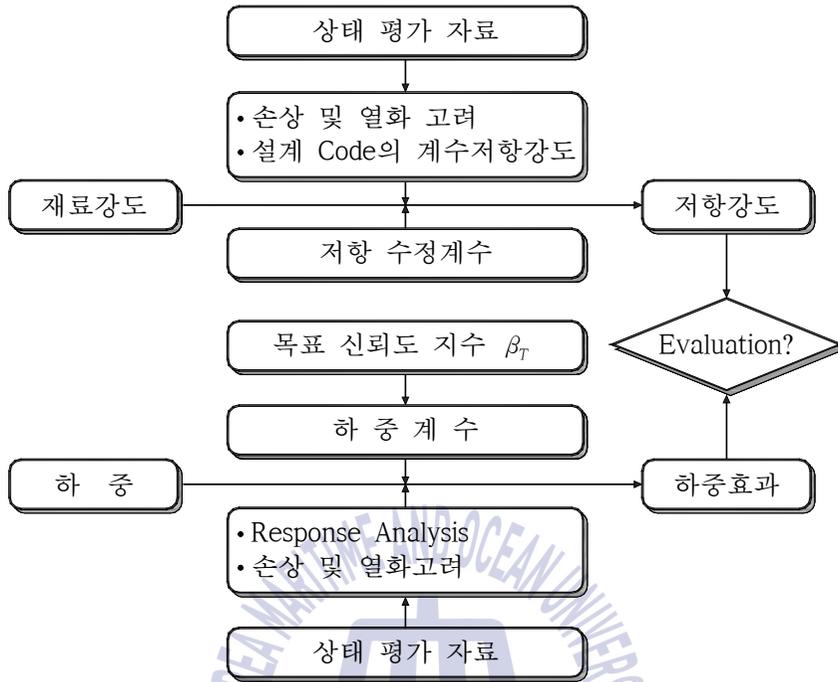


Fig. 2.3.1 Flow Chart of Reliability-Based Load-Carrying-Capacity Rating

국내의 경우에도 설계기준에서 한계상태설계법을 도입하고 한계상태이론 및 신뢰도 기반의 내하력 평가에 대한 연구와 노력이 활발히 진행되어지고 있으며, 한국도로공사에서는 자체적으로 신뢰도 기반 교량안전성 평가 지침(안)을 개발하였다. 이러한 연구와 노력으로 기존 교량에 대한 내하력 평가 등 안전성 평가는 안전성만을 고려한 보수적 평가절차에서 벗어나 교량의 실제 상태와 거동에 근접하는 경제적이고 합리적인 평가에 접근해 나갈 수 있을 것으로 판단된다.

2.4 소 결

국내 도로교량의 연장과 형식 등 개략적인 현황과 국내·외의 내하력 평가 방법을 분석한 결과는 다음과 같다.

- (1) 국내 도로에는 약 32,000여개의 도로교량이 있으며, 이들 교량 중 약 71%는 연장이 짧은 소규모 교량이며 약 29%의 9,400여개의 교량이 시설물안전법에서 지정한 1, 2종 시설물의 규모에 해당되는 것으로 분석되었다.
- (2) 정밀안전점검 및 정밀안전진단 등을 통하여 주기적인 관리와 성능평가를 실시해야하는 1, 2종 시설물의 규모에 해당되는 교량 중에서 교량 형식별로 분류하면 강박스거더교(STB)가 40%로 가장 많고 PSC I형 거더교(PSCI) 36%, PSC 박스거더교량(PSCB)이 6%정도를 차지하고 있으며, 연장 500m이상의 1종 시설물에 해당되는 교량의 형식에서는 STB, PSCB, PSCI의 순으로 나타났다.
- (3) 현재, 국내의 내하력 평가방법은 국토교통부와 한국시설안전공단에서 제시한 세부지침에 의거하여 허용응력법(ASD)과 강도설계법(USD)의 안전율에 기반을 둔 일종의 결정론적 기법을 사용하고 있다. 최근 설계기준이 한계상태설계법으로 개정되면서 신뢰도 기반의 평가기법에 대한 연구가 진행 중에 있으며, 주요 선진국은 대부분 개념상 신뢰도 기반의 동일한 평가원리 및 절차를 적용하고 있는 것으로 조사되었다.
- (4) 국내의 도로교 설계기준이 한계상태설계법(LSD)을 기반으로 개정되었으므로, 기존 교량의 경제적이고 효율적인 유지관리를 위하여 내하력 평가에 있어서도 한계상태의 저항강도와 신뢰도 기반의 내하력 평가의 필요성이 확대될 것으로 판단된다.

제 3 장 재하시험에 근거한 내하력 평가의 개선사항

3.1 개 요

재하시험은 실험적인 방법으로 교량의 거동을 해석하는 방법으로서, 교량의 탄성거동에 영향을 주지 않는 크기로 결정된 기지의 차량하중을 교량의 특정부위 또는 위치에 직접 재하하여 교량을 구성하는 주요 부재들의 실제거동을 관찰 및 계측하는 시험이다.

재하시험은 교량의 실제 내하력을 정량화시키기 위하여 실시하며, 그 결과는 이론적으로 평가된 교량의 내하력을 보완하는데 적용된다. 재하시험의 세부목적은 다음과 같다.

- 교량의 실제 정적 및 동적거동 평가
- 처짐, 진동 등에 대한 사용성 검토
- 새로운 해석방법 및 설계기법의 검증
- 교량의 결함원인의 분석 및 규명
- 해석에 의한 내하력이 작은 경우 실제거동을 반영한 내하력을 결정하여 교량 유지관리의 경제성 향상
- 보수, 보강 효과 확인
- 교량의 동특성(진동수, 진동모드, 감쇠비 및 충격계수) 평가
- 설계도서 및 관리 이력자료가 미비한 교량의 내하력 평가

재하시험은 정적 및 동적재하시험으로 구분하여 실시하며 일반적으로 정적재하시험에서는 교량의 정적처짐과 변형률, 동적재하시험에서는 동적처짐과 진동가속도를 측정한다.

실측한 정적처짐과 변형률은 구조해석에 의한 처짐 또는 응력과 비교하고, 정·동적 처짐의 차이를 분석하여 교량의 실측 충격계수를 산정할 수 있다.

이렇게 산정된 결과는 식 (2.2) 및 식 (2.4)에서 공용내하력을 산정하기 위한 응력보정계수 K_s 에 적용된다.

재하시험 결과는 시험을 실시하는 당시의 외부적인 환경과 측정하는 장비 및 각종 센서의 정밀도 등으로 오차가 내포될 수 있으며, 연구동향에서 확인한 바와 같이 재하시험의 오차를 감소시키는 방안에 대한 연구도 다수 수행된 바 있다. 따라서 측정오차를 줄이고 정확한 측정자료를 획득하기 위하여 세심하고 주의 깊은 시험을 실시하여야 한다.

종래의 내하력 평가에서는 재하시험의 측정 결과를 이론적으로 산정된 기본내하력을 보정하는 응력보정계수 K_s 를 산정하기 위해 주로 사용하여 왔으나, 최근에는 K_s 가 1.0이 되거나 허용오차수준인 10%이내의 수준으로 구조해석 모델링을 개선하는 기초자료로도 활용하고 있다.

건설교통부와 한국시설안전공단(MOCT & KISTEC, 1997, 1999)은 응답수정계수가 1.0에 수렴하도록 수정 구조해석 모델링을 구현하고, 수정된 구조해석 모델로부터 부재력을 재계산하여 내하율과 기본내하력을 산정하되, 응답수정계수가 1.0에 근접하게 수렴되었으므로 기본내하력을 공용내하력으로 직접 적용하도록 제안하였다. 한국도로공사(2013)에서도 측정된 자료로부터 응답수정계수가 1.0에 근접하도록 실제와 가까운 구조해석 모델링을 구현하고, 신뢰도 기반의 내하력 평가에서는 별도의 응력보정계수 K_s 를 적용하는 과정이 없다.

이러한 경향을 고려하면 신뢰도 기반의 내하력을 평가하기 위해서는 안전성을 주요 목적으로 하는 설계단계의 해석기법보다 내하력 평가단계의 해석이 더욱 정밀할 필요성이 있으며 각종 수집자료와 재하시험 등 측정 및 분석 결과를 가능한 반영하여 실제 교량거동에 근접한 구조해석 모델을 구현할 필요가 있을 것으로 판단된다.

이 연구에서는 수집한 자료로부터 5개 교량의 재하시험 결과를 분석하고 구조해석 단계와 내하력 평가 단계에서 개선사항을 도출하여 신뢰도 기반의 내하력 평가와 환산과정에서 하중수정계수 등 일부 계수를 적용하는 근거를 확인하고자 한다.

3.2 기존교량의 재하시험

3.2.1 대상교량의 개요

내하력 평가의 개선사항 도출 및 검증을 위해 국내 도로현황에서 확인한 바와 같이 내하력 평가 실시 대상교량에서 가장 많은 비중을 차지하고 있는 강박스거더교에 대한 정밀안전진단 및 초기점검 보고서를 수집하여 분석하였다.

수집한 자료 중 구조해석 모델의 복원이 가능하고, 처짐 및 가속도 응답의 오차가 비교적 작아 일관성이 확보되며, 측정결과로부터 중립축 분석이 가능한 5개 교량을 발췌하여 연구에 활용하였다. 대상 교량의 일반현황을 Table 3.2.1에 수록하고, 각 교량의 대표 횡단면도를 Fig 3.2.1 ~ Fig 3.2.5에 나타내었다.

Table 3.2.1 Load Testing Sample Bridges

구분	경간구성 및 연장(m)	교량폭(m)	거더 수(EA)	준공년도
Bridge A	56+35+62+50+45=248	9.3	2	2001
Bridge B	2@50+60+2@50=260	20.5	3	2001
Bridge C	49+3@50+35=234	20.0	3	1997
Bridge D	55+2@70+55=250	16.5	3	2006
Bridge E	63+70+63=196	10.9	2	2012

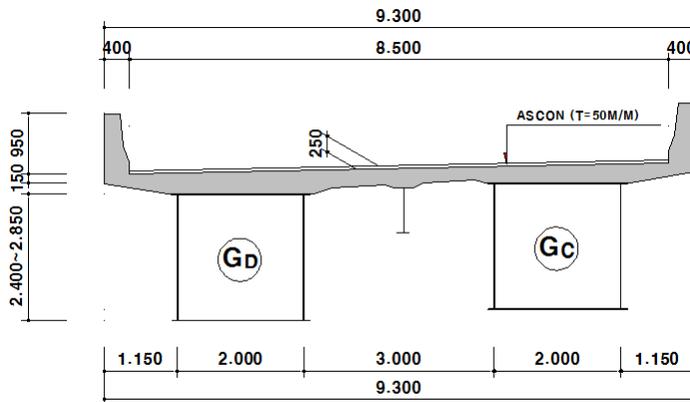


Fig. 3.2.1 Typical Section of Bridge A

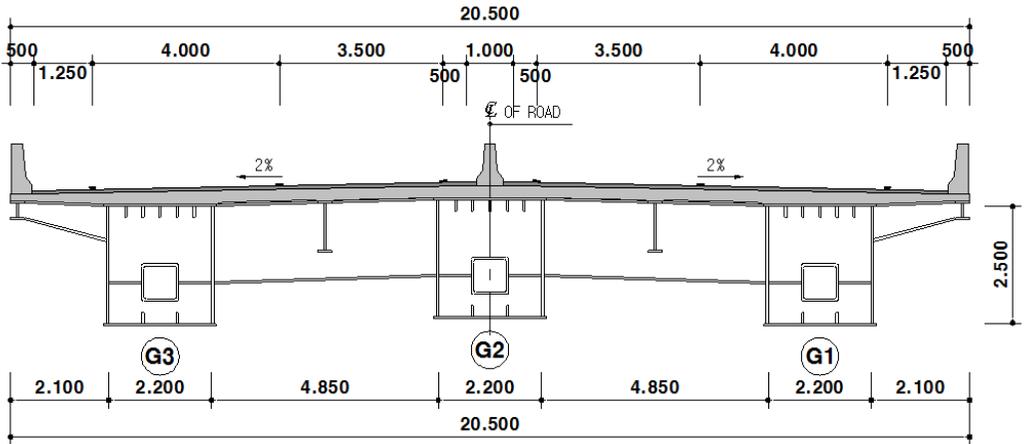


Fig. 3.2.2 Typical Section of Bridge B

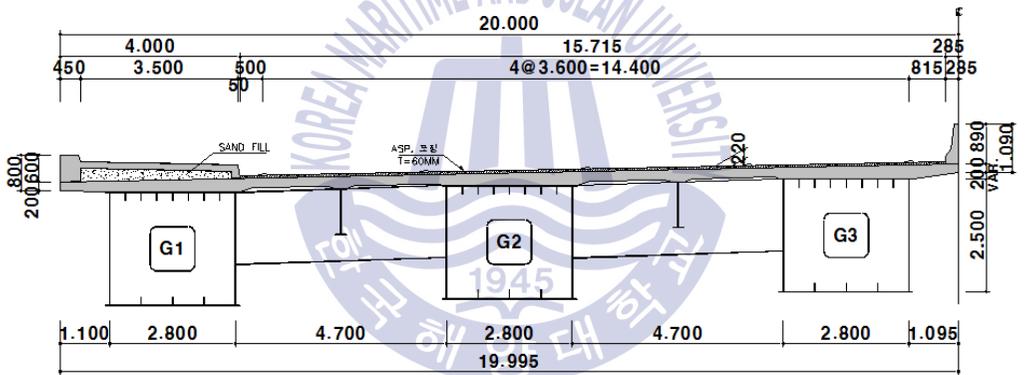


Fig. 3.2.3 Typical Section of Bridge C

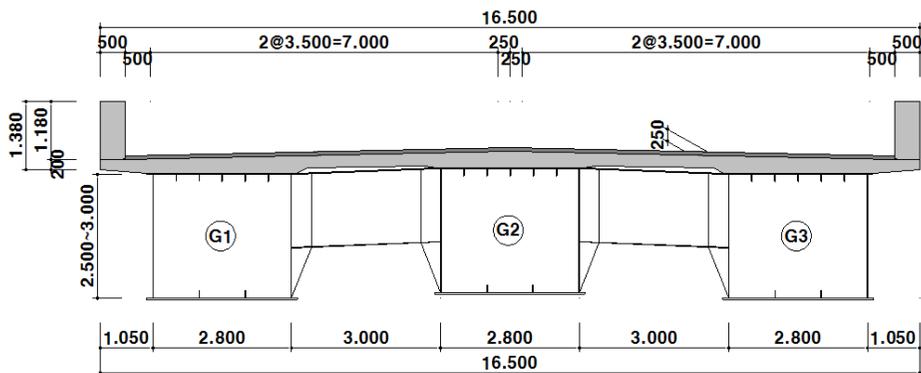


Fig. 3.2.4 Typical Section of Bridge D

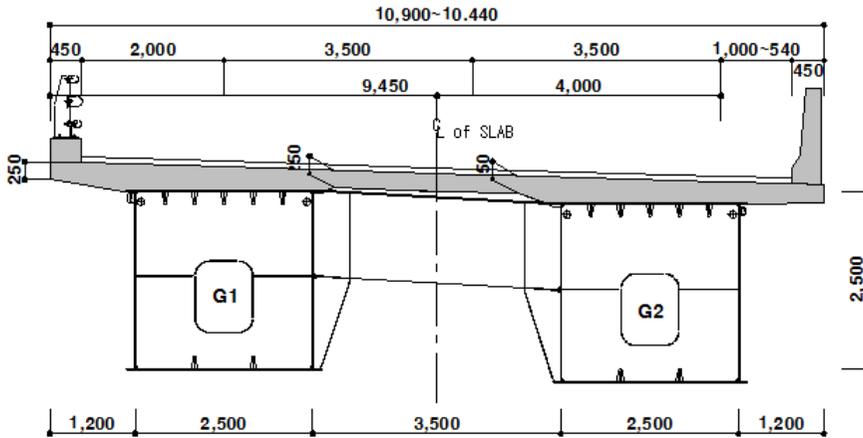


Fig. 3.2.5 Typical Section of Bridge E

3.2.2 재하시험 결과

샘플 교량의 재하시험 결과를 검토하여 정적재하시험의 결과에서는 각 거더별, 하중경우별로 실측처짐과 구조해석에 의한 이론처짐의 응답비를 비교하되, 최저응답비가 산정된 경우 또는 하중이 측정위치 부근에 재하되어 상대적으로 큰 처짐응답을 나타낸 경우의 처짐 측정결과를 발췌하여 정리하고, 강거더의 상,하부 플랜지에 부착한 변형을 측정결과를 이용하여 이론적 중립축과 실측 중립축을 비교하고자 하였다.

동적재하시험의 결과에서는 가속도계에 의하여 측정된 연직방향 진동가속도 신호를 이용하여 FFT(Fast Fourier Transform)분석방법에 의해 탁월진동수를 추정하였으며, 구조해석에 의한 이론적 고유진동수와 비교하여 교량의 건전성 및 강성도 확보여부를 비교하고자 하였다. 실측 탁월진동수의 경우 교량의 진동 모드가 고차의 모드로 올라갈수록 오차가 포함될 우려가 있기에 제 1 차 모드의 진동수만 비교하였다.

단, 수집한 자료에서 일체형 방호벽의 모델링 적용 여부 등 각 교량의 구조 해석 모델의 구현 방법이 상이하였기에 동일한 조건의 비교를 위해 일체형 방호벽은 모델에 적용하지 않고 상부 슬래브의 합성효과만 고려한 모델링으로 재 해석을 실시하고 처짐, 중립축 및 고유진동수를 산정하여 비교하였다.

1) Bridge A 정적재하시험

Bridge A는 5경간 연속교로 구성되어 있으며, 경간 길이로는 중앙경간이 최대 경간이나, 교량 하부 횡단도로 등의 여건상 외측경간에서 재하시험을 실시하였다. 전체 재하시험 과정에서 이 연구에 적용한 정적재하시험의 하중경우는 Fig. 3.2.6에 나타내었으며, 재하위치의 처짐응답은 Table 3.2.2에 정리하였다.

처짐에 대하여 해석치와 측정치의 최저 응답비는 1.282로 나타났으며, 해당 위치의 평균 응답비는 1.367로 분석되었다.

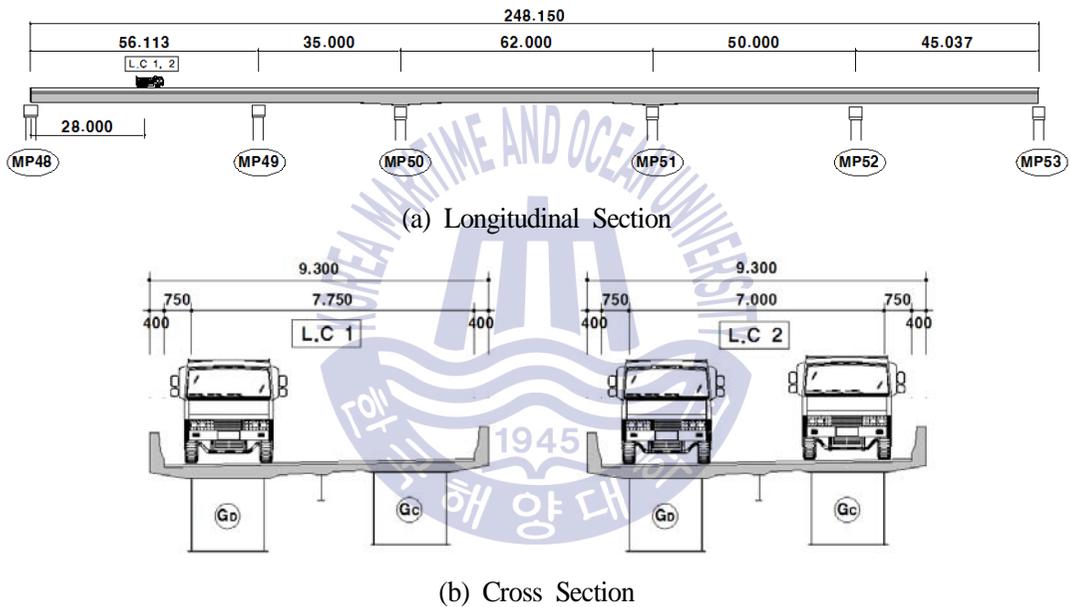


Fig. 3.2.6 Static Load Cases of Bridge A

Table 3.2.2 Deflection Response of Bridge A

거더	하중경우	실측처짐(mm)	해석처짐(mm)	응답비(=해석치/측정치)
G _C	LC1	4.114	5.736	1.394
	LC2	9.145	13.665	1.494
G _D	LC1	6.129	7.855	1.282
	LC2	10.527	13.645	1.296
평균				1.367

하중재하위치인 정모멘트부에서 측정한 변형률과 인접 교각위치의 부모멘트 부에서 측정한 변형률을 이용하여 상, 하부 플랜지의 응력을 산정하고 실측 중립축 위치를 추정하였다. 이를 이론 중립축과 비교하여 Fig. 3.2.7에 나타내었으며, 실측한 중립축이 이론 중립축보다 상부에 위치하고 있는 것으로 나타났다.

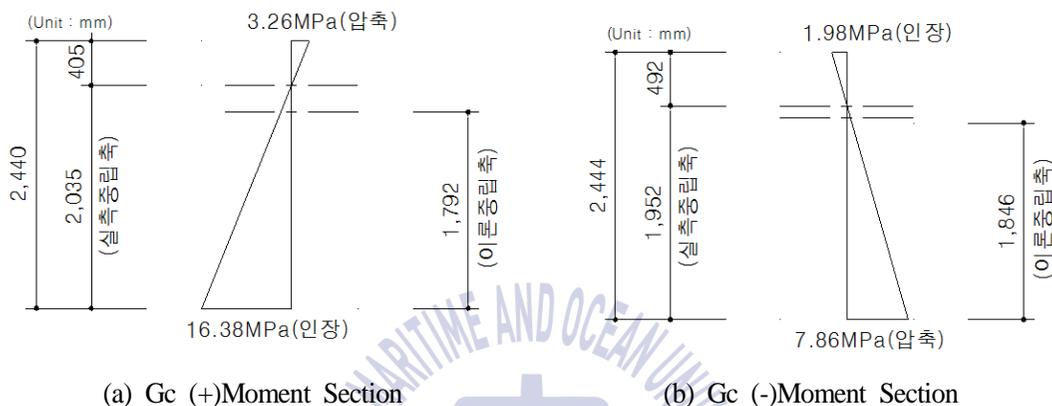


Fig. 3.2.7 Neutral Axis of Girder in Bridge A

2) Bridge B 정적재하시험

Bridge B는 5경간 연속교로 구성되어 있으며, 경간길이로는 중앙경간이 최대 경간이나, 교량 하부 횡단도로 등의 여건상 외측경간에서 재하시험을 실시하였다. 전체 재하시험 과정에서 이 연구에 적용한 정적재하시험의 하중경우는 Fig. 3.2.8에 나타내었으며, 재하위치의 처짐응답은 Table 3.2.3에 정리하였다.

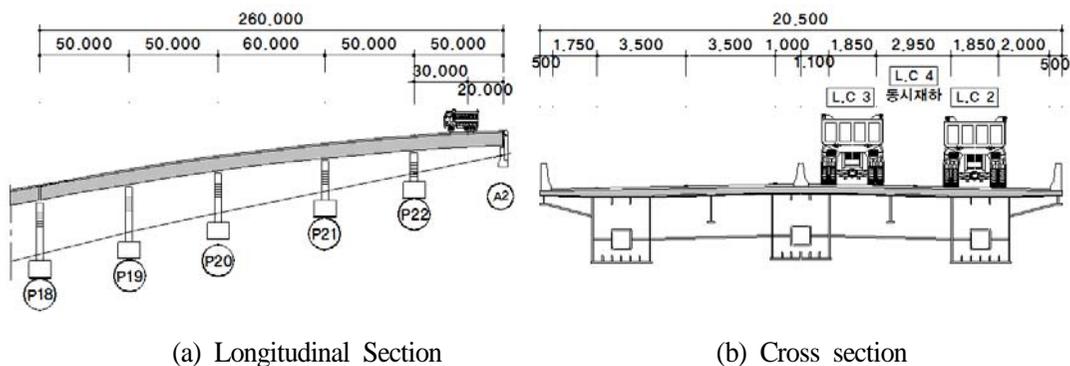


Fig. 3.2.8 Static Load Cases of Bridge B

Table 3.2.3 Deflection Response of Bridge B

거더	하중경우	실측처짐(mm)	해석처짐(mm)	응답비(=해석치/측정치)
G2(좌측)	LC2	1.50	2.223	1.482
	LC3	1.80	2.380	1.322
	LC4	3.25	4.603	1.416
G3(우측)	LC2	2.22	3.511	1.582
	LC3	1.69	2.277	1.347
	LC4	3.90	5.787	1.484
G3(좌측)	LC2	2.53	3.980	1.573
	LC3	1.63	2.236	1.372
	LC4	4.41	6.214	1.409
평균				1.443

처짐에 대하여 해석치와 측정치의 최저 응답비는 1.322로 산정되었으며, 해당 위치의 평균 응답비는 1.443으로 분석되었다.

중립축 비교에서는 부모멘트부의 측정자료가 부족하여 G2, G3의 정모멘트 부에서 측정한 변형률을 이용하여 상, 하부 플랜지의 응력을 산정하고 실측 중립축 위치를 추정하였다. 이를 이론 중립축과 비교하여 Fig. 3.2.9에 나타내었으며, 실측한 중립축이 이론 중립축보다 상부에 위치하고 있는 것으로 나타났다.

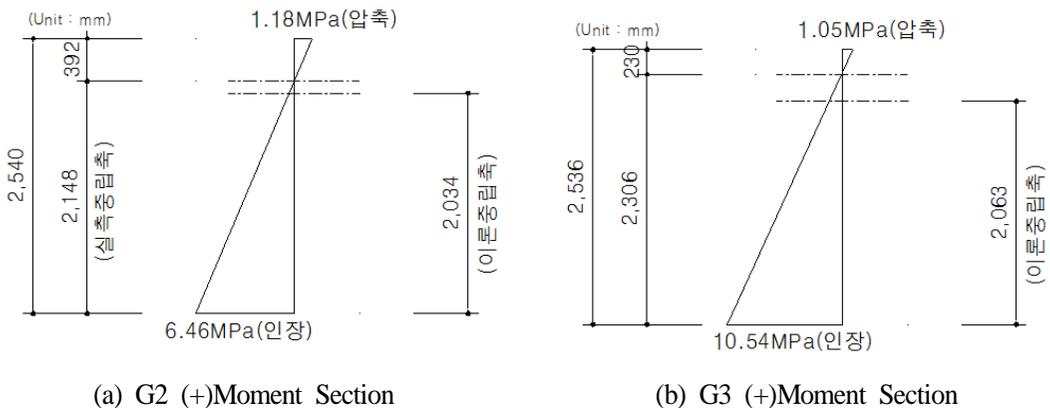


Fig. 3.2.9 Neutral Axis of Girder in Bridge B

3) Bridge C 정적재하시험

Bridge C는 5경간 연속교로 구성되어 있으며, 경간길이와 교량 하부의 하천 여건 등을 고려하여 경간 4를 대상으로 재하시험을 실시하였다. 전체 재하시험 과정에서 이 연구에 적용한 정적재하시험의 하중경우는 Fig. 3.2.10에 나타내었으며, 재하위치의 처짐응답은 Table 3.2.4에 정리하였다.

처짐에 대하여 해석치와 측정치의 최저 응답비는 1.142로 산정되었으며, 해당 위치의 평균 응답비는 1.243으로 분석되었다.

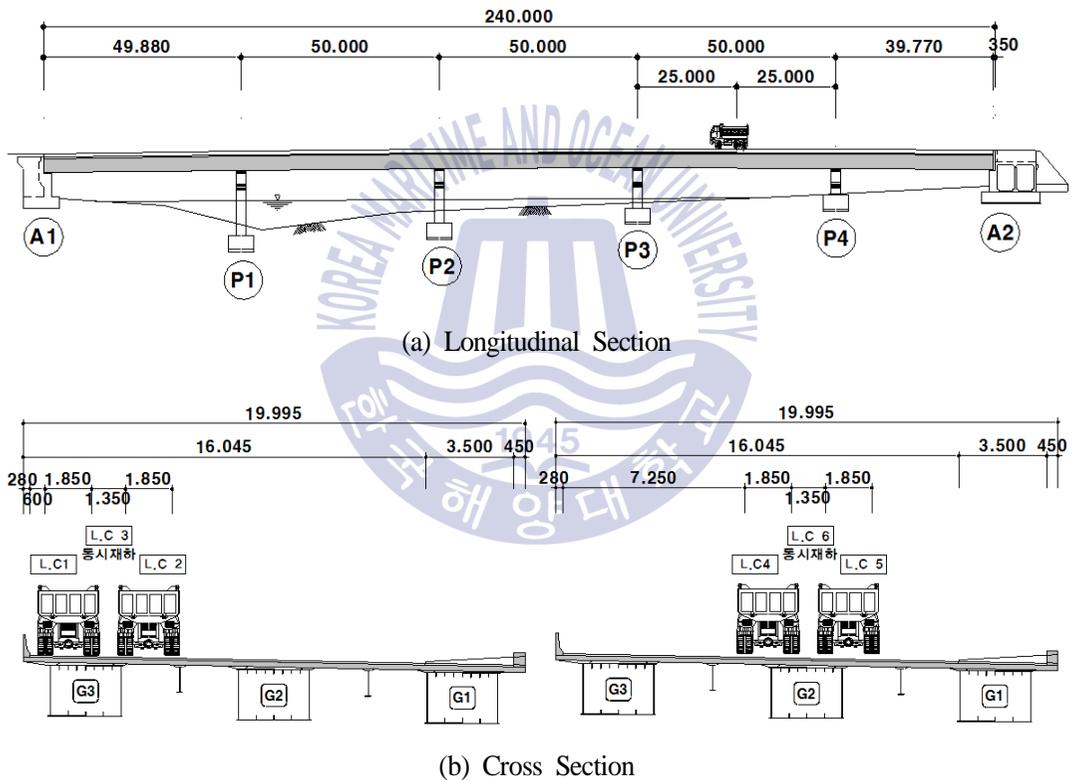


Fig. 3.2.10 Static Load Cases of Bridge C

Table 3.2.4 Deflection Response of Bridge C

거더	하중경우	실측처짐(mm)	해석처짐(mm)	응답비(=해석치/측정치)
G3	LC1	2.68	3.082	1.150
	LC2	2.03	2.495	1.229
	LC3	4.57	5.577	1.220
	LC4	1.33	1.753	1.318
	LC5	2.20	3.026	1.375
G2	LC2	1.46	1.667	1.142
	LC3	2.64	3.148	1.192
	LC4	1.56	1.875	1.202
	LC5	1.42	1.862	1.311
	LC6	2.90	3.737	1.289
평균				1.243

하중재하위치인 정모멘트부에서 측정한 변형률과 인접 교각 P4위치의 부모멘트부에서 측정한 변형률을 이용하여 외측거더 G3의 상, 하부 플랜지의 응력을 산정하고 실측 중립축 위치를 추정하였다. 이를 이론 중립축과 비교하여 Fig. 3.2.11에 나타내었으며, 실측한 중립축이 이론 중립축보다 상부에 위치하고 있는 것으로 나타났다.

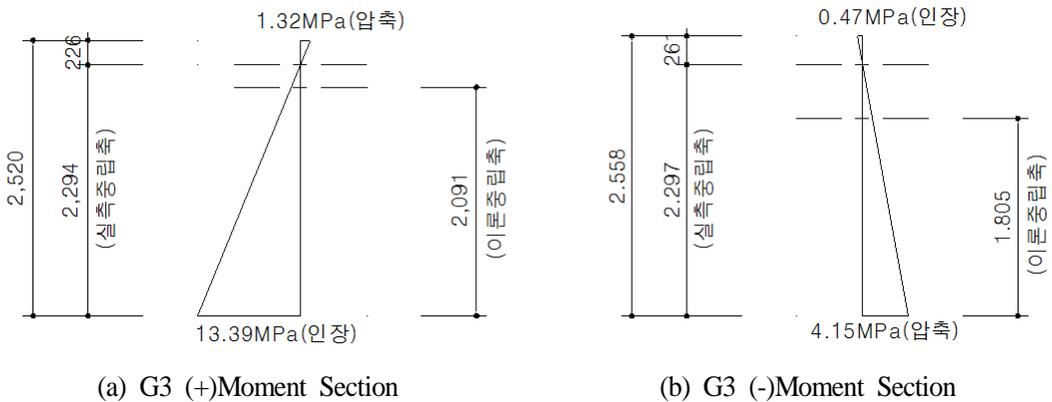


Fig. 3.2.11 Neutral Axis of Girder in Bridge C

4) Bridge D 정적재하시험

Bridge D는 4경간 연속교로 구성되어 있으며, 상대적으로 경간길이가 긴 경간 2를 대상으로 재하시험을 실시하였다. 전체 재하시험 과정에서 이 연구에 적용한 정적재하시험의 하중경우는 Fig. 3.2.12에 나타내었으며, 재하위치의 처짐응답은 Table 3.2.5에 정리하였다.

처짐에 대하여 해석치와 측정치의 최저 응답비는 1.200으로 산정되었으며, 해당 위치의 평균 응답비는 1.212로 분석되었다.

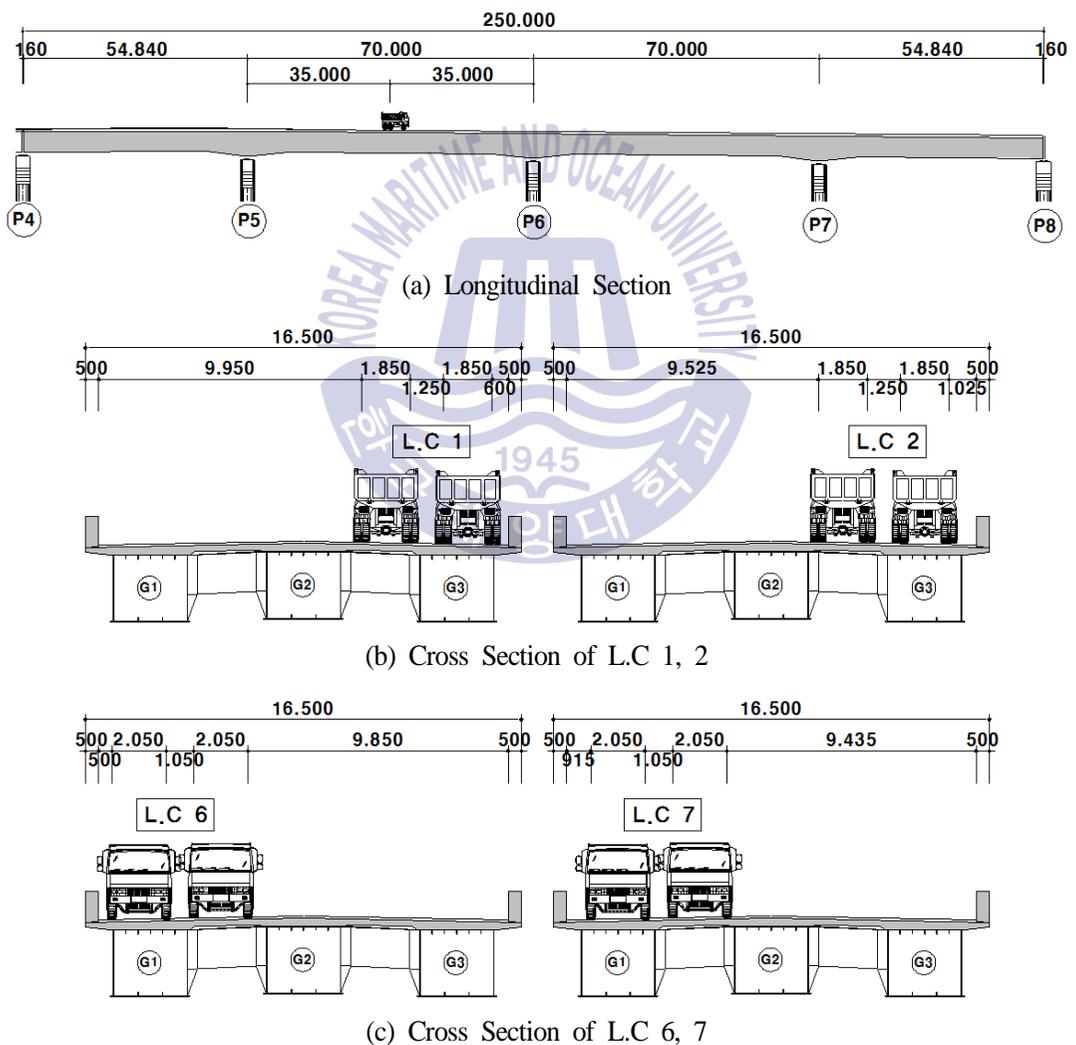


Fig. 3.2.12 Static Load Cases of Bridge D

Table 3.2.5 Deflection Response of Bridge D

거더	하중경우	실측처짐(mm)	해석처짐(mm)	응답비(=해석치/측정치)
G1	LC6	10.357	12.487	1.206
	LC7	10.112	12.242	1.211
G2	LC1	8.154	9.804	1.202
	LC2	8.018	9.851	1.229
	LC6	8.019	9.807	1.223
	LC7	8.209	9.854	1.200
G3	LC1	10.303	12.480	1.211
	LC2	10.083	12.235	1.213
평균				1.212

하중재하위치인 정모멘트부에서 측정한 변형률과 인접 교각 P5위치의 부모멘트부에서 측정한 변형률을 이용하여 외측거더 G3의 상, 하부 플랜지의 응력을 산정하고 실측 중립축 위치를 추정하였다. 이를 이론 중립축과 비교하여 Fig. 3.2.13에 나타내었으며, 실측한 중립축이 이론 중립축보다 상부에 위치하고 있는 것으로 나타났다.

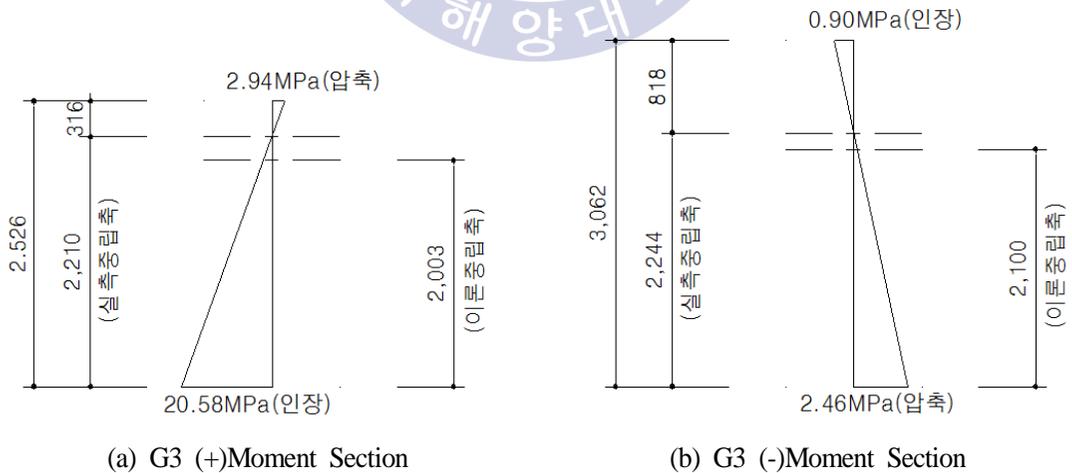


Fig. 3.2.13 Neutral Axis of Girder in Bridge D

5) Bridge E 정적재하시험

Bridge E는 3경간 연속교로 구성되어 있으며, 경간길이가 가장 긴 중앙경간을 대상으로 재하시험을 실시하였다. 전체 재하시험 과정에서 이 연구에 적용한 정적재하시험의 하중경우는 Fig. 3.2.14에 나타내었으며, 재하위치의 처짐응답은 Table 3.2.6에 정리하였다.

처짐에 대하여 해석치와 측정치의 최저 응답비는 1.186으로 산정되었으며, 해당 위치의 평균 응답비는 1.290으로 분석되었다.

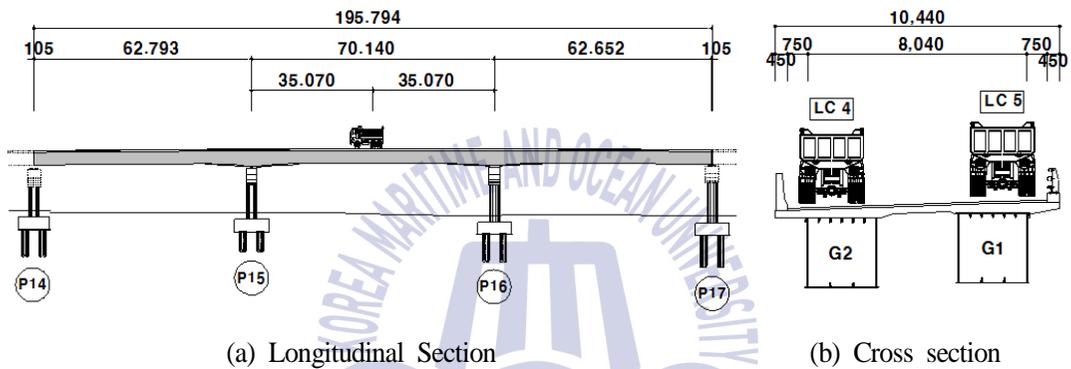


Fig. 3.2.14 Static Load Cases of Bridge E

Table 3.2.6 Deflection Response of Bridge E

거더	하중경우	실측처짐(mm)	해석처짐(mm)	응답비(=해석치/측정치)
G1	LC4	4.930	6.598	1.338
	LC5	8.010	9.502	1.186
G2	LC4	6.916	9.197	1.330
	LC5	5.028	6.562	1.305
평균				1.290

하중재하위치인 정모멘트부에서 측정한 변형률과 인접 교각 P16위치의 부모멘트부에서 측정한 변형률을 이용하여 외측거더 G2의 상, 하부 플랜지의 응력을 산정하고 실측 중립축 위치를 추정하였다. 이를 이론 중립축과 비교하여 Fig. 3.2.15에 나타내었으며, 실측한 중립축이 이론 중립축보다 상부에 위치하고 있는 것으로 나타났다.

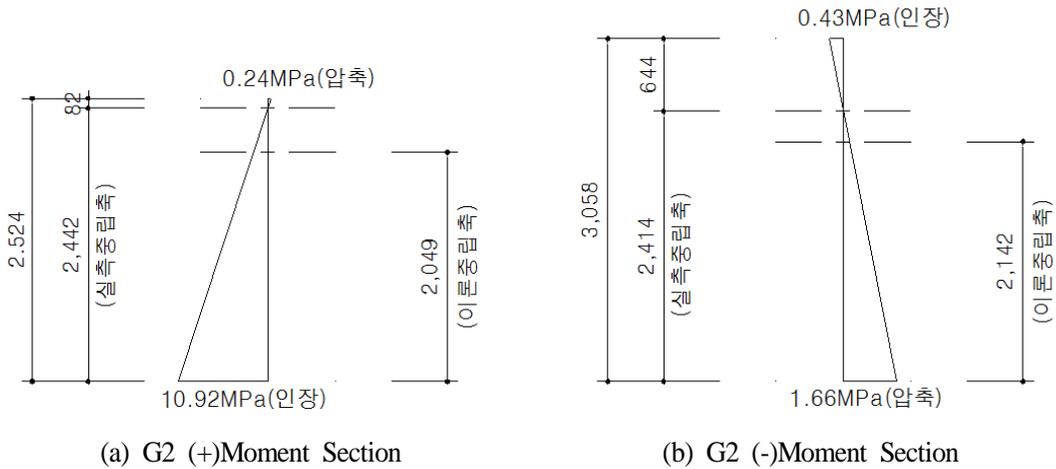


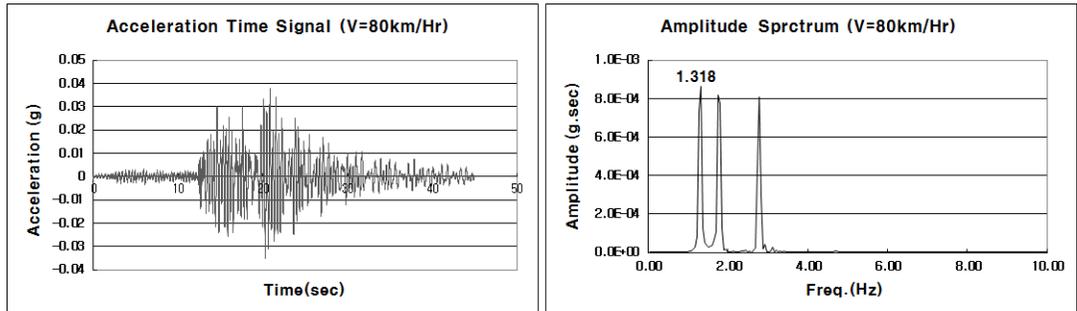
Fig. 3.2.15 Neutral Axis of Girder in Bridge E

6) 동적재하시험에 의한 고유진동수 평가 결과

샘플로 발췌한 5개 교량의 동적재하시험에서 시험차량의 주행속도에 변화를 주며 5~7회 정도 진동 가속도 신호를 측정하고 이를 이용하여 FFT(Fast Fourier Transform)분석을 수행하여 산정된 탁월 진동수를 제 1 차 모드 고유진동수로 추정한 결과를 Table 3.2.7에 정리하였다. Fig. 3.2.16에는 Bridge D의 진동수 분석과정의 일례를 나타내었다.

Table 3.2.7 Natural Frequency by Dynamic Load Test

구 분	실측 탁월 진동수 (Hz)							추정 고유진동수(Hz)
	1차 측정	2차 측정	3차 측정	4차 측정	5차 측정	6차 측정	7차 측정	
Bridge A	1.953	2.002	1.831	1.953	2.051			1.958
Bridge B	2.783	2.783	2.783	2.783	2.783	2.783	2.783	2.783
Bridge C	2.197	2.197	2.148	2.197	2.197	2.197	2.197	2.197
Bridge D	1.318	1.318	1.318	1.318	1.318	1.270	1.318	1.318
Bridge E	1.367	1.318	1.318	1.318	1.318	1.318	1.318	1.318



(a) Acceleration Data

(b) Frequency by FFT

Fig. 3.2.16 Spectrum of Bridge D by FFT Analysis

Bridge A의 경우 각 측정시 마다 탁월 진동수에 다소의 오차가 있어 평균값을 실측자료에 의한 추정 고유진동수로 산정하였으며, 그 외 4개 교량은 모든 측정시마다 동일한 값을 나타내거나, 1회 정도 오차가 발생하였으므로 이는 측정오차로 간주하고 가장 많이 산정된 탁월 진동수를 추정 고유진동수로 판단하였다.

이와 같이 산정된 실측 탁월 진동수(추정 고유진동수)와 구조해석에 의한 제 1 모드 고유진동수를 비교하여 Table 3.2.8에 수록하였다. 교량의 실제 강성이 이론적 강성보다 큰 경우 탁월진동수가 고유진동수보다 높게 측정되므로 샘플 교량은 모두 구조해석에서 적용한 이론적 강성보다 더 큰 강성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

Table 3.2.8 Frequency Ratio of Sample Bridges

구 분	실측 탁월진동수 (Hz)	해석 고유진동수 (Hz)	응답비 (= 해석치/측정치)	응답비 ⁻¹ (= 측정치/해석치)
Bridge A	1.958	1.651	0.843	1.186
Bridge B	2.783	1.655	0.595	1.682
Bridge C	2.197	1.969	0.896	1.116
Bridge D	1.318	1.132	0.859	1.165
Bridge E	1.318	1.107	0.840	1.191

※ 처짐 응답비와의 직관적 비교를 위해 고유진동수는 응답비⁻¹을 별도 표기함.

7) 재하시험 결과의 고찰

5개 샘플 교량의 재하시험 자료는 초기점검 또는 정밀안전진단에서 실시한 시험 결과이며, 시험당시에 교량의 상태등급은 A 또는 B등급으로 양호한 상태로 평가되었다. 따라서 재하시험 결과를 분석함에 있어 구조해석은 별도의 손상이나 유효폭을 고려하지 않은 상부슬래브의 전폭이 모두 유효한 것으로 해석 모델을 구현하여 실측치와 비교하고 다음과 같은 경향을 확인하였다.

- 교량의 실측처짐에 대한 해석처짐의 응답비는 1.212~1.443의 범위에서 평가되어 실제 교량은 구조해석시 고려한 강성보다 1.2배 이상의 강성을 확보하고 있을 것으로 판단된다.
- 실측한 변형률은 전단지연, 각종 보강재 등에 의한 응력집중, 계측 오차 등으로 다소의 오차는 있을 수 있으나, 실측 변형률로부터 산정된 단면의 중립축은 이론적 중립축보다 상부에 위치하였다. 이는 구조해석시 고려한 상부 슬래브 바닥판의 강성 기여도보다 더 큰 바닥판의 합성효과가 발생하고 있을 것으로 예상되며, 해석시 고려하지 않은 일체형 방호벽 및 난간 받침(연석)도 일정부분 거더의 합성강성에 기여를 함으로써 중립축의 상승효과를 발생시키는 것으로 판단된다.
- 부재의 강성이 클수록 진동수는 높게 평가된다. 실측한 탁월진동수가 이론적 고유진동수보다 1.116~1.682배 정도 높게 측정되었다는 것은 구조해석시 고려한 강성보다 실제 교량은 더 큰 강성을 확보하고 있다는 것을 의미하며, 이것은 처짐응답비의 결과와 일관성 있는 경향을 나타낸다.

이러한 경향은 MOCT and KISTEC (1997, 1999) 등 기존의 연구결과에서도 수차례 언급된 바 있다.

이상과 같이, 종래의 보편적인 재하시험과 평가방법을 사용할 경우 처짐응답비와 고유진동수 비(比)의 개략적인 범주를 분석하고, 실측 중립축의 위치를 확인하였다. 분석한 경향과 결과는 신뢰도 기반의 내하력 평가시 개선사항의 도출과 검증에 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

3.3 내하력 평가 개선사항

3.3.1 개요

재하시험과 구조해석 결과의 분석으로부터 재하시험의 오차를 줄이고 세심하게 측정하더라도 구조해석에서 실제 교량과 유사한 해석모델을 구현하지 못한다면 실측치와 해석치의 오차를 줄일 수 없다는 것을 확인하였다.

연구동향에서 알아본 바와 같이 이영일(2015)은 해석모델 개선을 위해 거더의 단면2차모멘트, 비틀림계수 등을 일정 범위 내에서 조정하여 측정결과와 오차를 줄여나가는 방법에 대하여 연구를 하였고, 김세훈(2013)도 유전자 알고리즘을 통해 거더와 가로보의 탄성계수를 변화시키고자 하였다.

또한 김춘수(1998)는 횡분배 효과를 향상시키기 위해 격자모델링보다는 바닥판을 판요소로 구성하는 방법을 제안하였고, 정성윤(2012)은 처짐을 실측한 위치에 가상 스프링을 구속하는 인위적인 강성증대를 연구하였으며, 김세훈(2013)과 양승현(2010)은 받침장치의 구속효과를 고려하고자 하였다. KISTEC(1999)은 받침장치의 스프링 효과 산정을 위해 받침장치 부근에서 경사계측을 실시하고 이를 역산하여 적용하는 방안도 제안한 바 있다.

이외에도 해석 모델의 개선을 위한 다양한 방안이 있을 수 있으나, 정밀안전진단 또는 성능평가를 실시하는 실무 기술자들의 경우에는 내하력 평가를 실시하는 과정에서 연구자들과 같이 최적화를 위한 주관적 방법을 도입하는 것은 극히 제한적일 수밖에 없다. 탄성계수를 일정범위 조절한다고 하더라도 합리적인 조절의 근거를 제시할 수 있어야 하며, 특히 받침장치의 회전구속 효과를 고려한 스프링 계수를 산정하는 것도 직관적인 접근은 어려운 것이 현실이다.

실측 데이터와 유사한 응답을 얻을 수 있는 해석 모델을 구현하기 위해 많은 시행착오(Trial & Error)를 수행하는 시간도 부담이 될 수 있으며, 이 과정에서 변화시켜야 하는 개선변수에 평가 기술자들의 주관이 개입된다면 교량 시설물의 유지관리에 일관성이 결여될 수 있고, 각 평가자들마다 서로 다른 평가결과를 도출할 우려도 있다.

따라서 이 연구는 국내 설계기준에 명시되어 있는 사항과 각종 연구자료에서 제안된 사항 중 실무 기술자들이 많은 과정의 시행착오 없이 직접 적용 가능하고 객관적으로 접근할 수 있는 몇 가지 사항을 개선사항으로 제안하고자 한다.

이에 바닥판 전체 폭의 고려, 일체형 난간의 고려 및 콘크리트 재령에 따른 탄성계수의 조정과 같은 3가지 사항을 주요 개선사항으로 선정하고, 이를 반영한 신뢰도 기반의 내하력 평가 및 개선 방법을 연구하고자 한다.

3.3.2 구조해석 단계의 개선사항

1) 상부 슬래브 바닥판 전체 폭의 고려

설계단계의 구조해석은 다소 거칠게 모델을 구현하더라도 충분한 안전율을 내포시켜 안전측으로 설계가 수행된다면 특별한 문제가 되지 않을 것이다. 그러나 내하력 평가에서는 실제 구조물을 정확히 구현하지 못하고 응답보정계수에만 의존하는 것은 정확한 내하력 평가를 수행하였다고 보기 어려우며, 산정된 내하력에 여유가 없어 통행 하중 제한 등 별도의 조치가 수반되어야 한다면 사회적 손실도 발생할 수 있다. 따라서 평가단계에서는 구조해석 모델링을 실제 구조물의 거동에 수렴시키기 위해 더욱 노력을 해야 한다.

이영일(2015)의 국내 도로 현황 분석을 참조하면 강박스거더(이하 STB)는 공용년수 20년 이하가 90%이상을 차지하고 있다. 즉, 대부분의 STB는 1990년대 부터 설계되고 1990년대 후반 이후에 시공되었다고 볼 수 있다.

1990년대 초반의 STB 설계는 수계산에 의존하는 경우가 많았으며, 1990년대 중반이후 컴퓨터를 이용하여 전산 구조해석을 하더라도 요즘과 같은 User Interface를 확보하지 못한 구조해석 프로그램의 사용으로 정밀한 모델을 구현하는 것은 사실상 어려움이 있었다. 또한 강합성교의 설계 및 시공사례가 많지 않았던 시기였으므로 상부 슬래브의 합성효과를 고려하는 단계에서 차이점을 보이는 경우가 많았다.

최근 몇 년 전까지도 STB의 설계는 허용응력설계법으로 설계를 수행하였으며, 설계기준에서는 단면의 응력산정시 유효폭 산정과 적용방법에 대한 기준이

명확히 제시되어 있고, 탄성변형이나 부정정력 계산시에는 전장에 걸쳐서 콘크리트를 유효한 것으로 본다는 기준이 제시되어 있음에도 기술자들의 적용은 각기 상이한 경우가 많았다. 정모멘트구간은 합성 슬래브의 유효폭을 산정하면 전체 슬래브 폭으로 산정되는 경우가 대부분이며, 슬래브가 압축을 받는 부재이므로 특별한 문제가 없었으나, 부모멘트 구간의 슬래브 유효폭은 전체폭의 약 85~95% 정도로 작게 산정되는 경우가 많으며, 인장을 받는 부재가 되므로 이에 대하여 설계자들은 다음과 같은 2가지 경향으로 설계를 하였다.

- 인장을 받는 부모멘트부 콘크리트 슬래브는 무시하고 유효폭 내 배근된 교축 방향 철근만을 거더의 합성강성으로 고려
- 슬래브의 유효폭을 산정하여 유효폭에 해당되는 콘크리트 슬래브를 합성강성으로 고려

종래의 허용응력설계법과 강도설계법은 인장을 받는 콘크리트 단면은 무시한다는 것이 기본가정이며, 최근 도입된 한계상태설계법에서도 극한한계상태에서는 콘크리트 내 철근만을 고려하도록 제시하고 있으므로 전자의 경향도 논리는 성립할 수 있다.

그러나, 전자의 경우나 후자의 경우도 응력 등 단면을 검토하는 단계에 해당되는 사항이며 구조해석 단계에서는 큰 오차를 유발할 수 있다.

특히, 구조해석에서 전자와 같이 철근만을 고려한 강성으로 모델을 구현할 경우 부모멘트 구간이 실제 교량의 강성보다 과소평가되어 모멘트 분배가 달라지므로 정모멘트가 증가하고 부모멘트는 감소한다. 처짐 역시 과다하게 발생하는 것으로 산정된다. 또한 후자의 유효폭은 전단지연(Shear Lag)을 고려하여 평균응력을 산정하기 위한 폭이며, 유효폭을 고려한다고 해서 유효폭 범주 외의 실제 폭에 해당하는 영역의 강성 기여도가 없는 것은 아니다.

따라서 산정된 부재력으로 단면의 응력이나 강도를 검토할 경우에는 철근만 고려하거나 유효폭을 고려해야 하겠으나, 하중분배, 부재력 산정, 처짐 및 진동 특성 등 교량의 거동을 확인하고자 하는 구조해석 단계에서는 슬래브 전체 폭을 고려하는 것이 타당하다고 판단된다.

2) 일체형 난간의 고려

설계단계에서는 어떠한 형태로든 상부 슬래브를 고려하지만 일체형 난간 즉, 방호벽, 중앙분리대 및 강재 난간의 받침부분 등은 고정하중으로 처리는 하되 강성효과는 고려하지 않는 경우가 대부분이다.

이러한 부분을 구조해석 모델에 반영하기 위해서 별도의 요소로 구현하거나 또는 일체형 난간의 강성을 거더의 합성강성에 포함시키기에도 번거로움이 따르기 때문일 것으로 판단된다.

이론적으로는 일체형 난간이 상부 슬래브 양단에 설치되어 유효폭 외부에 위치할 수도 있고, 상부 슬래브보다 상대적으로 적은 철근의 배근량으로 부재의 강성확보에 신뢰도가 작다는 이유를 들 수 있다. 현실적으로는 온도 신축에 의한 빈번한 균열 발생, 차량 충돌에 의한 파손 등 사용과정에서 강성을 지속적으로 확보하기 어렵다는 이유도 성립된다.

일반적으로 일체형 난간은 교량의 전체길이에 대하여 동일하게 설치되므로 부모멘트부의 바닥판 슬래브 고려여부와 같이 교량길이 방향의 일부 위치에서 강성증대 효과를 발생시키지 않으며 교량연장 전반에 걸쳐 골고루 강성을 증대시킨다. 따라서 정밀한 횡분배나 처짐 산정을 목적으로 하지 않는다면 일체형 난간의 고려여부에 따른 모멘트 등 부재력의 차이는 크지 않으며, 따라서 설계단계에서는 이를 고려할 필요성은 크지 않을 것으로 판단된다.

Fig. 3.3.1에는 방호벽이 설치된 교량의 횡단면도를 나타내었으며, 2개의 거더를 가지는 교량의 경우 G1, G2거더의 강성이 같이 증대되므로 방호벽 고려에 따른 횡분배에서도 별 차이가 없을 것으로 예상된다.

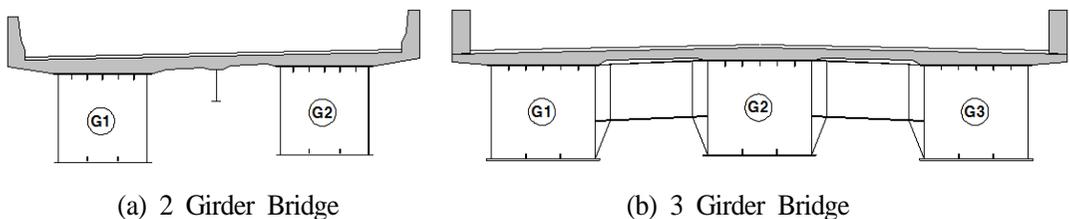


Fig. 3.3.1 Cross Section of Bridge with Protective Barrier

그러나 Fig. 3.3.1의 (b)과 같이 3개 이상의 거더를 가진 교량에서 양측에만 일체형 방호벽이 설치된 경우, 외측거더인 G1, G3은 방호벽으로 인한 강성증대 효과가 발생하지만 G2는 그렇지 않다. 이 경우 3개의 거더가 동일한 단면이더라도 방호벽의 합성효과에 따른 강성증대 효과로 작용하중의 횡분배가 변화하며, 외측거더에 더 큰 하중분담과 부재력이 발생하고, 상대적으로 G2는 하중분담이 감소할 것이다. 이 경우에는 설계단계라 하더라도 방호벽의 강성효과를 고려함으로써 외측거더와 내측거더의 정확한 부재력을 산정하고 최적의 설계를 하는 것이 필요할 것이다.

내하력 평가에서는 실제 교량의 거동을 구현하기 위해 일체형 난간의 고려가 설계단계보다 더욱 필요할 수 있다. 이는 Fig 3.3.1의 (b)와 같이 3개 이상의 거더를 가지는 교량에서 뿐만 아니라, 2거더 교량에서 그 중요성은 동일하다.

일체형 난간은 시공시 수직철근을 배근하여 상부 슬래브와 일체로 시공되기 때문에 교량의 합성거동에 충분히 기여를 할 것이며, 슬래브 양단에 배치된 콘크리트 부재라고 하더라도 연직방향의 부재이고 거더의 합성단면에서 중립축과 이격거리가 크므로 휨강성의 기여도를 무시할 수 없다.

전술한 바와 같이 외부환경에 의한 균열, 파손 등이 발생할 경우 완전한 단면의 합성효과는 아닐 수 있지만, 3거더 이상의 교량에서 외, 내측 거더의 횡분배에는 확연한 영향을 미칠 것이며, 2거더 또는 1거더의 교량이라 하더라도 교량 종방향에 걸친 전반적인 강성의 증가 효과는 처짐 및 진동을 감소시키는데 분명히 기여를 할 것으로 판단된다.

즉, 1~2개의 거더를 가지는 교량에서는 전반적인 강성증대로 하중분배효과와 부재력에서는 특별한 변화는 없을 수 있으나, 처짐 및 진동에서는 일체형 방호벽의 고려여부가 가시적인 변화를 유발할 수 있으며, 이는 재하시험을 실시하여 실측치와 비교할 경우 확연히 그 효과가 드러날 것으로 예상된다. 또한 3거더 이상의 교량에서 외, 내측 거더의 거동을 각각 분석하고자 하는 경우에도 일체형 난간의 고려가 필요할 것으로 판단된다.

3) 탄성계수의 조정

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck} 는 재령 28일 강도를 기준으로 한다. 배합 및 양생에서 특별한 결함이 내포되지 않는 한 재령 28일 강도는 설계기준강도 f_{ck} 를 상회하는 것은 익히 알려진 사실이다.

현행 설계기준인 도로교 설계기준(한계상태설계법, 2012, 2016) (이하 설계기준)에서는 평균압축강도를 식 (3.1)로 평가할 수 있다고 제시하고 있다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad \text{식 (3.1)}$$

여기서, Δf 는 평균압축강도와 기준압축강도의 차이로 f_{ck} 가 40MPa 이하의 콘크리트에서는 4MPa, f_{ck} 가 60MPa 이상의 콘크리트에서는 6MPa이며, f_{ck} 가 40 ~ 60MPa에서는 두 값에 대한 직선보간으로 결정한다.

이러한 Δf 의 보정은 재령 28일 강도가 f_{ck} 를 상회하는 수치의 평균값을 고려하는 것이며 콘크리트 재령에 따른 평균압축강도는 식 (3.2)를 사용하고, 강도 보정계수는 식 (3.3)을 이용하도록 설계기준에 제시되어 있다.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad \text{식 (3.2)}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[\beta_{sc} \left\{ 1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right\} \right] \quad \text{식 (3.3)}$$

여기서, $f_{cm}(t)$: 재령 t일에서 콘크리트 평균압축강도

f_{cm} : 재령 28일에서 콘크리트 평균압축강도

$\beta_{cc}(t)$: 콘크리트 재령에 따라 발현되는 강도 보정 계수

t : 콘크리트 재령 (일)

β_{sc} : 시멘트 종류와 양생방법에 따른 상수

= 0.35 : 1종 시멘트(보통 포틀랜드 시멘트) 습윤 양생

= 0.15 : 1종 시멘트(보통 포틀랜드 시멘트) 증기 양생

= 0.25 : 3종 시멘트(조강 포틀랜드 시멘트) 습윤 양생

= 0.12 : 3종 시멘트(조강 포틀랜드 시멘트) 증기 양생

실제로 시공 중 품질관리를 위해 콘크리트 현장 타설시 제작한 공시체로 압축강도 시험을 실시하면 f_{ck} 를 상회하는 결과를 얻는 경우가 대부분이며 이를 고려하기 위한 평균압축강도가 f_{cm} 이다.

재령 28일 강도 이외의 재령에 따른 콘크리트 강도 발현은 시멘트 종류와 양생 온도 등에 영향을 크게 받으며 직접 정확한 강도를 측정하지 않는다면 설계기준에서 제시한 식 (3.2)와 식 (3.3)을 적용하여 예상할 수 있을 것이다.

일반적으로 1종 시멘트인 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하고 현장여건상 습윤 양생을 실시한다고 가정한 경우, 식 (3.2)와 식 (3.3)에 의하면 재령 7일의 평균압축강도 $f_{cm}(7)$ 은 f_{cm} 의 약 70%의 강도로 산정되며, 재령 180일의 평균압축강도 $f_{cm}(180)$ 은 f_{cm} 의 약 124%의 강도를 나타낼 것으로 예상할 수 있고, 재령기간이 1년인 경우 129% 정도의 값으로 계산된다.

다만, 이 식에 사용되는 β_{sc} 는 Eurocode 2 (2004) 및 CEB-FIP MC 90에서 제시된 값을 유럽과 우리나라 시멘트의 차이 등을 고려하여 우리나라 시멘트를 사용한 경우를 기준으로 보정한 식이며, 시멘트 종류 및 양생 방법 이외에 혼화재료, 물-시멘트 비 등의 영향을 받는 것으로 알려져 있으므로 장기 강도 증진을 이유로 검증되지 않은 강도를 추후 정당화 하는데 사용하지 않을 것을 설계기준에서는 권고하고 있다.

따라서, 식 (3.2)와 식 (3.3)을 이용하여 수년 이상의 공용기간이 경과한 교량의 슬래브 콘크리트 재령기간을 이 식에 대입하는 것은 타당하지 않으나, 재령 180일 또는 1년만 유효한 것으로 고려하더라도 재령기간 동안 120% 이상의 강도 증진을 예상해 볼 수 있다.

설계기준에서 제시하고 있는 콘크리트의 탄성계수 산정식은 식 (3.4)와 같고 강재와 콘크리트의 탄성계수비 n 은 식 (3.5)를 이용하여 산정할 수 있다.

$$E_C = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}} \quad \text{식 (3.4)}$$

여기서, m_c : 콘크리트 단위질량 (kg/m^3)

$$n = \frac{E_S}{E_C} \quad \text{식 (3.5)}$$

여기서, n : 탄성계수 비(比)

E_S : 강재의 탄성계수 (= 205,000 MPa)

식 (3.4)와 식 (3.5)에서 일반 콘크리트의 단위질량 $m_c = 2,300 \text{ kg/m}^3$ 을 적용하고 STB교량의 상부 슬래브 콘크리트 강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$ 을 적용한 경우, 탄성계수비 $n = 8$ 로 산정된다. 단, 식 (3.3)에서 장기 강도 증진의 불확실성을 고려하여 재령일을 최소 60일만 간주하더라도 강도보정계수 $\beta_{cc}(t)$ 가 약 110%가 되고 $f_{cm}(60)$ 은 34MPa이 되어 탄성계수비 $n = 7$ 로 산정된다.

상부 슬래브 콘크리트의 압축강도를 정확히 파악하기 위해서는 코어 채취에 의한 압축강도 시험이 비교적 정확할 수 있으나, 국부적인 파괴 시험이므로 정밀안전점검이나 정밀안전진단에서는 대부분 슈미트 해머(schmidt hammer)를 이용하여 표면경도를 측정하고 추정 압축강도를 산정하는 반발경도법이나 초음파 전달속도를 이용한 초음파법으로 압축강도를 추정한다. 이와 같은 비파괴 시험에 의한 압축강도 추정 값은 신뢰도가 다소 결여될 수 있지만 측정결과가 30MPa을 초과하여 산정된다면 구조해석을 위한 합성거더의 단면강성 산정에서 탄성계수비가 달라지는 것을 고려해 볼 수 있을 것으로 판단된다.

설계기준강도 f_{ck} 가 아닌 재령에 따른 실제 콘크리트 압축강도 $f_{cm}(t)$ 의 증가를 고려하여 콘크리트 탄성계수 및 탄성계수비가 변화된다면 강재와 콘크리트의 합성단면으로 산정되는 거더의 휨강성은 증가될 것이다. 이러한 방법은 기존의 연구동향에서 교량의 실제거동에 수렴하는 해석모델의 구현을 위해 거더의 재료 특성치를 소정의 범위내에서 추상적이고 주관적인 관점에서 일정 비율을 변화시키는 것보다 충분히 합리적이고 객관적인 접근방법이 될 수 있을 것으로 판단된다.

4) 구조해석 단계의 개선사항 검증

구조해석 단계에서 제안한 개선사항의 검증을 위하여 3.2절에서 재하시험 결과를 검토한 5개의 교량에 대하여 해석 모델을 수정하고 그 결과를 기존의 결과와 비교하였다.

① 상부 슬래브 바닥판 전체 폭의 고려

먼저 슬래브의 전체 폭을 고려하는 사항에 대한 확인을 위해 Table 3.2.1의 Bridge A를 활용하였다. 이 교량은 1990년대에 설계되어 2001년에 준공된 교량이며, 설계 및 초기점검의 구조해석 모델링에서는 상부슬래브를 유효폭만 고려하되, 부모멘트가 발생하는 지점부에서는 인장을 받는 콘크리트를 무시하고 콘크리트 내 철근만 유효한 것으로 합성강성을 산정하였다.

정모멘트부는 유효폭 산정시 전체 폭이 유효하게 고려되었으므로 정리를 생략하고, 부모멘트부 단면에서 철근만 고려한 Case1의 경우와 슬래브 전체 폭을 고려한 Case2의 경우에 대한 휨강성을 비교하여 Table 3.3.1에 나타내었으며, 전체 폭을 고려하는 경우에 휨강성이 약 1.5배 증가하는 것을 알 수 있다.

이와 같이 슬래브 전체 폭 고려여부에 따른 부모멘트부 거더의 휨강성이 증가할 경우, 합성후 활하중에 의한 휨모멘트 변화는 Table 3.3.2에 수록하였고, 정적 재하시험을 통한 실측처짐과의 비교는 Table 3.3.3, 동적 재하시험을 통한 실측 탁월진동수의 비교는 Table 3.3.4에 수록하였다.

Table 3.3.1 Moment of Inertia of Composite Girder at (-)Moment Section

구 분	합성후 단면2차 모멘트 I (mm ⁴)		Ratio (= Case2 / Case1)
	Case1 (철근만 고려시)	Case2 (슬래브 전폭 고려시)	
제1지점부 (MP49)	2.014×10 ¹¹	3.005×10 ¹¹	1.492
제2지점부 (MP50)	2.352×10 ¹¹	3.604×10 ¹¹	1.532
제3지점부 (MP51)	2.830×10 ¹¹	4.193×10 ¹¹	1.482
제4지점부 (MP52)	1.782×10 ¹¹	2.716×10 ¹¹	1.524

Table 3.3.2에서 나타난 바와 같이 콘크리트 슬래브 전체 폭을 유효한 것으로 간주한 부모멘트부 휨강성의 증가는 교량 전반의 하중분배에 영향을 미치고 상대적으로 강성이 커진 부모멘트부는 3.3%정도 부재력이 증가하고 상대 강성이 작아진 정보멘트부는 3.5%정도 부재력이 작아진 것으로 나타났다.

이러한 변화는 구조해석시 인장을 받는 콘크리트 슬래브를 유효한 것으로 간주할 경우 전체적인 하중분배율에 변화를 줄 수 있으며, 안전을 또는 기본 내하율 산정을 위한 부재력의 변화가 발생할 수 있음을 의미한다.

Table 3.3.2 Live Load Bending Moment of Girder After Composition

구 분		휨모멘트 M (kN·m)		Ratio	
		Case1	Case2	Case2 / Case1	Average
정보멘트부 (+)Moment	제 1 경간	6312.3	5973.0	0.946	0.965
	제 3 경간	5581.6	5532.1	0.991	
	제 4 경간	4088.7	3860.1	0.944	
	제 5 경간	4586.0	4493.7	0.980	
부모멘트부 (-)Moment	제 1 지점	-5530.9	-5782.1	1.045	1.033
	제 2 지점	-6029.6	-6408.1	1.063	
	제 3 지점	-7112.6	-7175.2	1.009	
	제 4 지점	-5142.2	-5220.2	1.015	

주) 경간길이가 짧아 정보멘트가 작게 발생하는 제 2 경간의 정리는 생략함.

Table 3.3.3 Deflection Response of Composite Girder

거더	하중경우	실측처짐 (mm)	Case1		Case2	
			해석처짐(mm)	응답비	해석처짐(mm)	응답비
G _C	LC1	4.114	6.578	1.599	5.736	1.394
	LC2	9.145	15.379	1.682	13.665	1.494
G _D	LC1	6.129	8.710	1.421	7.855	1.282
	LC2	10.527	15.353	1.458	13.645	1.296
평균				1.540		1.367

주) 처짐 응답비 = (해석처짐 / 실측처짐) 로 산정함.

Table 3.3.4 1st. Mode Frequency of Bridge After Composition

구 분	실측 탁월진동수 (Hz)	Case1		Case2	
		해석 진동수(Hz)	응답비	해석 진동수(Hz)	응답비
Bridge A	1.918	1.520	1.262	1.651	1.162

주) 진동수 응답비 = (실측 진동수 / 해석 진동수) 로 산정함.

Table 3.3.3에서 재하시험에 의한 실측처짐과 비교시 부모멘트부 콘크리트 슬래브를 무시할 경우에는 해석처짐이 크게 나타나 평균 처짐응답비가 1.540으로 평가되었으나, 부모멘트부 콘크리트 슬래브를 고려시에는 해석 처짐이 감소하고 평균 처짐응답비가 1.367로 감소되는 것을 확인할 수 있다.

Table 3.3.4에서는 실측 탁월진동수 1.918Hz와 합성 후 2가지 모델의 구조해석에 의한 제 1 모드 고유진동수를 비교하였으며, 부모멘트부 콘크리트 슬래브를 고려하는 Case2의 고유진동수가 실측 진동수에 더 가깝게 수렴하는 것을 알 수 있다.

이들 비교 결과를 종합적으로 정리하면, 부모멘트부의 인장을 받는 콘크리트 슬래브의 전체 폭이 유효하다고 가정하는 경우 합성거더의 휨강성의 변화로 인하여 하중분담률이 달라지며 부재력이 변화되는 것을 알 수 있다. 또한 처짐 응답 및 진동수 응답이 실측치에 근접하는 것을 확인할 수 있다.

따라서 정확한 내하력 평가를 위해서는 인장을 받는 부모멘트부의 콘크리트 슬래브를 고려하는 것이 해석 모델을 실제 교량과 유사하게 모사하는 것이며 실제 거동에 가까운 해석 결과를 도출할 수 있을 것으로 판단된다.

② 일체형 난간 및 탄성계수의 고려

3.2절의 재하시험 결과에서 교량의 처짐 응답비 및 탁월 진동수 등 실측결과와 비교한 해석모델은 구조해석 개선사항 중 상부 슬래브 바닥판의 전체 폭이 유효한 것으로 간주하여 구현한 모델이다.

여기서는 상부 슬래브 전체 폭 고려와 더불어 방호벽, 중앙분리대, 난간 받침 등 일체형 난간의 효과를 합성거더의 강성에 고려한 경우 및 재령에 따른 콘크리트 강도증대로 인한 탄성계수 변화까지 고려한 다음 3가지 경우의 해석 결과와 실측치를 비교하고자 하였다.

- Case A : 정모멘트부 및 부모멘트부의 상부 슬래브 바닥판 전체 폭 고려
- Case B : Case A + 일체형 난간의 합성효과 고려
- Case C : Case B + 콘크리트 탄성계수 증가 고려

첫 번째, 각 교량의 단면에서 대표적으로 제 1 경간 중앙부와 제 1 지점부 단면의 휨강성 변화를 비교하여 Table 3.3.5에 수록하였다. Table 3.3.1에서 부모멘트부의 인장을 받는 콘크리트 바닥판 고려여부에 따라 휨강성의 약 1.5배 증가가 발생할 수 있음을 확인하였으며, 합성거더에서 일체형 난간을 고려하는 경우에는 방호벽 크기 등 여러 조건은 상이하겠으나, 약 7~30%의 강성증대 효과가 있으며, 콘크리트 강도 증가를 고려한 탄성계수 변화시에는 약 4~6% 정도의 추가 증대가 발생하여 총 약 11~36%의 휨강성이 증가할 수 있는 것으로 나타났다.

Table 3.3.5 Moment of Inertia of Composite Girder with Barrier

구 분		Case A	Case B		Case C	
		$I_A (\times 10^{11} \text{ mm}^4)$	$I_B (\times 10^{11} \text{ mm}^4)$	Ratio($=I_B / I_A$)	$I_C (\times 10^{11} \text{ mm}^4)$	Ratio($=I_C / I_A$)
Br.A	중앙부	3.136	3.995	1.274	4.157	1.326
	지점부	3.278	4.036	1.231	4.184	1.276
Br.B	중앙부	4.392	4.903	1.116	5.058	1.152
	지점부	5.757	6.412	1.114	6.641	1.154
Br.C	중앙부	4.023	4.348	1.081	4.501	1.119
	지점부	5.630	6.018	1.069	6.227	1.106
Br.D	중앙부	3.164	4.122	1.303	4.318	1.365
	지점부	8.505	10.697	1.258	11.119	1.307
Br.E	중앙부	3.917	4.795	1.224	4.971	1.269
	지점부	7.717	9.042	1.172	9.377	1.215

이렇게 일체형 난간과 콘크리트 탄성계수 증가의 고려는 합성거더의 휨강성을 30% 이상 증가시킬 수도 있지만 이 결과가 안전율과 허용응력 여유도인 내하율의 30% 증가를 의미하지는 않는다. 이는 일체형 난간의 합성효과와 탄성계수비의 변화로 인하여 합성거더의 휨강성은 증가하지만 중립축의 변화도 함께 발생하기 때문에 거더의 중립축에서 단면의 최외단까지의 거리도 함께 증가하기 때문이다. 다만, 거더의 처짐 감소와 고유진동수의 증가에는 효과를 발휘할 것으로 명확히 예상할 수 있다.

두 번째, Table 3.3.6에서는 각 교량의 제 1 경간 중앙부와 제 1 지점부에서 일체형 난간의 합성효과가 영향을 미치는 외측거더 단면을 위주로 합성후 활하중에 의한 휨모멘트 변화를 정리하고, Bridge D는 내측거더의 휨모멘트 변화도 함께 정리하였다. 슬래브의 합성효과만 고려한 Case A에서 일체형 난간의 합성효과를 고려한 Case B의 휨모멘트는 다소의 변화가 있으나, 여기에 탄성계수의 변화까지 고려한 Case C는 Case B와 변화의 폭이 작은 것으로 나타났다.

Table 3.3.6 Live Load Bending Moment of Girder with Barrier

구 분			Case A	Case B		Case C	
			M_A (kN·m)	M_B (kN·m)	Ratio(= M_B / M_A)	M_C (kN·m)	Ratio(= M_C / M_A)
Br.A	외측 거더	중앙부	5973.00	6025.78	1.009	6035.72	1.011
		지점부	-5782.09	-5765.08	0.997	-5763.53	0.997
Br.B	외측 거더	중앙부	7342.78	7422.78	1.011	7426.24	1.011
		지점부	-8132.14	-8220.04	1.011	-8247.52	1.014
Br.C	외측 거더	중앙부	5211.59	5415.73	1.039	5456.50	1.047
		지점부	-6909.70	-7018.42	1.016	-7039.72	1.019
Br.D	외측 거더	중앙부	6603.18	7337.81	1.111	7371.532	1.116
		지점부	-10667.10	-11260.30	1.056	-11306.16	1.060
	내측 거더	중앙부	6113.53	5047.37	0.826	5024.23	0.822
		지점부	-9217.74	-8151.39	0.884	-8137.20	0.883
Br.E	외측 거더	중앙부	9613.20	10204.20	1.061	10365.32	1.078
		지점부	-12360.72	-12711.41	1.028	-12790.51	1.035

일체형 난간은 교량 전체 연장에 대하여 길이방향으로 동일한 단면을 유지하며 설치되는 것이 일반이며, 탄성계수의 변화도 해석 모델에 전체적으로 적용되는 경우가 대부분이므로 이들의 효과가 정모멘트부와 부모멘트부 등 종방향 위치에 따른 하중 분배를 크게 변화시키지 않을 것이다.

3.2절의 Fig. 3.2.1 및 Fig. 3.2.2를 참조하면 좌, 우측에 유사한 크기의 일체형 난간이 설치된 2거더 교량인 Bridge A와 좌, 우측 및 중앙부에 방호벽 및 중앙 분리대가 설치된 3거더 교량인 Bridge B의 휨모멘트 변화가 Table 3.3.6에서 약 1%내외로 변화되는 것은 일체형 난간의 고려여부 및 탄성계수의 변화가 종방향 하중 분배에 큰 영향을 미치지 않는다는 것을 증명한다.

다만, Fig. 3.2.3 ~ Fig. 3.2.5에서 일체형 난간이 좌, 우에 비대칭으로 설치된 Bridge C 및 Bridge E는 하중 횡분배가 변화하며 큰 단면의 일체형 난간이 설치된 거더에서 휨모멘트가 2~8%정도 증가하는 것을 알 수 있다. 또한 표준 방호벽 보다 큰 단면의 일체형 난간이 설치된 Bridge D의 경우는 외측거더의 휨모멘트가 약 11%증가하며 내측거더는 약 18%정도 감소하는 것을 알 수 있다.

따라서, Table 3.3.6의 휨모멘트 정리 결과로부터 일체형 난간의 합성효과 고려여부와 탄성계수의 변화는 종방향의 하중 분배에는 거의 영향이 없지만, 횡방향의 하중분배에는 10%이상 영향을 미칠 수 있으므로 이들의 강성효과를 고려하는 것이 정확한 해석 모델의 구현을 위해 필요함을 알 수 있다.

세 번째, Table 3.3.7 ~ Table 3.3.11에는 일체형 난간과 탄성계수 증가를 고려한 해석 모델에서의 거더 처짐과 정적제하시험에서 실측한 거더 처짐을 비교하고, 개선된 해석모델의 적정성을 판단하기 위하여 처짐 응답비의 비교와 더불어 실측치와 해석치 간의 오차에 대한 분석 결과를 정리하였다.

오차에 대한 분석 방법은 일반적으로 절대오차(Absolute Error), 백분율 오차(Percent Error) 및 스케일 오차(Scale Error) 등의 분석기법이 주로 이용된다. 스케일 오차는 응답비를 이용해 직관적으로 알 수 있으므로, 이 연구에서는 응답비 분석과 함께 실측치와 해석치의 정확도를 분석하는데 주로 사용하는 백분율 오차 방법인 식 (3.6)을 함께 사용하였다.

$$\text{Percent Error (\%)} = \frac{(\delta_{\text{실측}} - \delta_{\text{해석}})^2}{(\delta_{\text{실측}})^2} \times 100 \leq 10\% \quad \text{식 (3.6)}$$

오출환(2010) 등 다수의 연구에서 해석모델 개선시 백분율 오차의 수렴조건으로 10%를 적용하여 만족할 만한 결과를 얻은 것으로 보고한 바 있으며, 한국도로공사(2013)에서도 10%의 수렴조건을 제시하고 있다. 백분율 오차(이하 P.E)가 낮을수록 신뢰성 높은 결과이겠지만 이 연구에서도 개선 모델의 적정성 판단여부는 P.E를 10%이하로 구분하였다.

Table 3.3.7에 정리한 Bridge A의 경우, 부모멘트부 인장을 받는 콘크리트 슬래브의 합성효과 및 휨강성을 무시한 구조해석 모델의 처짐결과를 Table 3.3.3에서 확인한 바 있다. 이 경우 평균 처짐 응답비는 1.540 이었으나, 슬래브의 합성효과를 고려하며 평균 처짐 응답비는 1.367로 변화하였고, 여기서 일체형 난간을 고려하면 1.122, 콘크리트 탄성계수를 증가시킨 경우 평균 처짐 응답비는 1.088, 최저 응답비는 1.035까지 수렴함을 알 수 있다. 또한 백분율 오차(P.E)도 평균 1.16%, 최저 0.12%로 분석되어 개선된 모델이 충분히 실제 교량에 수렴되었음을 판단할 수 있다.

이러한 처짐 응답의 변화추세를 고려하면, 인장을 받는 바닥판의 유효성과 더불어 일체형 난간의 합성효과 및 콘크리트 탄성계수의 증가를 모두 고려하는 것이 실제 교량의 강성에 가까운 해석 모델로 판단된다.

Table 3.3.7 Deflection Response of Composite Girder with Barrier - Bridge A

구분	하중 경우	실측 처짐 (mm)	Case A		Case B		Case C			
			해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비	P.E (%)	
Br.A	G _C	LC1	4.114	5.736	1.394	4.573	1.112	4.413	1.073	0.53
		LC2	9.145	13.665	1.494	11.249	1.230	10.914	1.193	3.74
	G _D	LC1	6.129	7.855	1.282	6.613	1.079	6.440	1.051	0.26
		LC2	10.527	13.645	1.296	11.230	1.067	10.895	1.035	0.12
	평균				1.367		1.122		1.088	1.16

Table 3.3.8에 정리한 Bridge B의 경우 바닥판 전체 폭이 합성강성에 유효한 것으로 가정한 Case A는 평균 처짐 응답비 1.443으로 분석되었고, 일체형 난간의 합성효과를 고려한 Case B의 평균 응답비는 1.338로 감소하였으며, 콘크리트 탄성계수를 증가시킨 Case C는 1.307로 감소하였다. 이 경우 최저 처짐 응답비는 1.205로 분석되었고, 백분율 오차의 경우 평균 10.16%, 최저 4.20%로 나타났다. 백분율 오차의 평균치가 10%를 약간 상회하는 값을 보였으므로 해석 모델의 신뢰성이 다소 부족할 수 있음을 예상할 수 있으며, 처짐의 응답비도 최저 1.205이므로 1.0에 가까운 수렴도를 만족한다고 판단하기 어렵다.

Bridge B의 경우 교량 상부에 폐쇄형 방음터널이 긴 구간에 설치된 교량으로 구조해석시 방음터널의 하중은 방호벽 상단에 적용하였으나, 방음터널을 구성하는 부재의 강성을 고려하거나 별도의 요소로 구현하지 않았으므로 이와 같은 오차가 발생한 것으로 판단된다. 다만, 일체형 방호벽과 탄성계수를 고려함에 따라 처짐응답비가 1.0에 가깝게 점차 감소하고 있으므로 이들의 영향을 고려하는 것이 실제 구조물의 거동에 근접할 수 있다는 경향은 변함이 없다.

Table 3.3.8 Deflection Response of Composite Girder with Barrier - Bridge B

구분	하중 경우	실측 처짐 (mm)	Case A		Case B		Case C		P.E (%)	
			해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비		
Br.B	G2 좌측	LC2	1.50	2.223	1.482	2.043	1.362	1.990	1.327	10.67
		LC3	1.80	2.380	1.322	2.217	1.232	2.169	1.205	4.20
		LC4	3.25	4.603	1.416	4.259	1.310	4.158	1.279	7.81
	G3 우측	LC2	2.22	3.511	1.582	3.272	1.474	3.204	1.443	19.65
		LC3	1.69	2.277	1.347	2.102	1.244	2.051	1.214	4.56
		LC4	3.90	5.787	1.484	5.373	1.378	5.254	1.347	12.05
	G3 좌측	LC2	2.53	3.980	1.573	3.719	1.470	3.645	1.441	19.42
		LC3	1.63	2.236	1.372	2.056	1.261	2.003	1.229	5.24
		LC4	4.41	6.214	1.409	5.773	1.309	5.647	1.280	7.87
	평균			1.443		1.338		1.307	10.16	

Table 3.3.9 Deflection Response of Composite Girder with Barrier - Bridge C

구분	하중 경우	실측 처짐 (mm)	Case A		Case B		Case C		P.E (%)	
			해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비		
Br.C	G3	LC1	2.68	3.082	1.150	2.969	1.108	2.915	1.088	0.77
		LC2	2.03	2.495	1.229	2.398	1.181	2.351	1.158	2.50
		LC3	4.57	5.577	1.220	5.367	1.174	5.266	1.152	2.32
		LC4	1.33	1.753	1.318	1.680	1.263	1.641	1.234	5.47
		LC5	2.20	3.026	1.375	2.894	1.315	2.822	1.283	7.99
	G2	LC2	1.46	1.667	1.142	1.601	1.097	1.565	1.072	0.52
		LC3	2.64	3.148	1.192	3.016	1.142	2.944	1.115	1.33
		LC4	1.56	1.875	1.202	1.811	1.161	1.773	1.137	1.86
		LC5	1.42	1.862	1.311	1.795	1.264	1.757	1.237	5.63
		LC6	2.90	3.737	1.289	3.606	1.243	3.530	1.217	4.72
평균			1.243		1.195		1.169	3.31		

Table 3.3.10 Deflection Response of Composite Girder with Barrier - Bridge D

구분	하중 경우	실측 처짐 (mm)	Case A		Case B		Case C		P.E (%)	
			해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비		
Br.D	G1	LC6	10.357	12.487	1.206	10.559	1.020	10.272	0.992	0.01
		LC7	10.112	12.242	1.211	10.333	1.022	10.048	0.994	0.00
	G2	LC1	8.154	9.804	1.202	8.103	0.994	7.841	0.962	0.15
		LC2	8.018	9.851	1.229	8.152	1.017	7.890	0.984	0.03
		LC6	8.019	9.807	1.223	8.106	1.011	7.845	0.978	0.05
		LC7	8.209	9.854	1.200	8.156	0.994	7.894	0.962	0.15
	G3	LC1	10.303	12.480	1.211	10.552	1.024	10.264	0.996	0.00
		LC2	10.083	12.235	1.213	10.326	1.024	10.040	0.996	0.00
	평균			1.212		1.013		0.983	0.05	

Table 3.3.11 Deflection Response of Composite Girder with Barrier - Bridge E

구분	하중 경우	실측 처짐 (mm)	Case A		Case B		Case C			
			해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비	해석처짐 (mm)	응답비	P.E (%)	
Br.E	G1	LC4	4.930	6.598	1.338	5.728	1.162	5.404	1.096	0.92
		LC5	8.010	9.502	1.186	8.700	1.086	8.370	1.045	0.20
	G2	LC4	6.916	9.197	1.330	8.116	1.174	7.716	1.116	1.34
		LC5	5.028	6.562	1.305	5.660	1.126	5.328	1.060	0.36
	평균				1.290		1.137		1.079	0.71

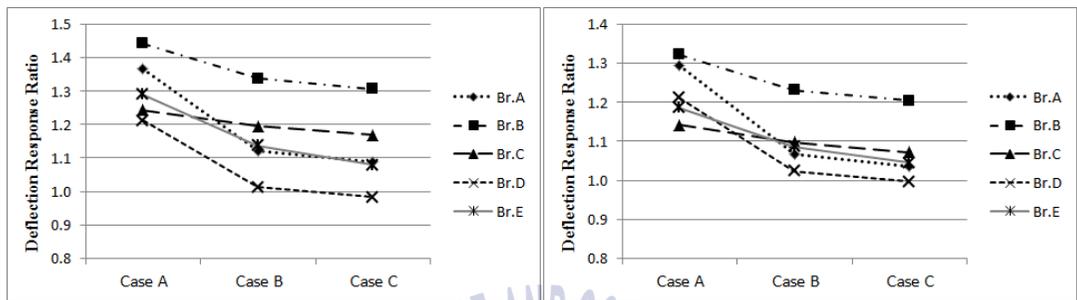
Table 3.3.9에 정리한 Bridge C의 경우 일체형 난간과 탄성계수의 증가를 고려하면 평균 처짐 응답비가 1.243에서 1.169로 점차 1.0에 가깝게 수렴해가고 있으며, Table 3.3.10 및 Table 3.3.11에 정리한 Bridge D 및 Bridge E의 평균 처짐 응답비는 0.983~1.079로 1.0에 거의 가깝고 경우에 따라서는 0.996~1.045까지 수렴하였다.

Bridge C, D 및 E의 3개 교량 중 Bridge C는 30°의 큰 사각을 가지는 교량으로 구조해석시 횡분배 등 정확한 거동의 구현에 다소 오차가 있을 수 있는 것으로 예상되며, 이에 따라 타 교량에 비해 상대적으로 큰 처짐 응답비와 P.E를 보이고 있다. 하지만, 1.072의 최저 응답비와 평균 3.31%의 P.E값은 구조해석 모델이 만족할만한 신뢰성은 확보한다는 것을 의미한다.

Bridge D와 E는 Case A에서 1.212~1.290이던 처짐 응답비가 일체형 난간과 탄성계수 증가를 고려함으로써 1.0에 가깝게 수렴하고 있고, P.E도 0.0% ~ 1.34%로 분석되어 실제와 거의 동일한 구조해석 모델을 구현한 것으로 판단된다.

따라서 5개의 교량에서 실시한 재하시험의 실측 처짐과 구조해석에 의한 이론적 처짐을 비교하면 교량의 상황이나 여건에 따라서 다소의 오차는 있을 수 있으나, 일체형 난간의 합성효과와 탄성계수의 증가를 고려하는 것이 실제 교량 구조물의 구현에 좀 더 가깝게 접근할 수 있음을 알 수 있다.

Fig. 3.3.2에는 개선사항 적용에 따른 3가지 경우에 대하여 처짐 응답비의 평균값과 최저값의 변화를 나타내었으며, 교량별 응답비의 차이는 있으나, 일체형 난간을 고려한 Case B와 탄성계수의 증가까지 고려한 Case C로 개선할수록 처짐 응답비가 1.0에 수렴해 가는 것을 확인할 수 있다.



(a) Average of Response Ratio

(b) Minimum of Response Ratio

Fig. 3.3.2 Improved Response Ratio of Deflection

네 번째, Table 3.3.12과 Fig.3.3.3에는 동적재하시험에서 측정된 가속도 신호를 분석한 탁월진동수와 구조해석에 의한 제 1 모드의 고유진동수를 비교하였다. 고유진동수는 교량의 강성에 따라 그 값이 변화하므로 탁월진동수와 해석 고유진동수를 비교하는 것은 구조해석 모델링의 정확도를 판별하는데 처짐과 더불어 중요한 지표로 활용할 수 있다.

Bridge B의 경우 다른 교량에 비하여 큰 응답비 및 P.E가 나타났는데 이는 처짐의 검증과정에서 언급한 바와 같이 폐쇄형 방음터널의 설치에 따른 거동 간섭이 처짐 응답비에서 오차를 발생시키고 진동수 분석에서도 오차를 발생시킨 것으로 판단된다. 다만, 일체형 난간의 합성효과와 콘크리트 탄성계수의 증가를 고려할수록 해석 진동수가 실제 진동수에 근접하고 있는 경향은 변함이 없는 것을 확인할 수 있다.

그 외 4개 교량은 일체형 난간의 합성효과와 탄성계수의 증가를 고려할수록 진동수 응답비가 1.0에 점차 가깝게 근접하고 있으며, 2가지 모두를 고려한 경우에는 응답비 1.1배 이하, P.E도 1%이하로 나타나 실제 교량의 거동에 거의 근접하고 신뢰성 있는 해석 모델이 구현되었다고 판단된다.

Table 3.3.12 Frequency Response of Composite Girder with Barrier

구분	실측진동수 (Hz)	Case A		Case B		Case C		P.E (%)
		해석진동수 (Hz)	응답비	해석진동수 (Hz)	응답비	해석진동수 (Hz)	응답비	
Bridge A	1.958	1.651	1.186	1.834	1.068	1.863	1.051	0.24
Bridge B	2.783	1.655	1.682	1.732	1.607	1.756	1.585	13.63
Bridge C	2.197	1.969	1.116	2.018	1.089	2.044	1.075	0.49
Bridge D	1.318	1.132	1.165	1.256	1.050	1.277	1.032	0.10
Bridge E	1.318	1.107	1.191	1.180	1.117	1.212	1.088	0.65

주) 처짐 응답비와의 직관적 비교를 위해 진동수 응답비 = (실측 진동수 / 해석 진동수) 로 산정함.

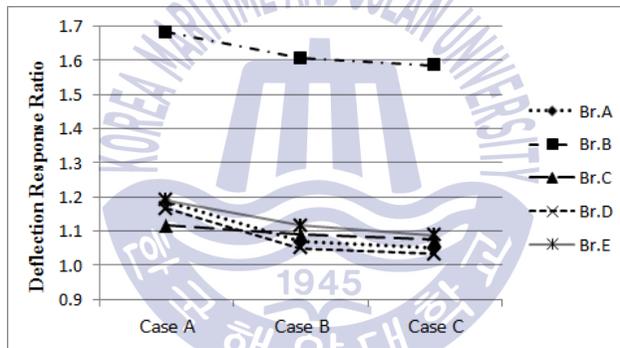


Fig. 3.3.3 Improved Response Ratio of Frequency

마지막 검증과정으로 Table 3.3.13 및 Fig 3.3.1~3.3.5에서는 정적재하시험에서 측정된 변형률로부터 플랜지응력을 산정하여 실측 중립축을 추정하고 구조해석의 개선사항을 반영한 합성거더의 중립축 변화를 비교하고자 하였다.

재하시험에서 측정하는 변형률은 단면의 응력상태를 확인할 수 있는 중요한 자료이기는 하지만, 처짐이나 고유진동수에 비해서는 국부적인 위치의 응답을 나타내는 것이므로 교량 구조계의 전반적인 거동을 대변한다고 보기에는 다소 어려움이 있다. 또한 측정시 외부환경, 전기적 신호의 오차 및 센서 부착 위치 주변의 각종 보강재에 의한 응력집중 현상 등으로 오차가 발생할 수 있다.

따라서 실측 중립축과 이론적 중립축의 비교는 해석모델의 신뢰도를 검증한 다기보다 일체형 난간의 합성효과와 탄성계수 증가의 고려에 따른 중립축 변화의 경향을 확인하고자 하며, 중립축 비교에 따른 오차는 직관적인 비교를 위해 식 (3.7)의 스케일 오차(이하 S.E)로 분석하였다.

$$\text{Scale Error (\%)} = \frac{d_{\text{이론}} - d_{\text{실측}}}{d_{\text{실측}}} \times 100 \quad \text{식 (3.7)}$$

여기서, $d_{\text{이론}}$, $d_{\text{실측}}$: 하부플랜지 하연에서부터 중립축까지의 거리

Table 3.3.13 Neutral Axis of Composite Girder with Barrier

구 분	실측 중립축 (mm)	Case A		Case B		Case C		
		이론중립축 (mm)	S.E (%)	이론중립축 (mm)	S.E (%)	이론중립축 (mm)	S.E (%)	
Br.A	Gc 중앙부	2034.7	1971.6	-11.9	1984.8	-2.5	2034.4	0.0
	Gc 지점부	1952.4	1845.5	-5.5	2025.7	3.8	2071.2	6.1
Br.B	G2 중앙부	2148.3	2034.1	-5.3	2115.9	-1.5	2164.2	0.7
	G3 중앙부	2305.7	2063.1	-10.5	2170.0	-5.9	2216.6	-3.9
Br.C	G3 중앙부	2294.2	2091.3	-8.8	2157.9	-5.9	2202.1	-4.0
	G3 지점부	2297.4	1805.2	-21.4	1866.3	-18.8	1916.8	-16.6
Br.D	G3 중앙부	2210.3	2003.2	-9.4	2263.9	2.4	2315.3	4.8
	G3 지점부	2243.6	2100.1	-6.4	2354.1	4.9	2419.6	7.8
Br.E	G2 중앙부	2441.7	2048.5	-16.1	2228.1	-8.7	2293.8	-6.1
	G2 지점부	2414.0	2141.9	-11.3	2200.4	-8.8	2256.3	-6.5

Table 3.3.13에서 5개 교량의 총 10개 단면의 실측중립축에 대한 이론적 중립축의 스케일 오차 변화를 살펴보면 오차의 크기는 각기 상이지만 3개 단면은 일체형 방호벽의 합성효과만 고려한 Case B가 실측 중립축에 가장 근접한 것으로 나타났고, 7개 단면은 일체형 난간의 합성효과와 콘크리트 탄성계수의 증가를 모두 반영한 Case C가 실측 중립축에 가장 근접한 것으로 나타났다.

따라서, 실측 중립축과 이론적 중립축의 비교에서도 일체형 난간의 합성효과와 탄성계수의 변화를 모두 고려하는 것이 실제 구조물의 거동과 대체로 유사함을 유추해 볼 수 있으며, Fig 3.3.4~3.3.8에는 이러한 경향을 도식화하여 비교하였다.

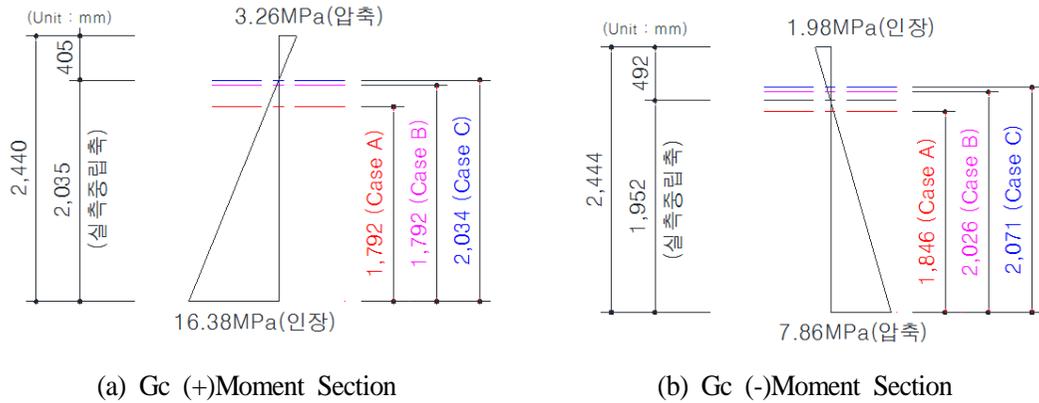


Fig. 3.3.4 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge A

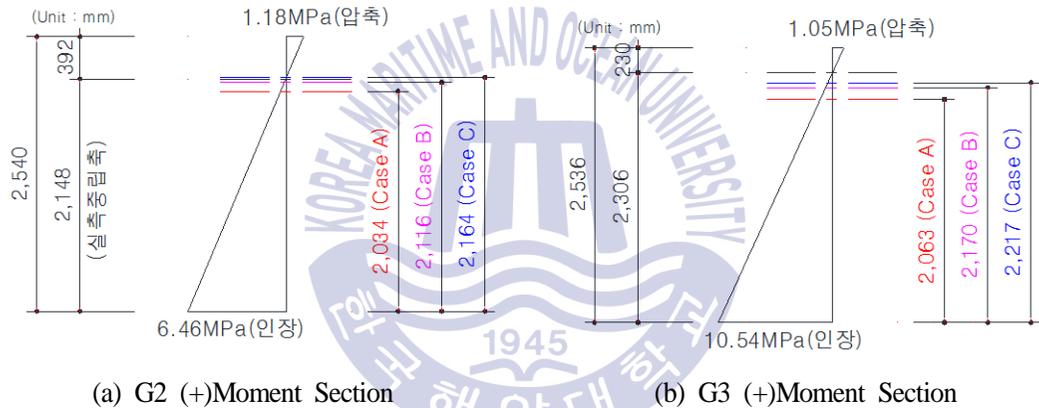


Fig. 3.3.5 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge B

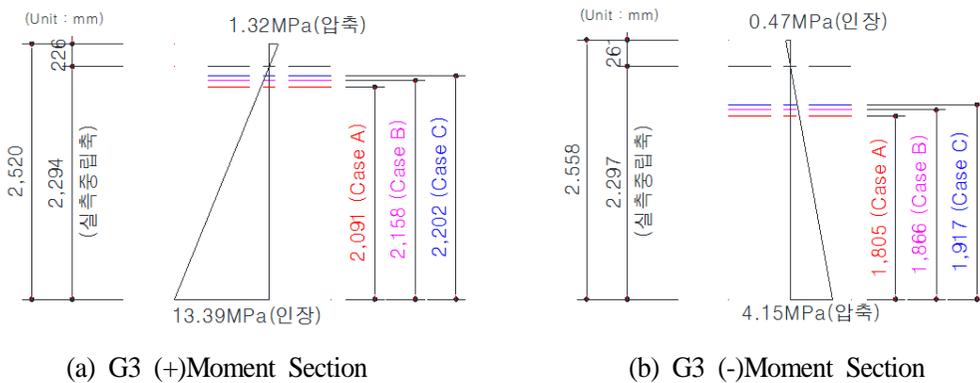


Fig. 3.3.6 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge C

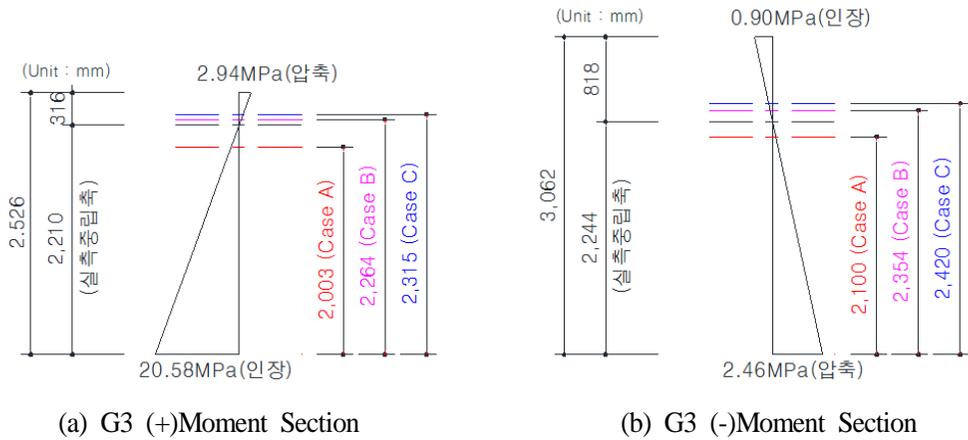


Fig. 3.3.7 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge D

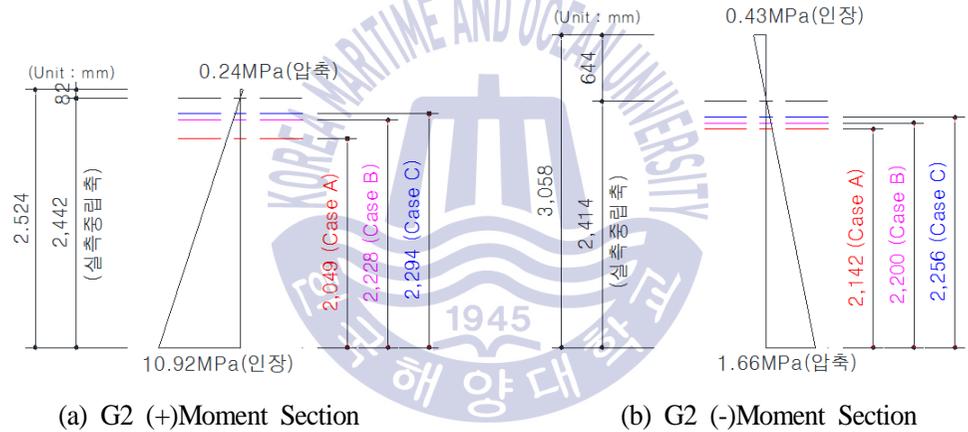


Fig. 3.3.8 Neutral Axis of Composite Girder in Bridge E

각 단면의 개선사항 적용에 따른 실측 중립축에 대한 이론 중립축의 스케일 오차의 변화추이를 도식화 하면 Fig. 3.3.9와 같다.

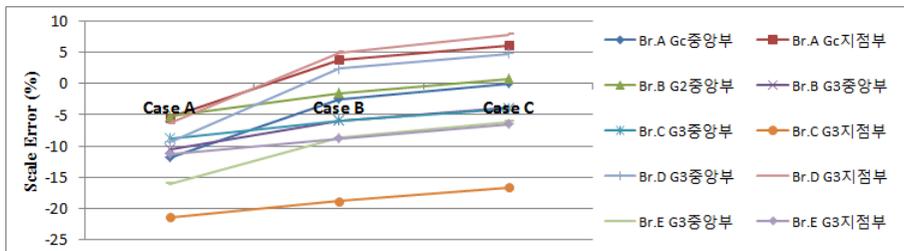


Fig. 3.3.9 Improved Scale Error of Neutral Axis

3.3.3 내하력 평가 단계의 개선사항

인장을 받는 바닥판, 일체형 난간의 고려와 탄성계수의 증가는 구조해석 단계의 개선사항으로 언급하였으나, 내하력 평가 단계의 개선사항에도 해당된다.

종래의 도로교설계기준(2010)에서는 주거더의 단면응력을 산출하는 경우 바닥판의 합성작용을 취급함에 있어 정모멘트부에서는 바닥판 콘크리트를 주거더 단면의 일부로 간주하고, 부모멘트부에서는 인장을 받는 바닥판에서 콘크리트 단면을 유효한 것으로 보거나 이를 무시하는 경우에는 바닥판내 교축방향 철근만을 주거더 단면의 일부로 간주하도록 제시하고 있다.

그러나, 콘크리트 단면을 무시하고 설계하는 경우에도 인장을 받는 바닥판 콘크리트는 실제로 대부분 유효하게 그 기능을 하기 때문에 주거더의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 과정에서는 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려하도록 하고 있으며, 단면의 응력을 검토하는 단면 설계과정에서도 인장을 받는 바닥판에 작용하는 전 인장력을 철근이 받도록 한다면 콘크리트 단면을 유효한 것으로 볼 수 있다고 제시하고 있다.

바닥판의 콘크리트를 무시하고 설계하더라도 콘크리트 단면적의 2%이상의 교축철근을 배근하고, 교축방향 철근의 총주변장의 바닥판 콘크리트의 단면적에 대한 비, 즉 주상률 $0.0045\text{mm}/\text{mm}^2$ 이상을 배근한 경우에는 구조물에 해가 없다고 간주되는 폭 $0.10 \sim 0.15\text{mm}$ 의 균열이 발생할 수 있지만, 반복하중을 받아도 균열폭은 증가하지 않으며 잔류균열폭도 충분히 작다고 언급하고 있다.

현행 설계기준인 도로교 설계기준(한계상태설계법, 2012, 2016)에서는 부모멘트 단면에 대하여 장기 및 단기합성모멘트에 의한 응력을 계산할 때 환산단면은 강재단면과 바닥판 유효폭내의 축방향 철근으로 구성된다고 제시하고 있다. 그러나, 피로검토, 사용한계상태의 처짐에 대한 검토 및 콘크리트 바닥판의 응력을 산정하는 경우에는 예외로 하였다. 이는 극한한계상태의 검토에서는 인장을 받는 콘크리트 단면을 무시하더라도 사용한계상태의 검토에서는 인장을 받는 바닥판 콘크리트의 유효성을 고려할 수 있음을 의미한다.

이에 따라 부모멘트 구간에서 바닥판의 교축방향 인장응력이 식 (3.8)의 콘크리트 설계인장강도 이하이거나, 이를 초과하더라도 교축방향 최소철근을 바닥판 단면적의 1.5%이상, 최소항복강도 400MPa 이상, D19이하의 철근 사용시에는 인장을 받는 바닥판이 유효한 것으로 간주할 수 있다. 현행 설계기준의 이러한 사항은 종래의 설계기준과 거의 유사한 내용이며, 다만 철근직경을 D19로 제한하는 것은 균열을 제어하기 위해 철근을 충분히 작은 간격으로 배근하기 위함이고, 항복강도 400MPa 이상의 적용은 철근의 응력이 탄성영역에 머물 것을 기대하기 때문이다.

$$f_{ctd} = \phi_c \alpha_{ct} f_{ctk} \quad \text{식 (3.8)}$$

여기서, f_{ctd} : 콘크리트 설계인장강도

ϕ_c : 콘크리트 재료계수 (사용한계상태에서 1.0)

α_{ct} : 인장강도 유효계수 (쪼갠인장강도 산정시 0.85, 그 외 1.0)

$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$ (콘크리트 평균인장강도)

$f_{ctm} = 0.30 (f_{cm})^{2/3}$ (콘크리트 재령 28일의 평균인장강도)

f_{cm} : 식 (3.1)의 값 (콘크리트 재령 28일의 평균압축강도)

$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm}$ (콘크리트 재령에 따른 인장강도)

$\beta_{cc}(t)$: 식 (3.3)의 값 (콘크리트 재령에 따른 강도 보정 계수)

α : 재령 t 가 2일 미만 $\alpha = 1.0$, 재령 t 가 28일 이상 $\alpha = 2/3$

AASHTO LRFD(2007)에서도 유사한 내용을 제시하고 있으나, 최소철근비를 단면적의 1%이상으로 제시하고 있으므로 국내의 도로교설계기준이 다소 보수적임을 알 수 있고, 강구조설계기준(2016)에서는 사용한계상태에서 콘크리트 최대인장응력이 식 (3.9)의 균열응력 f_r 의 2배 이하이면, 콘크리트 바닥판이 정모멘트 및 부모멘트 구간에서 모두 유효한 것으로 가정할 수 있다고 제시하고 있다.

$$f_r = 0.63 \lambda \sqrt{f_{ck}} \quad \text{식 (3.9)}$$

여기서, λ : 경량콘크리트 계수 (일반 콘크리트 1.0)

따라서 다양한 실험과 연구를 바탕으로 한 각종 설계기준에서 인장을 받는 바닥판의 고려여부에 대한 규정들은 콘크리트 바닥판에 인장응력이 발생하더라도 최대인장응력이 일정한 수준 이하이거나, 또는 일부 균열이 발생하더라도 균열폭이 0.2mm이하이고, 이를 제어할 수 있는 소정의 철근이 배근되어 있다면 인장을 받는 바닥판도 유효한 것으로 간주할 수 있다는 의미를 포함한다.

실제 강합성 박스거더교의 정밀안전점검이나 정밀안전진단에서도 상태등급이 B등급 이상의 교량에서는 콘크리트 바닥판에서 균열폭 0.3mm이상의 균열은 거의 없으며, 설혹 존재하더라도 균열의 원인이 건조수축, 크리프 등과 하중이외의 요인들에 의해 복합적으로 발생하는 경우가 대부분이어서 균열 보수 후에는 활하중의 반복작용에 의한 재발생률은 상당히 낮다. 균열폭이 상대적으로 작은 0.1~0.15mm 정도의 균열도 비구조적 원인의 균열이 대부분이며, 균열깊이가 피복두께이하로 국한되고 콘크리트 재령이 5년 이상 된 경우에는 비진행성의 경향을 보인다.

이러한 경향은 설계기준에서 제시하는 교축방향 최소철근의 배근량이 부모멘트 구간에서 균열을 효율적으로 제어하고 있음을 의미하고, 설계하중에 의한 파괴여부를 판단하는 극한한계상태에서는 인장을 받는 콘크리트를 무시하더라도 교량의 정상 운용 상태를 반영하는 사용한계상태에서는 인장을 받는 바닥판을 유효한 것으로 간주하는 것이 충분히 타당함을 의미한다고 판단할 수 있다.

또한 일체형 난간은 거더단면의 중심으로부터 이격된 거리가 크고 외부환경에 의한 균열, 파손 등이 발생할 경우 완전한 단면의 합성효과를 확보하지 못할 수 있지만, Table 3.3.13에서 살펴본 바와 같이 단면의 응력을 산정하는 중립축의 상향효과에 기여를 하고 있다는 것은 분명하다. 따라서 신뢰도 기반의 내하력 평가시에는 일체형 난간의 합성작용에 대한 보정도 개선사항에 포함되어야 할 것으로 판단된다.

콘크리트 탄성계수의 증가는 정밀안전점검이나 정밀안전진단에서 실측한 콘크리트 압축강도를 활용하거나 재령에 따른 강도보정을 고려한 압축강도로 탄성계수를 산정한다면, 내하력 평가를 실시하는 합성단면의 특성치에 개선사항을 반영할 수 있을 것이다.

3.4 개선사항을 고려한 내하력 평가

이 연구를 위하여 수집한 자료에서는, 부모멘트 구간의 인장을 받는 바닥판은 유효폭만을 고려하여 구조해석을 실시하였으며, 단면의 응력 산정시에는 인장을 받는 바닥판 콘크리트는 무시하고, 유효폭 내 철근만 거더의 합성강성에 유효한 것으로 간주하여 내하력 평가를 실시한 경우가 대부분이었다.

구조해석의 경우, 인장을 받는 바닥판의 고려여부는 종방향의 하중분배 및 부재력의 변화를 유발시키고, 일체형 난간의 고려 여부는 하중 횡분배의 변화를 유발하지만 종방향의 부재력에는 큰 변화가 없음을 확인한 바 있다.

따라서 재하시험 결과를 분석하고 개선사항을 검증한 5개 교량에 대하여 내하력 평가를 실시하되, 각 개선사항 반영 여부에 따른 부재력의 변화는 무시하고, 동일한 부재력 작용시 내하력 평가단계의 개선사항 적용에 따른 내하율의 변화 경향을 분석하였다. 추후 한계상태법에 의한 내하력 평가를 실시하기에 앞서 실제 사용하중 상태에서는 탄성영역에서 거동하는 것으로 간주하여 종래의 허용응력법(ASD)에 의한 내하력 평가방법으로 내하율을 산정하였다.

해당 교량의 외측 및 내측 경간의 중앙부 및 지점부 등 4개 단면을 대표 단면으로 각 개선사항 적용에 따른 내하율을 산정하여 Table 3.4.1에 수록하였으며, Bridge E는 3경간 연속교이므로 내측 지점부는 제외하였다.

내하력 평가단계에서 일반적으로 많이 사용하는 방법인 부모멘트 단면의 인장을 받는 콘크리트를 무시하는 경우를 Case1으로 설정하고, 이 연구의 각 개선사항을 반영한 경우를 Case2 ~ Case4로 설정하여 내하율을 산정한 후 Case 1에 대한 비율로 비교하였다.

Table 3.4.1에서 인장부 콘크리트를 유효한 것으로 고려하고 콘크리트의 강도 및 탄성계수의 증가를 고려한 Case 3은 일반적인 평가 결과인 Case 1에 비하여 4.8 ~ 7.7%의 내하율 증가를 나타내고 있으며, 정모멘트 및 부모멘트 구간에서 일체형 난간의 합성효과가 모두 유효한 것으로 가정한 Case 4는 Case 1에 비하여 13.2 ~ 26.7%의 내하율 상승효과가 있는 것으로 나타났다.

Table 3.4.1 Improved Rating Factor

구 분		외측경간 중앙부	외측 지점부	내측경간 중앙부	내측 지점부	평균	
Br.A	Case1	인장부 콘크리트 무시	2.861	2.067	2.491	1.742	-
	Case2	인장부 콘크리트 고려	2.861	2.340	2.491	1.983	-
	Case3	Case2 + 탄성계수 증가	2.885	2.360	2.513	2.001	-
	Case4	Case3 + 일체형 난간 고려	3.242	2.669	2.862	2.226	-
	Ratio	$R_{21} = \text{Case2} / \text{Case1}$	1.000	1.132	1.000	1.138	1.068
		$R_{31} = \text{Case3} / \text{Case1}$	1.008	1.142	1.009	1.149	1.077
		$R_{41} = \text{Case4} / \text{Case1}$	1.133	1.291	1.149	1.278	1.213
Br.B	Case1	인장부 콘크리트 무시	3.070	3.204	3.588	3.987	-
	Case2	인장부 콘크리트 고려	3.070	3.546	3.588	4.353	-
	Case3	Case2 + 탄성계수 증가	3.094	3.579	3.612	4.387	-
	Case4	Case3 + 일체형 난간 고려	3.339	3.872	3.865	4.682	-
	Ratio	$R_{21} = \text{Case2} / \text{Case1}$	1.000	1.107	1.000	1.092	1.050
		$R_{31} = \text{Case3} / \text{Case1}$	1.008	1.117	1.007	1.100	1.058
		$R_{41} = \text{Case4} / \text{Case1}$	1.088	1.208	1.077	1.174	1.137
Br.C	Case1	인장부 콘크리트 무시	4.346	3.415	4.203	2.746	-
	Case2	인장부 콘크리트 고려	4.346	3.781	4.203	3.112	-
	Case3	Case2 + 탄성계수 증가	4.377	3.811	4.235	3.141	-
	Case4	Case3 + 일체형 난간 고려	4.609	4.022	4.506	3.346	-
	Ratio	$R_{21} = \text{Case2} / \text{Case1}$	1.000	1.107	1.000	1.133	1.060
		$R_{31} = \text{Case3} / \text{Case1}$	1.007	1.116	1.008	1.144	1.069
		$R_{41} = \text{Case4} / \text{Case1}$	1.061	1.178	1.072	1.218	1.132
Br.D	Case1	인장부 콘크리트 무시	2.115	2.850	2.813	2.814	-
	Case2	인장부 콘크리트 고려	2.115	3.098	2.813	3.053	-
	Case3	Case2 + 탄성계수 증가	2.135	3.125	2.836	3.079	-
	Case4	Case3 + 일체형 난간 고려	2.711	3.631	3.501	3.562	-
	Ratio	$R_{21} = \text{Case2} / \text{Case1}$	1.000	1.087	1.000	1.085	1.043
		$R_{31} = \text{Case3} / \text{Case1}$	1.009	1.096	1.008	1.094	1.052
		$R_{41} = \text{Case4} / \text{Case1}$	1.282	1.274	1.245	1.266	1.267
Br.E	Case1	인장부 콘크리트 무시	1.825	2.094	2.497	-	-
	Case2	인장부 콘크리트 고려	1.825	2.334	2.497	-	-
	Case3	Case2 + 탄성계수 증가	1.841	2.357	2.518	-	-
	Case4	Case3 + 일체형 난간 고려	2.133	2.648	2.934	-	-
	Ratio	$R_{21} = \text{Case2} / \text{Case1}$	1.000	1.115	1.000	-	1.038
		$R_{31} = \text{Case3} / \text{Case1}$	1.009	1.126	1.008	-	1.048
		$R_{41} = \text{Case4} / \text{Case1}$	1.169	1.265	1.175	-	1.203

개선사항의 반영에 따른 내하율 변화의 신뢰성을 확인하기 위하여 구조해석 모델에 개선사항을 반영한 후 각 교량의 처짐응답비의 변화를 수록한 Table 3.3.7~Table 3.3.11에서 일체형 난간의 합성효과를 기대할 수 있는 외측거더의 평균 처짐응답비 변화와 내하력 평가단계의 개선사항을 고려한 Table 3.4.1의 내하율 변화를 비교하여 Table 3.4.2에 수록하였다.

개선사항 고려여부에 따른 처짐응답의 개선비율 R_d 와 비교할 때 인장을 받는 콘크리트의 유효성과 콘크리트 탄성계수 증가를 고려한 Case 3의 내하율 개선비율 R_{31} 은 R_d 와 0.5 ~ -14.3%의 스케일 오차(Scale Error)를 나타내고 있으며, 일체형 난간의 효과까지 고려한 Case 4의 내하율 개선비율 R_{41} 은 -3.5 ~ 6.4%의 스케일 오차를 나타내었다. Bridge C의 경우 일체형 난간의 효과를 고려하지 않은 Case 3의 경우가 처짐응답의 개선비율과 비슷하지만, 그 외 교량은 일체형 난간까지 고려한 Case 4의 경우가 처짐응답과 유사한 것으로 판단된다.

이러한 경향을 고려하면 MOCT & KISTEC (1997, 1999)에서 제안한 바와 같이 응답수정계수가 1.0에 수렴하도록 수정 구조해석 모델을 구현하고 응답수정계수가 1.0에 근접하게 수렴되었으므로 이로부터 별도의 응답보정계수를 적용하지 않고 공용내하력을 직접 산정하는 방법이 타당함을 알 수 있으며, 내하력 평가단계에서도 개선사항을 고려할 수 있는 단면특성치의 적용 또는 이와 유사한 효과를 확보할 수 있는 보정방법이 필요하다고 판단된다.

Table 3.4.2 Ratio of Deflection Response and Rating

구분		처짐응답의 개선비율			내하율의 개선비율			
Br.	Girder	Case A	Case C	$R_d = \frac{\text{Case A}}{\text{Case C}}$	Case 3		Case 4	
					Ave. R_{31}	S.E (%)	Ave. R_{41}	S.E (%)
Br. A	G_C, G_D	1.367	1.088	1.256	1.077	-14.3	1.213	-3.5
Br. B	G3	1.461	1.326	1.102	1.058	-4.0	1.137	3.2
Br. C	G3	1.259	1.183	1.064	1.069	0.5	1.132	6.4
Br. D	$G1, G3$	1.210	0.994	1.217	1.052	-13.6	1.267	4.1
Br. E	$G1, G2$	1.290	1.079	1.195	1.048	-12.3	1.203	0.6
Average				1.167	1.061	-8.7	1.190	2.2

3.5 소 결

실제 교량의 재하시험 결과를 분석하고 구조해석 단계와 내하력 평가 단계에서의 개선사항에 대하여 연구한 결과는 다음과 같다.

- (1) 과거의 보편적인 설계 경향과 같이 구조해석 단계에서 인장을 받는 콘크리트를 무시하거나 유효폭만을 고려한 모델을 구현한 경우 교량의 강성을 대변하는 처짐과 고유진동수의 응답비가 1.2~1.4이상으로 나타나는 경향이 있다. 이러한 경우 교량의 실제 거동에 근접한 구조해석이라 간주하기에는 부족함이 있으며, 내하력 평가 결과의 신뢰성도 저하된다고 판단할 수 있다.
- (2) 구조해석 단계에서 인장을 받는 콘크리트를 유효한 것으로 고려하고, 일체형 난간의 합성효과 및 콘크리트의 재령에 따른 탄성계수를 증가시키는 3가지 개선사항을 고려한 경우, 처짐 및 고유진동수의 응답비가 1.0에 거의 수렴함을 확인하였으며, 백분율 오차도 10% 이내로 분석되어 신뢰성 있는 구조해석 모델을 구현할 수 있는 것으로 판단된다.
- (3) 재하시험에서 실측한 변형률과 응력으로 산정한 중립축의 비교에서도 구조해석 단계의 3가지 개선사항이 모두 고려된 단면의 중립축이 실측 중립축과 가장 유사한 결과를 나타내었다.
- (4) 실제 사용하중 상태에서는 거더 단면이 탄성영역에서 거동하는 것으로 간주하여 허용응력법(ASD)로 내하율을 산정한 결과, 내하력 평가 단계에서도 3가지 개선사항을 모두 고려한 경우의 내하율 개선비율이 처짐응답비의 개선비율과 스케일 오차 10% 이내로 가장 유사한 것으로 나타났다.
- (5) 실제 교량의 부착물이나 환경상태에 따라 상이할 수 있으나, 신뢰성 있는 내하력 평가를 위하여 이 연구에서 제안하는 3가지 개선사항을 최소한의 개선사항으로 고려하여 구조해석 모델을 실제 구조물에 수렴시키고, 내하력 평가단계에서도 이를 고려할 수 있는 평가방법의 개선이 필요할 것으로 판단된다.

제 4 장 한계상태설계법에 기초한 내하력 평가 및 환산

4.1 기본가정 및 분석방법

4.1.1 개요

미국의 경우 AASHTO LRFD를 기본 설계법으로 신뢰도 기반의 내하력 평가 방법인 LRFR을 2003년도부터 공식 적용하였고, 국내의 경우에도 이와 관련하여 내하력 평가에 대한 연구가 진행되어 왔으나, 현재까지는 내하력 평가에서 이를 공식적으로 적용하지 못하고 있는 실정이다.

이 연구에서는 국내 도로교량의 1, 2종 시설물 중 가장 많은 비율을 차지하는 강박스거더교량에 대하여 신뢰도 기반의 설계방법인 한계상태설계법(이하 LSD)에 의한 내하력 평가를 실무에 활용함에 있어, 구조해석 단계와 내하력 평가 단계에서의 문제점과 개선사항을 도출하고 이를 적용할 수 있는 내하력 평가방법을 제안하고자 하며, 기존의 ASD와 현행 LSD에 의한 내하력을 비교하여 ASD로 평가한 내하력을 LSD에 의한 내하력으로 환산하는 방법을 모색하고자 한다. Table 4.1.1에는 현행 내하력 평가의 문제점과 이 연구에서 제안하는 개선사항을 정리하였다.

Table 4.1.1 Improvement of Existing Load Carrying Capacity Evaluation

구 분	문제점	개선사항
구조해석 단계	<ul style="list-style-type: none"> ·평가자의 주관적인 구조해석 ·실제 구조물을 반영하지 못한 구조해석 모델의 부적절성 ·실측치와 이론치의 응답보정계수 불확실성 	<ul style="list-style-type: none"> ·상부 슬래브 바닥판 전체 폭의 유효성 고려 ·일체형 난간의 합성효과 고려 ·콘크리트 재령에 따른 강도증대와 탄성계수 변화의 적용
내하력 평가 단계	<ul style="list-style-type: none"> ·안전측의 설계를 근간으로 하는 인장을 받는 콘크리트의 무시 ·실제 합성거더의 단면 특성치의 불확실성 	<ul style="list-style-type: none"> ·상부 바닥판과 일체형 난간의 효과를 고려한 보정계수의 적용 ·합성거더의 단면 특성치 산정시 콘크리트의 탄성계수 변화의 적용

4.1.2 기본가정

1) 구조해석 모델의 개선

교량의 실제 거동과 유사한 구조해석모델을 구현하고, 신뢰성 있는 내하력 평가를 위해서 다음의 3가지를 개선한 모델을 이용하여 구조해석을 실시하는 것이 바람직하며, 이 연구에서 재하시험 결과와 비교한 교량의 구조해석 모델에서도 다음의 사항을 적용하였다.

① 상부 슬래브 바닥판 전체 폭의 고려

종래의 도로교 설계기준에서는 주거더의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 부모멘트 구간에 상관없이 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려하도록 기준이 제시되어 있으며, 이 연구에서도 바닥판 전체 폭의 고려 효과를 검증한 바 있다.

따라서 구조해석을 실시함에 있어, 모델링은 보요소를 이용한 격자모델로 구성하되 정모멘트부와 부모멘트부의 위치와 상관없이 상부 슬래브 바닥판 전체가 강거더의 합성강성에 유효한 것으로 가정하고, 경간 길이와 거더 간격에 따른 종방향 응력의 전단지연(Shear Lag)을 고려하는 유효폭도 적용하지 않으며 전체 폭을 유효한 것으로 가정한다.

이 가정은 횡방향 요소에도 동일하게 적용하여 가로보의 합성강성을 산정시 가로보와 합성되는 바닥판의 폭은 가로보의 간격 또는 인접한 바닥판 중심간의 거리를 적용함으로써 전체 바닥판이 유효할 수 있도록 한다.

② 일체형 난간의 합성효과 고려

구조적으로 연속인 부속 구조물에 의한 강성도의 증가 효과를 종래에는 무시하였으나, 실험적으로 밝혀진 교량 응답에 근거하여 현행 도로교 설계기준에서는 구조적으로 연속인 방호울타리 등은 사용한계상태 및 피로한계상태에 대한 검토와 구조적인 평가시에 해석모델에 포함시키는 것으로 제시되어 있으며, 이 연구에서도 재하시험 결과와 비교하여 이를 검증하였다.

일체형 난간의 합성효과를 구조해석 모델에 고려하는 방법으로 일체형 난간을 개별 요소로 해석 모델에 구현하는 방법이 있을 수 있으며, 거더의 합성강성에 포함시키는 경우에는 일체형 난간의 위치와 단면을 그대로 합성강성에 적용하는 방법과 근사적으로 유사효과를 확보할 수 있도록 상부슬래브를 가상 확장시키는 방법으로 구분될 수 있다.

이 연구에서는 재하시험에서 교량의 거동은 주로 거더에서 측정하는 것과 하중 횡분배 결과 등을 고려하여 일체형 난간의 합성효과는 거더의 합성강성에 적용시키되 실제 위치와 단면을 그대로 적용하는 방법을 사용하였다.

③ 콘크리트 탄성계수의 적용

콘크리트 강도는 실제 현장시험을 통하여 획득한 강도를 적용하는 것이 가장 정확할 수 있다. 다만, 정확한 시험자료가 없거나 비파괴 시험의 오차 등을 감안하여 이론적인 강도를 적용하고자 하는 경우에는 설계기준에 의거하여 재령에 따른 강도의 증가를 고려하되, 장기강도의 불확실성을 고려하여 이 연구에서는 재령 90일의 보정계수에 해당하는 117%이하의 강도 증가를 고려하였다.

따라서, 실측 강도 또는 재령을 고려한 이론 강도를 이용하여 콘크리트 탄성계수를 산정하고 이로부터 강재와의 탄성계수비를 적용한 합성거더의 강성을 구조해석에 적용한다.

2) 설계방법의 적용 및 내하력 평가식

국내의 도로교 설계기준은 LSD로 개정되었고, 각종 규정은 하중 저항계수 설계법(LRFD)을 적용하고 있다. 이 설계방법의 계수들은 하중과 구조적 성능에 관한 현시점에서의 통계적 지식에 근거한 신뢰도 이론으로부터 개발된 것이므로, 신규 설계뿐만 아니라 기존 교량의 경제적이고 효율적인 유지관리를 위한 내하력 평가에 있어서도 한계상태의 저항강도와 신뢰도 기반의 내하력 평가가 필요한 것으로 판단된다.

반면, 기존 교량의 유지관리에 기준이 되는 세부지침에서는 ASD와 USD를 근간으로 하는 내하력 평가방법만 제시되어 있는 상황이다.

이 연구에서는 신뢰도 기반의 LSD를 이용한 내하력 평가를 위하여 AASHTO의 LRFR에서 제시하는 내하력 평가방법인 식 (2.7)과 한국도로공사(2013)에서 제시한 내하력 평가방법인 식 (2.5)를 참조하여 식 (4.1)과 같은 내하력 평가식을 제안하고 적용한다.

$$\text{내하율}(RF) = \frac{\phi_A R_r - \gamma_{DC} DC - \gamma_{DW} DW \pm \gamma_P P}{\gamma_{AL} \gamma_L (LL + IM)} \quad \text{식 (4.1)}$$

여기서, ϕ_A : 부재별 상태평가 등급에 따른 강도평가계수 (Table 2.3.1 참조)

R_r : 저항강도

γ_{AL} : 활하중 평가계수 (Table 4.1.2 참조)

$\gamma_{DC}, \gamma_{DW}, \gamma_L, \gamma_P$: 하중계수 (Table 4.1.2 참조)

DC : 구조부재와 부착물의 고정하중 영향

DW : 포장과 설비의 고정하중 영향

P : 고정하중 이외의 영구하중

$LL + IM$: 충격을 고려한 활하중 영향

국내에서는 AASHTO LRFR에서 적용하는 상태계수와 시스템계수 및 NBI 상태지수 등에 대한 제반기준이 별도로 제시되어 있지 않다. 따라서 식 (4.1)은 한국도로공사(2013)의 제안식인 식 (2.5)를 기본으로 하되, D로 표기되던 고정하중을 DC와 DW로 분리하여 표기했으며, 이영일(2015)에서 제시한 바와 같이 바닥판 콘크리트의 크리프와 건조수축을 고려할 경우 2~3%정도 기본내하율이 저하되는 경우도 발생할 수 있으므로 LRFR과 같이 필요에 따라 영구하중으로 이를 고려할 수 있도록 하였다. 식 (4.1)의 각종 하중계수는 Table 4.1.2에 수록하였다.

Table 4.1.2 Load Factor and Load Evaluation Factor

하중계수				하중평가계수		
고정하중		활하중 γ_L		영구하중	활하중 γ_{AL}	
γ_{DC}	γ_{DW}	설계차량하중	허가차량하중	γ_P	설계차량하중	허가차량하중
1.25	1.50	1.80	1.40	1.0	0.90	1.00

한국도로공사(2013)의 식 (2.5)에서는 실제 고속도로 교량의 통행하중을 관찰한 결과, 중대형 차량의 일평균교통량(ADTT)을 반영하여 설계차량하중에 대한 활하중평가계수(γ_{AL})를 0.9를 적용하였고, 재하시험 등 정확한 실측자료가 있을 경우에는 고정하중평가계수(γ_{AD})도 0.9를 적용하는 것으로 제안하였으나, 내하력 평가 실무 기술자가 고정하중을 90%로 감소시키는 객관적이고 정확한 근거를 제시하기에는 어려움이 있을 것으로 예상되어 고정하중평가계수는 식 (4.1)에서 적용하지 않았다.

계수저항강도 R_r 은 도로교 설계기준 및 강구조설계기준에 의거하여 산정하고 LRFR의 상태계수 및 시스템계수 대신 국내의 여건을 감안하여 정밀안전점검 및 정밀안전진단에서 평가된 상태등급을 반영하는 강도평가계수 ϕ_A 는 한국도로공사(2013)의 제안 값인 Table 2.3.1을 그대로 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다. 이 연구에서는 샘플로 활용한 교량의 상태등급이 모두 A와 B등급에 해당되어 ϕ_A 는 1.0을 적용하여 내하력을 평가하였다.

3) 한계상태에서의 하중효과 및 하중수정계수

국내의 현행 도로교 설계기준에 의거하여 교량의 각 구성요소와 연결부는 각 한계상태에 대하여 한계상태설계법의 근본 설계식인 식 (4.2)을 만족해야 한다.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq R_r \quad \text{식 (4.2)}$$

여기서, $R_r = \phi R_n$: 계수저항

R_n : 공칭저항강도

ϕ : 각 한계상태 저항계수

극한한계상태의 경우 휨, 전단, 압축, 인장 등에 대하여 별도 적용
 사용한계상태의 경우 1.0 적용

Q_i : 하중효과

γ_i : 하중계수 (하중효과에 적용되는 통계적 산출계수, Table 4.1.2 참조)

η_i : 하중수정계수 (연성도, 여유성, 구조물의 중요도에 관련된 계수)

식 (4.2)의 하중효과 Q_i 에 적용되는 하중수정계수는 최대하중계수가 고려되는 경우에 식 (4.3)과 같고 연성도, 여유성, 중요도에 관련된 계수의 적용은 Table 4.1.3과 같다.

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad \text{식 (4.3)}$$

여기서, η_D : 연성도에 관련된 계수

η_R : 여유성에 관련된 계수

η_I : 구조물 중요도에 관련된 계수

Table 4.1.3 Load Modify Factor

구 분	적용값	연성도 계수 η_D	여유성 계수 η_R	중요도 계수 η_I
극한한계상태	≥ 1.05	·비연성 구조요소 및 연결부	·비여유부재	·중요 교량
	$= 1.00$	·통상적인 설계 및 상세	·통상적 여유수준	·일반 교량
	≥ 0.95	·추가 연성보강장치가 있는 구성요소 및 연결부	·특별한 여유수준	·상대적으로 중요도가 낮은 교량
기타한계상태	1.00	-	-	-

연성도, 여유성 및 중요도는 교량의 안전 여유도에 영향을 주는 중요한 요소이다. 연성도와 여유성은 물리적 강도와 직접 관련된 것이며, 구조물의 중요도는 교량의 사용불능 상태가 초래할 수 있는 결과와 관련한 것이다. 따라서 이러한 수정계수는 식 (4.2)에서 계수저항에 고려되는 것이 타당하겠으나, 하중측에 적용한 것은 임의적인 것으로 볼 수 있으며, 이는 AASHTO의 LRFD도 동일하다.

추후 연성도와 여유성, 구조물 중요도 및 시스템 신뢰도에 대한 이들의 상호작용 등에 관한 연구결과의 정량화가 진전되면 이러한 요소들이 저항측으로 재조정 될 수 있겠으나, 현재의 설계기준에서는 하중측에 적용이 되고 있다.

이 연구에서는 LSD의 설계기준에 기초한 내하력 평가와 개선사항을 적용한 개선된 LSD에 의한 내하력 평가로 나누어 2가지 방법의 내하력 평가와 환산방법에 대한 연구를 하였으며, 이 2가지 방법의 차이를 하중수정계수로 구분하였다.

먼저, LSD의 설계기준에 기초한 개선 전 내하력 평가와 환산방법은 객관적이고 특별한 검증 자료가 없는 일반적인 상태를 기준으로 통상적 설계 수준, 통상적 여유 수준, 일반 교량에 해당하는 것으로 간주하여 하중수정계수인 연성도, 여유성, 구조물 중요도 계수를 모두 1.0으로 적용하였다.

개선된 LSD의 내하력 평가와 환산에서는 이 연구에서 제안한 개선효과의 고려를 위해 강교의 경우 별도의 연성보강장치나 에너지 소산장치가 없더라도 내하력 상실이 발생하기 전에 탄성한계를 초과하는 연성(Ductility)거동으로 비탄성 변형이 발생할 수 있는 것으로 간주하여 연성도 계수 $\eta_D = 0.95$ 를 적용하였다.

여용성(Redundancy)에 있어서는 동일한 형태의 구조요소라고 할지라도 전체 구조계에 따라 여용성의 판단이 달라질 수 있으므로 신중한 판단이 필요할 수 있다. 다만, 설계기준에서는 거더가 연속되고 비틀림에 저항하는 폐합단면을 가진 정도의 여용성을 초과하는 경우 특별한 여유수준으로 간주하여 0.95를 사용할 수 있다고 언급하고 있다. 그 외에도 이 연구에서 검증한 바와 같이 통상적인 설계수준에서 고려하지 않는 인장을 받는 바닥판과 일체형 난간의 합성효과가 단면의 강성에 기여하고 있으며, 재령에 따른 콘크리트의 탄성계수 증가는 합성 단면의 강성증대에 유효한 것이 확인되었으므로 이와 같은 개선사항을 감안하여 여용성 계수 $\eta_R = 0.95$ 를 적용하였다.

구조물의 중요도(Operational Importance)의 분류는 미리 예비된 상황 또는 긴급 상황 시 우선적으로 통행시켜야 하는 중요도에 따라 결정된다. 이 결정에는 보안, 방비, 경제, 생존에 관련된 사회적 요구사항이 고려되어야 하고 교통량(ADTT), 지간길이, 우회도로 길이 등을 고려하여 발주자 또는 관리주체가 결정하여야 한다. 내하력 평가를 실시하는 강박스거더교는 대부분 시설물안전법에서 분류하는 1, 2종 시설물에 해당되므로 중요도 계수 $\eta_I = 1.05$ 를 적용하는 것이 타당할 것이다. 다만, 식 (4.3)에 따라 하중수정계수 η_i 가 0.95 이상이 되어야 하므로 연성도, 여유성 계수에 0.95를 적용할 경우 중요도 계수가 1.1을 초과하지 않으면 하중수정계수 η_i 는 최솟값 0.95로 산정되므로 중요도 계수 $\eta_I = 1.05$ 의 적용은 내하력 평가 결과에 영향을 주지 않을 것을 예상할 수 있다.

4) 한계상태에서의 하중조합

현행 도로교설계기준(한계상태설계법)에서는 구조물에 작용하는 하중상태에 따라 극한한계상태, 극단상황한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태의 4가지 한계상태를 규정하고 있으며, 각 한계상태에서 여러 가지 하중조합을 제시하고 있다. 이 중에서 상시에 정상적으로 공용중인 교량의 내하력과 관련된 한계상태의 하중조합은 극한한계상태 I 과 사용한계상태 I, II, III이 해당되며 각 한계상태와 적용범위를 Table 4.1.4에 설명하였다.

이 연구에서는 강교를 대상으로 하므로 콘크리트교에 적용하는 하중조합을 제외하고 강교에 해당하는 극한한계상태 I 과 사용한계상태 II 의 하중조합을 사용하였으며, 식 (4.4) 및 식 (4.5)에 나타내었다. 크리프와 건조수축에 의한 하중영향을 영구하중으로 적용할 수도 있으나, ASD에 의한 내하력 평가에서 그 영향이 크지 않아 고려하지 않은 경우가 많으므로 ASD에 의한 기존 내하력 평가 결과와의 비교를 위해 크리프와 건조수축은 고려하지 않는 것으로 하였다.

$$\text{극한 I} : 1.25DC + 1.50DW + 1.80(LL + IM) \quad \text{식 (4.4)}$$

$$\text{사용 II} : 1.00DC + 1.00DW + 1.30(LL + IM) \quad \text{식 (4.5)}$$

여기서, DC : 구조부재와 부착물의 고정하중 영향

DW : 포장과 설비의 고정하중 영향

$LL+IM$: 충격을 고려한 활하중 영향

Table 4.1.4 Limit State of Korean Bridge Design Specification

한계상태	하 중 조 합	적 용
극한한계상태 I	일반적인 차량을 고려한 기본 하중조합	공 통
사용한계상태 I	교량의 정상 운용상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값과 25m/s의 풍하중을 조합한 하중조합	철근 콘크리트 구조
사용한계상태 II	차량하중에 의한 강구조물의 항복에 대한 하중조합	강구조
사용한계상태 III	교량의 정상 운용 상태에서 설계 수명동안 종종 발생 가능한 하중조합	프리스트레스 강재가 부착된 상부구조

5) 합성후 고정하중의 구분

종래의 설계방법인 ASD를 이용하여 강합성거더교를 설계할 경우, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중 및 활하중 등을 주하중으로 고려하였으며, 합성 후 작용하는 고정하중인 방호벽, 중앙분리대와 같은 일체형 난간과 포장 등의 하중에 대하여는 별도의 구분을 두지 않았다.

반면, LSD로 설계와 평가를 실시할 경우에는 구조부재와 부착물의 고정하중 영향(DC)과 포장과 설비의 고정하중 영향(DW)을 구분하고 있으며, 각 하중에 적용하는 하중계수도 상이하다.

이 연구는 ASD에 대한 기존 교량의 설계 및 내하력 평가 결과를 이용하고 있으므로 연구에 활용한 교량의 자료로부터 합성 전 고정하중인 자중을 제외한 합성 후 고정하중을 차로 수 별로 분석한 결과는 Table 4.1.5와 같고, LSD에 의한 내하력 평가시 합성 후 고정하중을 Table 4.1.5의 DC와 DW비율에 따라 구분하여 적용하였다.

Table 4.1.5 Application of Dead Load Ratio After Composition

구 분	합성 후 고정하중의 개략 비율		
	2 차로 이하	3 차로	4 차로
DC (방호벽 등)	55%	50%	45%
DW (교면포장)	45%	50%	55%

6) 조밀단면과 곡선교의 적용

현행 설계기준에서는 휨을 받는 박스거더 단면의 내하력 평가에 필요한 극한한계상태의 공칭휨강도 R_f 의 산정방법에서 정모멘트부와 부모멘트부의 공칭휨강도 산정방법이 상이하며, 정모멘트부에서도 단면의 형상, 단면의 세장비 및 연성도 등의 조건에 따라 조밀단면과 비조밀단면으로 구분하고 공칭휨강도의 산정방법이 상이하다. 또한 조밀단면의 조건을 만족하더라도 곡선교이거나 단일 박스거더교의 경우에는 비조밀단면으로 검토하여야 한다.

곡선교에 대하여 설계기준에서는 최대경간장의 내부 중심각이 12° 이하이면 곡률에 의한 응답이 미미하므로 직선교로 간주하여 정적해석을 할 수 있는 것으로 제시하고 있다. 최대경간장, 곡선반경 및 내부 중심각의 관계를 환산하면 교량의 곡선반경 R 이 최대경간장의 5배 이상인 경우에 내부 중심각이 12° 이하가 되므로 이 조건에 해당되는 경우에는 곡선교라고 하더라도 조밀단면으로 간주하여 정모멘트부 단면의 저항강도를 산출할 수 있다.

힘을 받을 때 플랜지나 복부판에 국부좌굴이 발생하지 않고 완전소성상태에 도달한다고 가정하는 정모멘트부의 조밀단면은 단면의 소성모멘트와 항복모멘트가 저항강도를 결정하게 된다. 그렇지 않은 정모멘트부의 비조밀단면과 부모멘트부의 단면은 플랜지의 휨강도가 저항강도를 결정하게 된다.

이와 같이 단면의 형상, 세장비, 연성도 및 곡선교 등의 조건에 따른 조밀단면과 비조밀단면의 구분은 저항강도 산정방법이 상이하여 활하중에 대한 여유강도를 평가하는 내하력 평가의 결과가 달라지므로 매우 중요하다고 할 수 있다. 극한한계상태에 대한 LSD의 이러한 평가방법은 기존의 ASD에서 단면의 구분 없이 재료의 허용응력만으로 내하력을 평가하는 방법과는 의미나 방법이 확연히 대별된다고 볼 수 있다.

한편, 도로교설계기준에서 힘을 받는 박스거더 단면에 대한 규정은 박스의 상면이 강판으로 폐합되지 않은 개구제형 단면을 기준으로 제시되어 있으며, 기존의 강박스거더교량과 같이 상부가 폐합된 단면에 대한 규정이 명확하지 않다. 또한 사각이 큰 사교에서 비틀림 효과가 발생하는 박스거더와 곡률을 갖는 곡선 박스거더에 대한 규정도 명확하지 않다. 다만, 이 경우에는 상세 구조해석법을 적용하거나 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준(2014, 2016)을 따르도록 제시되어 있다.

따라서, 이 연구에서는 기존 강박스거더교에 대한 내하력 평가를 실시함에 있어 한계상태설계법에 대한 제반조건은 도로교설계기준에 준하여 적용하되, 폐합단면의 박스거더, 곡선교 등의 정모멘트부 비조밀단면 및 부모멘트부 단면의 저항강도 산정은 강구조설계기준에 의거하여 산정하였다.

7) 저항강도 및 응력산정시 단면 특성치의 산정방법

극한한계상태에서 정모멘트부 조밀단면의 소성모멘트는 단면의 형상과 크기에 영향을 받지만, 항복모멘트는 재료의 항복강도와 휨모멘트에 저항하는 단면계수의 함수가 된다. 정모멘트부 비조밀단면과 부모멘트부 단면에서도 계수하중조합에 의한 응력과 상·하부 플랜지의 휨강도를 비교하여 안전성을 검토하므로 응력 산정을 위한 단면계수의 산정이 중요한 요소가 된다.

따라서 합성거더 단면의 단면계수를 산정하는 방법은 가장 기본적인 사항이며, 중요한 의미를 갖는다. 과거 ASD로 설계와 평가를 하던 과정에서, 구조해석 단계에서는 인장을 받는 바닥판을 고려하더라도, 응력검토 단계에서는 인장을 받는 바닥판 콘크리트 단면을 유효하다고 적용하거나, 또는 콘크리트는 무시하고 유효폭 내 철근만 유효하다고 적용하는 등 합성단면의 단면계수를 산정하는 방법은 기술자마다 상이한 경우가 많았다.

이 연구에서는 ‘3.3.3 내하력 평가 단계의 개선사항’에서 언급한 바와 같이 파괴직전의 안전성 확보여부를 검토하는 극한한계상태에서는 부모멘트부의 인장을 받는 콘크리트를 무시하고 유효폭 내의 축방향 철근만을 고려하였다. 반면, 상시 정상 운용상태를 검토하는 사용한계상태에서는 부모멘트부에 배근된 축방향 철근에 관련된 설계기준의 제반 사항을 만족하는 경우에는 인장을 받는 바닥판에서 유효폭 내의 콘크리트와 축방향 철근이 모두 유효한 것으로 간주하여 단면계수를 산정하였다.

또한 기존의 공용중인 교량의 내하력 평가이므로 구조해석 모델의 개선사항과 동일하게 콘크리트 재령을 고려하여 콘크리트 탄성계수의 증가를 고려한 합성거더 단면의 단면계수를 적용하였다.

일체형 난간의 경우에는 단면의 합성강도에 효과가 있는 것은 검증되었으나, 일체형 난간이 바닥판 연단에 설치되어 유효폭 외측에 존재할 수 있으며, 사용환경적인 요인으로 일부 손상이 발생한 일체형 난간의 강성을 정량적으로 고려하기 어려운 상황 등을 감안하여 합성 거더의 단면계수 산정시에 직접 고려하지 않고, 식 (4.3)의 하중수정계수를 이용하여 그 효과를 반영하고자 하였다.

4.1.3 분석대상 교량의 개요 및 분석방법

1) 분석대상 교량의 개요

이 연구에서 샘플로 분석한 교량은 모두 강박스거더교(STB)로서 1980년부터 2014년 사이에 준공되어 현재까지 공용되고 있는 교량이며, 재하시험 결과를 분석한 5개 교량을 포함하여 총 32개의 교량을 대상으로 하였다.

대상 교량은 모두 ASD로 설계된 2~9경간 연속의 연속교이며 1~5개의 거더로 구성되어 있고 간략한 제원은 Table 4.1.6에 나타내었다. Bridge 22는 개구제형 단면의 교량이며, 나머지 교량은 폐합 박스거더 단면을 가지고 있다.

총 32개 교량에 대하여 준공시점의 초기치를 측정하고 수록한 초기점검 보고서 또는 시설물안전법에 의하여 주기적으로 실시하는 정밀안전진단 보고서를 수집하여 분석하였으며, 경우에 따라서는 준공도면을 참고하여 교량의 상세를 확인하였다.

해당 보고서의 재하시험 및 안전성 평가 부분을 분석한 결과, 내하력을 검토한 단면은 모두 ASD에 의한 내하력 평가 방법으로 내하율 및 내하력이 산정되었고, 모든 검토단면이 안전성을 확보하고 설계하중 이상의 내하력을 확보하고 있는 것으로 조사되었다.

또한 초기점검 및 정밀안전진단을 실시한 시기를 기준으로 외관조사 및 재료시험 결과를 반영한 상태평가 등급은 A등급 또는 B등급의 양호한 상태를 확보하고 있었으며, 구조적으로 특별한 문제가 없는 것으로 확인되었다.

이 연구에서는 수집한 자료로부터 각 교량의 구조해석 결과에서 부재력이 크게 발생하는 거더의 단면을 발췌하여 정모멘트부 및 부모멘트부에서 각 1~4개의 단면을 검토하였으며, 적용한 검토단면의 수는 Table 4.1.7에 수록하였다.

Table 4.1.6 Status of Sample Bridges

구분	교량의 경간구성	거더의 수 (EA)	교량 폭 (m)	준공 년도	비 고
Br.01	56+35+62+50+45=248	2	9.3	2001	재하시험 Br.A
Br.02	57+39+48+48=192	1	5.8	2001	단일거더, 곡선교
Br.03	49+3@50+35=234	3	20.0	1997	재하시험 Br.C
Br.04	2@50+60+2@50=260	3	20.5	2001	재하시험 Br.B
Br.05	50+60+70=180	2	13.0	2001	
Br.06	63+70+63=196	2	10.9	2012	재하시험 Br.E
Br.07	63+70+63=196	2	10.4	2012	
Br.08	3@70=210	3	19.3	2012	
Br.09	2@50=100	3	17.9	2012	
Br.10	54.5+55+54.5=164	1	7.9	2012	단일거더
Br.11	32.5+40+48+40+32.5=193	2	16.0	1991	
Br.12	45+65+45=155	2	11.9	2014	
Br.13	39+45+37=121	2	7.9	2014	
Br.14	3@40=120	2	7.9	2014	곡선교
Br.15	55+60+2@55=230	2	8.0	2006	곡선교
Br.16	45+3@60+70+60+50=405	4	23.0	2006	
Br.17	31+3@41+62.5+48.5=265	1	7.5	2006	단일거더
Br.18	50+60+2@45+2@50+45=345	1	7.5	2006	단일거더
Br.19	2@50=100	4	23.5	1998	
Br.20	2@42.5+2@60=205	4	25.0	1999	
Br.21	2@57.5+2@60=235	4	25.0	1999	
Br.22	2@45.3=90.6	5	26.8	1980	개구제형
Br.23	45+3@50+45=240	2	12.1	1998	
Br.24	30+62=92	3	14.8	2003	
Br.25	2@50=100	2	12.1	2003	
Br.26	40+50+40=130	2	12.6	2003	
Br.27	3@50+40+35=225	1	9.0	2003	단일거더
Br.28	50+60+70+60+50=290	1	9.0	2003	단일거더
Br.29	3@50+2@60+4@50=470	2	16.5	2003	
Br.30	3@50+60+50=260	2	16.5	2003	
Br.31	55+2@70+55=250	3	16.5	2006	재하시험 Br.D
Br.32	55+2@60+55=230	3	16.5	2006	

Table 4.1.7 Number of Analysis Sections

구분	교량의 경간구성	거더의 수 (EA)	분석단면 (EA)		
			(+)Moment	(-)Moment	합계
Br.01	56+35+62+50+45=248	2	4	4	8
Br.02	57+39+48+48=192	1	4	3	7
Br.03	49+3@50+35=234	3	4	4	8
Br.04	2@50+60+2@50=260	3	4	4	8
Br.05	50+60+70=180	2	3	2	5
Br.06	63+70+63=196	2	2	1	3
Br.07	63+70+63=196	2	2	1	3
Br.08	3@70=210	3	2	1	3
Br.09	2@50=100	3	1	1	2
Br.10	54.5+55+54.5=164	1	2	1	3
Br.11	32.5+40+48+40+32.5=193	2	3	2	5
Br.12	45+65+45=155	2	4	2	6
Br.13	39+45+37=121	2	2	1	3
Br.14	3@40=120	2	2	1	3
Br.15	55+60+2@55=230	2	4	3	7
Br.16	45+3@60+70+60+50=405	4	4	4	8
Br.17	31+3@41+62.5+48.5=265	1	2	2	4
Br.18	50+60+2@45+2@50+45=345	1	2	2	4
Br.19	2@50=100	4	2	2	4
Br.20	2@42.5+2@60=205	4	2	2	4
Br.21	2@57.5+2@60=235	4	2	2	4
Br.22	2@45.3=90.6	5	2	2	4
Br.23	45+3@50+45=240	2	2	2	4
Br.24	30+62=92	3	3	3	6
Br.25	2@50=100	2	2	2	4
Br.26	40+50+40=130	2	1	1	2
Br.27	3@50+40+35=225	1	2	2	4
Br.28	50+60+70+60+50=290	1	2	2	4
Br.29	3@50+2@60+4@50=470	2	2	2	4
Br.30	3@50+60+50=260	2	2	2	4
Br.31	55+2@70+55=250	3	4	4	8
Br.32	55+2@60+55=230	3	4	4	8
합 계			83	71	154

2) 분석방법

이 연구는 ASD를 이용하여 내하력이 평가되어 있는 기존 강박스거더교를 LSD에 의한 식 (4.1)을 이용하여 내하력을 재평가하되, 개선사항의 적용여부에 따라 2가지 방법으로 평가하였다. 2가지 방법은 모두 LSD를 기초로 하며, 개선사항을 적용하지 않은 설계기준에 근거한 평가방법을 ‘개선 전 LSD에 의한 내하력 평가’로 정의하고 이 연구의 개선사항을 적용한 평가방법을 ‘개선된 LSD에 의한 내하력 평가’로 정의하였다. 2가지 평가 방법은 내하력 평가 단계에서 차이점을 두었으며 평가방법의 적용 및 차이점은 Table 4.1.8에 정리하였다.

‘개선 전 LSD에 의한 내하력 평가(이하 LSD_1)’는 극한한계상태 I(이하 극한 I)과 사용한계상태 II(이하 사용 II)에 대하여 현행 설계 및 ASD에 의한 내하력 평가의 실무 경향에서와 같이 인장을 받는 콘크리트 바닥판은 무시하고, 탄성계수는 콘크리트의 설계기준강도를 이용하여 산정하였다. 또한 단면의 저항강도 및 응력 산정에서 일체형 난간의 효과는 고려하지 않았다.

‘개선된 LSD에 의한 내하력 평가(이하 LSD_2)’는 인장을 받는 바닥판을 극한 I에서는 무시하되, 사용 II에서는 고려하였으며, 탄성계수의 변화는 2가지 한계상태 모두 적용하였다. 그 외 극한 I에서는 파괴 또는 내하력 상실 직전의 비탄성 거동과 인장을 받는 바닥판 및 일체형 난간 등의 여유성을 고려하여 하중수정계수 및 활하중평가계수를 적용하여 하중감소를 통한 단면강성 증대효과를 고려하고, 상시 운용상태를 기준으로 하는 사용 II에서는 인장을 받는 바닥판을 고려하므로 연성도, 여유성 등을 감안한 하중감소는 하지 않는 것으로 하였다.

Table 4.1.8 Application by Evaluation Method

평가방법 고려사항	ASD	LSD_1 (개선 전)		LSD_2 (개선 후)	
		극한 I	사용 II	극한 I	사용 II
인장을 받는 바닥판	무시	무시	무시	무시	고려
콘크리트 탄성계수	설계강도	설계강도	설계강도	재령고려	재령고려
일체형 난간효과	무시	무시	무시	연성도계수 0.95 여유성계수 0.95 활하중평가계수 0.9	무시

구조해석 단계에서는 ‘3.3.2 구조해석 단계의 개선사항’에서 언급한 바와 같이 해석 모델의 개선은 처짐, 진동수를 실제 구조물에 근접하게 수립시키는 것에는 확연한 효과가 있고, 하중 횡분배에는 영향을 미치지만, 종방향의 하중분배와 부재력에는 거의 영향이 없음을 확인한 바 있다. 또한 이 연구는 ASD에 의한 기존 교량의 내하력을 LSD에 의한 내하력으로 환산하는 목적도 있으므로, 모든 교량 모델을 개선하여 구조해석을 실시하기 보다는 일부 개선 모델을 적용한 교량 외에는 수집자료에 적용된 검토단면의 부재력을 동일하게 적용하였다.

Table 4.1.9에는 이 연구에서 재하시험 검증을 위해 구조해석을 실시한 5개 교량을 포함하여 수집한 자료의 구조해석 현황을 정리하였다.

Table 4.1.9 Status of Structure Analysis Models

해석 모델의 구분		교량 수	비 고
(1)	인장을 받는 바닥판의 유효폭 고려	16	수집자료
(2)	인장을 받는 바닥판 전체폭 고려 + 일체형 난간 고려	11	수집자료
(3)	(2) + 콘크리트 탄성계수 증가 고려	5	개선모델
합 계		32	

내하력 평가단계에서는 Table 4.1.8의 3가지 평가방법에 의한 내하력 변화와 환산방법을 모색하기 위하여 활하중에 대한 이론적 여유도인 기본 내하율(RF)을 평가하고 그 결과를 활용하였으며, LSD를 이용하는 2가지 방법에서는 정모멘트부 조밀단면, 비조밀단면 및 부모멘트부 단면에 대한 평가를 각각 실시하되, 극한 I 과 사용 II 의 내하율 중 작은 값을 해당 단면의 대표 내하율로 선정하였다.

또한 대상 32개의 교량의 단면을 분석한 결과, 모든 교량의 정모멘트부 단면이 조밀단면의 조건을 만족하는 것으로 나타났으나, 이러한 경우에도 단일거더교와 곡선교는 비조밀단면의 저항강도를 적용하도록 설계기준에서 제시하고 있다. 이에 이 연구에서는 각 경우에 대한 내하율 환산방법에 대한 자료확보를 위하여 수집한 모든 교량의 정모멘트부가 조밀단면인 경우와 비조밀단면인 경우로 가정하여 평가를 실시하였다.

4.2 개선 전 LSD에 의한 내하력 평가 및 분석

4.2.1 정모멘트부 조밀단면

1) 내하율 평가 결과

대상 교량의 정모멘트부 단면이 모두 조밀단면인 것으로 가정하여 ASD 및 개선 전 LSD_1의 방법으로 내하율을 산정하고, 총 83개 단면의 평가결과를 요약하여 Table 4.2.1 수록하였다. ASD로 평가한 내하율의 평균은 3.037, LSD_1은 4.357로 나타났으며, 약 1.435배의 내하율 증가가 발생하는 것으로 나타났고 각 교량별 평균 내하율을 비교한 Fig. 4.2.1에서도 이러한 경향을 확인할 수 있다. 총 32개의 교량별 내하율 평가결과는 Table 4.2.2에 수록하였다.

Table 4.2.1 Summary of RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1

구 분	Rating Factor (RF)			비 고	
	평균	최솟값	최댓값		
ASD	3.037	1.441	9.551		
LSD_1	극한 I	4.357	2.332	10.884	적용
	사용 II	4.702	2.510	11.915	
Ratio (LSD_1 / ASD)	1.435	1.140	1.854	극한 I 과 사용 II 중 작은 값과의 비율	

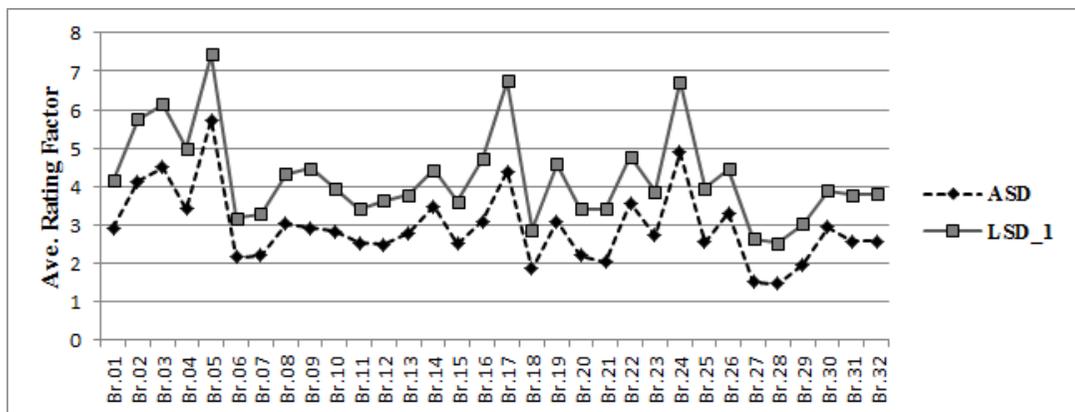


Fig. 4.2.1 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1

Table 4.2.2 List of All RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1

구분	검토단면 수 (EA)	ASD		LSD_1 극한 I		LSD_1 사용 II	
		RF _{ASD}	평균	RF _{LSD1}	평균	RF _{LSD1}	평균
Br.01	4	2.335 ~ 4.021	2.927	3.545 ~ 4.872	4.159	3.807 ~ 5.201	4.392
Br.02	4	2.415 ~ 7.211	4.129	4.394 ~ 8.421	5.745	4.721 ~ 8.979	6.151
Br.03	4	4.203 ~ 4.772	4.505	5.660 ~ 6.596	6.139	6.075 ~ 7.066	6.582
Br.04	4	3.070 ~ 3.796	3.409	4.732 ~ 5.325	4.999	5.078 ~ 5.689	5.351
Br.05	3	3.808 ~ 9.551	5.729	5.663 ~ 10.884	7.447	6.237 ~ 11.915	8.149
Br.06	2	1.825 ~ 2.497	2.161	3.023 ~ 3.341	3.182	3.240 ~ 3.577	3.408
Br.07	2	1.880 ~ 2.539	2.210	3.145 ~ 3.436	3.291	3.374 ~ 3.681	3.527
Br.08	2	1.953 ~ 4.089	3.021	3.620 ~ 5.028	4.324	3.882 ~ 5.374	4.628
Br.09	1	2.910	2.910	4.482	4.482	4.832	4.832
Br.10	2	1.872 ~ 3.777	2.825	3.284 ~ 4.633	3.959	3.528 ~ 4.950	4.239
Br.11	3	2.220 ~ 2.832	2.524	3.208 ~ 3.604	3.427	3.431 ~ 3.848	3.662
Br.12	4	1.535 ~ 3.827	2.497	2.455 ~ 5.230	3.635	2.654 ~ 5.610	3.911
Br.13	2	2.375 ~ 3.187	2.782	3.410 ~ 4.150	3.780	3.669 ~ 4.448	4.059
Br.14	2	2.080 ~ 4.873	3.477	3.156 ~ 5.709	4.433	3.405 ~ 6.090	4.747
Br.15	4	2.051 ~ 3.554	2.510	3.182 ~ 4.420	3.618	3.423 ~ 4.720	3.880
Br.16	4	2.325 ~ 3.932	3.090	3.678 ~ 5.882	4.724	3.955 ~ 6.311	5.073
Br.17	2	2.980 ~ 5.790	4.385	5.524 ~ 7.974	6.749	5.909 ~ 8.938	7.423
Br.18	2	1.655 ~ 2.079	1.867	2.744 ~ 3.030	2.887	2.978 ~ 3.249	3.114
Br.19	2	3.073 ~ 3.100	3.087	4.579 ~ 4.593	4.585	4.943 ~ 4.959	4.951
Br.20	2	2.149 ~ 2.264	2.207	3.352 ~ 3.474	3.413	3.901 ~ 3.988	3.945
Br.21	2	1.984 ~ 2.089	2.037	3.310 ~ 3.533	3.422	3.796 ~ 3.992	3.894
Br.22	2	3.419 ~ 3.703	3.561	4.703 ~ 4.877	4.790	5.120 ~ 5.338	5.229
Br.23	2	2.363 ~ 3.098	2.731	3.583 ~ 4.150	3.867	3.836 ~ 4.434	4.135
Br.24	3	4.817 ~ 4.973	4.883	6.623 ~ 6.684	6.718	7.087 ~ 7.324	7.190
Br.25	2	2.435 ~ 2.684	2.560	3.770 ~ 4.163	3.966	4.049 ~ 4.468	4.257
Br.26	1	3.310	3.310	4.459	4.459	4.771	4.771
Br.27	2	1.454 ~ 1.592	1.523	2.605 ~ 2.684	2.645	2.806 ~ 2.893	2.849
Br.28	2	1.441 ~ 1.518	1.480	2.332 ~ 2.742	2.537	2.510 ~ 2.955	2.733
Br.29	2	1.861 ~ 2.081	1.971	3.010 ~ 3.066	3.038	3.226 ~ 3.342	3.284
Br.30	2	2.336 ~ 3.526	2.931	3.240 ~ 4.530	3.885	3.469 ~ 5.310	4.389
Br.31	4	2.115 ~ 3.008	2.568	3.313 ~ 4.232	3.782	3.576 ~ 4.545	4.071
Br.32	4	1.883 ~ 3.222	2.570	3.229 ~ 4.311	3.804	3.491 ~ 4.622	4.094

2) 상관관계 분석

Table 4.2.1과 Table 4.2.2에서 극한 I 에 의한 내하율은 사용 II 에 의한 내하율의 평균 92.7% 수준으로 작게 나타났으며, 파괴 여부에 대한 안전을 검토하는 극한 I 의 한계상태 하중조합이 사용 II 의 한계상태보다 안전측이고 보수적인 결과를 나타낸다고 볼 수 있다.

전체 조밀단면에 대하여 ASD에 의한 최소내하율은 Br.28의 1.441이며, 이를 LSD_1 방법으로 평가시 2.332로 산정되어 약 1.62배의 비율을 보이지만, 2가지 평가방법의 결과에서 가장 작은 차이를 나타낸 단면은 Br.05의 내하율 9.551인 단면으로 2가지 방법의 내하율 비율은 1.140으로 나타났다. 즉, 기존의 ASD로 내하율을 평가한 단면을 LSD_1의 조밀단면으로 재평가를 한다면 평균 1.435배 정도 내하율이 증가할 수 있지만 1.140배 정도 증가하는 단면도 있을 수 있다는 것을 의미하며, 최소내하율의 단면이 최소비율의 단면을 의미하지는 않는다.

동일한 단면에서 ASD와 LSD_1에 의한 내하력 평가 방법에 따른 상관관계를 확인하기 위하여 전체 83개 단면에 대한 내하력 평가 결과를 비교하여 분석하고, 일반적으로 교량의 안전한 관리를 위해 교량의 내하력은 최저 내하력으로 평가하므로 ASD의 평균 내하율 3.037이하로 나타난 25개 교량, 47개 단면으로도 비교하여 분석을 실시하였다. Fig 4.2.2의 (a)는 전체 83개 단면의 회귀분석 결과이며, (b)는 평균 내하율 이하 47개 단면의 회귀분석결과이다.

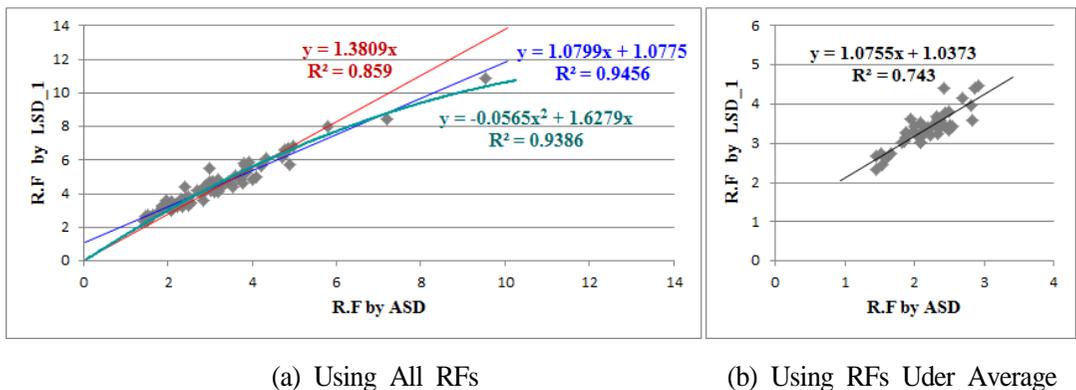


Fig. 4.2.2 Regression Analysis of RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_1

Fig 4.2.2에는 ASD와 LSD_1에 의한 내하율의 상관관계를 회귀분석에 의한 1차 및 2차 함수로 표현하였다.

전체 단면을 이용하여 분석한 Fig 4.2.2의 (a)에서는 1차 함수에서 상수항이 0 (zero)인 경우와 아닌 경우를 구분한 2가지 식과 2차 함수에서는 상수항이 0인 경우만 고려하여 총 3가지의 함수식으로 상관관계를 표현하였다. 3개의 함수식에서 ASD의 내하율에 대한 LSD_1의 내하율 종속성은 약 86% ~ 95% 정도이며, 상수항이 있는 1차 함수식이 가장 높은 종속성을 나타내었다. 또한 회귀분석에 의한 3가지 함수식에서 상수항의 여부에 상관없이 계수와 상수는 모두 99%이상의 유의한 값으로 확인되었다.

평균 내하율 이하의 47개 단면의 내하율 값으로만 분석하여 1차 함수로 표현한 Fig 4.4.2의 (b)의 경우에는 상수항이 0이 아닌 경우만 나타내었으며, ASD의 내하율에 대한 LSD_1의 내하율 종속성이 약 74%로 전체 단면을 모두 사용한 분석보다는 다소 상관성이 떨어지는 결과를 얻었다. 하지만, 평균 내하율 이하의 단면을 이용한 분석에서도 ASD와 LSD_1의 내하력 평가의 결과는 비교적 높은 수준의 종속성을 확보하고 있음을 알 수 있다.

또한, Table 4.2.1에서 ASD와 LSD_1의 각 단면별 내하율 비(Ratio)는 1.140 ~ 1.854의 범주를 나타내어 다소 큰 차이의 비율 범주를 나타내지만, Fig 4.2.1에서는 ASD와 LSD_1에 의한 각 교량별 평균 내하율이 거의 유사한 비율 또는 편차를 보이고 있으며, 회귀분석에서도 최대 95%의 종속성이 있는 것으로 분석되었다. 따라서 비율 차이가 다소 크게 발생하는 일부 단면이 있더라도 2가지 내하력 평가 방법은 높은 수준의 유의(有意)한 관계를 가진다고 판단된다.

또한, 정모멘트부 조밀단면 뿐만 아니라 비조밀단면 및 부모멘트 단면에서도 이와 같은 상관관계와 높은 종속성이 확인된다면, 기존의 ASD에 의한 내하력 평가 결과를 이용하여 LSD_1에 의한 내하력 평가 결과를 예상할 수 있을 것이며, 개선을 반영한 LSD_2에 대하여도 이러한 관계가 성립될 것으로 예상된다.

4.2.2 정모멘트부 비조밀단면

1) 내하율 평가 결과

대상 교량의 정모멘트부 단면이 모두 비조밀단면인 것으로 가정하여 ASD 및 개선 전 LSD_1의 방법으로 내하율을 산정하였으며, 총 83개 단면의 평가결과를 요약하여 Table 4.2.3 수록하였다. ASD로 평가한 내하율의 평균은 3.037, LSD_1의 내하율 평균은 3.268로 나타났으며, 내하율 비(Ratio)의 범주는 0.929 ~ 1.289이고, 평균 약 1.076배의 내하율 증가가 발생하는 것으로 분석되었다.

각 교량별 평균 내하율을 비교한 Fig 4.2.3에서도 이러한 경향을 확인할 수 있으며, 총 32개의 교량별 내하율 평가결과는 Table 4.2.4에 수록하였다.

Table 4.2.3 Summary of RFs of (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1

구 분	Rating Factor (RF)			비 고	
	평균	최솟값	최댓값		
ASD	3.037	1.441	9.551		
LSD_1	극한 I	3.268	1.675	8.944	적용
	사용 II	4.705	2.510	11.915	
Ratio (LSD_1 / ASD)	1.076	0.929	1.289	극한 I 과 사용 II 중 작은 값과의 비율	

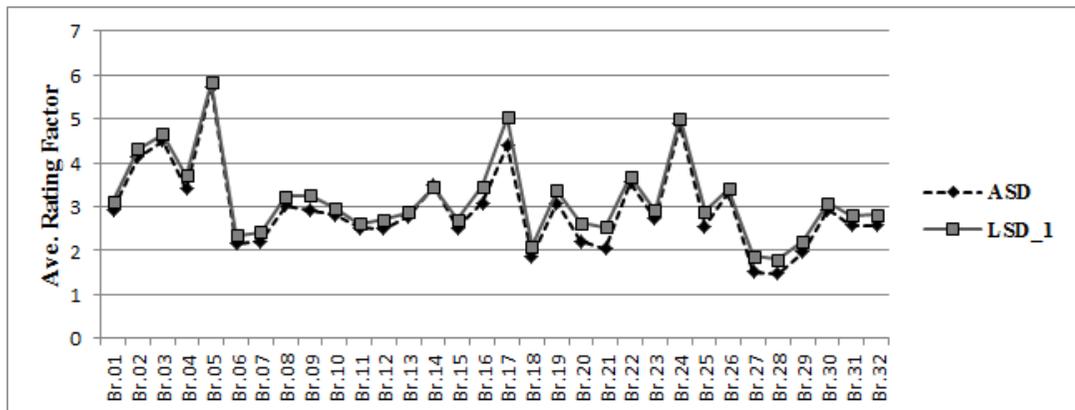


Fig. 4.2.3 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1

Table 4.2.4 List of All RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1

구분	검토단면 수 (EA)	ASD		LSD_1 극한 I		LSD_1 사용 II	
		RF _{ASD}	평균	RF _{LSD}	평균	RF _{LSD}	평균
Br.01	4	2.335 ~ 4.021	2.927	2.610 ~ 3.855	3.122	3.807 ~ 5.201	4.454
Br.02	4	2.415 ~ 7.211	4.129	3.063 ~ 6.699	4.316	4.721 ~ 8.979	6.151
Br.03	4	4.203 ~ 4.772	4.505	4.307 ~ 4.993	4.661	6.075 ~ 7.066	6.582
Br.04	4	3.070 ~ 3.796	3.409	3.441 ~ 4.007	3.701	5.078 ~ 5.689	5.352
Br.05	3	3.808 ~ 9.551	5.729	4.262 ~ 8.944	5.829	6.237 ~ 11.915	8.149
Br.06	2	1.825 ~ 2.497	2.161	2.160 ~ 2.551	2.356	3.240 ~ 3.577	3.408
Br.07	2	1.880 ~ 2.539	2.210	2.240 ~ 2.613	2.427	3.374 ~ 3.681	3.527
Br.08	2	1.953 ~ 4.089	3.021	2.506 ~ 3.949	3.228	3.882 ~ 5.374	4.628
Br.09	1	2.910	2.910	3.259	3.259	4.832	4.832
Br.10	2	1.872 ~ 3.777	2.825	2.308 ~ 3.643	2.975	3.528 ~ 4.950	4.239
Br.11	3	2.220 ~ 2.832	2.524	2.401 ~ 2.809	2.615	3.431 ~ 3.848	3.662
Br.12	4	1.535 ~ 3.827	2.497	1.778 ~ 3.988	2.714	2.654 ~ 5.610	3.911
Br.13	2	2.375 ~ 3.187	2.782	2.551 ~ 3.205	2.878	3.669 ~ 4.448	4.059
Br.14	2	2.080 ~ 4.873	3.477	2.318 ~ 4.572	3.445	3.405 ~ 6.090	4.747
Br.15	4	2.051 ~ 3.554	2.510	2.332 ~ 3.469	2.709	3.423 ~ 4.720	3.880
Br.16	4	2.325 ~ 3.932	3.090	2.673 ~ 4.353	3.471	3.955 ~ 6.311	5.073
Br.17	2	2.980 ~ 5.790	4.385	3.841 ~ 6.234	5.038	5.909 ~ 8.938	7.423
Br.18	2	1.655 ~ 2.079	1.867	1.968 ~ 2.247	2.108	2.978 ~ 3.249	3.114
Br.19	2	3.073 ~ 3.100	3.087	3.367 ~ 3.382	3.374	4.943 ~ 4.959	4.951
Br.20	2	2.149 ~ 2.264	2.207	2.596 ~ 2.673	2.634	3.901 ~ 3.988	3.945
Br.21	2	1.984 ~ 2.089	2.037	2.473 ~ 2.609	2.541	3.796 ~ 3.991	3.894
Br.22	2	3.419 ~ 3.703	3.561	3.585 ~ 3.807	3.696	5.120 ~ 5.338	5.229
Br.23	2	2.363 ~ 3.098	2.731	2.644 ~ 3.181	2.913	3.836 ~ 4.434	4.135
Br.24	3	4.817 ~ 4.973	4.883	4.936 ~ 5.098	5.007	7.087 ~ 7.324	7.190
Br.25	2	2.435 ~ 2.684	2.560	2.755 ~ 3.041	2.898	4.047 ~ 4.468	4.257
Br.26	1	3.310	3.310	3.404	3.404	4.771	4.771
Br.27	2	1.454 ~ 1.592	1.523	1.865 ~ 1.870	1.868	2.806 ~ 2.893	2.849
Br.28	2	1.441 ~ 1.518	1.480	1.675 ~ 1.916	1.796	2.510 ~ 2.955	2.733
Br.29	2	1.861 ~ 2.081	1.971	2.213 ~ 2.232	2.223	3.226 ~ 3.342	3.284
Br.30	2	2.336 ~ 3.526	2.931	2.449 ~ 3.738	3.094	3.469 ~ 5.310	4.389
Br.31	4	2.115 ~ 3.008	2.568	2.406 ~ 3.179	2.800	3.576 ~ 4.545	4.071
Br.32	4	1.883 ~ 3.222	2.570	2.289 ~ 3.298	2.817	3.491 ~ 4.622	4.094

2) 상관관계 분석

Table 4.2.3과 Table 4.2.4에서 극한 I 에 의한 내하율은 사용 II 의 의한 내하율의 평균 69.5% 수준으로 작게 나타났으며, 파괴 여부에 대한 안전을 검토하는 극한 I 의 한계상태 하중조합이 사용 II 의 한계상태보다 안전측이고 보수적인 결과를 제공한다고 볼 수 있다.

비조밀단면의 결과를 수록한 Table 4.2.4를 참조하면 ASD 방법에 의한 최소 내하율은 Br.28에서 1.441이며, 이를 LSD_1 방법으로 평가시 1.675로 산정되어 약 1.16배의 비율을 보이지만, 2가지 평가방법의 결과에서 가장 작은 비율을 나타낸 단면은 Br.02의 단면으로 ASD의 내하율 7.211, LSD_1의 내하율 6.699로서 내하율비 0.929로 나타났다.

또한 ASD에 의한 최대내하율의 경우 Br.05의 9.551이며, 이를 LSD_1방법으로 평가시 8.944로 약 0.94의 감소비율을 보지만, 2가지 평가방법의 결과에서 가장 큰 비율을 나타낸 단면은 Br.17의 단면으로 ASD의 내하율 2.980, LSD_1의 내하율 3.841인 경우 내하율비 1.289로 나타났다.

즉, Table 4.2.3에 정리한 바와 같이 기존의 ASD 방법으로 내하율을 평가한 단면을 LSD_1 방법의 비조밀단면으로 재평가를 한다면 2가지 평가방법의 내하율의 비(比)는 0.929 ~ 1.289로 나타났고, 평균 1.076배 정도로 내하율이 유사하거나 다소 증가할 수 있지만, 경우에 따라서는 0.929배 정도 다소 감소하는 경우도 있다는 것을 확인하였다.

설계기술의 발전에 따라 구조물의 저항강도와 신뢰도 기반의 하중계수를 고려하는 LSD가 종래의 ASD보다 향상된 설계방법이기는 하나, 재료의 허용응력이 설계응력에 비하여 약 2배 이상인 단면은 대부분 내하율 3~4이상으로 평가되는 것을 이 연구 과정에서 확인하였고, 이러한 조건의 비조밀단면을 LSD의 극한 I 의 한계상태로 평가하는 경우 단면의 저항성능을 허용응력이 아닌 재료의 항복강도로 적용하더라도 하중계수에 의한 설계응력의 증가효과가 더 크게 작용하여 LSD에 의한 내하율이 ASD에 의한 내하율 보다 감소될 수 있는 것으로 확인되었다.

반면, 극한 I 에 비하여 작은 하중계수를 적용하는 사용 II 의 한계상태에서는 LSD가 ASD의 내하율 보다 작게 평가되는 경우는 나타나지 않았다.

따라서, 교량의 내하력 평가에서 지배한계상태가 극한 I 의 한계상태이고, 단면의 응력여유도가 큰 단면의 경우에는 LSD가 ASD보다 반드시 안전측의 결과를 제공하는 것은 아니며 오히려 다소 보수적인 결과를 제공할 수도 있을 것으로 판단된다. 다만, 교량의 내하력은 최저내하율의 단면으로 평가하게 되므로 여유도가 높은 단면에서 발생하는 이와 같은 경향은 교량의 최종 내하력 결과에는 영향을 미치지 않을 것으로 판단된다.

동일한 단면에서 ASD와 LSD_1에 의한 내하력 평가 방법에 따른 상관관계를 확인하기 위하여 전체 83개 단면에 대한 내하력 평가 결과를 비교하여 분석하고, ASD의 평균 내하율 3.037이하로 나타난 25개 교량, 47개 단면으로도 비교하여 회귀분석을 실시하였다. Fig 4.2.4의 (a)는 전체 83개 단면의 분석결과이며, (b)는 평균값 이하 47개 단면의 분석결과이다.

조밀단면과 같이 ASD와 LSD_1에 의한 내하율의 상관관계를 회귀분석에 의한 1차 및 2차 함수로 표현하였으며, 전체 단면으로 분석한 경우에는 94%이상의 높은 종속성을 나타내고 있으며, 평균값 이하의 단면으로 분석한 경우에는 87% 정도의 종속성을 나타내었다. Fig 4.2.3에서도 2가지 평가방법의 내하율이 거의 동일한 형상이므로 높은 상관관계 및 종속 경향을 확인할 수 있다.

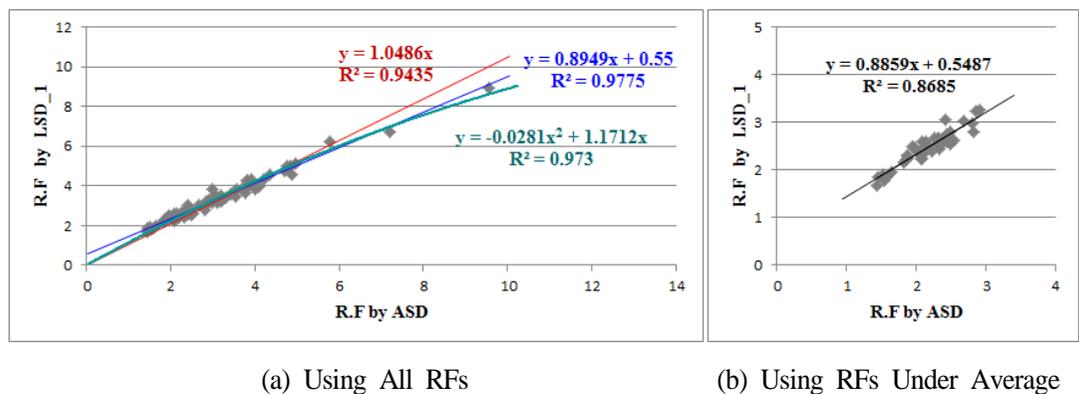


Fig. 4.2.4 Regression Analysis of R.Fs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_1

4.2.3 부모멘트부 단면

1) 내하율 평가 결과

대상 교량의 부모멘트부 단면에 대하여 ASD 및 개선 전 LSD_1의 방법으로 내하율을 산정하였으며, 총 71개 단면의 평가결과를 요약하여 Table 4.2.5에 수록하였다. ASD의 내하율의 평균은 2.832, LSD_1의 내하율 평균은 3.330으로 나타났다으며, 평균 약 1.176배의 내하율 증가가 발생하는 것으로 분석되었다.

각 단면별 내하율 비(Ratio)는 0.981 ~ 1.667의 범주로 다소 큰 차이를 나타내는 단면도 있지만, 각 교량별 평균 내하율을 비교한 Fig 4.2.5에서는 거의 일정한 비율의 상관관계가 있음을 알 수 있다. 총 32개의 교량별 내하율 평가결과는 Table 4.2.6에 수록하였다.

Table 4.2.5 Summary of RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_1

구 분	Rating Factor (RF)			비 고	
	평균	최솟값	최댓값		
ASD	2.832	1.227	8.095		
LSD_1	극한 I	3.330	1.530	8.458	적용
	사용 II	5.002	2.397	12.138	
Ratio (LSD_1 / ASD)	1.176	0.981	1.667	극한 I 과 사용 II 중 작은 값과의 비율	

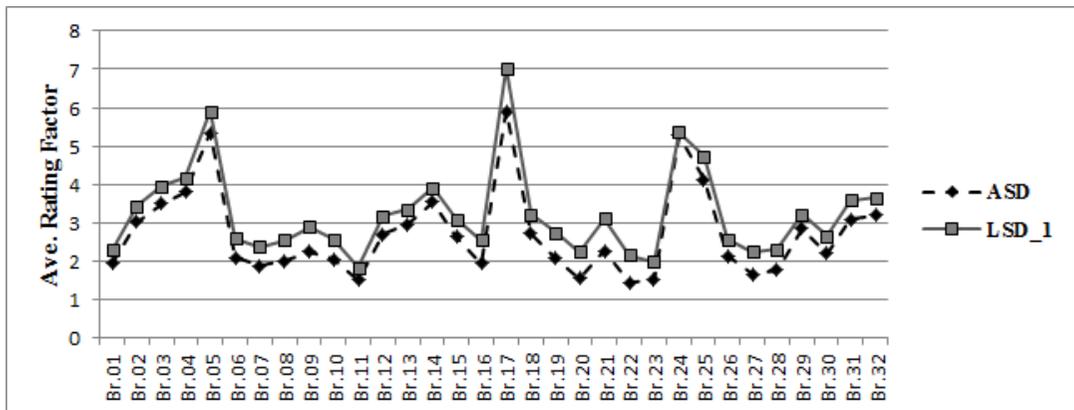


Fig. 4.2.5 Comparison of Ave. RFs of (-)Moment Section by ASD and LSD_1

Table 4.2.6 List of All RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_1

구분	검토단면 수 (EA)	ASD		LSD_1 극한 I		LSD_1 사용 II	
		RF _{ASD}	평균	RF _{LSD}	평균	RF _{LSD}	평균
Br.01	4	1.742 ~ 2.067	1.949	2.158 ~ 2.434	2.297	3.264 ~ 3.609	3.408
Br.02	3	2.529 ~ 3.340	3.025	2.743 ~ 3.791	3.442	4.681 ~ 3.399	5.747
Br.03	4	2.746 ~ 4.418	3.507	3.226 ~ 4.593	3.953	4.895 ~ 6.724	5.848
Br.04	4	3.204 ~ 4.259	3.803	3.665 ~ 4.544	4.171	4.430 ~ 6.500	6.048
Br.05	3	4.497 ~ 6.175	5.336	5.261 ~ 6.533	5.897	7.821 ~ 9.286	8.553
Br.06	1	2.094	2.094	2.590	2.590	3.935	3.935
Br.07	1	1.890	1.890	2.378	2.378	3.648	3.648
Br.08	1	2.006	2.006	2.549	2.549	3.937	3.937
Br.09	1	2.248	2.248	2.894	2.894	4.524	4.524
Br.10	1	2.047	2.047	2.571	2.571	4.024	4.024
Br.11	2	1.231 ~ 1.812	1.522	1.530 ~ 2.150	1.840	2.397 ~ 3.210	2.804
Br.12	2	2.288 ~ 3.102	2.695	2.725 ~ 3.616	3.171	4.069 ~ 5.338	4.703
Br.13	1	2.973	2.973	3.351	3.351	4.893	4.893
Br.14	1	3.553	3.553	3.909	3.909	5.702	5.702
Br.15	3	2.590 ~ 2.727	2.641	3.054 ~ 3.127	3.083	4.462 ~ 4.670	4.555
Br.16	4	1.623 ~ 2.275	1.945	2.133 ~ 2.945	2.542	3.381 ~ 4.581	.973
Br.17	2	4.031 ~ 7.785	5.908	5.615 ~ 8.458	7.036	8.832 ~ 12.138	10.485
Br.18	2	2.677 ~ 2.755	2.716	3.127 ~ 3.297	3.212	4.586 ~ 5.000	4.793
Br.19	2	2.043 ~ 2.110	2.077	2.677 ~ 2.800	2.738	4.256 ~ 4.460	4.358
Br.20	2	1.536 ~ 1.562	1.549	2.191 ~ 2.286	2.239	3.510 ~ 3.674	3.592
Br.21	2	2.049 ~ 2.491	2.270	2.872 ~ 3.373	3.123	4.651 ~ 5.337	4.994
Br.22	2	1.227 ~ 1.656	1.442	2.045 ~ 2.261	2.153	3.456 ~ 3.538	3.497
Br.23	2	1.319 ~ 1.688	1.504	1.856 ~ 2.109	1.983	2.909 ~ 3.180	3.045
Br.24	3	3.008 ~ 8.095	5.269	3.382 ~ 7.942	5.371	4.933 ~ 11.152	7.631
Br.25	2	3.790 ~ 4.486	4.138	4.343 ~ 5.151	4.747	6.367 ~ 7.557	6.962
Br.26	1	2.152	2.152	2.568	2.568	3.848	3.848
Br.27	2	1.575 ~ 1.774	1.675	2.240 ~ 2.273	2.257	3.427 ~ 3.541	3.484
Br.28	2	1.664 ~ 1.886	1.775	2.129 ~ 2.497	2.313	3.247 ~ 3.835	3.541
Br.29	2	2.515 ~ 3.192	2.854	2.869 ~ 3.559	3.214	4.212 ~ 5.172	4.692
Br.30	2	1.958 ~ 2.434	2.196	2.430 ~ 2.906	2.668	3.666 ~ 4.333	4.000
Br.31	4	2.814 ~ 3.393	3.103	3.235 ~ 3.925	3.580	4.800 ~ 5.826	5.314
Br.32	4	2.819 ~ 3.749	3.200	3.347 ~ 4.071	3.645	5.024 ~ 5.857	5.373

2) 상관관계 분석

Table 4.2.5와 Table 4.2.6에서 극한 I 에 의한 내하율은 사용 II 의 의한 내하율의 평균 66.6% 수준으로 작게 나타났으며, 부모멘트부 단면에서도 파괴 여부에 대한 안전을 검토하는 극한 I 의 한계상태 하중조합이 사용 II 의 한계상태보다 안전측이고 보수적인 결과를 나타낸다고 볼 수 있다.

부모멘트부 단면의 결과를 수록한 Table 4.2.6을 참조하면 ASD에 의한 최소 내하율은 Br.22에서 1.227이며, 이를 LSD_1 방법으로 평가시 2.045로 산정되어 1.667배의 증가비율을 보이지만, 2가지 평가방법의 결과에서 가장 작은 비율을 나타낸 단면은 Br.24의 단면으로 ASD의 내하율 8.095, LSD_1의 내하율 7.942로서 내하율비 0.981로 나타났다.

또한 ASD에 의한 최대내하율은 8.095로서 가장 작은 비율인 0.981을 나타낸 Br.24의 단면이며, 가장 큰 비율인 1.667을 나타내는 단면은 최소내하율 1.227이 산정된 Br.22의 단면으로 나타났다.

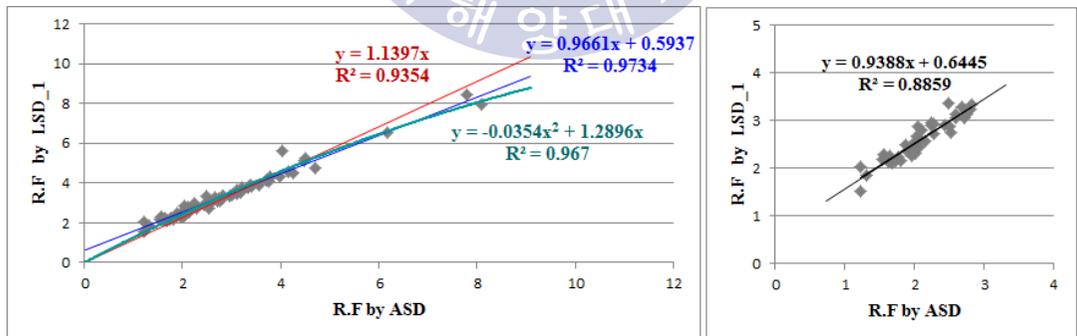
즉, Table 4.2.5에 정리한 바와 같이 기존의 ASD 방법으로 내하율을 평가한 단면을 LSD_1 방법의 부모멘트부 단면으로 재평가를 한다면 2가지 평가방법의 내하율 비(比)는 0.981 ~ 1.667로 나타났고, 평균 1.176배 정도로 내하율이 다소 증가할 수 있지만, 경우에 따라서는 0.981배 정도 내하율이 감소하는 경우의 단면도 있다는 것을 확인하였다.

이 연구에서 검토한 32개 교량의 총 71개 부모멘트 단면 중에서 2가지 방법의 내하율 비(比)가 1.0 미만으로 나타난 단면은 Br.24의 1개 단면이지만, 정모멘트부 비조밀단면의 분석에서 언급한 바와 같이 ASD로 평가시 재료의 허용응력이 설계응력에 비하여 2배 이상의 여유를 가지고 있으며, 내하율이 3~4이상 크게 평가되는 단면에 대하여 LSD의 극한 I 의 한계상태로 평가를 한다면 단면의 저항성능을 허용응력이 아닌 재료의 항복강도를 적용하더라도 하중계수에 의한 설계응력의 증가 효과가 더 크게 작용하여 LSD에 의한 내하율이 ASD에 의한 내하율보다 감소될 수 있는 것으로 판단된다.

각 교량의 동일한 단면에서 ASD와 LSD_1에 의한 내하력 평가 방법에 따른 상관관계를 확인하기 위하여 전체 71개 단면에 대한 내하력 평가 결과를 비교하여 분석하고, 일반적으로 교량의 안전한 관리를 위해 교량의 내하력은 최저 내하력으로 평가하므로 ASD의 평균 내하율 2.832이하로 나타난 25개 교량, 43개 단면으로도 비교하여 회귀분석을 실시하였다. Fig 4.2.6의 (a)는 전체 71개 단면의 분석결과이며, (b)는 평균값 이하 43개 단면의 분석결과이다.

정모멘트부 단면과 같이 ASD와 LSD_1에 의한 내하율의 상관관계를 회귀분석에 의한 1차 및 2차 함수로 표현하였으며, 전체 단면으로 분석한 경우에는 93%이상의 종속성을 나타내고 있으며, 평균값 이하의 단면으로 분석한 경우에는 89% 정도의 종속성을 나타내었다.

또한, Table 4.2.5에서 ASD와 LSD_1의 각 단면별 내하율 비(Ratio)는 0.981 ~ 1.667의 범주로서 다소 큰 차이의 비율 범주를 나타내지만, Fig 4.2.5에서는 ASD와 LSD_1에 의한 각 교량별 평균 내하율이 거의 유사한 비율 또는 편차를 보이고 있으며, 회귀분석에서도 최대 93%의 종속성이 있는 것으로 분석되었다. 따라서 비율 차이가 다소 크게 발생하는 일부 단면이 있더라도 2가지 내하력 평가 방법은 높은 수준의 유의(有意)한 관계를 가진다고 판단된다.



(a) Using All R.Fs

(b) Using R.Fs Under Average

Fig. 4.2.6 Regression Analysis of R.Fs at (-)Moment Section by ASD and LSD_1

4.3 개선된 LSD에 의한 내하력 평가 및 분석

4.3.1 정모멘트부 조밀단면

1) 내하율 평가 결과

대상 교량의 정모멘트부 단면이 모두 조밀단면인 것으로 가정하여 ASD 및 개선된 LSD_2 방법으로 내하율을 산정하고, 총 83개 단면의 평가결과를 요약하여 Table 4.3.1 수록하였다. ASD로 평가한 내하율의 평균은 3.037, LSD_2는 4.740으로 나타났으며, 약 1.561배의 내하율 증가가 발생하는 것으로 나타났고 각 교량별 평균 내하율을 비교한 Fig. 4.3.1에서도 이러한 경향을 확인할 수 있다. 총 32개의 교량별 내하율 평가결과는 Table 4.3.2에 수록하였다.

Table 4.3.1 Summary of RFs of (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2

구 분	Rating Factor (RF)			비 고	
	평균	최솟값	최댓값		
ASD	3.037	1.441	9.551		
LSD_2	극한 I	5.491	3.040	12.962	
	사용 II	4.740	2.532	12.003	적용
Ratio (LSD_2 / ASD)	1.561	1.254	2.006	극한 I 과 사용 II 중 작은 값과의 비율	

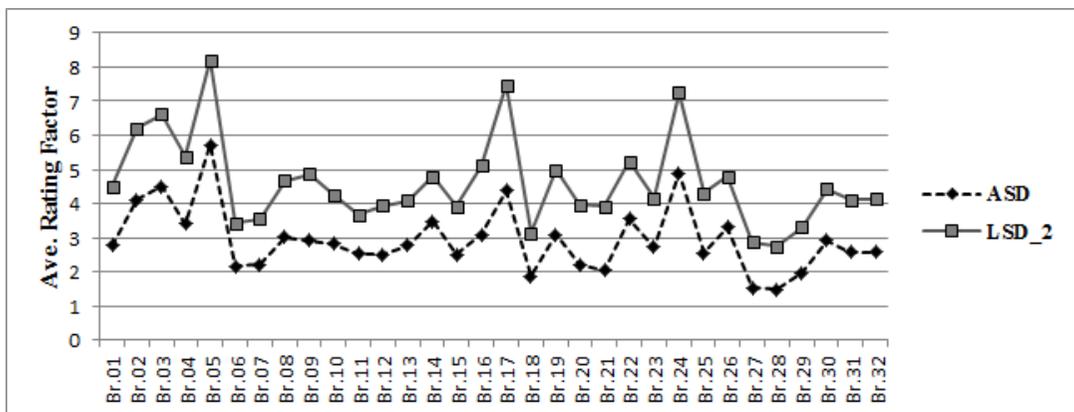


Fig. 4.3.1 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2

Table 4.3.2 List of All RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2

구분	검토단면 수 (EA)	ASD		LSD_2 극한 I		LSD_2 사용 II	
		RF _{ASD}	평균	RF _{LSD}	평균	RF _{LSD}	평균
Br.01	4	2.335 ~ 4.021	2.927	4.585 ~ 6.109	5.252	3.840 ~ 5.243	4.491
Br.02	4	2.415 ~ 7.211	4.129	5.395 ~ 10.485	7.243	4.755 ~ 9.040	6.195
Br.03	4	4.203 ~ 4.772	4.505	7.210 ~ 7.939	7.577	6.119 ~ 7.109	6.626
Br.04	4	3.070 ~ 3.796	3.409	5.842 ~ 6.455	6.114	5.114 ~ 5.726	5.387
Br.05	3	3.808 ~ 9.551	5.729	6.869 ~ 12.962	9.124	6.286 ~ 12.003	8.211
Br.06	2	1.825 ~ 2.497	2.161	3.843 ~ 4.254	4.048	3.266 ~ 3.606	3.436
Br.07	2	1.880 ~ 2.539	2.210	4.014 ~ 4.383	4.198	3.400 ~ 3.711	3.556
Br.08	2	1.953 ~ 4.089	3.021	4.533 ~ 6.327	5.430	3.912 ~ 5.418	4.665
Br.09	1	2.910	2.910	5.825	5.825	4.874	4.874
Br.10	2	1.872 ~ 3.777	2.825	4.151 ~ 5.819	4.985	3.553 ~ 4.984	4.268
Br.11	3	2.220 ~ 2.832	2.524	4.109 ~ 4.539	4.355	3.451 ~ 3.871	3.684
Br.12	4	1.535 ~ 3.827	2.497	3.203 ~ 6.676	4.683	2.681 ~ 5.660	3.948
Br.13	2	2.375 ~ 3.187	2.782	4.388 ~ 5.266	4.827	3.704 ~ 4.488	4.096
Br.14	2	2.080 ~ 4.873	3.477	4.093 ~ 6.979	5.536	3.439 ~ 6.142	4.790
Br.15	4	2.051 ~ 3.554	2.510	4.129 ~ 5.568	4.652	3.455 ~ 4.762	3.916
Br.16	4	2.325 ~ 3.932	3.090	4.781 ~ 7.588	6.113	3.989 ~ 6.362	5.115
Br.17	2	2.980 ~ 5.790	4.385	7.041 ~ 9.597	8.319	5.950 ~ 8.994	7.472
Br.18	2	1.655 ~ 2.079	1.867	3.346 ~ 3.694	3.520	2.999 ~ 3.272	3.135
Br.19	2	3.073 ~ 3.100	3.087	5.879 ~ 5.893	5.886	4.978 ~ 4.995	4.987
Br.20	2	2.149 ~ 2.264	2.207	4.075 ~ 4.221	4.148	3.927 ~ 4.014	3.970
Br.21	2	1.984 ~ 2.089	2.037	4.044 ~ 4.317	4.180	3.821 ~ 4.017	3.919
Br.22	2	3.419 ~ 3.703	3.561	5.648 ~ 5.836	5.742	5.120 ~ 5.338	5.229
Br.23	2	2.363 ~ 3.098	2.731	4.620 ~ 5.235	4.928	3.862 ~ 4.463	4.163
Br.24	3	4.817 ~ 4.973	4.883	8.465 ~ 8.751	8.589	7.153 ~ 7.394	7.258
Br.25	2	2.435 ~ 2.684	2.560	4.890 ~ 5.401	5.146	4.083 ~ 4.509	4.296
Br.26	1	3.310	3.310	5.668	5.668	4.803	4.803
Br.27	2	1.454 ~ 1.592	1.523	3.402 ~ 3.464	3.433	2.831 ~ 2.917	2.874
Br.28	2	1.441 ~ 1.518	1.480	3.040 ~ 3.523	3.282	2.532 ~ 2.979	2.756
Br.29	2	1.861 ~ 2.081	1.971	3.723 ~ 3.863	3.793	3.248 ~ 3.364	3.306
Br.30	2	2.336 ~ 3.526	2.931	4.076 ~ 5.520	4.798	3.496 ~ 5.349	4.423
Br.31	4	2.115 ~ 3.008	2.568	4.308 ~ 5.422	4.878	3.607 ~ 4.580	4.104
Br.32	4	1.883 ~ 3.222	2.570	4.240 ~ 5.486	4.907	3.522 ~ 4.659	4.127

2) 상관관계 분석

Table 4.3.1과 Table 4.3.2에서 극한 I 에 의한 내하율은 사용 II 의 의한 내하율의 평균 115.8% 수준으로 크게 나타났다. 이는 개선 전 LSD_1방법에서 파괴에 대한 안전을 검토하는 극한 I 이 사용 II 보다 안전측이고 보수적인 결과를 나타낸 것과는 달리, 하중수정계수 등의 적용을 통한 연성도 및 여유성의 고려여부가 극한 I 의 비탄성 거동에서 단면의 항복 및 소성모멘트에 의한 저항강도의 안전성을 증가시킴으로써, 사용한계상태가 지배 한배상태가 됨을 알 수 있다.

전체 조밀단면에 대하여 2가지 평가 방법에 의한 내하율 비(比)는 1.254 ~ 2.006으로 나타났으며, 이는 ASD로 내하율을 평가한 단면을 LSD_2방법의 조밀단면으로 재평가를 한다면 평균 1.561배 정도 내하율이 증가할 수 있지만 1.254 배 정도 증가하는 단면도 있을 수 있다는 것을 의미한다. 단, LSD_1에서 언급한 바와 같이 최소내하율의 단면이 최소비율의 단면을 의미하지는 않는다.

동일한 단면에서 ASD와 LSD_2에 의한 내하력 평가 방법에 따른 상관관계를 확인하기 위하여 전체 83개 단면에 대한 내하력 평가 결과를 비교하여 분석하고, 일반적으로 교량의 안전한 관리를 위해 교량의 내하력은 최저 내하력으로 평가하므로 ASD의 평균 내하율 3.037이하로 나타난 25개 교량, 47개 단면으로도 비교를 실시하여 회귀분석을 실시하였다. Fig 4.3.2의 (a)는 전체 83개 단면의 분석결과이며, (b)는 평균 내하율 이하 47개 단면의 분석결과이다.

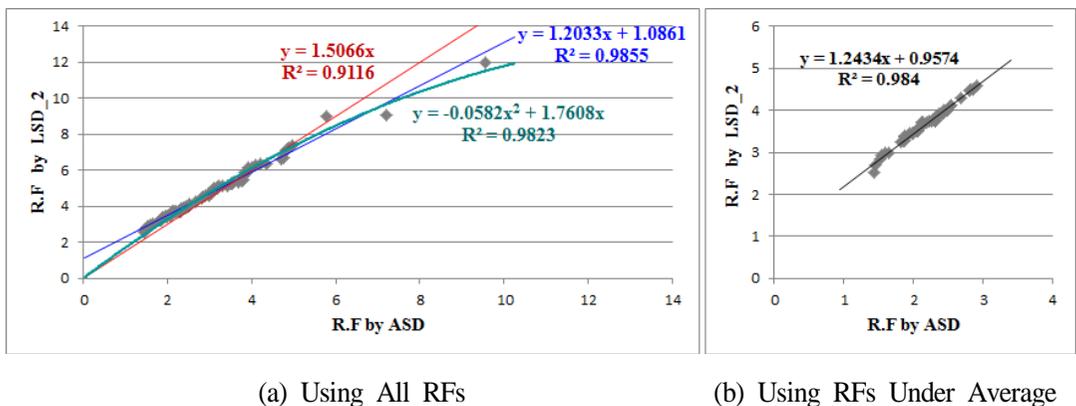


Fig. 4.3.2 Regression Analysis of RFs at (+)Moment Compact Section by ASD and LSD_2

Fig 4.3.2에는 ASD와 LSD_2에 의한 내하율의 상관관계를 회귀분석에 의한 1차 및 2차 함수로 표현하였다.

전체 단면을 이용하여 분석한 Fig 4.3.2의 (a)에서는 1차 함수에서 상수항이 0 (zero)인 경우와 아닌 경우를 구분한 2가지 식과 2차 함수에서는 상수항이 0인 경우만 고려하여 총 3가지의 함수식으로 상관관계를 표현하였다. 3개의 함수식에서 ASD의 내하율에 대한 LSD_2의 내하율 종속성은 약 91% ~ 99% 정도이며, 상수항이 있는 1차 함수식이 가장 높은 종속성을 나타내었다. 또한 회귀분석에 의한 3가지 함수식에서 상수항의 여부에 상관없이 계수와 상수는 모두 99%이상의 유의한 값으로 확인되었다.

평균 내하율 이하의 47개 단면의 내하율 값으로만 분석하여 1차 함수를 표현한 Fig 4.3.2의 (b)의 경우에는 상수항이 0이 아닌 경우만 나타내었으며, ASD의 내하율에 대한 LSD_2의 내하율 종속성이 약 98%로 전체 단면을 모두 사용한 분석과 거의 유사한 결과를 얻었다. 따라서 2가지 범주의 분석결과에서 ASD와 LSD_2의 내하력 평가의 결과는 모두 높은 수준의 종속성을 확보하고 있음을 알 수 있다.

또한, Table 4.3.1의 ASD와 LSD_2의 각 단면별 내하율 비(Ratio)는 1.254 ~ 2.006의 범주로서 다소 큰 차이의 비율 범주를 나타내지만, Fig 4.3.1에서는 ASD와 LSD_2에 의한 각 교량별 평균 내하율이 거의 유사한 비율 또는 편차를 보이고 있으며, 회귀분석에서도 최대 99%의 종속성이 있는 것으로 분석되었다. 그러므로, 비율 차이가 크게 발생하는 일부 단면이 있더라도 LSD_2에 의한 내하력 평가 방법도 LSD_1의 경우와 같이 ASD와 높은 수준의 유의(有意)한 관계를 가진다고 판단된다.

4.3.2 정모멘트부 비조밀단면

1) 내하율 평가 결과

대상 교량의 정모멘트부 단면이 모두 비조밀단면인 것으로 가정하여 ASD 및 개선된 LSD_2 방법으로 내하율을 산정하였으며, 총 83개 단면의 평가결과를 요약하여 Table 4.3.3 수록하였다. ASD로 평가한 내하율의 평균은 3.037, LSD_2의 내하율 평균은 3.954로 나타났으며, 내하율 비(Ratio)의 범주는 1.097 ~ 1.593 이고, 평균 약 1.302배의 내하율 증가가 발생하는 것으로 분석되었다.

Fig 4.3.3에서는 전반적인 경향과 거의 일정한 비율의 상관관계가 있음을 확인할 수 있으며, 총 32개의 교량별 내하율 평가결과는 Table 4.3.4에 수록하였다.

Table 4.3.3 Summary of RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2

구 분		Rating Factor (RF)			비 고
		평균	최솟값	최댓값	
ASD		3.037	1.441	9.551	
LSD_2	극한 I	3.954	2.053	10.577	적용
	사용 II	4.740	2.532	12.003	
Ratio (LSD_2 / ASD)		1.302	1.097	1.593	극한 I 과 사용 II 중 작은 값과의 비율

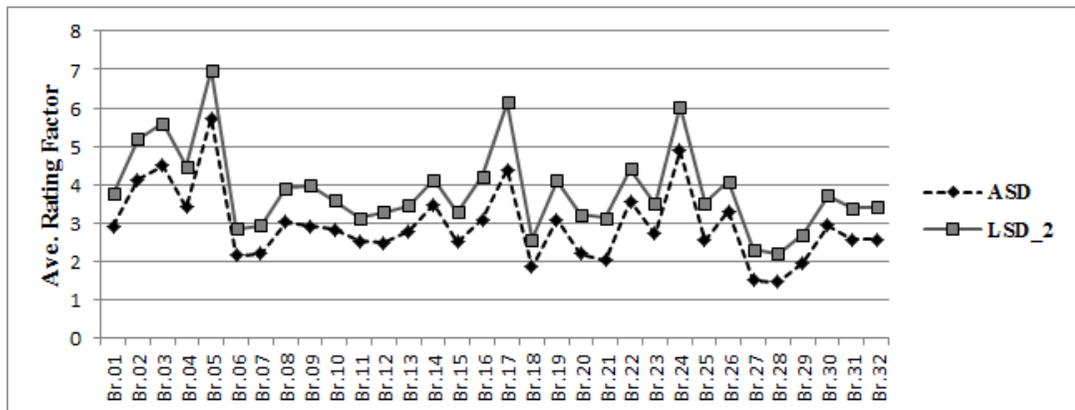


Fig. 4.3.3 Comparison of Ave. RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2

Table 4.3.4 List of All RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2

구분	검토단면 수 (EA)	ASD		LSD_2 극한 I		LSD_2 사용 II	
		RF _{ASD}	평균	RF _{LSD}	평균	RF _{LSD}	평균
Br.01	4	2.335 ~ 4.021	2.927	3.176 ~ 4.579	3.772	3.840 ~ 5.243	4.490
Br.02	4	2.415 ~ 7.211	4.129	3.787 ~ 7.913	5.199	4.755 ~ 9.040	6.159
Br.03	4	4.203 ~ 4.772	4.505	5.174 ~ 6.002	5.601	6.119 ~ 7.109	6.626
Br.04	4	3.070 ~ 3.796	3.409	4.193 ~ 4.827	4.482	5.114 ~ 5.726	5.387
Br.05	3	3.808 ~ 9.551	5.729	5.189 ~ 10.577	6.993	6.286 ~ 12.003	8.211
Br.06	2	1.825 ~ 2.497	2.161	2.650 ~ 3.065	2.858	3.266 ~ 3.606	3.436
Br.07	2	1.880 ~ 2.539	2.210	2.751 ~ 3.144	2.947	3.400 ~ 3.711	3.556
Br.08	2	1.953 ~ 4.089	3.021	3.106 ~ 4.702	3.904	3.912 ~ 5.418	4.665
Br.09	1	2.910	2.910	3.982	3.982	4.874	4.874
Br.10	2	1.872 ~ 3.777	2.825	2.846 ~ 4.330	3.588	3.553 ~ 4.984	4.268
Br.11	3	2.220 ~ 2.832	2.524	2.896 ~ 3.345	3.135	3.451 ~ 3.871	3.684
Br.12	4	1.535 ~ 3.827	2.497	2.181 ~ 4.802	3.293	2.681 ~ 5.660	3.948
Br.13	2	2.375 ~ 3.187	2.782	3.093 ~ 3.842	3.468	3.704 ~ 4.488	4.096
Br.14	2	2.080 ~ 4.873	3.477	2.829 ~ 5.413	4.121	3.439 ~ 6.142	4.790
Br.15	4	2.051 ~ 3.554	2.510	2.847 ~ 4.135	3.281	3.455 ~ 4.762	3.916
Br.16	4	2.325 ~ 3.932	3.090	3.266 ~ 5.285	4.225	3.989 ~ 6.362	5.115
Br.17	2	2.980 ~ 5.790	4.385	4.748 ~ 7.526	6.137	5.950 ~ 8.994	7.472
Br.18	2	1.655 ~ 2.079	1.867	2.416 ~ 2.720	2.568	2.999 ~ 3.272	3.135
Br.19	2	3.073 ~ 3.100	3.087	4.090 ~ 4.109	4.099	4.978 ~ 4.995	4.987
Br.20	2	2.149 ~ 2.264	2.207	3.182 ~ 3.268	3.225	3.927 ~ 4.014	3.970
Br.21	2	1.984 ~ 2.089	2.037	3.050 ~ 3.214	3.132	3.821 ~ 4.017	3.919
Br.22	2	3.419 ~ 3.703	3.561	4.290 ~ 4.535	4.413	5.120 ~ 5.338	5.229
Br.23	2	2.363 ~ 3.098	2.731	3.208 ~ 3.811	3.509	3.862 ~ 4.463	4.163
Br.24	3	4.817 ~ 4.973	4.883	5.952 ~ 6.149	6.038	7.153 ~ 7.394	7.258
Br.25	2	2.435 ~ 2.684	2.560	3.361 ~ 3.710	3.536	4.083 ~ 4.509	4.296
Br.26	1	3.310	3.310	4.082	4.082	4.803	4.803
Br.27	2	1.454 ~ 1.592	1.523	2.295 ~ 2.313	2.304	2.831 ~ 2.917	2.874
Br.28	2	1.441 ~ 1.518	1.480	2.053 ~ 2.371	2.212	2.532 ~ 2.979	2.756
Br.29	2	1.861 ~ 2.081	1.971	2.698 ~ 2.712	2.705	3.248 ~ 3.364	3.306
Br.30	2	2.336 ~ 3.526	2.931	2.951 ~ 4.507	3.729	3.496 ~ 5.349	4.423
Br.31	4	2.115 ~ 3.008	2.568	2.942 ~ 3.838	3.398	3.607 ~ 4.580	4.104
Br.32	4	1.883 ~ 3.222	2.570	2.822 ~ 3.960	3.420	3.522 ~ 4.659	4.127

2) 상관관계 분석

Table 4.3.3과 Table 4.3.4에서 극한 I 에 의한 내하율은 사용 II 의 의한 내하율의 평균 83.4% 수준으로 작게 나타났으며, LSD_1에서와 같이 극한 I 의 한계상태가 사용 II 의 한계상태보다 안전측이고 보수적인 결과를 나타낸다고 볼 수 있다. 하지만, 개선된 LSD_2의 평가는 하중수정계수 등의 적용으로 LSD_1의 사용 II 에 대한 극한 I 의 내하율 비(比) 69.5%보다는 그 비율이 증가하였고, 평균 내하율도 LSD_1의 3.268보다 증가한 3.954로 산정되었으므로 실제 구조물의 거동과 여유성을 LSD_1보다는 조금 더 반영한 평가의 결과로 판단된다.

동일한 단면에서 ASD와 LSD_2에 의한 내하력 평가 방법에 따른 상관관계를 확인하기 위하여 전체 83개 단면에 대한 내하력 평가 결과를 비교하여 분석하고, ASD의 평균 내하율 3.037이하로 나타난 25개 교량, 47개 단면으로도 비교하여 회귀분석을 실시하였다. Fig 4.3.4의 (a)는 전체 83개 단면의 분석결과이며, (b)는 평균값 이하 47개 단면의 분석결과이다.

조밀단면과 같이 ASD와 LSD_2에 의한 내하율의 상관관계를 회귀분석에 의한 1차 및 2차 함수로 표현하였으며, 전체 단면으로 분석한 경우에는 92%이상의 높은 종속성을 나타내고 있으며, 평균값 이하의 단면으로 분석한 경우에는 82% 정도의 종속성을 나타내었다. Fig 4.3.3에서도 2가지 평가방법의 내하율이 거의 동일한 형상이므로 높은 상관관계 및 종속 경향을 확인할 수 있다.

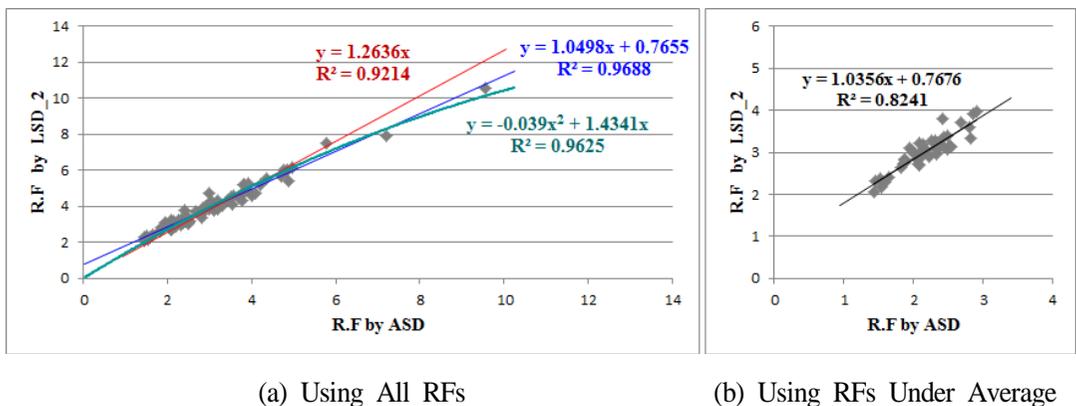


Fig. 4.3.4 Regression Analysis of RFs at (+)Moment Non-Compact Section by ASD and LSD_2

4.3.3 부모멘트부 단면

1) 내하율 평가 결과

대상 교량의 부모멘트부 단면에 대하여 ASD 및 개선된 LSD_2 방법으로 내하율을 산정하였으며, 총 71개 단면의 평가결과를 요약하여 Table 4.3.5에 수록하였다. ASD의 내하율 평균은 2.832, LSD_2의 내하율 평균은 4.039로 나타났으며, 평균 약 1.426배의 내하율 증가가 발생하는 것으로 분석되었다.

각 단면별 내하율 비(Ratio)는 1.163 ~ 2.101의 범주를 나타내어 다소 큰 오차를 나타내는 일부 단면도 있지만 각 교량별 평균 내하율은 Fig 4.3.5에서 나타나는 경향과 같이 거의 일정한 비율의 상관관계가 있음을 알 수 있다. 총 32개의 교량별 내하율 평가결과는 Table 4.3.6에 수록하였다.

Table 4.3.5 Summary of RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2

구 분	Rating Factor (RF)			비 고	
	평균	최솟값	최댓값		
ASD	2.832	1.227	8.095		
LSD_2	극한 I	4.039	1.874	10.146	적용
	사용 II	5.478	2.675	12.948	
Ratio (LSD_2 / ASD)	1.426	1.163	2.101	극한 I 과 사용 II 중 작은 값과의 비율	

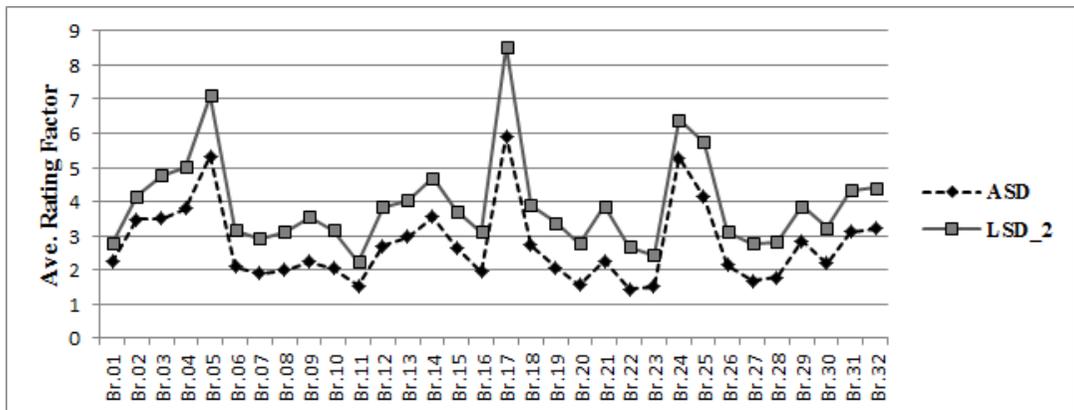


Fig. 4.3.5 Comparison of Ave. RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2

Table 4.3.6 List of All RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2

구분	검토단면 수 (EA)	ASD		LSD_2 극한 I		LSD_2 사용 II	
		RF _{ASD}	평균	RF _{LSD}	평균	RF _{LSD}	평균
Br.01	4	1.742 ~ 2.067	1.949	2.632 ~ 2.950	2.785	3.680 ~ 4.061	3.868
Br.02	3	2.529 ~ 3.340	3.025	3.283 ~ 4.599	4.152	4.721 ~ 6.395	5.778
Br.03	4	2.746 ~ 4.418	3.507	3.922 ~ 5.532	4.775	5.478 ~ 7.394	6.479
Br.04	4	3.204 ~ 4.259	3.803	4.435 ~ 5.443	5.017	5.987 ~ 7.114	6.636
Br.05	3	4.497 ~ 6.175	5.336	6.380 ~ 7.814	7.097	8.512 ~ 10.231	9.371
Br.06	1	2.094	2.094	3.163	3.163	4.355	4.355
Br.07	1	1.890	1.890	2.911	2.911	4.055	4.055
Br.08	1	2.006	2.006	3.126	3.126	4.382	4.382
Br.09	1	2.248	2.248	3.558	3.558	5.037	5.037
Br.10	1	2.047	2.047	3.154	3.154	4.530	4.530
Br.11	2	1.231 ~ 1.812	1.522	1.874 ~ 2.610	2.242	2.675 ~ 3.515	3.095
Br.12	2	2.288 ~ 3.102	2.695	3.309 ~ 4.377	3.843	4.502 ~ 5.885	5.193
Br.13	1	2.973	2.973	4.040	4.040	5.364	5.364
Br.14	1	3.553	3.553	4.704	4.704	6.274	6.274
Br.15	3	2.590 ~ 2.727	2.641	3.697 ~ 3.779	3.733	4.899 ~ 5.108	4.986
Br.16	4	1.623 ~ 2.275	1.945	2.627 ~ 3.615	3.124	3.713 ~ 5.098	4.393
Br.17	2	4.031 ~ 7.785	5.908	6.937 ~ 10.146	8.541	9.502 ~ 12.948	11.225
Br.18	2	2.677 ~ 2.755	2.716	3.775 ~ 4.021	3.898	4.951 ~ 5.378	5.165
Br.19	2	2.043 ~ 2.110	2.077	3.301 ~ 3.456	3.378	4.712 ~ 4.937	4.825
Br.20	2	1.536 ~ 1.562	1.549	2.717 ~ 2.840	2.779	3.895 ~ 4.068	3.983
Br.21	2	2.049 ~ 2.491	2.270	3.564 ~ 4.159	3.862	5.129 ~ 5.858	5.493
Br.22	2	1.227 ~ 1.656	1.442	2.578 ~ 2.788	2.683	3.45 ~ 3.538	3.497
Br.23	2	1.319 ~ 1.688	1.504	2.293 ~ 2.572	2.432	3.279 ~ 3.576	3.427
Br.24	3	3.008 ~ 9.095	5.269	4.077 ~ 9.415	6.399	3.279 ~ 3.576	8.693
Br.25	2	3.790 ~ 4.486	4.138	5.245 ~ 6.223	5.734	6.923 ~ 8.217	7.570
Br.26	1	2.152	2.152	3.120	3.120	4.203	4.203
Br.27	2	1.575 ~ 1.774	1.675	2.733 ~ 2.797	2.765	3.865 ~ 3.923	3.894
Br.28	2	1.664 ~ 1.886	1.775	2.599 ~ 3.058	2.829	3.663 ~ 4.244	3.954
Br.29	2	2.515 ~ 3.192	2.854	3.464 ~ 4.285	3.875	4.571 ~ 5.610	5.091
Br.30	2	1.958 ~ 2.434	2.196	2.961 ~ 3.528	3.245	4.032 ~ 4.797	4.414
Br.31	4	2.814 ~ 3.393	3.103	3.915 ~ 4.752	4.334	5.196 ~ 6.312	5.755
Br.32	4	2.819 ~ 3.749	3.200	4.066 ~ 4.885	4.404	5.484 ~ 6.368	5.854

2) 상관관계 분석

Table 4.3.5와 Table 4.3.6에서 극한 I 에 의한 내하율은 사용 II 의 의한 내하율의 평균 73.7% 수준으로 작게 나타났으며, LSD_1에서와 같이 극한 I 이 사용 II 보다 안전측이고 보수적인 결과를 나타내었다. 하지만 LSD_2는 여유성, 하중수정계수 등으로 LSD_1의 66.6%보다는 사용 II 에 대한 극한 I 의 내하율 비율이 증가함으로써 실제 구조물의 거동과 내하율에 근접한 것으로 판단된다. 단, 파괴여부를 검토하는 극한 I 에서는 단면의 응력 산정시 인장을 받는 바닥판을 고려할 수 없기에 하중수정계수를 적용하더라도 비조밀단면과 같이 사용 II 에 대한 극한 I 의 내하율 비율은 80%이상을 기대하기 어려울 것으로 판단된다.

동일 단면에서 ASD와 LSD_2의 상관관계를 확인하기 위해 전체 71개 단면의 내하력 평가 결과를 비교하여 분석하고, ASD의 평균 내하율 2.832이하로 나타난 25개 교량, 43개 단면으로도 비교하여 회귀분석을 실시하였다. Fig 4.3.6의 (a)는 전체 71개 단면의 분석결과이며, (b)는 평균값 이하 43개 단면의 분석결과이다.

정모멘트부 단면과 같이 ASD와 LSD_2에 의한 내하율의 상관관계를 회귀분석에 의한 1차 및 2차 함수로 표현하였으며, 전체 단면으로 분석한 경우에는 91%이상의 종속성을 나타내고 있으며, 평균값 이하의 단면으로 분석한 경우에는 85% 정도의 종속성을 나타내었다. Fig 4.3.5에서도 2가지 방법의 내하율이 거의 동일한 형상이므로 높은 상관관계 및 종속 경향을 확인할 수 있다.

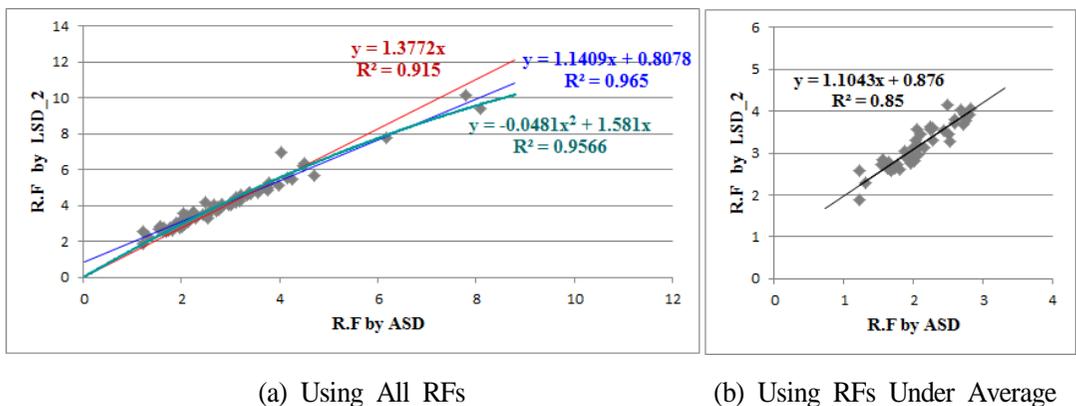


Fig. 4.3.6 Regression Analysis of RFs at (-)Moment Section by ASD and LSD_2

4.4 내하력 환산 방법 및 검증

4.4.1 내하력 환산 방법

1) 내하력 환산식

LSD의 설계기준에 기초한 개선 전 내하력 평가방법인 LSD_1과 개선사항을 반영한 LSD_2에 의한 내하율을 기존의 ASD에 의한 내하율과 비교하고 회귀분석을 실시한 결과, LSD_1 및 LSD_2에 의한 내하율(이하 $R.F_{LSD}$)은 ASD에 의한 내하율(이하 $R.F_{ASD}$)과 높은 상관관계 및 종속성이 있는 것을 확인하였다.

따라서 이들의 상관관계를 이용하면 ASD에 의하여 내하율과 내하력이 산정된 기존 강박스거더교의 내하력을 현행 LSD에 기초한 LSD_1과 개선된 LSD_2에 의한 내하율 및 내하력으로 근사적인 환산을 실시해 볼 수 있다.

각 분석은 전체 단면의 내하율을 이용한 경우와, 최소내하율을 고려하여 평균값 이하의 내하율을 나타내는 단면만 이용한 경우로 구분하여 실시하였으나, 2가지 분석결과가 유사하고 전체 단면을 이용한 경우의 $R.F_{ASD}$ 에 대한 $R.F_{LSD}$ 의 종속성이 더 높으므로 전체 단면의 내하율을 이용한 회귀분석식을 내하력 환산에 적용하고자 한다.

정모멘트부의 조밀 및 비조밀단면은 총 83개 단면의 내하율을 이용하였으며, 부모멘트부 단면은 총 71개 단면의 내하율을 이용하였고, 내하율 환산식은 1차 함수로 표현한 2가지 식과 2차 함수로 표현한 1가지 식을 제안한다.

1차 함수로 표현한 내하율 환산식은 상수항이 0(zero)이 아닌 경우와 상수항이 0인 비례식으로 구분하였다. 상수항이 0이 아닌 1차 함수 환산식은 Table 4.4.1의 식 (4.6) ~ 식 (4.11)과 같이 정리하였고, 상수항이 0인 1차 비례식은 Table 4.4.2의 식 (4.12) ~ 식 (4.17)과 같이 정리하였다.

2차 함수로 표현한 내하율 환산식은 상수항이 0인 경우만 제시하였으며 Table 4.4.3의 식 (4.18) ~ 식 (4.23)과 같다.

Table 4.4.1 Linear Equation for Conversion

구 분		환산식	비고	
LSD_1	정모멘트부	조밀단면	$R.F_{LSD} = 1.080 R.F_{ASD} + 1.078$	식 (4.6)
		비조밀단면	$R.F_{LSD} = 0.895 R.F_{ASD} + 0.550$	식 (4.7)
	부모멘트부 단면	$R.F_{LSD} = 0.966 R.F_{ASD} + 0.594$	식 (4.8)	
LSD_2	정모멘트부	조밀단면	$R.F_{LSD} = 1.203 R.F_{ASD} + 1.086$	식 (4.9)
		비조밀단면	$R.F_{LSD} = 1.050 R.F_{ASD} + 0.766$	식 (4.10)
	부모멘트부 단면	$R.F_{LSD} = 1.141 R.F_{ASD} + 0.808$	식 (4.11)	

Table 4.4.2 Proportional Equation for Conversion

구 분		환산식	비고	
LSD_1	정모멘트부	조밀단면	$R.F_{LSD} = 1.381 R.F_{ASD}$	식 (4.12)
		비조밀단면	$R.F_{LSD} = 1.049 R.F_{ASD}$	식 (4.13)
	부모멘트부 단면	$R.F_{LSD} = 1.140 R.F_{ASD}$	식 (4.14)	
LSD_2	정모멘트부	조밀단면	$R.F_{LSD} = 1.507 R.F_{ASD}$	식 (4.15)
		비조밀단면	$R.F_{LSD} = 1.264 R.F_{ASD}$	식 (4.16)
	부모멘트부 단면	$R.F_{LSD} = 1.377 R.F_{ASD}$	식 (4.17)	

Table 4.4.3 Quadratic Equation for Conversion

구 분		환산식	비고	
LSD_1	정모멘트부	조밀단면	$R.F_{LSD} = -0.0565 (R.F_{ASD})^2 + 1.628 R.F_{ASD}$	식 (4.18)
		비조밀단면	$R.F_{LSD} = -0.0281 (R.F_{ASD})^2 + 1.171 R.F_{ASD}$	식 (4.19)
	부모멘트부 단면	$R.F_{LSD} = -0.0354 (R.F_{ASD})^2 + 1.290 R.F_{ASD}$	식 (4.20)	
LSD_2	정모멘트부	조밀단면	$R.F_{LSD} = -0.0582 (R.F_{ASD})^2 + 1.761 R.F_{ASD}$	식 (4.21)
		비조밀단면	$R.F_{LSD} = -0.0390 (R.F_{ASD})^2 + 1.434 R.F_{ASD}$	식 (4.22)
	부모멘트부 단면	$R.F_{LSD} = -0.0481 (R.F_{ASD})^2 + 1.581 R.F_{ASD}$	식 (4.23)	

2) 환산식의 적용

Table 4.4.1에 제시한 상수항이 0이 아닌 1차 함수의 환산식은 상수의 영향으로 환산할 내하율($R.F_{ASD}$)이 분석에서 사용한 최소 내하율보다 작고 0에 가까운 값일수록 오차가 커지고 내하율이 과대평가될 우려가 있다. 반면, Table 4.4.2에 제시한 상수항이 0인 비례식인 경우에는 환산할 내하율($R.F_{ASD}$)이 클수록 오차도 크다. 이러한 경향은 내하율의 상관관계를 분석한 Fig. 4.2.2, Fig. 4.2.4, Fig. 4.2.6, Fig. 4.3.2 Fig. 4.3.4 및 Fig. 4.3.6에서 동일하게 확인할 수 있다.

2차 함수의 경우에도 1차 함수와 같이 상수항의 여부에 따라 2가지 식을 제안할 수 있겠으나, 상수항의 여부에 큰 영향을 받지 않고 2가지 식의 값과 계수 등의 차이가 근소한 것으로 확인되어 Table 4.4.3에는 작은 값의 내하율 환산에도 적용할 수 있는 상수항이 0인 2차 함수 형태의 환산식을 제시하였다.

제시한 3가지 환산식의 장, 단점은 있겠으나, ASD로 평가한 $R.F_{ASD}$ 에 대하여 LSD_1 및 LSD_2로 평가한 $R.F_{LSD}$ 의 종속성을 정리한 결과는 Table 4.4.4와 같고, 상수항이 있는 1차 함수식을 적용시 종속성이 가장 높은 것을 알 수 있으며, 내하율 환산결과의 신뢰도가 높을 것으로 예상되어 이 연구에서는 3가지 환산식 중 상수항이 있는 1차 함수를 기본 환산식으로 제안한다.

Table 4.4.4 Dependence of $R.F_{LSD}$ on $R.F_{ASD}$

구 분			종속성 (%)			비고
			1차 함수식	1차 비례식 ^{주)}	2차 함수식	
LSD_1	정모멘트부	조밀단면	94.6	85.9	93.9	
		비조밀단면	97.8	94.4	97.3	
	부모멘트부 단면		97.3	93.5	96.7	
LSD_2	정모멘트부	조밀단면	98.6	91.2	98.2	
		비조밀단면	96.9	92.1	96.3	
	부모멘트부 단면		96.5	91.5	95.7	
평 균			97.0	91.4	96.4	

주) 1차 비례식 : 1차 함수식 중 상수항이 0인 경우

이영일(2015)의 국내 도로 현황 분석을 참조하면 강합성 박스거더교는 공용년 수 20년 이하가 90%이상이므로 현재 공용되고 있는 대부분의 강합성 박스거더교는 안전등급 B등급 이상의 양호한 상태이며, 이 연구에서 수집한 교량의 최소 내하율인 약 1.2이상의 내하율을 확보하고 있을 것으로 예상된다.

이러한 조건에서는 기본 환산식으로 제안한 상수항이 0이 아닌 1차 함수식인 Table 4.4.1의 식 (4.6) ~ 식 (4.11)이 가장 높은 신뢰도의 환산결과를 제공해 줄 것이다. 다만, 공용기간이 증대되어 안전등급이나 상태등급이 저하되고 내하율이 1.2보다 충분히 작을 정도로 감소가 예상되는 경우에는 상수에 의한 오차를 감안하여 상수항이 없는 비례식인 Table 4.4.2의 식 (4.12) ~ 식 (4.17)을 사용하는 것도 바람직할 것으로 판단된다.

또한, $R.F_{ASD}$ 와 $R.F_{LSD}$ 의 종속관계를 이용한 2가지 1차 함수 환산식의 교차점을 계산하면, LSD_1 과 LSD_2 에 상관없이 $R.F_{ASD}$ 가 약 3.4 ~ 3.6의 값으로 산정된다. 예를 들어 식 (4.6)과 식 (4.12)의 교차점이 되는 $R.F_{ASD}$ 는 3.6이다.

Table 4.4.2의 비례식은 $R.F_{ASD}$ 가 커질수록 오차가 커질 우려도 있지만, 교차점인 $R.F_{ASD} = 3.4 \sim 3.6$ 정도의 값은 이 연구의 분석에 사용한 샘플 교량의 평균 내하율인 정모멘트 단면의 3.037, 부모멘트 단면의 2.832보다 큰 값이다. 따라서 일반적으로 교량의 안전성은 최저 내하율을 적용하여 평가한다는 점을 감안하면 교차점 이하의 범주에서 내하율 환산은 Table 4.4.2의 비례식이 Table 4.4.1의 1차 함수식보다 다소의 오차가 포함되더라도 훨씬 직관적이고 간편한 환산을 제공할 수도 있다.

Table 4.4.3의 2차 함수 환산식은 기본 환산식으로 제안한 1차 함수식과 유사한 높은 종속성을 가지며, 교량 내하율의 일반적인 범주로 간주할 수 있는 5.0 이하의 범위에서는 2가지 1차 함수식과 달리 $R.F_{ASD}$ 의 값과 상수항에 따른 오차를 특별히 감안하지 않고 적용할 수 있을 것으로 판단된다. 다만, 식 (4.18) ~ 식 (4.23)으로 제시한 2차 함수 환산식에서 계수의 영향으로 $R.F_{ASD}$ 의 값이 커짐에 따른 $R.F_{LSD}$ 의 상승폭은 점차 감소할 것이므로 $R.F_{ASD}$ 가 8.0 이상 큰 내하율의 환산에서는 적용하지 않는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

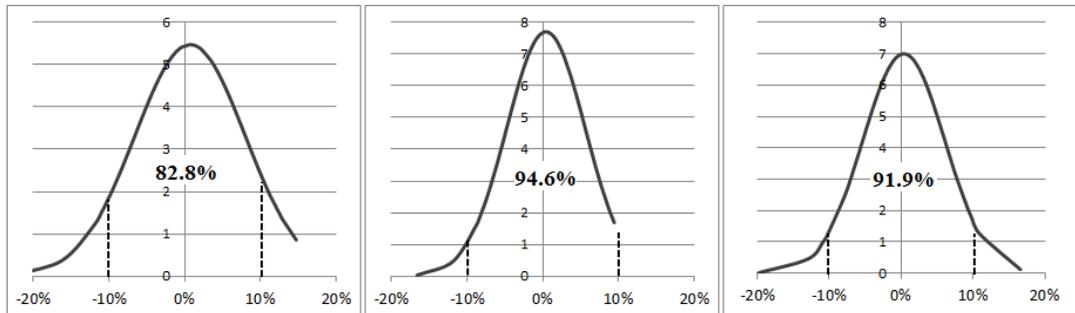
4.4.2 개선 전 LSD에 의한 내하력 환산의 검증

1) 환산식의 검증

개선 전 LSD에 의한 내하력 평가방법(LSD_1)에 대하여 이 연구에서 제안한 내하율 환산식을 검증하고자 한다. 샘플로 활용한 32개 교량의 정모멘트부 83개 단면, 부모멘트부 71개 단면의 내하율 $R.F_{ASD}$ 를 1차 함수 환산식인 식 (4.6) ~ 식 (4.8)에 적용하여 환산 내하율을 산정하고, 당초 LSD_1에 의해 직접 산정한 내하율 $R.F_{LSD}$ 를 참값으로 간주하여 환산식에 의한 환산 $R.F_{LSD}$ 와 비교한 결과를 Table 4.4.5에 수록하였으며, 오차비율의 정규분포도는 Fig. 4.4.1과 같다.

Table 4.4.5 Verification of Conversion by Linear Equation of LSD_1

구 분	(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
① $R.F_{ASD}$	1.441 ~ 9.551	1.441 ~ 9.551	1.227 ~ 8.095
② $R.F_{LSD}$	2.332 ~ 10.884	1.675 ~ 8.944	1.530 ~ 7.942
③ 환산 $R.F_{LSD}$	2.632 ~ 11.391	1.840 ~ 9.098	1.779 ~ 8.442
오차비율(%) (= (③-②) / ②)	-22.3 ~ 14.7	-16.6 ~ 9.4	-19.9 ~ 16.6
오차비율의 평균값(%)	0.677	0.381	0.562
오차비율의 표준편차(%)	7.286	5.179	5.701
오차비율 $\pm 10\%$ 이내일 확률	82.8	94.6	91.9
오차비율 $\pm 5\%$ 이내일 확률	50.6	66.4	61.7



(a) (+)Moment Comp. Sec. (b) (+)Moment Non-Comp. Sec. (c) (-)Moment Sec.

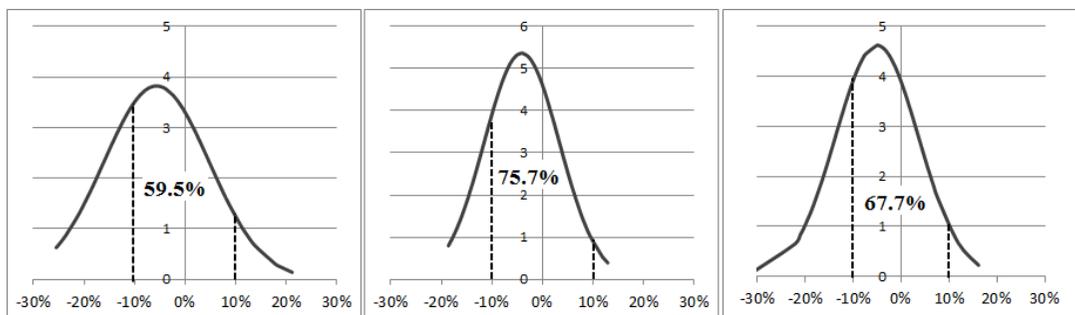
Fig. 4.4.1 Normal Distribution of Error Ratio by Linear Equation of LSD_1

1차 함수식의 검증과정과 동일한 방법으로 상수항이 0인 1차 비례 환산식으로 표현한 식 (4.12) ~ 식 (4.14)에 $R.F_{ASD}$ 를 적용하여 환산 내하율을 산정하고, 당초 LSD_1에 의해 직접 산정한 내하율 $R.F_{LSD}$ 와 비교한 결과는 Table 4.4.6에 수록하였으며, 환산한 $R.F_{LSD}$ 의 오차비율 정규분포도는 Fig. 4.4.2와 같다.

1차 비례식으로 환산한 $R.F_{LSD}$ 는 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 보다 약 4~6%정도 작게 산정되는 경향이 있으며, 오차 비율 $\pm 10\%$ 이내로 환산될 확률이 59.5% ~ 75.7%로 나타나 상수항이 있는 1차 함수식에 비하여 신뢰성이 다소 떨어지는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 환산 $R.F_{LSD}$ 의 종속성이 다소 낮았던 것과 환산식의 상수를 0으로 설정함에 따른 환산 내하력의 저평가가 원인으로 판단된다.

Table 4.4.6 Verification of Conversion by Proportional Equation of LSD_1

구 분	(+M 조밀단면	(+M 비조밀단면	(-M 단면	
①	$R.F_{ASD}$	1.441 ~ 9.551	1.441 ~ 9.551	1.227 ~ 8.095
②	$R.F_{LSD}$	2.332 ~ 10.884	1.675 ~ 8.944	1.530 ~ 7.942
③	환산 $R.F_{LSD}$	1.990 ~ 13.190	1.512 ~ 10.019	1.399 ~ 9.228
오차비율(%) (= (③-②)/②)		-25.2 ~ 21.2	-18.6 ~ 12.9	-31.6 ~ 16.2
오차비율의 평균값(%)		-5.658	-4.099	-5.016
오차비율의 표준편차(%)		10.436	7.438	8.634
오차비율 $\pm 10\%$ 이내일 확률		59.5	75.7	67.7
오차비율 $\pm 5\%$ 이내일 확률		32.1	43.8	37.6



(a) (+)Moment Comp. Sec. (b) (+)Moment Non-Comp. Sec. (c) (-)Moment Sec.

Fig. 4.4.2 Normal Distribution of Error Ratio by Proportional Equation of LSD_1

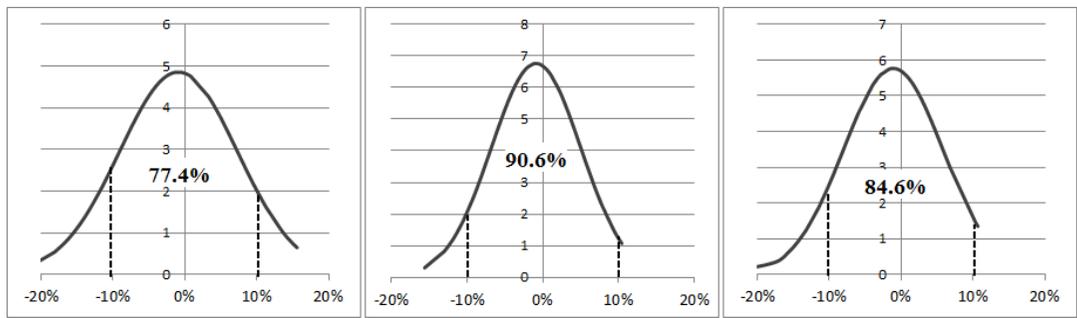
Table 4.4.7에는 동일한 방법으로 2차 함수 환산식인 식 (4.18) ~ 식 (4.20)에 의한 환산 내하율을 산정하여 직접 산정한 내하율 $R.F_{LSD}$ 와 비교하고, 환산한 $R.F_{LSD}$ 의 오차비율 정규분포도는 Fig. 4.4.3과 같다.

2차 함수식으로 환산한 $R.F_{LSD}$ 는 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 보다 약 1%정도 작게 산정되는 경향이 있으나, 오차 비율 $\pm 10\%$ 이내로 환산될 확률이 77.4% ~ 90.6%로 나타나 비례식에 비해서는 높은 신뢰성을 확보할 수 있는 것으로 판단된다.

이상과 같이 3가지 환산식에 대한 검증 결과에서 1차 함수식에 의한 환산이 오차 비율 $\pm 10\%$ 이내로 환산될 확률이 82.8% ~ 94.6%로 가장 높게 나타나 상대적으로 오차가 작고 신뢰성이 높은 결과를 제공할 것으로 판단된다.

Table 4.4.7 Verification of Conversion by Quadratic Equation of LSD_1

구 분	(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
① $R.F_{ASD}$	1.441 ~ 9.551	1.441 ~ 9.551	1.227 ~ 8.095
② $R.F_{LSD}$	2.332 ~ 10.884	1.675 ~ 8.944	1.530 ~ 7.942
③ 환산 $R.F_{LSD}$	2.299 ~ 10.395	1.629 ~ 8.621	1.530 ~ 8.123
오차비율(%) (= (③-②) / ②)	-21.3 ~ 15.6	-15.6 ~ 10.4	-25.2~10.7
오차비율의 평균값(%)	-0.898	-0.925	-1.115
오차비율의 표준편차(%)	8.214	5.900	6.919
오차비율 $\pm 10\%$ 이내일 확률	77.4	90.6	84.6
오차비율 $\pm 5\%$ 이내일 확률	45.5	59.7	52.4



(a) (+)Moment Comp. Sec. (b) (+)Moment Non-Comp. Sec. (c) (-)Moment Sec.

Fig. 4.4.3 Normal Distribution of Error Ratio by Quadratic Equation of LSD_1

2) 타 교량의 적용

환산식을 산정하는데 사용한 샘플교량 외에 별도의 2개 교량에 대하여 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 와 환산한 $R.F_{LSD}$ 를 비교함으로써 환산식을 검증하고자 하였다. Table 4.4.8에는 검증에 사용한 2개 교량의 간략한 제원을 나타내었다.

대상 교량의 정모멘트부와 부모멘트부에서 각 2개의 단면에 대하여 ASD와 LSD_1에 의한 내하율을 산정하였으며, 제안한 3가지 환산식을 이용한 환산 내하율과 비교하여 Table 4.4.9와 Table 4.4.10에 정리하였다.

Table 4.4.9에 정리한 Bridge F의 경우 1차 함수식과 2차 함수식을 이용한 환산 내하율이 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 와 오차비율 약 5% 이내로 비교적 유사하게 평가되었으며, 1차 비례식은 다른 환산식보다 상대적으로 높은 오차를 나타내는 것으로 확인되었다.

Table 4.4.8 Status of Sample Bridges for Verification

구 분	교량의 경간구성	거더의 수 (EA)	교량 폭 (m)	준공 년도	비 고
Bridge F	56+75+55=186	3	18.0	2001	
Bridge G	59+58+50=167	1	5.8	2001	단일거더, 곡선교

Table 4.4.9 Verification of Conversion by LSD_1 for Bridge F

구 분		(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
ASD에 의한 $R.F_{ASD}$		2.729 ~ 2.909	2.729 ~ 2.909	3.550 ~ 4.614
LSD_1에 의한 $R.F_{LSD}$		4.081 ~ 4.353	3.011 ~ 3.212	4.115 ~ 5.334
1차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.023 ~ 4.218	2.992 ~ 3.154	4.023 ~ 5.051
	오차비율(%)	-3.1 ~ -1.4	-1.8 ~ -0.6	-5.3 ~ -2.2
1차 비례식	환산 $R.F_{LSD}$	3.769 ~ 4.017	2.863 ~ 3.052	4.047 ~ 5.260
	오차비율(%)	-7.7	-5.0 ~ -4.9	-1.7 ~ -1.4
2차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.022 ~ 4.258	2.986 ~ 3.169	4.133 ~ 5.198
	오차비율(%)	-2.2 ~ -1.4	-1.3 ~ -0.8	-2.5 ~ 0.4

Table 4.4.10에 정리한 Bridge G의 경우에도 1차 함수식과 2차 함수식을 이용한 환산 내하율이 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 와 오차비율 약 7% 이내에서 비교적 유사하게 평가되었으며, 1차 비례식은 다른 환산식보다 상대적으로 높은 약 12%의 오차도 나타날 수 있는 것으로 확인되었다.

이러한 결과는 환산식의 검증에서 확인한 바와 같이 오차 $\pm 10\%$ 이내의 확률이 가장 낮았던 1차 비례식이 실제 다른 교량의 적용에서도 오차가 가장 클 수 있음을 나타내고 있으며, 3가지 식 중에서 가장 신뢰도가 낮은 결과를 제공한다고 볼 수 있다.

이와 같은 1차 비례식의 환산결과는 2개 교량의 적용사례에서 오차가 약 10% 정도의 수준이므로 만족할 만한 신뢰도를 확보한다고 할 수 없지만, 환산 내하율이 실제 내하율보다 작게 평가되어 안전측으로 환산된다는 점과 단순 비례로 환산 내하율을 직관적으로 쉽게 산정할 수 있다는 점에서는 활용도가 높을 수 있다.

그 외 1차 함수식과 2차 함수식의 환산결과는 오차 $\pm 10\%$ 이내의 확률이 비교적 높았고, 실제 2개 교량의 적용사례에서도 모두 10%이내의 오차를 보이고 있으므로 공학적으로 만족할 만한 환산결과를 제공한다고 판단된다.

Table 4.4.10 Verification of Conversion by LSD_1 for Bridge G

구 분		(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
ASD에 의한 $R.F_{ASD}$		2.724 ~ 2.830	2.724 ~ 2.830	2.802 ~ 2.926
LSD_1에 의한 $R.F_{LSD}$		4.158 ~ 4.423	3.011 ~ 3.212	3.414 ~ 3.491
1차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.018 ~ 4.132	2.988 ~ 3.154	3.301 ~ 3.421
	오차비율(%)	-6.6 ~ -3.4	-1.3 ~ -0.8	-3.3 ~ -2.0
1차 비례식	환산 $R.F_{LSD}$	3.762 ~ 3.908	2.857 ~ 2.969	3.194 ~ 3.336
	오차비율(%)	-11.6 ~ -9.5	-5.1 ~ -4.9	-6.4 ~ -4.5
2차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.015 ~ 4.155	2.981 ~ 3.089	3.337 ~ 3.471
	오차비율(%)	-6.1 ~ -3.4	-1.1 ~ -1.0	-2.3 ~ -0.6

4.4.3 개선된 LSD에 의한 내하력 환산의 검증

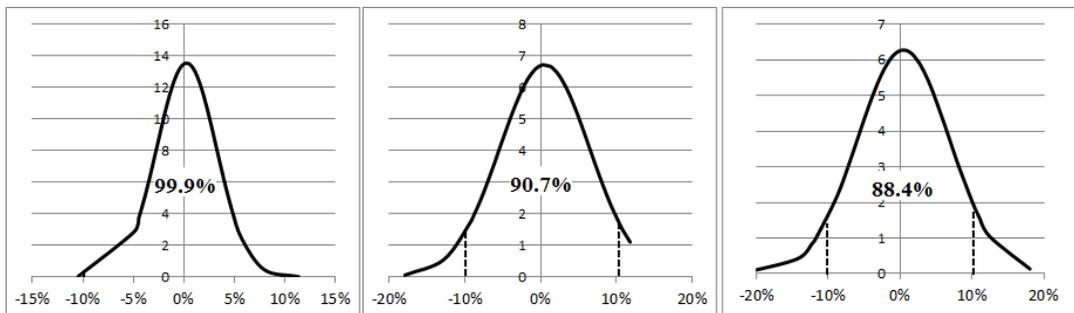
1) 환산식의 검증

개선을 반영한 내하력 평가방법(LSD_2)에 대하여 이 연구에서 제안한 내하율 환산식을 32개 샘플 교량의 평가결과를 활용해 검증하고자 한다.

ASD에 의한 내하율 $R.F_{ASD}$ 를 1차 함수 환산식인 식 (4.9)~식 (4.11)에 적용하여 환산 내하율을 산정하고, 당초 LSD_2에 의해 직접 산정한 내하율 $R.F_{LSD}$ 와 비교한 결과를 Table 4.4.11에 수록하였다. 오차비율의 정규분포도는 Fig. 4.4.4와 같고 오차비율이 $\pm 10\%$ 이내일 확률이 88.4% ~ 99.9%로 높게 나타났다.

Table 4.4.11 Verification of Conversion by Linear Equation of LSD_2

구 분	(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
① $R.F_{ASD}$	1.441 ~ 9.551	1.441 ~ 9.551	1.227 ~ 8.095
② $R.F_{LSD}$	2.532 ~ 12.003	2.053 ~ 10.577	1.874 ~ 9.415
③ 환산 $R.F_{LSD.C}$	2.820 ~ 12.576	2.279 ~ 10.795	2.208 ~ 10.044
오차비율(%) (= (③-②) / ②)	-10.5 ~ 11.4	-18.0 ~ 11.8	-22.1 ~ 18.1
오차비율의 평균값(%)	0.260	0.496	0.457
오차비율의 표준편차(%)	2.946	5.937	6.353
오차비율 $\pm 10\%$ 이내일 확률	99.9	90.7	88.4
오차비율 $\pm 5\%$ 이내일 확률	90.9	59.9	56.8



(a) (+)Moment Comp. Sec. (b) (+)Moment Non-Comp. Sec. (c) (-)Moment Sec.

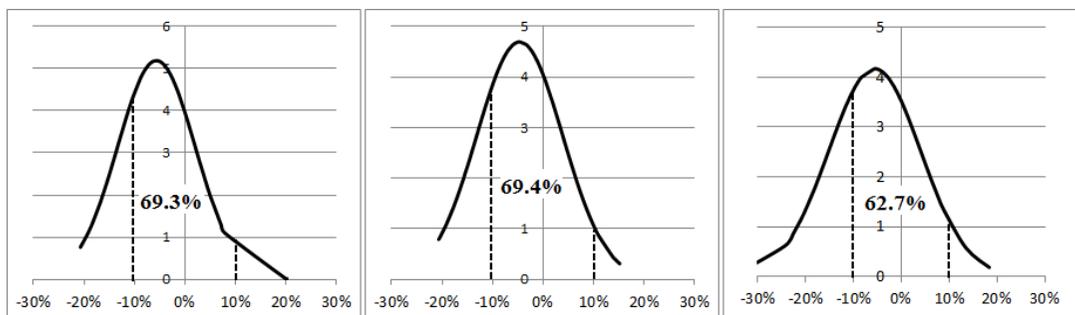
Fig. 4.4.4 Normal Distribution of Error Ratio by Linear Equation of LSD_2

1차 함수식의 검증과정과 동일한 방법으로 상수항이 0인 1차 비례 환산식으로 표현한 식 (4.15) ~ 식 (4.17)에 $R.F_{ASD}$ 를 적용하여 환산 내하율을 산정하고, 당초 LSD_2에 의해 직접 산정한 내하율 $R.F_{LSD}$ 와 비교한 결과를 Table 4.4.12에 수록하였으며, 환산한 $R.F_{LSD}$ 의 오차비율 정규분포도는 Fig. 4.4.5와 같다.

1차 비례식으로 환산한 $R.F_{LSD}$ 는 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 보다 약 5%정도 작게 산정되는 경향이 있으며, 오차 비율 $\pm 10\%$ 이내로 환산될 확률이 62.7% ~ 69.4%로 나타나 상수항이 있는 1차 함수식에 비하여 신뢰성이 다소 떨어지는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 환산 $R.F_{LSD}$ 의 종속성이 다소 낮았던 것과 환산식의 상수를 0으로 설정함에 따른 환산 내하력의 저평가가 원인으로 판단된다.

Table 4.4.12 Verification of Conversion by Proportional Equation of LSD_2

구 분	(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
① $R.F_{ASD}$	1.441 ~ 9.551	1.441 ~ 9.551	1.227 ~ 8.095
② $R.F_{LSD}$	2.532 ~ 12.003	2.053 ~ 10.577	1.874 ~ 9.415
③ 환산 $R.F_{LSD}$	2.172 ~ 14.393	1.821 ~ 12.072	1.690 ~ 11.147
오차비율(%) (= (③-②)/②)	-25.5 ~ 20.2	-20.7 ~ 15.2	-34.5 ~ 18.4
오차비율의 평균값(%)	-5.650	-4.625	-5.444
오차비율의 표준편차(%)	7.689	8.500	9.571
오차비율 $\pm 10\%$ 이내일 확률	69.3	69.4	62.7
오차비율 $\pm 5\%$ 이내일 확률	38.3	38.9	34.2



(a) (+)Moment Comp. Sec. (b) (+)Moment Non-Comp. Sec. (c) (-)Moment Sec.

Fig. 4.4.5 Normal Distribution of Error Ratio by Proportional Equation of LSD_2

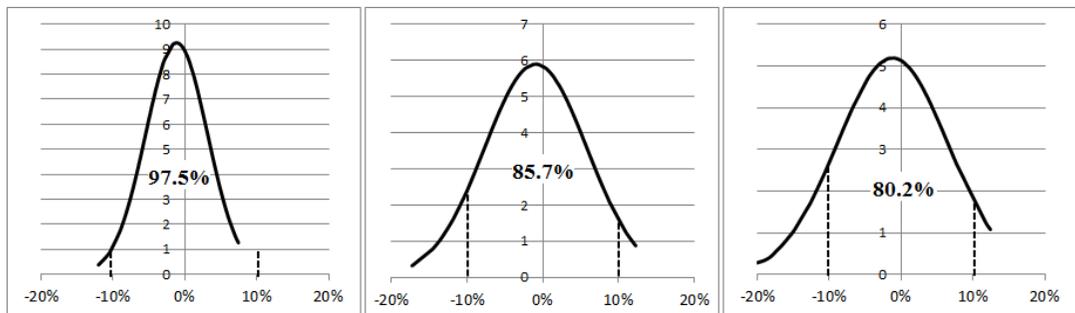
Table 4.4.13에는 동일한 방법으로 2차 함수 환산식인 식 (4.21) ~ 식 (4.23)에 의한 환산 내하율을 산정하여 직접 산정한 내하율 $R.F_{LSD}$ 와 비교하고, 환산한 $R.F_{LSD}$ 의 오차비율 정규분포도는 Fig. 4.4.6과 같다.

2차 함수식으로 환산한 $R.F_{LSD}$ 는 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 보다 약 1%정도 작게 산정되는 경향이 있으나, 오차 비율 $\pm 10\%$ 이내로 환산될 확률이 80.2% ~ 97.5%로 나타나 비례식에 비해서는 높은 신뢰성을 확보할 수 있는 것으로 판단된다.

이상과 같이 개선을 반영한 LSD_2에 의한 3가지 환산식의 검증 결과에서도 LSD_1과 같이 1차 함수식에 의한 환산이 오차가 상대적으로 작고 가장 신뢰성이 높은 결과를 제공할 것으로 판단된다.

Table 4.4.13 Verification of Conversion by Quadratic Equation of LSD_2

구 분	(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
① $R.F_{ASD}$	1.441 ~ 9.551	1.441 ~ 9.551	1.227 ~ 8.095
② $R.F_{LSD}$	2.532 ~ 12.003	2.053 ~ 10.577	1.874 ~ 9.415
③ 환산 $R.F_{LSD}$	2.417 ~ 11.510	1.985 ~ 10.138	1.867 ~ 9.646
오차비율(%) (= (③-②) / ②)	-12.0 ~ 7.4	-17.3 ~ 12.2	-27.6 ~ 12.4
오차비율의 평균값(%)	-1.156	-0.970	-1.201
오차비율의 표준편차(%)	4.308	6.764	7.683
오차비율 $\pm 10\%$ 이내일 확률	97.5	85.7	80.2
오차비율 $\pm 5\%$ 이내일 확률	73.7	53.6	48.0



(a) (+)Moment Comp. Sec. (b) (+)Moment Non-Comp. Sec. (c) (-)Moment Sec.

Fig. 4.4.6 Normal Distribution of Error Ratio by Quadratic Equation of LSD_2

2) 타 교량의 적용

개선을 반영한 LSD_2에 의한 환산식 검증을 위하여 LSD_1의 검증에서와 같이 Table 4.4.8에 수록한 별도의 2개 교량에 대하여 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 와 환산한 $R.F_{LSD}$ 를 비교해 보고자 하였다.

대상 교량의 정모멘트부와 부모멘트부에서 각 2개의 단면에 대하여 ASD와 LSD_2에 의한 내하율을 산정하였으며, 제안한 3가지 환산식을 이용한 환산 내하율과 비교하여 Table 4.4.14와 Table 4.4.15에 정리하였다.

Table 4.4.14에 정리한 Bridge F의 경우 1차 함수식과 2차 함수식을 이용한 환산 내하율이 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 와 오차비율 약 6% 이내로 비교적 오차가 작은 것으로 평가되었으며, 1차 비례식은 다른 환산식보다 상대적으로 높은 오차를 나타내지만 오차비율 10%이내의 비교적 신뢰성 있는 결과를 나타내는 것으로 확인되었다.

이러한 경향은 개선 전 LSD_1에서도 동일하며, 회귀분석에서 상대적으로 낮은 종속성과 내하율 환산 후의 오차가 10% 이내일 확률이 다소 낮은 것으로 나타난 1차 비례식에 의한 환산결과가 타 교량의 적용에서도 다른 환산식의 결과에 비하여 높은 오차가 발생하는 것으로 판단된다.

Table 4.4.14 Verification of Conversion by LSD_2 for Bridge F

구 분		(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
ASD에 의한 $R.F_{ASD}$		2.729 ~ 2.909	2.729 ~ 2.909	3.550 ~ 4.614
LSD_2에 의한 $R.F_{LSD}$		4.423 ~ 4.702	3.659 ~ 3.897	4.984 ~ 6.452
1차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.369 ~ 4.586	3.631 ~ 3.820	4.859 ~ 6.073
	오차비율(%)	-2.5 ~ -1.2	-2.0 ~ -0.8	-5.9 ~ 2.5
1차 비례식	환산 $R.F_{LSD}$	4.113 ~ 4.384	3.449 ~ 3.677	4.888 ~ 6.353
	오차비율(%)	-7.0 ~ -6.8	-5.7 ~ -5.6	-1.9 ~ -1.5
2차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.372 ~ 4.630	3.623 ~ 3.841	5.006 ~ 6.271
	오차비율(%)	-1.5 ~ -1.1	-1.4 ~ -1.0	-2.5 ~ 0.4

Table 4.4.15에 정리한 Bridge G의 경우에도 1차 함수식과 2차 함수식을 이용한 환산 내하율이 직접 산정한 $R.F_{LSD}$ 와 오차비율 약 6% 이내에서 비교적 유사하게 평가되었으며, 1차 비례식은 다른 환산식보다 상대적으로 높은 약 11%의 오차도 나타날 수 있는 것으로 확인되었다.

이러한 결과는 환산식의 검증에서 확인한 바와 같이 1차 비례식이 3가지 식 중에서 상대적으로 낮은 신뢰도의 결과를 제공한다고 볼 수 있다.

LSD_1에서와 같이 개선을 반영한 LSD_2에서도 1차 비례식의 환산결과는 2개 교량의 적용사례에서 오차가 약 10% 정도 수준이므로 만족할 만한 신뢰도를 제공한다고 보기는 어렵다. 하지만, 환산 비례식의 특성상 내하율 약 3.0이하 범주에서는 환산 내하율이 실제 내하율보다 작게 평가되어 안전측으로 환산되는 가능성이 높다는 점과 단순 비례로 환산 내하율을 직관적으로 쉽게 산정할 수 있다는 점에서는 활용도가 높을 수 있다.

그 외 1차 함수식과 2차 함수식의 환산결과는 오차 $\pm 10\%$ 이내의 확률이 상대적으로 높고, 실제 2개 교량의 적용사례에서도 모두 10%이내의 오차를 보이고 있으므로 개선을 반영한 LSD_2의 내하율 산정을 위한 환산식은 공학적으로 만족할 만한 환산결과를 제공하는 것으로 판단된다.

Table 4.4.15 Verification of Conversion by LSD_2 for Bridge G

구 분		(+)M 조밀단면	(+)M 비조밀단면	(-)M 단면
ASD에 의한 $R.F_{ASD}$		2.724 ~ 2.830	2.724 ~ 2.830	2.802 ~ 2.926
LSD_2에 의한 $R.F_{LSD}$		4.506 ~ 4.792	3.666 ~ 3.919	4.158 ~ 4.241
1차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.363 ~ 4.490	3.626 ~ 3.738	4.005 ~ 4.147
	오차비율(%)	-6.3 ~ -3.2	-4.6 ~ -1.1	-3.7 ~ -2.2
1차 비례식	환산 $R.F_{LSD}$	4.105 ~ 4.265	3.443 ~ 3.577	3.858 ~ 4.029
	오차비율(%)	-11.0 ~ -8.9	-8.7 ~ -6.1	-7.2 ~ -5.0
2차 함수식	환산 $R.F_{LSD}$	4.365 ~ 4.518	3.617 ~ 3.746	4.052 ~ 4.214
	오차비율(%)	-5.7 ~ -3.1	-4.4 ~ -1.3	-2.5 ~ -0.6

4.5 개선사항의 검증

앞서 3.3절에서는 교량의 재하시험 결과에 근거한 내하력 평가의 개선사항을 제안한 바 있으며, Table 4.1.8에는 LSD의 설계기준에 기초한 개선 전 LSD_1와 개선사항을 적용한 LSD_2의 적용방법과 차이점을 정리하였다. 여기서는 LSD를 이용한 내하력 평가방법인 개선 전 LSD_1과 개선된 LSD_2의 결과를 비교하고 개선사항의 효과를 정리하여 Table 4.4.16과 Table 4.4.17에 수록하였다.

Table 4.4.16 Improved Ratio in (+)Moment Section by LSD

구 분	(+)M 조밀단면		(+)M 비조밀단면	
	1차 함수 환산식	2차 함수 환산식	1차 함수 환산식	2차 함수 환산식
R.F _{ASD}	1.0 ~ 7.0			
R.F _{LSD_1}	2.158 ~ 8.638	1.572 ~ 8.627	1.445 ~ 6.815	1.143 ~ 6.820
R.F _{LSD_2}	2.289 ~ 9.507	1.733 ~ 9.685	1.816 ~ 8.116	1.375 ~ 7.987
$R_1 = R.F_{LSD_1} / R.F_{ASD}$	2.158 ~ 1.234	1.572 ~ 1.233	1.445 ~ 0.974	1.143 ~ 0.974
$R_2 = R.F_{LSD_2} / R.F_{ASD}$	2.289 ~ 1.358	1.733 ~ 1.384	1.816 ~ 1.159	1.375 ~ 1.141
$R_{IMPROV} = R_2 / R_1$	1.061 ~ 1.101	1.103 ~ 1.123	1.257 ~ 1.191	1.203 ~ 1.171
Ave. R _{IMPROV}	1.089	1.112	1.208	1.188

Table 4.4.17 Improved Ratio in (-)Moment Section by LSD

구 분	(-)M 단면	
	1차 함수 환산식	2차 함수 환산식
R.F _{ASD}	1.0 ~ 7.0	
R.F _{LSD_1}	1.560 ~ 7.356	1.255 ~ 7.295
R.F _{LSD_2}	1.949 ~ 8.795	1.533 ~ 8.710
$R_1 = R.F_{LSD_1} / R.F_{ASD}$	1.560 ~ 1.051	1.255 ~ 1.042
$R_2 = R.F_{LSD_2} / R.F_{ASD}$	1.949 ~ 1.26	1.533 ~ 1.244
$R_{IMPROV} = R_2 / R_1$	1.249 ~ 1.196	1.222 ~ 1.194
Ave. R _{IMPROV}	1.210	1.209

Table 4.4.16과 Table 4.4.17은 ASD에 의한 일반적인 교량의 내하율 $R.F_{ASD}$ 가 1.0 ~ 7.0 사이에 있다고 가정하여 해당 범위 안에서 LSD_1 및 LSD_2에 의한 내하율의 변화를 산정하고 $R.F_{ASD}$ 에 대한 각각의 환산비율을 나타내었으며, 개선효과를 확인하기 위하여 각 환산비율간의 상대비율인 R_{IMPROV} 를 제시하였다.

또한 산정된 각 비율의 변화경향을 Fig. 4.4.7 ~ Fig. 4.4.9에서도 확인할 수 있다. 내하력 환산식에 대한 검증은 실시하였으므로 상대적으로 신뢰도가 높은 1차 함수와 2차 함수 환산식을 이용하여 $R.F_{LSD}$ 를 산정하고 비교한 결과, 정모멘트부 단면과 부모멘트부 단면에 상관없이 $R.F_{ASD}$ 가 1.0에서 7.0으로 증가함에 따라 1차 환산식은 포물선 형태의 환산비율을 보이며, 2차 환산식은 직선형태의 환산비율을 보이지만 2가지 모두 $R.F_{ASD}$ 가 증가할수록 환산비율은 감소하는 경향이 있다.

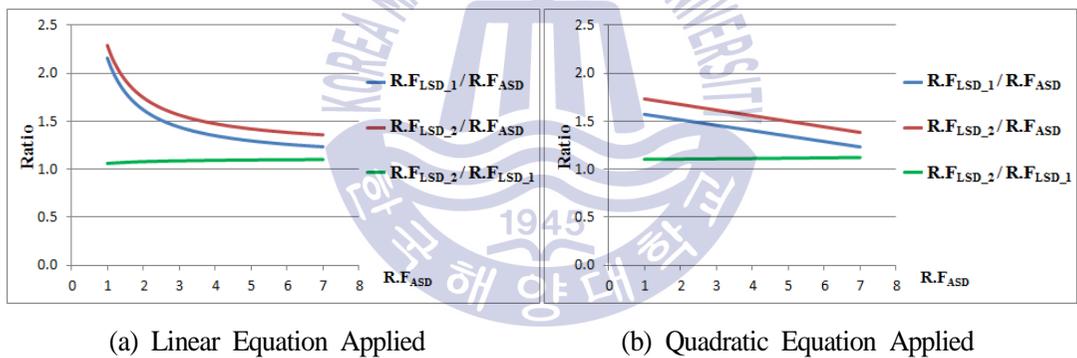


Fig. 4.4.7 Improved Ratio in (+)Moment Compact Section

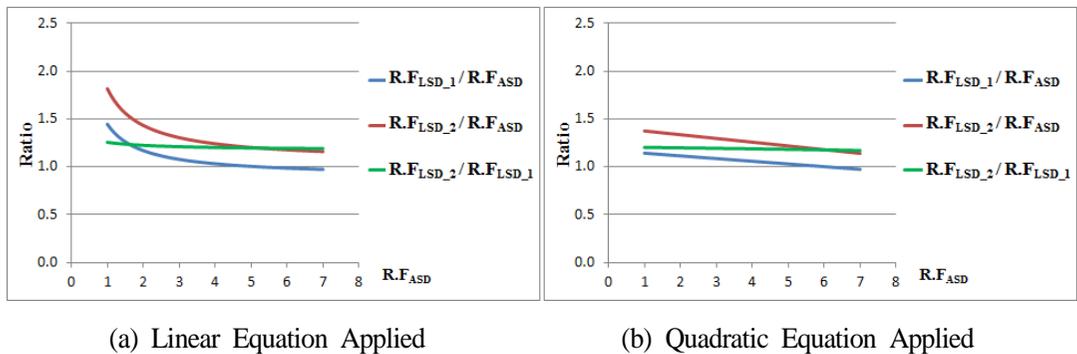
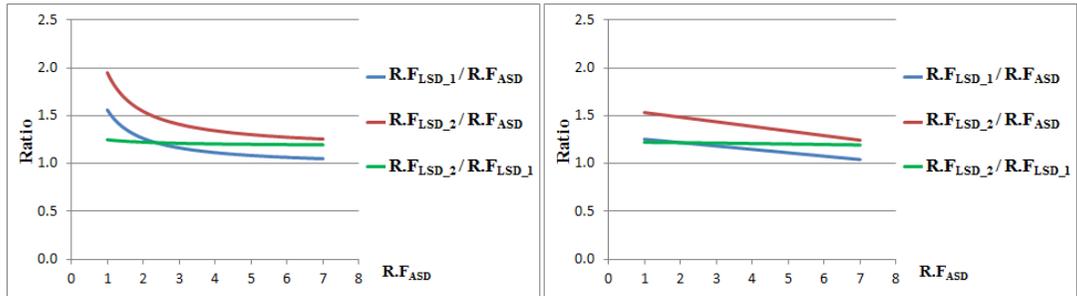


Fig. 4.4.8 Improved Ratio in (+)Moment Non-Compact Section



(a) Linear Equation Applied

(b) Quadratic Equation Applied

Fig. 4.4.9 Improved Ratio in (-)Moment Section

Fig. 4.4.8의 정모멘트부 비조밀단면의 경우에는 개선 전 LSD_1로 평가할 경우 $R.F.ASD$ 가 약 5이상의 영역에서는 환산율이 1.0이하로 저하되는 것으로 나타났으며, LSD로 평가한 내하력이 ASD의 내하력보다 반드시 크게 평가되는 것만은 아니라는 것을 의미한다. 이는 정모멘트부 비조밀단면의 내하율 결과를 정리한 Table 4.2.3에서도 확인하였고 그 원인을 분석한 바 있다.

한편, 1차 함수에 의한 포물선 형태의 환산비율과 2차 함수에 의한 직선형태의 환산비율을 비교하면 LSD_2에 의한 환산비율이 항상 LSD_1의 환산비율보다 높은 위치에 있음을 알 수 있고, 상호 간격이 거의 동일하게 유지되는 것을 알 수 있다. 이러한 상호 간격의 차이가 개선사항 반영의 효과이며, LSD_1과 LSD_2의 상대비율인 $R_{IMPROV}(= R.F.LSD_2 / R.F.LSD_1)$ 를 통해 확인할 수 있다.

Table 4.4.16과 Table 4.4.17 및 Fig. 4.4.5 ~ Fig.4.4.7에서 개선효과를 나타내는 비율인 R_{IMPROV} 의 값은 $R.F.ASD$ 의 변화와는 큰 상관없이 거의 일정한 비율을 나타내고 있으며, 이는 개선효과가 $R.F.ASD$ 의 크기에는 거의 영향을 받지 않음을 의미한다.

재하시험 개선사항 검증에서 활용한 Table 3.4.1과 Table 3.4.2로부터 인장을 받는 바닥판 및 일체형 난간의 유효성과 콘크리트 탄성계수 등의 개선사항을 구조해석 단계에서 반영한 처짐 개선비율과 이를 ASD에 의한 내하력 평가에 반영한 내하율 개선비율을 참고하고, 동일한 개선사항을 LSD에 의한 내하력 평가에 적용하여 내하율 개선비율을 상호 비교하면 Table 4.4.18과 같다.

Table 4.4.18에서 $R.F_{LSD}$ 개선비율은 1차 함수와 2차 함수 환산식의 $R.F_{IMPROV}$ 평균값으로 비교하였다. 단면 종류의 구분 없이 허용응력으로 평가하는 ASD의 정모멘트부 $R.F_{ASD}$ 는 평균 14.5%의 개선효과가 있었으나 LSD에서는 항복모멘트와 소성모멘트로 저항강도를 산정하는 정모멘트부 조밀단면은 약 10.1%의 개선효과가 있으며, 재료의 항복강도로 평가하는 비조밀단면은 약 19.8%의 개선효과가 있는 것으로 나타났다.

여기서 조밀단면과 비조밀단면의 개선비율 평균은 약 15%로 $R.F_{ASD}$ 의 개선비율 14.5%와 유사한 것으로 판단할 수도 있겠으나, 개선사항 적용 전 LSD_1에서는 파괴 여부에 대한 안전을 검토하는 극한 I 이 지배한계상태였던 조밀단면이 Table 4.3.2의 결과에서와 같이 개선된 LSD_2에서는 극한 I 의 내하율이 사용 II 의 내하율보다 10%이상 높게 산정되어 지배한계상태가 사용 II 로 변경됨으로써 조밀단면의 개선비율이 다소 낮게 적용된 것으로 판단된다.

그 외 정모멘트부 비조밀단면과 부모멘트부 단면은 개선사항의 적용 전인 LSD_1과 적용 후인 LSD_2에서도 극한 I 이 지배한계상태이며 이 경우에는 연성도, 여유성의 하중수정계수와 단면 특성치 등을 통한 개선효과가 약 20%정도 까지 나타날 수 있는 것으로 판단된다.

따라서, 단면의 종류, 지배한계상태 등에 따라서 개선비율은 다소 상이할 수 있지만, 전체적으로 평가하면 ASD에서의 내하율 개선비율 및 구조해석 모델 수정에 의한 처짐 개선비율과 유사한 값을 나타내고 있으므로 이 연구에서 제안한 개선방안은 합리적이라고 판단할 수 있다.

Table 4.4.18 Verification of Improved Ratio

구 분	(+)Moment 조밀단면	(+)Moment 비조밀단면	(-)Moment 단면	평균	비 고
$R.F_{LSD}$ 의 개선비율	1.101	1.198	1.210	1.169	Table 4.4.16 및 Table 4.4.17 참조
$R.F_{ASD}$ 의 개선비율	1.145		1.239	1.190	Table 3.4.1에서 R_{41} 의 평균
처짐의 개선비율	1.167			1.167	Table 3.4.2에서 R_d 의 평균

4.6 소 결

한계상태설계법에 기초한 내하력 평가 및 개선방법과 기존 ASD에 의한 내하력을 이용한 환산방법에 대하여 연구한 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 정밀안전진단 및 성능평가를 위한 현행 세부지침에서는 한계상태설계법(LSD)에 근거한 내하력 평가방법이 제시되어 있지 않으므로 AASHTO LRFR 및 국내 참고문헌을 참조하여 신뢰도 기반의 LSD에 기초한 내하력 평가식을 제안하였다.
- (2) 재하시험 결과에서 확인된 개선사항의 적용을 위하여 구조해석 단계와 내하력 평가단계에서 실무 기술자들이 수용할 수 있는 객관적이고 합리적인 개선사항의 적용방법을 제시하였다.
- (3) 공용중인 32개의 샘플 교량을 수집하여 ASD에 의한 내하율을 평가하고, 먼저 LSD의 설계기준에 근거한 개선 전 LSD_1의 방법으로 내하율을 산정하여 설계방법 변화에 따른 내하율 변화를 확인하였으며, LSD_1의 방법에 개선사항을 적용한 LSD_2의 경우에 대해서도 내하율을 산정하여 3가지 방법의 내하율 변화와 상관관계를 분석하였다.
- (4) LSD는 종래의 ASD보다 향상된 설계방법이며, 한계상태를 평가하는 방법이므로 LSD_1 및 LSD_2에 의한 내하율이 ASD에 의한 내하율에 비해 전반적으로 높게 평가된다. 다만, 재료의 항복강도로 저항강도를 산정하는 정모멘트부 비조밀단면 및 부모멘트부 단면에서 응력의 여유도가 높은 경우에는 하중계수의 영향으로 ASD보다 작은 내하율이 산정될 수도 있다.
- (5) 개선된 LSD_2는 실제 구조물의 연성도 및 여유성을 일부 반영함에 따라 동일한 단면에서 LSD_1보다 높은 내하율이 산정되며, 정모멘트부 조밀단면의 경우에는 개선사항의 고려여부가 극한 I의 비탄성 거동에서 단면의 항복 및 소성모멘트에 의한 저항강도의 안전성을 증가시킴으로써, 지배한계상태가 극한 I에서 사용 II로 변경될 수도 있음을 확인하였다.

- (6) ASD와 LSD_1 및 LSD_2의 내하율 상관관계를 분석하여 ASD의 방법으로 내하력이 평가된 기존 강박스거더교의 내하력을 현행 설계기준에 근거한 LSD_1의 내하력으로 환산하는 방법과 개선사항이 반영된 LSD_2의 내하력으로 환산하는 방법을 1차 함수 및 2차 함수 환산식으로 제안하였으며, 단순 비율을 이용하여 환산하는 비례식도 제안하였다.
- (7) 1차 및 2차 함수 형태의 환산식을 실제 내하율 평가와 비교한 결과, 오차 10%이내일 확률이 77.4% ~ 99.9%의 높은 수준으로 분석되었고, 샘플 교량의 별도의 2개 교량에 대하여 검증한 경우에도 오차 10%이내의 결과를 나타내어 제시한 환산식은 공학적으로 만족할 만한 결과를 제공한다고 판단된다.
- (8) 한계상태설계법을 활용한 LSD_1과 LSD_2에서 개선사항의 적용효과에 대한 검증결과, 개선사항이 고려되지 않은 LSD_1에 비하여 LSD_2의 개선비율은 ASD에서의 내하율 개선비율 및 구조해석에 의한 처짐 개선비율과 유사한 값을 나타내어 이 연구에서 제안한 개선방안이 합리적임을 확인하였다.
- (9) 기존의 강박스거더교에 대하여 LSD에 의한 별도의 내하력 평가를 실시하지 않더라도 내하율 환산식을 이용하면 ASD로 평가된 내하율을 LSD에 의한 내하율로 환산할 수 있을 것으로 판단되며, 식(4.24)와 같이 환산된 내하율 $R.F_{LSD}$ 를 이용하여 LSD에 의한 내하력을 산정할 수 있을 것이다.

$$\text{내하력}_{LSD} = R.F_{LSD} \times \text{설계하중}(DB24, DL24) \quad \text{식(4.24)}$$

여기서, 환산 내하율 $R.F_{LSD}$ 산정시 LSD_1의 환산식을 사용한다면 식(4.24)의 내하력은 기본내하력을 제공할 것이며, 응력보정계수의 효과를 감안하여 개선사항을 적용한 LSD_2의 환산식을 사용한다면 공용내하력에 근접한 결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

단, LSD_2에 적용한 개선사항은 이 연구에서 검증한 최소한의 개선사항이므로 실제 교량의 거동에 근접할 수 있는 해석모델의 수정과 정확한 내하력 평가를 위해서는 재하시험을 실시하여 그 결과를 기초자료로 활용하는 것이 보다 정확한 결과를 제공할 것이다.

제 5 장 결 론

5.1 연구결론

이 연구에서는 기존 교량의 유지관리 차원에서 시설물안전법에서 1, 2종 시설물로 규정하는 교량시설물 중 가장 많은 비율을 차지하고 있는 강박스거더교를 대상으로 신뢰도 기반의 한계상태설계법에 기초한 내하력 평가 방법 및 개선 방안을 제시하였다. 또한 종래의 평가방법에 의한 내하력 평가결과와 한계상태설계법에 의한 내하력 평가결과를 비교하고, 이로부터 한계상태설계법에 의한 내하력 평가를 별도로 수행하지 않더라도 종래의 내하력을 한계상태설계법에 의한 내하력으로 환산할 수 있는 합리적인 방법을 제시하였다. 이 연구를 통해 도출된 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 주기적인 관리와 성능평가를 실시해야 하는 강박스거더교(STB)에 대하여 국내의 내하력 평가방법은 허용응력법(ASD)을 주로 사용하여 왔으나, 최근 도로교 설계기준이 한계상태설계법(LSD)을 설계에 적용하도록 개정되었으므로 기존 교량의 유지관리를 위한 내하력 평가도 한계상태의 저항강도와 신뢰도 기반의 내하력 평가가 필요한 것으로 판단된다.
- (2) 기존 재하시험 및 내하력 평가 과정을 분석한 결과, 과거의 보편적인 설계경향과 같은 구조해석 모델을 구현한 경우 교량의 강성을 대변하는 처짐과 고유진동수의 응답비가 1.2~1.4이상으로 나타나는 경향이 있다. 이러한 경우 교량의 실제 거동에 근접한 구조해석이라 간주하기에는 부족함이 있으며, 내하력 평가 결과의 신뢰성도 저하된다고 판단할 수 있다.
- (3) 구조해석 단계에서 인장을 받는 콘크리트 바닥판과 일체형 난간의 합성효과 및 콘크리트의 재령에 따른 탄성계수를 증가시키는 3가지 개선사항을 제안하고, 이를 고려하는 경우, 처짐 및 고유진동수의 응답비가 1.0에 거의 수렴할 수 있음을 확인하였으며, 백분율 오차도 10% 이내로 분석되어 신뢰성 있는 구조해석 모델을 구현할 수 있는 것으로 판단된다.

- (4) 내하력 평가 단계에서도 3가지의 개선사항을 모두 고려하는 경우, ASD에 의한 내하율 개선비율이 구조해석 단계의 개선비율과 가장 유사하다.
- (5) 현행 설계기준에 따라 LSD에 기초한 내하력 평가방법을 제시하고, 재하시험 결과에서 확인된 개선사항을 내하력 평가 과정의 구조해석 단계와 내하력 평가 단계에서 객관적이고 합리적으로 적용할 수 있는 개선방안을 제안한다.
- (6) 공용중인 32개의 샘플 교량을 수집하여 종래의 ASD에 의한 내하율과 LSD에 의한 내하율을 비교하되 개선사항 적용여부에 따라 2가지 방법으로 구분하였다. 각 평가 방법에 의한 내하율의 변화와 상관관계를 분석하였으며, 상호간의 높은 종속성이 확인되어 기존 ASD의 내하율을 LSD에 의한 내하율로 환산하는 여러 가지 환산식을 제안하고, 그 중 오차가 가장 작은 1차 함수 형태의 환산식을 기본 환산식으로 제안한다.
- (7) 내하율 환산식은 공학적으로 만족할 만한 신뢰도를 제공하는 것을 확인하였으며, 개선사항의 적용효과도 처짐응답비의 개선비율과 유사하여 제안한 개선방안이 합리적임을 확인하였으므로, 내하율 환산식은 ASD에 의한 내하력을 LSD에 의한 내하력으로 환산하는데 유용하게 활용될 수 있을 것으로 판단된다.
- (8) 현재 공용 중인 교량 시설물을 관리함에 있어 내하력의 여유가 없거나 성능개선을 위하여 보강여부를 판단하여야 경우, 또는 정밀안전진단이나 성능평가 수행시 한계상태설계법에 의한 내하력을 확인하고자 하는 경우에도 이 연구 결과를 활용할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 신규 설계단계에서도 환산식의 결과를 응용하면 신설 교량 단면의 경제성 예측에도 유익할 것으로 판단된다.

5.2 향후과제

이 연구의 결과로부터 향후 도로교의 신뢰도 기반의 한계상태설계법에 의한 내하력 평가 및 환산방법의 개선을 위해 지속적으로 진행되어야 할 것으로 판단되는 연구과제를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 이 연구에서 활용한 교량은 1개 교량을 제외하면 준공 후 20년이 경과하지 않은 교량이며 모두 B등급 이상의 양호한 상태에서 재하시험을 실시하거나 내하력을 평가한 교량이므로, 공용년수 증가에 따라 안전성 저하가 발생하여 내하율 1.0을 만족하지 못하는 경우에 대한 고려는 제한적일 수밖에 없다. 따라서 이러한 교량의 데이터를 수집하여 이 연구의 분석 데이터에 반영시킨다면 보다 신뢰성 높은 내하율 환산식을 얻을 수 있을 것으로 판단된다.
- (2) 개선된 내하력 평가를 위해 구조해석 단계에서 제안한 3가지 사항인 인장을 받는 바닥판 및 일체형 난간의 고려와 콘크리트 재령 강도에 따른 탄성계수의 적용은 이 연구에서 검증한 최소한의 개선사항이다. 따라서 향후에도 내하력 평가시 재하시험을 지속적으로 실시하여 실제거동에 수렴하는 해석 모델의 개선과 평가의 개선이 필요하며, 노후화된 받침장치의 고려여부 및 적용방법 등 기타 개선사항에 대한 연구도 필요할 것으로 판단된다.
- (3) 내하력 평가단계에서 개선사항의 적용을 위해 고려한 연성도, 여유성 등 하중수정계수와 활하중평가계수 값의 설정에 대해서도 보다 많은 연구가 필요할 것으로 판단된다. 단, 연구의 방향이나 결과가 객관적이어야 하며, 실무 기술자가 합리적으로 적용할 수 있는 타당한 근거가 함께 제시되어야만 활용도가 높을 것으로 판단된다.
- (4) 이 연구는 1, 2종 시설물에 해당하는 도로교량 중 약 40%로 가장 많은 비율을 차지하고 있는 STB를 대상으로 하였으나, PSCI도 30%이상의 많은 비율을 차지하고 있으므로 콘크리트 교량에 대한 연구도 진행된다면 기존 교량의 유지관리에 많은 도움이 될 것으로 판단된다.



참고문헌

1. 강중혁, 2007. 합리적인 내하력 평가를 위한 응력보정계수 산정, 석사학위논문, 명지대학교 대학원.
2. 구봉근, 신재인, 이상순, 2001. 응력보정계수 산정방법 개선, 한국구조물진단유지관리공학회지, 제5권 제1호, pp.169~175.
3. 김동용, 경갑수, 전준창, 이희현, 장동일, 1999. 실측자료의 통계분석에 기초한 도로교 내하력 평가방법의 개선방안, 대한토목학회논문집, 제19권 제 1-6호, pp.847~857.
4. 김세훈, 2013. 개선된 모델을 이용한 교량의 내하성능 평가 기법 연구, 석사학위논문, 세종대학교 대학원.
5. 김춘수, 1998. 교량내하력 평가를 위한 응력보정계수 산정에 관한 연구, 박사학위논문, 경희대학교 대학원.
6. 김현수, 2007. RC교량의 외관상태지수가 내하력에 미치는 영향, 석사학위논문, 조선대학교 대학원.
7. 김후승, 2006. 모멘트 재분배를 고려한 RC 슬래브교의 내하력 평가, 석사학위논문, 전남대학교 대학원.
8. 노동오, 경갑수, 박진은 2018. 한계상태설계법에 의한 기존 강박스거더교의 내하력 환산, 한국구조물진단유지관리공학회 논문집, 제22권 제6호 pp.89~96
9. 박길현, 양승현, 2003. 교량받침의 거동특성을 고려한 내하력 평가, 한국구조물진단학회, 제7권 제4호, pp.209~216.
10. 박명재, 2012. 한계상태 설계법을 적용한 공용중인 고속도로 교량의 안전성 평가, 석사학위논문, 가천대학교 대학원.
11. 박진웅, 2006. 하중저항계수율을 이용한 강합성교량의 내하율 산정에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교 대학원.

12. 신재인, 2001. 고속도로 교량구조물의 내하력 평가방법 개선, 박사학위논문, 충북대학교.
13. 양승이, 김한중, 김진성, 2003. 교량의 내하력 평가 및 농로교의 하중시험, 한국구조물진단학회, 제7권 제1호, pp.239~249.
14. 양승현, 2010. 지점부의 기능저하를 고려한 노후교량의 내하력 평가, 한국방재학회, 제10권 제2호, pp.15~21.
15. 오병환, 이용중, 신호상, 백상현, 1996. 합리적인 교량구조물의 내하력 평가를 위한 현장재하시험의 검증, 대한토목학회, Vol.1996 No.1, pp.505~508.
16. 오성호, 이상민, 신수봉, 2004. 계측 거동 데이터를 이용한 부분구조 모델의 식별, 한국구조물진단학회 제8권 제2호, pp.137~145.
17. 오출환, 2010. 공용중인 콘크리트교량의 내하력 평가방법 비교, 석사학위논문, 전남대학교.
18. 유연중, 2002. 고속도로 교량구조물의 통행차량에 의한 충격계수 산정방법, 석사학위논문, 충북대학교.
19. 이영일, 2015. 실측자료에 기초한 도로교 내하력 평가방법 개선방안, 박사학위논문, 한국해양대학교 대학원
20. 이재덕, 1998. 고속도로교량에 대한 내하력 평가방법의 타당성 분석, 석사학위논문, 한국도로공사 도로기술대학원.
21. 이종호, 2009. 고속도로교량의 내하력을 고려한 상태등급 평가에 관한 연구, 석사학위논문, 충남대학교.
22. 이종호, 한성호, 신재철, 2009. 고속도로 교량의 개선된 안전성 평가방안을 위한 실측자료에 기초한 공용 내하력 검토, 대한토목학회, 제29권 제6A호, pp.597~605.
23. 임명재, 2012. 한계상태설계법을 적용한 공용중인 고속도로교량의 안전성 평가, 석사학위논문, 가천대학교.

24. 장병수, 2011. 차량재하시험에 의한 교량의 충격계수에 관한 실험적 연구, 석사학위논문, 경북대학교.
25. 정성윤, 2012. 스프링계수를 고려한 응력보정에 따른 교량의 내하력 평가, 박사학위논문, 조선대학교.
26. 조효남, 광계환, 이승재, 1997. 신뢰성에 기초한 고속철도 교량의 안전도 및 내하력평가, 전산구조공학회, 제10권 제3호, pp.133~143.
27. 조효남, 장동일, 이희현, 1991. 도로교 내하급수 판정시스템 개발, 대한토목학회논문집, 제11권 제4호, pp.9~19.
28. 조효남, 최현호, 이상운, 선종완, 2003. 상시 계측 데이터를 이용한 신뢰성에 기초한 판형 철도교의 내하력 평가법, 한국강구조학회 제15권 2호 pp.187~196
29. 한국건설기술연구원, 2002. 도로교의 내하력 평가 실무매뉴얼.
30. 한국도로공사 도로교통연구원, 2013. 신뢰도 기반 고속도로 교량안전성 평가 지침 개발.
31. 건설교통부, 한국시설안전공단, 1997. 교량 정밀안전진단 및 통과허용하중 산정기법 개선.
32. 건설교통부, 한국시설안전공단, 1999. 교량 정밀안전진단 및 통과허용하중 산정기법 개선 (2차).
33. 국토교통부, 한국시설안전공단, 2018. 시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부 지침 (안전점검·진단 편)
34. 한국도로교통협회, 2010. 도로교설계기준
35. 한국도로교통협회, 2012, 2016. 도로교설계기준(한계상태설계법)
36. 한국도로교통협회, 2014. 도로교설계예제집(한계상태설계법)
37. 한국교량및구조공학회, 교량설계핵심기술연구단, 2015. 도로교설계기준(한계상태설계법)해설

38. 한국콘크리트학회, 2012. 콘크리트 구조기준
39. 국토교통부, 2016. 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준
40. 서울특별시 건설안전관리본부, 2001, Bridge 01, 02 초기점검 보고서
41. 부산광역시 건설안전시험사업소, 2008~2011, Bridge 03~05 정밀안전진단 보고서
42. 부산광역시 건설안전시험사업소, 2012, Bridge 06~10 초기점검 보고서
43. 부산광역시 건설안전시험사업소, 2005, Bridge 11 정밀안전진단 보고서
44. 부산광역시 건설안전시험사업소, 2014, Bridge 12~14 초기점검 보고서
45. 부산광역시 건설안전시험사업소, 2017, Bridge 15 정밀안전진단 보고서
46. 부산지방국토관리청, 2006, Bridge 16~18, 초기점검 보고서
47. 부산광역시 건설안전시험사업소, 2005~2009, Bridge 19~22 정밀안전진단 보고서
48. 한국도로공사, 2009~2012, Bridge 23~30 정밀안전진단 보고서
49. 부산지방국토관리청, 2006, Bridge 31, 32 초기점검 보고서
50. 부산광역시 건설안전시험사업소, 2012, Bridge F 정밀안전진단 보고서
51. 서울특별시 건설안전관리본부, 2001, Bridge G 초기점검 보고서
52. AASHTO, 2003. Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges
53. AASHTO, 2005. LRFD Bridge Design Specifications
54. AASHTO, 2005. Load Rating by Load and Resistance Factor Evaluation Method, Highway Subcommittee on Bridge and Structures
55. AASHTO, 2008. The Manual for Bridge Evaluation, 1st ed.
56. Federal Highway Administration - FHWA, 2012. Steel Bridge Design Handbook : Load Rating of Steel Bridges.

57. Florida Department of Transportation - FDOT, 2011, Bridge Load Rating Manual
58. 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.
59. Hwang, E. S., Thi Hang Nguyen, Kim, D. Y., 2013. Live Load Factors for Reliability-based Bridge Evaluation, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol.17, pp.499~508
60. Kim, H.J., Kim, K.H., and Park J.Y. 2013. Reliability-based Evaluation of Load Carrying Capacity for a Composite Box Girder Bridge, KSCE, Journal of Civil Engineering, Vol.17, pp.575~583.
61. Michel Ghosn, Fred Moses, 1995. Redundancy in Highway Bridge Super structures, Transportation Research Board, National Research Council, Fourth International Bridge Engineering Conference, Volume 2 pp.338~348
62. Missouri Transportation Institute and Missouri Department of Transportation, 2010, Calibration of the Live Load Factor in LRFD Design Guidelines, Organizational Result Research Report, OR11.003
63. National Cooperative Highway Research Program - NCHRP, 2001. Manual for Condition Evaluation and Load Rating of Highway Bridges Using Load and Resistance Factor Philosophy, Web Document 28 (Project C12-46)
64. NCHRP, 2001. Calibration of Load Factors for LRFR Bridge Evaluation, Report-454



감사의 글

이르지 않은 시기에 다시 시작함에 대한 망설임과 설렘도 있었지만 기도하는 마음으로 시작했던 이 과정이 잘 마무리됨을 먼저 하나님께 감사드립니다.

대학원의 입학과 이 논문을 작성하기까지 머뭇거릴 때도 많았지만 먼저 손을 내밀어 주시고 지속적인 관심과 배려로 항상 지도해 주시며 또한 많은 것을 가르쳐 주신 경갑수 교수님께 진심으로 감사드립니다. 아울러 대학원 과정과 논문에 끊임없는 격려와 지원을 해주시고 마지막까지 애정과 믿음으로 논문을 교정해주신 이희현 사장님께도 깊은 감사를 드립니다.

그리고, 여러 심사과정을 통해 많은 충고와 조언으로 미흡함을 채워주시고 보다 나은 논문이 될 수 있도록 지도하고 편달해주신 공병승 교수님, 박수용 교수님, 박진은 박사님께도 감사의 마음을 전합니다.

직장생활에서나 학교생활에서나 선임자로서 이끌어주시고 부족한 이 논문을 준비하는 동안 여러모로 많은 도움과 격려를 아낌없이 해주신 이영일 상무님께도 감사드리며, 바쁜 격무 중에도 믿음과 배려로 함께한 이경수 과장을 비롯한 직장 동료들, 연구실의 이성진 박사에게도 이 지면을 통해 감사한 마음을 전합니다.

항상 물가에 내놓은 어린아이 걱정하듯 늘 기도로 함께해 주신 부모님, 결혼 후 두 번이나 학위과정에 뛰어든 저를 끝까지 믿어주신 장인, 장모님, 그리고 말없이 염려와 사랑, 믿음의 응원을 보내며 늘 함께하는 아내에게 깊은 감사를 드립니다. 또한, 같은 전공을 수학한다며 소소한 도움을 아끼지 않은 딸 신애에게도 고마운 마음과 사랑을 전합니다.

마지막으로 모두 언급하지는 못하더라도 도와주신 많은 분들에게 감사드리며, 그 분들의 사랑과 관심으로 맺어진 이 작은 결실이 고민을 함께하는 기술자분들께 조금이나마 도움이 되기를 바랍니다.

2018년 12월

노 동 오 올림

