



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](#)

2017年 2月
박사학위논문

강박스거더교의 응력보정계수에
따른 내하력 평가

조선대학교대학원

토목공학과

조연우

강박스거더교의 응력보정계수에 따른 내하력 평가

**Assessments in the Load Carrying Capacity of Steel Box Girder
Bridges According to the Stress Modification Factor**

2017년 2월 24일

조선대학교대학원

토목공학과

조연우

강박스거더교의 응력보정계수에 따른 내하력 평가

지도교수 박길현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2016년 10월

조선대학교 대학원

토목공학과

조연우

조연우의 박사학위논문을 인준함.

위원장 호남대학교 교수 유 희 중 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 길 현 (인)

2016년 12월

조선대학교 대학원

목 차

제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 연구동향	2
1.3 연구방법	4
제 2 장 교량의 재하시험 및 내하력 평가	7
2.1 국내 도로교량의 현황	7
2.2 교량의 정밀안전진단	11
2.3 내하력 및 안전성 평가	13
2.3.1 외국의 공용내하력 평가	13
2.3.2 우리나라의 공용내하력 평가	16
2.3.3 안전성 평가	20
2.4 재하시험	21
2.5 내하력 평가시 문제점	24
제 3 장 강성방정식을 이용한 거동특성 분석	30
3.1 판구조 및 보요소의 기본방정식	30
3.2 강성방정식	37
3.3 단일보요소의 휨거동특성	45
3.4 격자보요소의 적용	63
제 4 장 현장실험 및 적용	75
4.1 강박스거더교 1	75
4.1.1 내하력평가 내용	75
4.1.2 연직스프링계수에 의한 강성도 적용모델	85
4.1.3 회전스프링계수에 의한 강성도 적용모델	93

4.1.4 결과 분석	101
4.2 강박스거더교 2	103
4.2.1 내하력평가 내용	103
4.2.2 연직스프링계수에 의한 강성도 적용모델	112
4.2.3 회전스프링계수에 의한 강성도 적용모델	118
4.2.4 결과 분석	124
4.3 연구결과 분석 및 고찰	125
제 5 장 결론	127

표 목 차

표 2.1	도로별 교량 현황	7
표 2.2	교량형식별 현황	8
표 2.3	점검의 종류	9
표 2.4	구조물의 안전성 평가기준	20
표 3.1	휨실험 및 구조해석 결과	47
표 3.2	연직스프링력을 이용한 각 위치별 응답비	51
표 3.3	회전스프링을 단 경우의 응답비	55
표 3.4	기존방법에 의한 내하력 평가	58
표 3.5	연직스프링을 이용한 내하력평가	59
표 3.6	회전스프링을 이용한 내하력평가	60
표 3.7	일반해석에 의한 안전성 평가	61
표 3.8	연직스프링을 이용한 안전성평가	62
표 3.9	회전스프링을 이용한 안전성평가	62
표 4.1	대상교량의 현황	75
표 4.2	대상교량의 내하력평가 결과	77
표 4.3	정적재하시험에 의한 측정처짐(mm)	80
표 4.4	휨모멘트 집계(kN·m)	81
표 4.5	안전성 평가 결과	81
표 4.6	응답비 산정	83
표 4.7	내하력 평가	84
표 4.8	가상지점의 반력(kN)	85
표 4.9	분배율을 고려한 가상지점의 반력(kN)	86
표 4.10	각 절점별 연직스프링계수(kN·m)	88
표 4.11	연직스프링을 단 모델의 처짐(mm)	89
표 4.12	응력보정계수	90

표 4.13	휨모멘트 집계(kN·m)	90
표 4.14	강박스거더 대한 안전성 평가 결과	91
표 4.15	측정위치의 휨모멘트(kN·m)	93
표 4.16	분배율을 고려한 절점모멘트(kN·m)	94
표 4.17	회전스프링을 단 모델의 처짐(mm)	97
표 4.18	응력보정계수	98
표 4.19	휨모멘트 집계(kN·m)	98
표 4.20	강박스거더의 안전성 평가 결과	99
표 4.21	대상교량의 현황	103
표 4.22	대상교량의 내하력평가 결과	105
표 4.23	정적재하시험에 의한 측정처짐(mm)	107
표 4.24	휨모멘트 집계(kN·m)	108
표 4.25	안전성 평가 결과	109
표 4.26	응답비 산정	110
표 4.27	내하력 평가	111
표 4.28	가상지점의 반력(kN)	112
표 4.29	분배율을 고려한 가상지점의 반력(kN)	112
표 4.30	각 절점별 연직스프링계수(kN/m)	114
표 4.31	연직스프링을 단 모델의 처짐(mm)	114
표 4.32	응력보정계수	115
표 4.33	휨모멘트 집계(kN·m)	116
표 4.34	강박스거더의 안전성 평가 결과	116
표 4.35	측정위치의 휨모멘트(kN·m)	118
표 4.36	분배율을 고려한 절점모멘트(kN·m)	118
표 4.37	회전스프링을 단 모델의 처짐(mm)	121
표 4.38	응력보정계수	122
표 4.39	휨모멘트 집계(kN·m)	122
표 4.40	강박스거더 대한 안전성 평가 결과	123

그림 목 차

그림 1.1	연구방법	5
그림 2.1	교량유지관리 흐름	10
그림 2.2	교량의 평가	11
그림 2.3	정밀안전진단 절차도	12
그림 2.4	정적재하시험 절차	22
그림 2.5	동적재하시험 절차	23
그림 2.6	콘크리트보의 하중-처짐 거동	29
그림 3.1	평판요소에 작용하는 힘	31
그림 3.2	보의 처짐곡선	35
그림 3.3	스프링요소의 힘과 변위	37
그림 3.4	인장을 받는 부재의 힘과 변위	38
그림 3.5	보요소의 절점력과 절점자유도	39
그림 3.6	일반적인 격자구조물	40
그림 3.7	격자구조물의 절점력과 절점자유도	41
그림 3.8	탄성지반상에 놓인 보	42
그림 3.9	탄성스프링을 적용한 미소 보요소	42
그림 3.10	시험체 현황 및 변위계 부착	45
그림 3.11	휨실험 실시	45
그림 3.12	하중-변위선도	46
그림 3.13	휨실험에 의한 각 절점의 처짐 비교	46
그림 3.14	시험하중별 처짐 비교	47
그림 3.15	탄성지점을 적용한 보요소	48
그림 3.16	시험체의 스프링력 적용현황	50
그림 3.17	시험체의 스프링력 적용모델	50
그림 3.18	시험체의 스프링력 적용모델의 처짐도	51

그림 3.19 회전스프링에 의한 강성도를 적용한 보요소	52
그림 3.20 임의구간의 자유물체도	52
그림 3.21 회전스프링 계수 산정 예시도	53
그림 3.22 지점에 회전스프링을 적용한 해석모델	55
그림 3.23 회전스프링을 적용한 모델의 처짐도	55
그림 3.24 응답비 비교	56
그림 3.25 고정하중에 의한 휨모멘트도	57
그림 3.26 활하중에 의한 휨모멘트도	58
그림 3.27 내하율 비교	60
그림 3.28 안전율 비교	62
그림 3.29 하중의 횡분배	64
그림 3.30 격자모델의 연직스프링	67
그림 3.31 가상지점의 반력에 의한 처짐도	68
그림 3.32 격자모델의 처짐과 절점각	71
그림 3.33 재하시험하중에 의한 측정위치의 휨모멘트	72
그림 3.34 격자모델의 연직스프링	73
그림 3.35 격자모델의 회전스프링	74
그림 4.1 강박스거더교 1	76
그림 4.2 정적재하시험 하중 재하방법	78
그림 4.3 정적재하시험에 의한 처짐 시간이력곡선	79
그림 4.4 전산구조해석	80
그림 4.5 재하시험차량 재하도	82
그림 4.6 재하시험차량 하중에 의한 처짐도	83
그림 4.7 가상지점 반력계산	85
그림 4.8 연직스프링을 단 해석모델의 거동특징	86
그림 4.9 연직스프링 설치현황	88
그림 4.10 연직스프링모델의 처짐도	89
그림 4.11 연직스프링모델의 휨모멘트도	91

그림 4.12 재하차량에 의한 휨모멘트 산정	93
그림 4.13 회전스프링 설치현황	94
그림 4.14 회전스프링이 달린 해석모델	96
그림 4.15 회전스프링이 달린 모델의 처짐도	97
그림 4.16 회전스프링모델의 휨모멘트도	99
그림 4.17 처짐의 계산치와 측정치	101
그림 4.18 처짐 응답비 비교	102
그림 4.19 내하율, 응력보정계수, 공용내하력 및 안전율 비교	102
그림 4.20 강박스거더교 2	104
그림 4.21 정적재하시험 하중 재하방법	106
그림 4.22 정적재하시험에 의한 처짐 시간이력곡선	107
그림 4.23 전산구조해석	108
그림 4.24 재하시험차량 재하도	109
그림 4.25 재하시험차량 하중에 의한 처짐도	110
그림 4.26 가상지점 반력계산	112
그림 4.27 연직스프링 설치현황	114
그림 4.28 연직스프링모델의 처짐도	115
그림 4.29 연직스프링모델의 휨모멘트도	116
그림 4.30 재하차량에 의한 휨모멘트 산정	118
그림 4.31 회전스프링 설치현황	119
그림 4.32 회전스프링이 달린 해석모델	120
그림 4.33 회전스프링이 달린 모델의 처짐도	121
그림 4.34 회전스프링모델의 휨모멘트도	122
그림 4.35 처짐의 계산치와 측정치	124
그림 4.36 처짐 응답비 비교	125
그림 4.37 내하율, 응력보정계수, 공용내하력 및 안전율 비교	125

ABSTRACT

Assessments in the Load Carrying Capacity of Steel Box Girder Bridges According to the Stress Modification Factor

Cho, Yeon Woo

Advisor : Prof. Park, Kil-Hyun, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

When a load is applied to a structure, a displacement occurs. There exists a stiffness equation between the load and the displacement. The relationship between the load and the displacement can be defined as the stiffness. In this study, the stiffness by applying linear springs and rotary springs is defined, and the structural model similar to the actual behavior characteristics is generated by applying the actual data obtained from the load test to the stiffness equation.

In single beam, the response ratio of conventional method is 1.570~1.718, whereas the response ratio of the model with vertical spring and rotating spring is 0.934~1.056, which is effective to show the actual behavior characteristics.

This study is applied to a model that uses stiffness by linear springs and rotary springs considering a common bridge as a grid beam. The response ratio was the largest at 1.090~1.255 in the conventional method, 0.891~1.054 in the linear spring model and 0.770~0.952 in the rotary spring model. In the conventional method, the basic load bearing capacity is small and the stress modification factor is large. However, when the spring force is considered, the

basic load bearing capacity is large and the stress modification factor is small. In the safety evaluation, results similar to the load bearing capacity were obtained.

The ultimate goal of design is to have the same design value as the measured value. If the actual behavior characteristics are described as much as possible in the structural analysis, the reliability of the load carrying capacity or safety evaluation determined from the structural analysis results is improved.

제1장 서론

1.1 연구배경 및 목적

우리나라는 1970년대 이후 경제개발계획 및 국토종합계획에 따라 사회기반시설의 구축이 요구되었으며, 이를 기반으로 경제발전이 가속화되었다. 사회기반시설 중 교통시설은 가장 먼저 추진되어야 하며 특히, 도로상에 설치되는 교량은 수로, 하천, 계곡 등과 같이 통로의 기능을 저해하는 요소로부터 도로의 기능수행을 원활히 하기 위하여 설치되는 구조물로서 2015년 국토교통통계연보에 따르면 고속국도로 부터 시·군·구도에 설치된 교량은 30,983개소, 연장 3,077,430m이며 전년(2014년) 대비 1087개소 증가된 것으로 조사되었다. 이는 삶의 질적 향상으로 인한 레저문화의 발전 및 산업의 다양화 등으로 인하여 요구되는 교통시설의 확충에 따른 것으로 이러한 추세는 당분간 지속될 것으로 전망된다. 이처럼 40여 년 동안 교량을 포함한 교통시설의 신규 건설에 집중하면서 일부 건설공사의 공기단축이나 공사비 절감으로 인하여 발생한 초기결함과 시간의 경과에 따라 발생한 열화손상이 결합하여 내구수명이 감소하고 공용기간동안 안전성이 결여된 결과를 초래하게 되었다.

유지관리란 시설물 및 부대시설의 기능을 보존하고 이용자의 편익과 안전을 도모하기 위하여 일상적으로 또는 정기적으로 시설물의 상태를 조사하고 손상부에 대한 조치를 취하는 일련의 행위를 말하며 유지관리의 효율성을 증대시키기 위해서는 구조물의 결함요소를 사전에 파악하고 이를 제거함으로써 시설물에 요구되는 기능을 극대화시키고, 또한 구조물의 결함을 발견하고 보수, 보강 등의 조치를 신속히 취함으로써 구조물의 수명을 연장시키는 것이다. 미국에서는 West Virginia의 The Silver Bridge 붕괴사고(1967년)이 시설물 유지관리의 중요성을 인식하는 계기가 되었고, 국내에서는 1994년에 발생한 성수대교 붕괴이후 1995년 ‘시설물의 안전관리에 관한 특별법’(이하 시특별법)이 제정되었으며 시특별법에 의해 실시되는 정밀안전진단결과는 시설물 정보관리 종합시스템(Facility Management System;FMS)에 데이터베이스화되어 시설물의 유지관리를 위한 기초자료로 활용되고 있다.

국내교량 중 특별·광역시도, 고속국도, 일반국도 등에 위치한 교량의 대부분이 1, 2

중 시설물로서 유지관리를 위하여 공용내하력의 평가가 반드시 요구된다. 내하력 평가는 차량하중을 안전하게 지지할 수 있는 활하중 저항능력을 정량적으로 평가하여 통행가능 하중을 설정하고 보수 및 보강공사의 설계 등 교량의 정밀안전진단 및 유지관리업무의 기초자료로 활용하기 위함이다. 그런데 교량의 노후화, 구성재료의 열화, 주요 부재의 손상 등으로 인하여 이론적인 방법만으로 실제 내하력을 산정하는 것은 정확성이 낮으므로 재하시험을 수행한다. 재하시험에 의한 구조물의 거동특성은 경계조건의 변화, 교량의 합성작용, 하중분배효과, 사용재료의 특성, 재료적 노후화 및 손상된 구조부재의 영향 등에 의하여 구조해석에 의한 이론적 거동특성과 차이가 발생하므로 이를 보완하기 위하여 적용하는 응력보정계수는 기본내하력에 곱해지는 값으로 공용내하력에 미치는 영향이 매우 크다. 일반적으로 구조물을 탄성체로 전제하여 처짐 또는 응력비를 단순히 적용하게 되는데 이는 구조물의 거동특성을 고려하지 않은 획일적인 내하력의 평가가 될 수 있으며, 교량받침이 설치되지 않았거나 손상이 극심한 경우에는 해석모델과 유사한 거동을 하지 않아 응답비가 크게 되어 예상치 못한 결과가 도출될 가능성이 크다. 공용내하력 평가를 위하여 재하시험에 의한 계측이 필수항목이 국내에서는 재하시험에 의한 측정데이터를 내하력 산정에만 그치지 않고 계측값을 다양한 방법을 통하여 활용하고 이를 통하여 시설물의 유지관리방안의 다양성과 정밀성을 향상시키는 시도가 필요하다고 생각된다.

본 연구는 재하시험에 의한 측정 데이터를 응력보정계수 뿐 아니라 강성도방정식을 이용하여 실제 거동과 유사한 거동특성을 나타내는 구조해석을 수행하므로써 공용중인 교량의 내하력 및 안전성 평가의 정확성과 다양성을 향상시키고, 재하시험에 소요되는 시간과 경비에 따른 성과의 효율성을 증대시키고자 연구를 수행하였다.

1.2 연구동향

교량의 내하력평가에 대한 연구는 내하력 평가방법은 1990년대 후반부터 이루어지고 있으며, 중반부터 다양하게 진행되고 왔으나 우리나라에서 안전진단에 대한 필요성을 인식한 것은 1970년 와우아파트 붕괴사고 이후였다. 1988년 서울 올림픽은 우리나라 건설사업의 양적·질적 향상을 일구어 내었으며 이때부터 안전

진단에 대한 연구가 이루어졌다.

오병환 등은 합리적인 교량의 내하력평가 시스템의 검증을 위하여 사용이 중지된 국도상의 교량을 대상으로 내하력평가를 실시하여 안전된 응답량을 얻기 위하여 일정 크기 이상의 축중량이 필요하고, 콘크리트용 게이지는 콘크리트의 구조적 연속성 상실로 인하여 오류가 발생할 우려가 있으므로 주의가 요구되며 신축이음장치, 교좌장치 및 교각의 노후화로 인하여 응답량의 차이가 발생할 수 있으므로 외관조사를 통한 분석과 활용이 요구되어진다고 제안하였다(오병환, 1996).

이재덕은 현재까지 평가된 당시까지 수행되어온 방법에 따른 교량의 내하력이 교량의 상태등급, 공용수명, 유지관리방안 등을 결정하는데 있어 중요한 역할을 할 만큼 신뢰도가 높지 않으며, 내하력 평가 방법에 문제점이 있으므로 수정이 요구된다고 제안하였다(이재덕, 1998).

경갑수 등은 노후화된 교량에서 공용중 활하중이나 온도변화 등에 의한 실제 거동을 정확하게 예측하기 위하여 장기계측시스템을 설치 운영하고, FCM으로 시공된 게르버형 PSC Box형교를 대상으로 적용하여 지간중앙의 현지연결부가 소성 거동함에 따라 내하력이 저하되는 것을 장기처짐계측으로 규명하였다(경갑수, 1998).

김춘수는 구조해석방법, 하중재하위치와 계측위치의 상이함에 따라 내하력이 다르게 평가되며, 기존의 격자이론보다 바닥판을 판요소로 간주하고 거더는 들보요소로 모델링 하며 구조해석 및 내하력을 평가하는 방법에 대하여 연구하였다(김춘수, 1998).

김동용 등은 응력보정계수의 산출에 반영되는 응답비와 충격계수의 합리적인 결정방법과 교량의 손상정도를 반영할 수 있는 데이터의 선정방안을 기존자료에 대한 분석을 통하여 검토하였고 강합성교에서 크리프, 건조수축 및 온도하중과 같은 추가하중에 의한 응력을 기본내하력에 반영하였을 때 내하력의 변화를 검토하였다.(김동용, 1999).

박국천은 교량의 붕괴사례를 통하여 교량에 대한 점검의 종류, 항목 및 비파괴검사의 적용성 및 문제점을 제시하였고 (박국천, 2000), 이희현 등은 강교량의 유지관리 실태 및 문제점에 대하여 조사하여 상태평가 기준의 세분화와 보수, 보강방법의 표준화를 통해 유지관리 기술의 개선방안 및 유지관리를 최소화 하기 위한 기법에 대하여 연구하였다(이희현, 2000).

김훈 등은 LCC분석에 기초한 교량 유지관리에 대한 경제적 효과분석에서 4가

지 유지관리 수준을 제시하였고 (김훈, 2001), 양승이 등은 AASHTO에 근거한 노후교량의 정확한 내하력평가와 그에 따른 보강방안을 제시하였다(양승이, 2003).

오성호 등은 정적변위 및 모드자료 계측데이터를 사용하는 SI기법을 적용하여 부분구조의 해석모델로부터 전체 구조물의 거동특성을 연구하였고 (오성호, 2004), 김후승은 ACI의 강도감소계수와 Eurocode의 재료저항계수를 철근비에 따른 설계강도와 안전계수에 적용하여 비교하고 모멘트 재분배를 고려하여 RC 슬래브의 내하력을 평가하였다(김후승, 2006).

강종혁은 공용내하력의 차이가 발생하는 주된 원인인 응답비와 충격계수를 해석결과가 아닌 실측결과의 선정방법으로부터 해결하여 합리적인 내하력의 평가방법을 제안하였다(강종혁, 2007).

최동호 등은 외부긴장재를 이용한 강합성보의 보강 전후의 내하력을 비교하고 초기 긴장력을 결정하는 연구를 수행하였으며(최동호, 2007) 구봉근, 신재인 등은 재하차량이 아닌 통행차량으로부터 응력보정계수의 산정 및 내하력평가를 실시하였다 (구봉근,2001),(신재인,2005).

이종호 등은 현재 공용중인 고속도로 교량의 공용기간, 외관상대등급, 충격계수 및 응답비와 같은 실측자료를 이용하여 교량의 안전성 평가방안의 문제점과 개선방안에 대하여 연구하였다(이종호, 2009).

김선웅 등은 국내 안전 및 유지관리방법에 있어 기존의 사후 유지관리에서 예방적 유지관리로의 전환, 관련법규의 개편 등의 필요성을 제시하였다(김선웅, 2009).

정성윤은 재하시험에 의한 처짐량으로 부터 선형스프링계수를 계산하여 구조해석모델에 적용하므로써 실제 거동특성을 고려한 내하력 평가를 실시하였다(정성윤, 2012).

안승수는 정밀안전진단에서 재하시험 수행여부에 대한 기준을 제시하였다(안승수, 2012).

이영일은 약 970여개의 교량에 대한 정밀안전진단 및 초기점검보고서의 실측자료를 통계적 품질관리와 사례기반 분석에 근거하여 내하력 평가시 재하시험 수행여부와 합리적인 응답 보정에 대한 정량적인 지표를 제시하고자 하였다 (이영일, 2015).

1.3 연구방법

본 연구는 그림 1.1과 같이 교량의 내하력을 결정하는데 가장 큰 영향요소인 응력보정계수는 정적응답과 동적응답을 이용하여 산정하는데 정적응답비는 구조해석에 의한 정적결과와 재하시험에 의한 측정값의 비로 산정하고, 동적응답비는 계산 충격계수와 실측 충격계수의 비로 산정한다. 강교량보다 콘크리트교량의 응력보정계수가 더 크며, 정적응답비는 콘크리트교가 더 크고, 강교는 동적응답비가 더 큰것을 감안할 때 응력보정계수는 동적응답의 영향보다 정적응답의 영향이 더 큰 것으로 알려져 있다. 결국, 응력보정계수의 신뢰도는 정적응답비의 세심한 적용으로 부터 이루어 지며, 이는 공용내하력의 신뢰도를 향상시키는데 영향을 끼치는 것으로 알려져 있다.

본 연구에서는 실제 교량에 대한 적용에 앞서 실험실에서 강재 단일빔을 대상으로 굽힘실험을 실시하여 하중-변위간 강성도방정식을 응용한 강성도를 구조해석모델에 적용하여 구조 재해석을 실시하여 실제 거동특성과 비교 및 검증을 실시하였다. 일반적으로 교량의 상부구조는 격자구조형식으로 묘사할 수 있으므로 단일빔요소에 적용한 강성도 이론에 횡하중 분배이론을 적용하여 공용중인 교량의 구조해석과 공용내하력을 산정하고 기존 방법과의 비교를 통하여 연구방법의 타당성에 대하여 논하였다.

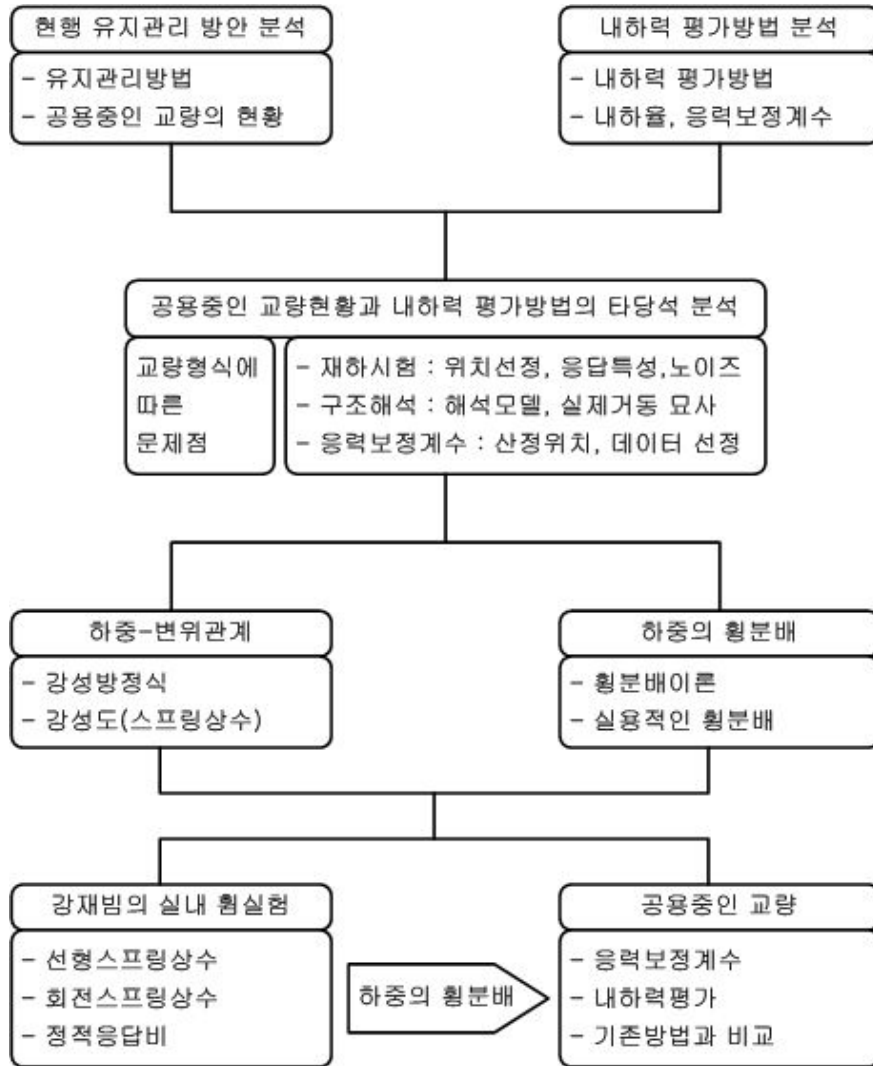


그림 1.1 연구방법

제2장 교량의 재하시험 및 내하력 평가

2.1 국내 도로교량의 현황

1995년 1월 제정된 '시설물안전관리에 관한 특별법'에 근거하여 한국시설안전기술공단과 민간안전진단전문기관이 설립되어 안전진단 및 점검업무를 시작하게 되었다. 2011년 교량 및 터널, 항만, 수리시설, 건축 등 4개 분야에 대하여 총 450개의 등록업체가 활동하였으나, 2016년 10월 기준으로 1,160개 업체가 등록되어 있으며, 이중 교량 및 터널분야에는 711개 업체가 등록되어 있다. 5년 전과 비교하여 약 2.5배 증가되었으며, 이는 과거 성수대교나 삼풍백화점 붕괴사고 이후 시설물의 유지관리 및 안전관리의 중요성이 크게 부각되고 있음을 보여주는 것이다.

국토교통부에서 발간한 2015 국토교통통계연보에 따르면 표 2.1과 같이 2015년 말 기준으로 전국의 교량은 30,983개소, 총연장 3,077,430m이며, 전년(2014년) 대비 1087개소 증가되었다. 전체 교량 중 고속국도의 개소 및 연장이 가장 많고, 그 다음으로 시·군·구도의 교량 개소가 26.2%이고, 연장은 일반국도가 25.6%인 것으로 조사되었다. 평균연장은 특별·광역시도상의 교량이 가장 길고, 고속국도, 일반국도 순이며, 이들 중 대부분이 1, 2종 시설물이므로 유지관리를 위하여 공용내하력의 평가가 반드시 요구된다.

표 2.1 도로별 교량 현황

구분	개소	연장(m)	비율(%)		평균연장(m)
			개소	연장	
고속국도	9,018	1,190,121	29.1	38.7	132
일반국도	7,624	786,843	24.6	25.6	103
특별·광역시도	1,216	314,453	3.9	10.2	258
국가지원지방도	1,272	112,246	4.1	3.6	88
지방도	3,707	221,073	12.0	7.2	59
시도	4,410	258,875	14.2	8.4	58
군도	3,041	161,872	9.8	5.3	53
구도	695	31,947	2.2	1.0	46
합계	30,983	3,077,430	100.0	100.0	99

표 2.2 교량형식별 현황

구분	고속국도		일반국도		지방도		형식별 합계	
	개소	비중(%)	개소	비중(%)	개소	비중(%)	개소	비중(%)
PSC I형교	3,216	35.6	1,968	25.8	383	10.4	5,184	31.2
PSC상자형교	361	4.0	66	0.9	51	1.4	427	2.6
PSC슬래브교	106	1.2	126	1.7	26	0.7	232	1.4
PSC중공슬래브교	0	0	9	0.1	2	0.0	9	0.0
RC T형교	31	0.3	75	1.0	178	4.8	106	0.6
RC 상자형교	30	0.3	17	0.2	9	0.2	47	0.3
RC슬래브교	274	3.0	1,302	17.1	1,785	48.2	1,576	9.5
RC중공슬래브교	114	1.3	48	0.6	8	0.2	162	1.0
강I형교	52	0.6	34	0.4	24	0.6	86	0.5
강상자형교	1,651	18.3	1,685	22.1	185	5.0	3,336	20.0
강관형교	119	1.3	68	0.9	11	0.3	187	1.1
라멘교	2,553	28.3	1,764	23.1	819	22.1	4,317	25.9
사장교	4	0.0	12	0.2	2	0.0	16	0.0
아치교	20	0.2	30	0.4	26	0.7	50	0.3
엑스트라도즈교	1	0.0	5	0.0	3	0.0	6	0.0
트리스크교	3	0.0	0	0.0	2	0.0	3	0.0
프리플렉스형교	371	4.1	341	4.5	98	2.6	712	4.3
현수교	1	0.0	2	0.0	0	0.0	3	0.0
기타	111	1.2	72	0.9	88	2.4	183	1.1
합계	9,018		7,624		3,700		16,642	

교량형식은 고속국도와 일반국도는 PSC I형교, 지방도는 RC슬래브교가 가장 많이 사용된 형식이고, 강박스거더교는 고속국도 및 일반국도에 많이 분포되어 있다. 한국시설안전공단 FMS에 의해 유지관리중인 시특법 대상교량은 고속도로

와 일반국도의 경우 증가한 반면, 지방도상의 교량은 감소하였으며, 소하천을 횡단하는 50m미만의 RC슬래브교나 라멘교의 비중이 증가한 것으로 나타났다. 소하천 정비사업 분야를 제외하며 1, 2종 시설물을 중심으로 신설 및 유지관리가 요구되며, 이는 유지관리분야에서 공용내하력 평가를 위한 재하시험 및 구조해석은 필수 공종일 수 밖에 없음을 보여주는 것이다.

일반적으로 실시하는 교량 유지관리업무에는 교량점검, 판정, 조치 및 기록 등을 포함하며, 교량 점검업무는 일상점검, 정기점검, 긴급점검, 정밀안전진단, 추적조사를 의미한다. 교량의 점검업무는 점검대상물의 설계자료, 과거이력, 점검의 난이도, 교통량과 교통통제에 따른 영향 및 점검장비의 접근성 등을 고려하여 일정한 자격을 가진 자가 실시하여야 한다.

표 2.3 점검의 종류

점검 종류	내 용	장 비
일상점검	<ul style="list-style-type: none"> - 손상의 조기발견을 도모하기 위하여 정기적으로 실시하는 육안점검 - 분기별 1회이상 실시 	<ul style="list-style-type: none"> - 일상적 휴대장비 - 간단한 접근장비
정기점검 (정밀점검)	<ul style="list-style-type: none"> - 안전성 확보를 위하여 정기적으로 실시하는 정밀육안점검 및 장비를 이용한 점검 - 매년 1회이상 실시 	<ul style="list-style-type: none"> - 일상적 휴대장비 - 간단한 접근장비 - 간단한 비파괴장비
긴급점검	<ul style="list-style-type: none"> - 재해가 발생한 경우, 긴급한 손상이 발견되거나 또는 관리주체가 필요하다고 판단될 때 실시하는 정밀육안점검 및 장비점검 - 관리주체가 필요하다고 판단되는 경우 실시 	<ul style="list-style-type: none"> - 일상적 휴대장비 - 접근장비 - 비파괴 점검장비
정밀 안전진단	<ul style="list-style-type: none"> - 교량의 안전성 및 내하력파악을 위하여 실시하는 정밀육안점검, 장비점검 및 재하시험을 실시하는 진단 - 매 5년마다 1회 이상 실시 	<ul style="list-style-type: none"> - 일상적 휴대장비 - 접근장비 - 비파괴 점검장비 - 각종 정밀계측장비
추적조사	<ul style="list-style-type: none"> - 손상원인의 파악이 곤란한 경우, 손상을 장기간 관측할 필요성이 있는 경우 계측기, 인력을 이용하여 교량의 장기거동의 관찰 및 원인을 해소하기 위해 실시하는 조사 - 문제발생시 실시 	<ul style="list-style-type: none"> - 비파괴 점검장비 - 각종 정밀계측장비

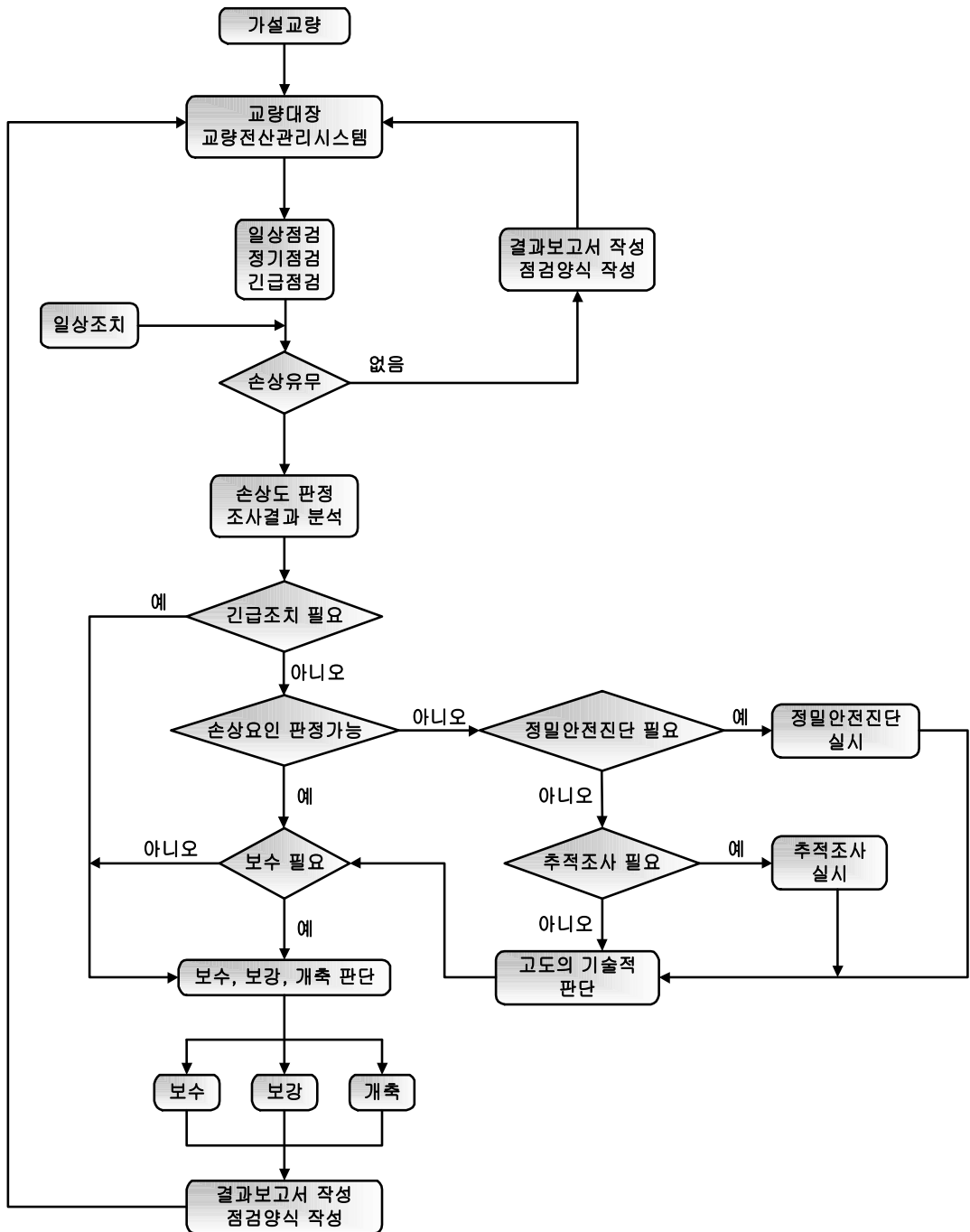


그림 2.1 교량유지관리 흐름

2.2 교량의 정밀안전진단

교량의 안전진단 절차는 설계도서, 기존 안전진단보고서 등의 자료를 검토 및 분석한 후 정밀 육안점검과 내구성 조사를 수행한다. 공용내하력 평가가 필요한 경우에는 구조해석과 재하시험을 실시하고, 기본내하력 평가만을 필요로 할 경우에는 구조해석만을 수행한다. 구조해석과 재하시험이 완료되면 이들 결과를 이용하여 대상 교량에 대한 기본내하력 또는 공용내하력을 산정하고, 평가결과에 따라 보수보강방안 및 유지관리방안을 제시한다.

교량의 평가는 그림 2.2와 같이 내구성평가(상태평가)와 내하력평가(안전성평가)로 구분된다. 교량의 상태평가는 주로 교량의 외관상태에 대한 육안조사와 비파괴장비를 이용한 비파괴조사를 통해 이루어지며, 교량의 내구성을 평가는 목적으로 수행한다. 교량의 안전성평가는 설계도서를 근거로 한 구조해석과 현장 재하시험 결과를 이용하여 수행하게 되며, 교량의 내하력을 평가하프로서 교량을 안전하게 사용하기 위한 목적으로 수행한다.

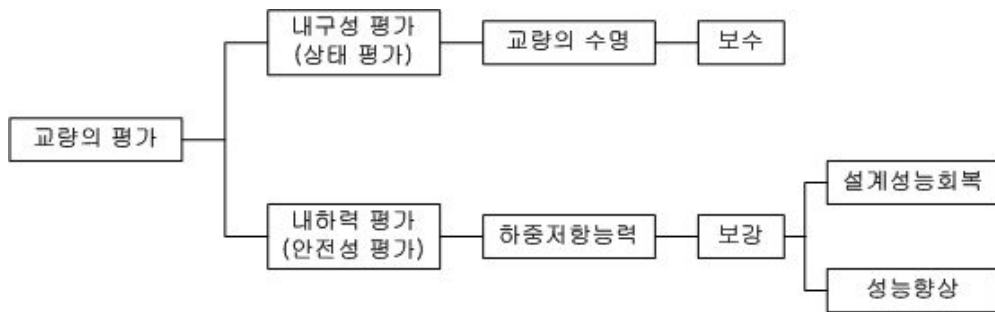


그림 2.2 교량의 평가

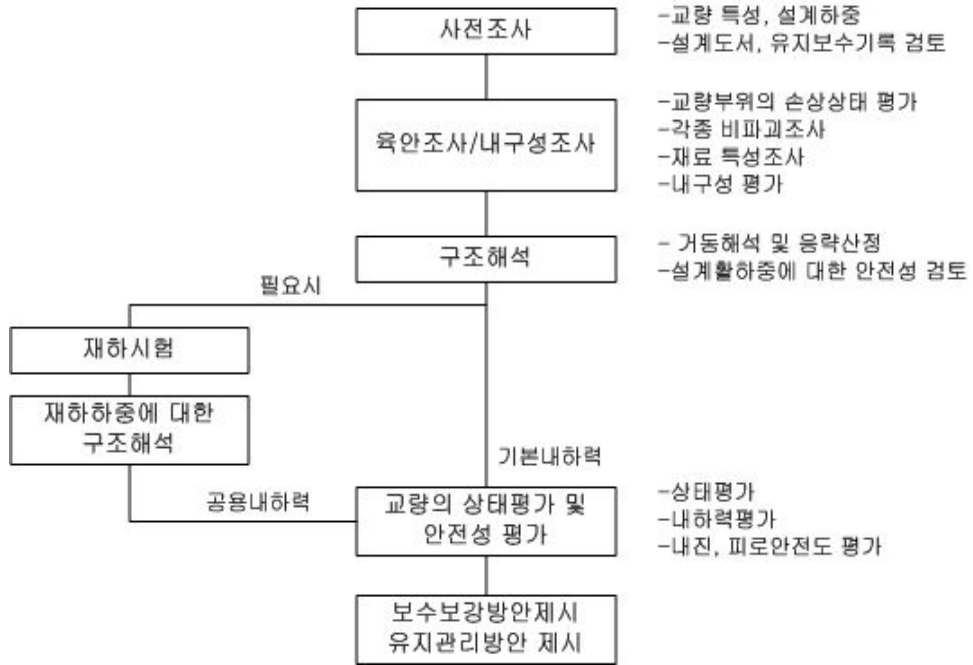


그림 2.3 정밀안전진단 절차도

2.3 내하력 및 안전성 평가

교량은 장기간의 공용으로 인하여 하중작용을 비롯한 각종 환경적 요인으로 인하여 노후화가 진행되어 교량의 초기 성능을 유지하지 못하고 사용성 및 안전성의 저하가 불가피하므로 교량의 효율적인 유지관리를 위하여 차량의 적정한 통과하중을 판단하기 위하여 내하력을 산정한다. 교량의 내하력은 공용기간중에 교량이 통과시킬 수 있는 차량하중의 한계치를 의미하는데 통상 내하율에 설계하중을 곱한 기본 내하력으로 나타내는데 부재 중 가장 낮은 내하력을 교량전체의 내하력으로 결정하게 된다. 이러한 교량의 내하력을 산정하는 방법은 교량의 제원, 재료의 강도, 외관상태 등을 고려하여 구조해석만으로 평가하는 방법과 실제하중과 유사한 하중을 이용하여 재하시험을 실시하고 그 결과를 반영하여 평가하는 방법으로 구분된다.

2.3.1 외국의 공용내하력 평가

가. 미국

일반적으로 구조해석 결과만으로 내하력을 평가하는데 AASHTO의 기준에 따라 내하력을 계산하고 여기에 점검빈도, 교통량, 외관상태의 간단한 사항을 고려한 계수를 적용하여 내하력을 평가하고 있다. 2003년에는 기존의 AASHTO에 의한 내하력 평가방법이 신뢰성에 기반을 두지 않으므로서 일관성 있는 안전수준을 제공하지 못할 수 있다는 우려 때문에 AASHTO LRFR(Load and Resistance Factor Rating)평가법이 제안되었다. AASHTO LRFR는 하중저항계수 판정법을 사용하며 기존방법의 응답비(K_n)와 재하차량의 신뢰여부에 대한 응답비(K_b)에 의한 응답보정계수를 고려하여 내하등급을 3단계로 구분하여 수행한다. 식 2.1은 LRFR에 의하여 내하등급을 평가할 때 사용되는 식으로, 저항에 해당되는 $C = \phi_c \phi_s \phi R_n$ 이고, ϕ_c 는 상태계수(condition factor), ϕ_s 는 시스템계수(system factor), ϕ 는 LFRD의 강도감소계수, R_n 은 공칭강도이다. 이때, 상태계수는 대상 교량의 열화속도를 고려하기 위한 상태평가 결과를 반영한다.

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}DC - \gamma_{DW}DW \pm \gamma_P P}{\gamma_L(LL + IM)} \quad (2.1)$$

- 여기서, RF : 내하등급
- C : 내하력(= $\phi_c \phi_s \phi R_n$ 강도한계상태, 사용한계상태)
- DC : 구조부재의 사하중효과
- DW : 표면마모와 유틸리티로 인한 사하중효과
- P : 사하중 이외의 고정하중
- LL : 활하중 효과
- IM : 동적하중
- γ_{DC} : 구조부재에 대한 LRFD 하중계수
- γ_{DW} : 표면마모와 유틸리티에 대한 LRFD 하중계수
- γ_P : 사하중 이외의 고정하중에 대한 LRFD 하중계수
- γ_L : 평가활하중계수
- ϕ_c : 상태계수
- ϕ_s : 시스템계수
- ϕ : LRFD의 강도감소계수
- R_n : 공칭강도

나. 캐나다

캐나다의 경우 구조해석을 내하력 평가결과를 그대로 적용하는 해석적 방법을 사용하거나, 해석적 방법으로 실제거동의 파악이 어렵다고 판단되는 경우 재하시험을 통하여 내하력을 평가하는 재하시험에 의한 방법을 사용하기도 한다. 극한한계상태, 파괴한계상태, 사용성한계상태 등에 의해 수행된 내하력 평가결과를 교량의 종류에 따라 Scale Down Factor(F)로 표현된다. CHBDC(Canadian Highway Bridge Design Code)에서는 다음의 식을 사용한다.

$$F = \frac{U\phi R - \Sigma\alpha_D D - \Sigma\alpha_A A}{\alpha_L L(1+I)} \quad (2.2)$$

- 여기서, R : 계수값이 적용되지 않은 공칭저항강도
 D : 계수값이 적용되지 않은 고정하중효과
 A : 풍하중, 크리프, 건조수축, 온도변화 등의 추가하중과 그외의
 부속물에 의한 하중효과
 L : 계수값이 적용되지 않은 활하중효과
 I : 충격계수
 U : 저항수정계수
 ϕ : 저항계수
 α_D : 고정하중계수
 α_A : 추가하중계수
 α_L : 활하중계수

다. 일본

구조계산에 의한 내하력을 노후교량에 적용하는 경우 상당수의 교량이 통행제한이 요구되므로 일본 건설성에서는 실제단면, 외관상태 결과, 재하시험 결과를 이용하여 실제 교량의 거동과 계산에 의한 거동특성과의 차이에 의한 여유를 고려하는 내하력평가 방법을 사용하고 있다. 허용응력법에 의한 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$P = \text{설계하중} \times \frac{f_a - f_d}{f_t} \quad (2.3\text{-}(a))$$

$$P' = P \times K_s \times K_t \times K_r \times K_o \quad (2.3\text{-}(b))$$

여기서, P : 기본내하력

P' : 공용내하력

f_a : 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_l : 활하중에 의한 응력

K_s : 응력보정계수

K_t : 교통상태보정계수= $K_{tl} \times K_{tw}$

K_r : 노면상태보정계수(0.85~1.0)

K_o : 기타 보정계수(장래의 공용 기대년수, 노선 중용도 등)

K_{tl} : 교축방향 분포계수(1.0~2.2)

K_{tw} : 교축직각방향 분포계수(1.0~2.0)

2.3.2 우리나라의 공용내하력 평가

내하력 평가는 활하중에 대한 교량부재의 하중저항성능을 평가하는 것으로서 주로 활하중에 직접 작용하는 상부구조물에 대해 실시한다. 이때, 내하율은 교량 부재의 극한 저항성능에서 활하중을 제외한 나머지 하중에 대한 부재의 응력 및 단면력을 뺀 허용력에 대한 설계활하중에 의한 응력 및 단면력이 차지하는 비율 (RF, Rating Factor)을 의미하며, RF가 1.0 이하이면 설계활하중이 작용할 때 교량의 저항성능에 여유가 없음을 의미하고, RF가 1.0을 초과하는 경우에는 활하중에 의한 응력(단면력)에 대하여 안전성을 확보하고 있음을 의미한다. 우리나라에서 현재 사용되고 있는 내하력평가 방법은 허용응력설계법과 강도설계법에 의한 내하력평가로 구분되며 강교나 PSC교량의 경우에는 허용응력설계법에 의하여 공용내하력을 평가하고 RC교량의 경우에는 강도설계법에 의하여 내하력을 평가하는 것이 일반적이다. 우리나라에서 사용되는 내하력평가방법을 서술하면 다음과 같다.

가. 허용응력법에 의한 공용내하력 평가

(1) 내하율의 평가

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 $D+L(1.0+i)$ 를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0 이된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다. 고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 철근 및 강재부식, 콘크리트의 중성화, 염해, 동해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서의 설계활하중을 사용한다. 허용응력법에 의한 내하율은 강 부재의 내하력 산정 시 적용하는 것이 바람직하다.

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{내하율(RF)} = \frac{f_a - f_d}{f_l(1+i)} \quad (2.4)$$

여기서, f_a : 실측 허용응력
 f_d : 실측 고정하중에 의한 응력
 f_l : 설계 활하중에 의한 응력
 i : 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수

(2) 공용내하력의 산정

허용응력법에 의한 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{공용내하력(P)} = RF \times K_s \times P_r \quad (2.5)$$

여기서, K_s : 응답 보정계수 = $\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$ 또는 $\frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
 P_r : 설계 활하중
 $i_{\text{실측}}$: 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수
 $\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}})$: 이론적인 처짐량 (실측 처짐량)
 $\epsilon_{\text{계산}}(\epsilon_{\text{실측}})$: 이론적인 변형률 (실측 변형률)

나. 강도설계법에 의한 공용내하력 평가

(1) 내하율의 평가

강도설계법에 의한 교량의 내하율 산정 시 하중조합으로는 1.3D+2.15L(1.0+i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3 및 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서의 공칭강도와 강도감소 계수에 따라 계산한다. 교량 설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정한다. 그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정시에는 교량의 현재상태에 따른 단면감소와 코어 강도에 따른 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다. 고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계 활하중(DB 또는 DL하중) 및 철도건설공사 표준시방서의 설계활하중(LS하중)을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다. 강도설계법에 의한 내하율은 콘크리트 부재의 내하력 산정에 적용하는 것이 바람직하다.

강도설계법에 의한 교량부재의 내하율은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1+i)} \quad (2.6)$$

여기서, ϕM_n : 극한 저항모멘트

M_d : 실측 고정하중모멘트

M_l : 설계 활하중

γ_l : 활하중 계수 = 2.15

γ_d : 고정하중 계수 = 1.30

i : 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수

(2) 공용내하력의 산정

강도설계법에 의한 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{공용내하력}(P) = RF \times K_s \times P_r \quad (2.7)$$

- 여기서, K_s : 응답 보정계수 = $\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$ 또는 $\frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
 P_r : 설계 활하중
 $i_{\text{실측}}$: 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수
 $\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}})$: 이론적인 처짐량 (실측 처짐량)
 $\epsilon_{\text{계산}}(\epsilon_{\text{실측}})$: 이론적인 변형률 (실측 변형률)

공용중인 교량의 내하력 평가를 위한 구조해석은 설계과정의 구조해석과 동일한 조건으로 부터 실시할 수 없다. 이는 공용기간동안 내외부적 요인으로 인하여 설계당시의 초기 조건과 상당한 차이를 보일 가능성이 있기 때문이다. 구조해석은 전체 구조계의 모델링방법은 대상교량의 거동을 정확하게 모사할 수 있어야 한다. 미국을 비롯한 선진국의 내하력평가는 우리나라와 크게 다르지 않으며, 교량의 점검빈도, 교통량, 외관상태 등을 고려하여 내하력을 평가한다. 그러나 구조해석과 교량의 현황만으로 평가된 교량의 내하력은 실제 거동특성에 대한 미적용으로 인하여 유지관리자료로 활용되기에는 제한적일 수 있다.

현재까지 알려진 내하력 평가방법으로는 허용응력법, 강도설계법, 하중저항계수설계법 및 신뢰성방법 등이 있다. 우리나라에서는 강교의 경우에는 허용응력법, 콘크리트교량의 경우에는 강도설계법을 이용하여 내하력을 평가하고 있으나 대상 지역의 활하중 변동특성을 고려할 수 있고, 교통량의 변화에 따라 최악의 하중발생확률 등을 합리적으로 고려할 수 있는 하중저항계수법에 기초한 내하력 평가가 바람직 하다는 시각이 일반적이며, 1990년대 후반에 도입된 신뢰성 이론에 기반한 내하력 평가는 유사 형식에 대한 충분한 데이터가 축적되어야 하므로 현단계에서는 내하력의 비교 및 검증 목적으로 활용되어지고 있다.

본 연구는 새로운 내하력 평가방법의 제안이라기 보다는 현행 내하력 평가방법에 있어서 재하시험 데이터의 활용방안에 대하여 고찰하고자 한다.

2.3.3 안전성 평가

안전성평가는 채택된 평가방법의 종류, 해석결과에 대한 설명, 기존의 계산기록 및 조사·시험·측정결과에 따라 실시하여야 한다. 그런데 외관상태와 내구성 조사를 근거로 교량의 대표등급을 산정하는 경우, 구조물의 실제적인 안전성에 대한 효과적인 고려가 곤란하다. 따라서, 정밀점검이나 정밀안전진단 시에는 안전성 평가 결과에 의하여 안전도의 범위에 따라 A, B, C, D, E의 5가지 단계 중 해당 안전성평가 등급이 명시되어야 한다. 구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀육안검사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다. 안전성검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침되어야 하므로 참고자료로 활용하고 있다. 또한 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성평가는 교량의 안전을 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1 사이에 있어 재하시험에 의한 공용내하력 평가를 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 안전성평가등급을 산정한다.

표 2.4 구조물의 안전성 평가기준

등 급	안전성평가 기준	
A	$1.0 \leq SF$	
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	$SF < 0.75$	
비고	허용응력설계법 : $SF = \frac{f_a}{f_{d+i}}$ 강도설계법 : $SF = \frac{\phi M_n}{M_u}$	여기서, SF : 안전율 f_a : 허용응력 f_{d+i} : 발생응력 ϕM_n : 설계강도 M_u : 소요강도

2.4 재하시험

재하시험은 실험적인 방법으로 교량의 거동을 해석하는 방법으로서 정해진 규정에 따라 교량의 탄성거동에 영향을 주지 않는 크기로 결정된 기지의 하중을 교량의 특정부위에 직접 재하하여 교량을 구성하는 주요 부재들의 실제거동을 관찰 및 계측하는 시험이다. 재하시험의 목적은 교량의 실제 내하력을 정량화시키기 위함이며, 재하시험의 결과는 이론적인 방법으로 평가된 교량의 내하력을 보완하는데 적용된다. 재하시험은 정적 및 동적재하시험으로 구분하여 실시하되 의사정적 재하시험을 실시하는 경우에는 정적재하시험을 생략할 수 있다. 재하시험을 시행할 경우에는 시험방법, 시험하중, 계측기기의 운영, 시험원의 자격요건 및 안전조치계획 등을 포함한 신중한 계획이 이루어져야 한다.

정적재하시험은 그림 2.4와 같이 센서의 부착, 측정장비와 센서의 연결, 측정장비 및 센서의 점검, 시험차량의 중량 및 제원확인, 재하위치 표시, 교통통제 등이 완료되면 시작하도록 한다. 정적재하시험은 다음과 같은 목적에 따라 정적처짐 또는 정적변형율을 측정한다.

- (1) 중립축 위치 판단
- (2) 하중의 횡분배
- (3) 주형과 바닥판과의 합성 작용
- (4) 부재의 강성
- (5) 응력및 처짐의 영향선
- (6) 계산응력과 측정응력의 비교

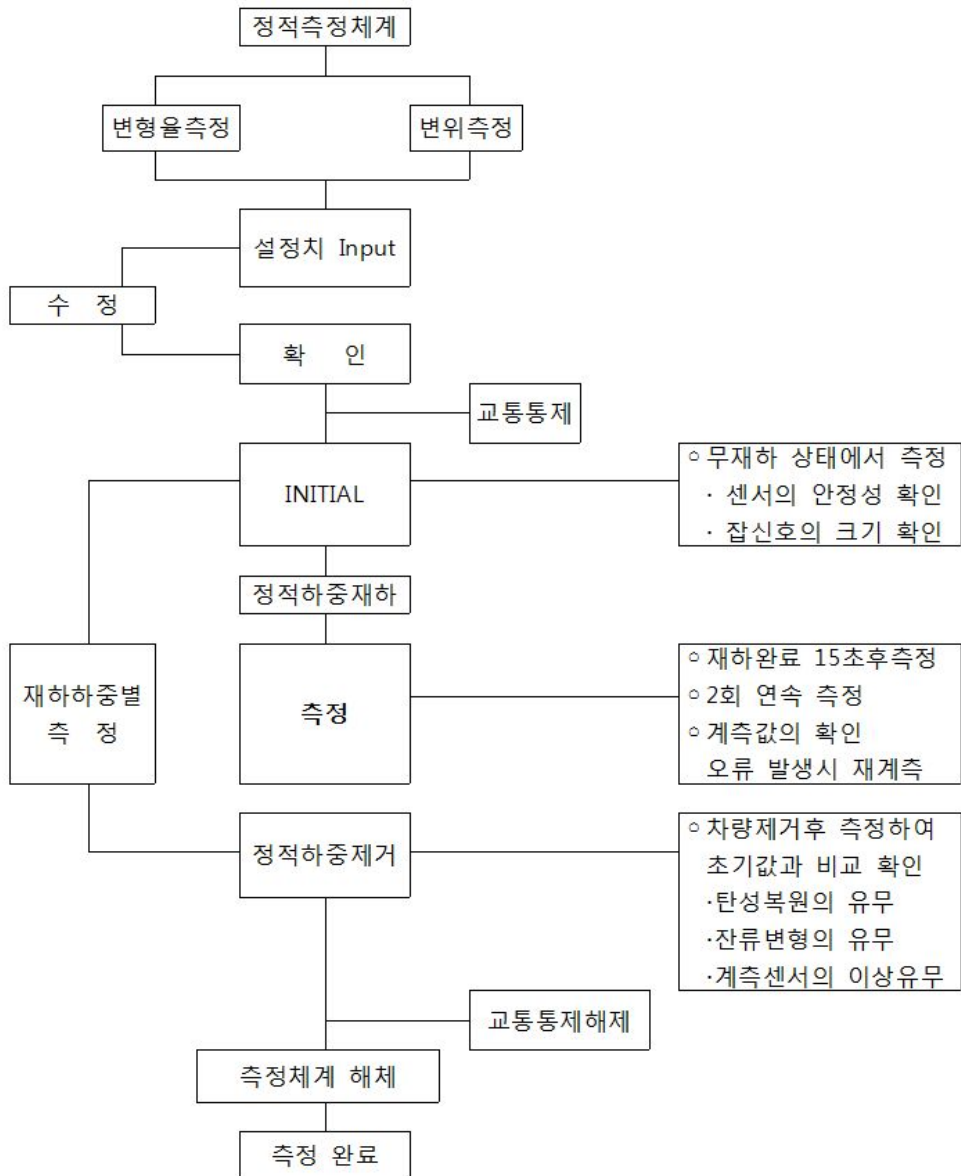


그림 2.4 정적재하시험 절차

동적재하시험은 크게 두가지로 분류할 수 있다. 시험차의 주행에 따른 동적응답으로부터 실제 교량의 충격계수 및 진동평가를 위한 시험과 교량의 동적 특성을 구하기 위한 시험이 있다. 시험차량의 주행속도를 10km/h에서부터 현장여건상 가능한 최대 주행속도까지 10km/h 간격으로 속도를 증가시키면서 측정된 교량의 동적응답신호를 이용하여 교량의 충격계수, 동적변형률, 가속도, 진동주기 및

고유진동수에 따라 사용성 측면에서의 교량진동 특성을 분석한다. 의사정적재하 시험은 동적재하시험과 마찬가지로 차량주행시험을 실시하여 계측된 응답파형으로부터 정적응답을 간접적으로 유추하는 재하시험 방법으로서 동적 측정장비를 이용할 수 있고 정적재하시험에 비하여 차량통제가 용이하기 때문에 재하시험 시간을 단축할 수 있는 장점이 있다. 따라서 의사정적재하시험은 평가대상 교량의 현장여건, 교통량 등을 감안하여 차량의 전면교통통제를 실시하는 것이 바람직하지 않다고 판단될 때 실시하도록 한다. 그림 2.5는 동적재하시험의 절차를 나타낸 것이다.

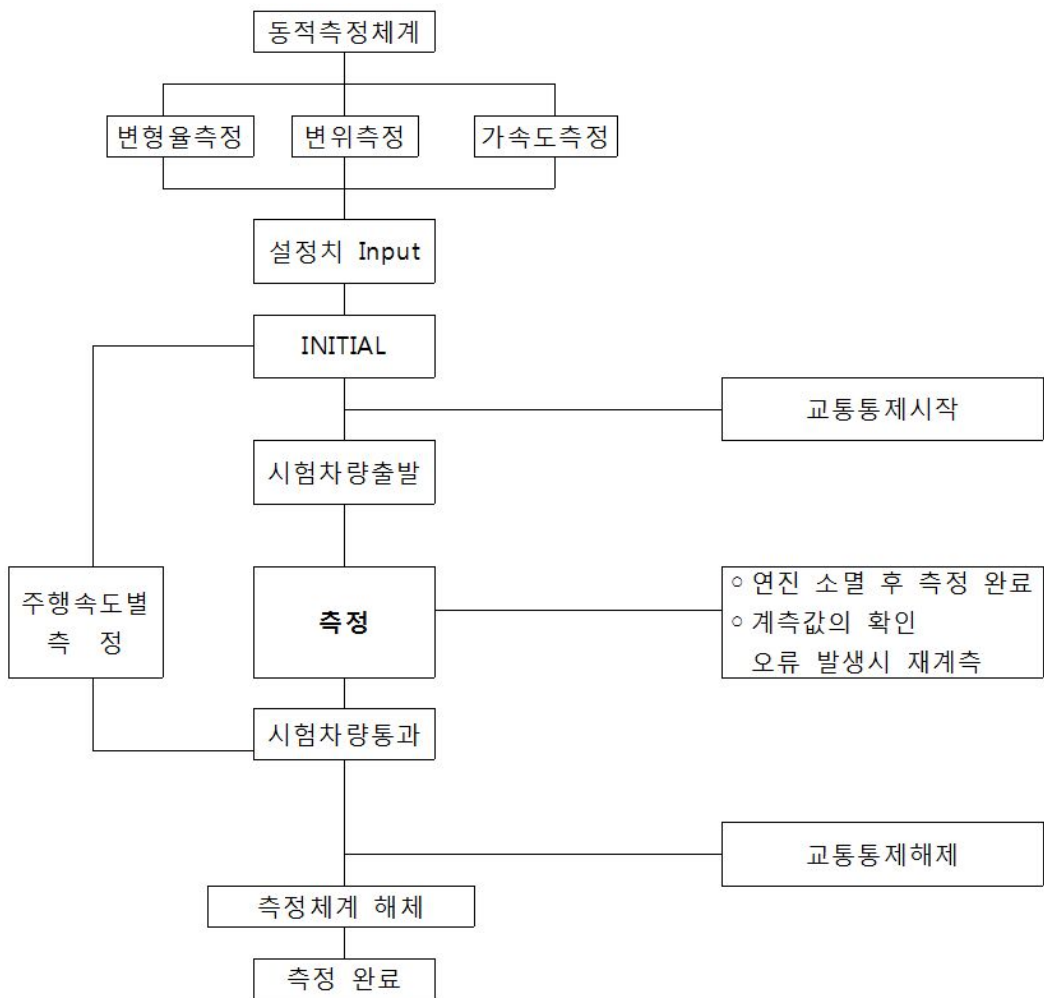


그림 2.5 동적재하시험 절차

2.5 내하력 평가시 문제점

내하력을 산정하는 방법은 구조해석만으로 평가하는 방법과 실제하중과 유사한 하중을 이용하여 재하시험을 실시하고 그 결과를 반영하여 평가하는 방법으로 구분된다. 이론적인 계산 즉 구조해석만으로 내하력을 평가하는 경우에는 재하시험을 실시하지 않으므로 시험에 소요되는 시간, 비용 및 인력 등이 필요 없고 외관상 이상 징후가 없는 경우 일반적으로 안전측으로 산정되기 때문에 간편하게 평가할 수 있는 장점이 있다. 그러나 단순히 설계방법에 준하여 구조계산만으로 내하력을 평가하는 경우 과거 시방기준에 의하여 설계된 노후교량이 현행 설계기준에 의한 하중보다 작은 하중으로 결정되어 상당수의 교량에 대한 통행제한이 불가피하게 되는 경우가 발생할 수 있으며, 활하중에 대한 교량의 실제거동을 반영할 수 없기 때문에 시공품질에서 오는 이상 징후나 유지관리 부실에 의한 교량의 거동의 변화 등 정확한 교량의 활하중 저항능력을 평가하기 어렵다.

반면에 재하시험을 실시하게 되는 경우는 시험을 위한 교통통제와 시험이 곤란한 교량의 경우 특수장비의 투입 등 경제적인 측면에서 불리하며, 측정장비 및 시험방법 등에서 발생하는 오차 등에 의하여 원하는 정보를 얻지 못하는 경우가 발생될 수 있으나, 재하시험에 의하여 활하중 효과를 직접 측정함으로써 교량의 평가자가 활하중에 대한 부재의 응답을 충분히 이해하는데 정보를 제공하여 교량의 실제적인 평가가 가능한 장점이 있다. 재하시험을 통한 내하력 평가에서는 처짐 및 응력보정계수의 선정위치나 조건에 대한 규정이 구체화되지 않아서 평가기관이나 평가자의 주관에 따라 적용되기 때문에 객관성이 결여된 평가결과를 얻을 우려가 있다. 교량받침이 없거나 손상이 극심하여 기능수행이 원활하지 못한 경우, 구조해석 모델링 방법 등에 따라 실제거동과 상이한 해석결과가 나타날 수 있으며 구조물의 내하력이 현재 외관상태와 무관한 경우도 빈번하게 발생하는 문제점으로 지적될 수 있다.

우리나라의 경우는 재하시험을 실시하는 것을 원칙으로 하고 있는데 각 평가방법에 의하여 계산된 부재의 내하율(RF)에 설계활하중을 곱하여 기본 내하력을 구한 후 응력보정계수(K_s)를 고려하여 공용내하력을 구한다. 응력보정계수는 응답비와 충격계수비로 구성되는데 기존 자료에 의하면 응답비가 충격계수비에 비하여 응력보정계수에 미치는 영향이 더 큰 것으로 나타났다. 계산에 의한 충격계수의

최대치는 0.3이고 실측에 의한 충격계수는 $(\delta_{dynamic} / \delta_{static}) - 1$ 로서 동적처짐이 정적 처짐의 2배를 넘는 경우가 흔치 않은 것을 감안할 때 충격계수비가 응답보정계수에 미치는 영향이 적다고 할 수 있다.

응답비는 변위 응답비와 변형률 응답비가 있는데 일반적으로 처짐계보다 스트레인 게이지의 노이지현상이 더 적게 나타나며, 콘크리트용 스트레인게이지는 처짐 게이지나 강재용 스트레인 게이지의 거동특성과 상이한 결과를 나타낸다. 이는 콘크리트용 스트레인 게이지가 부착된 곳에 균열이 발생하는 경우 거동의 연속성이 상실되어 일어나는 현상인 것으로 알려져 있다. 그러므로 응답비는 처짐 게이지를 이용한 변위 응답비의 사용이 더 타당하며 부득이하게 변형률 응답비를 사용하는 경우에는 강재용 스트레인게이지를 사용하는 것이 타당할 것으로 판단되어진다. 기존의 연구자료에 의하면 시험차량의 축하중이 직접 재하되는 부위의 응답량은 안정된 값을 보이거나 재하위치로부터 멀리 떨어진 곳에 측정된 응답량들은 변동성이 증가하는 경향을 있는 것으로 조사되었다. 응력보정계수에서 응답비가 차지하는 비중이 대단히 크다는 것을 감안할 때 응답비의 선정에 관련된 기준의 명확한 제시가 요구되어 진다고 할 수 있다. 실제 많은 연구에서는 재하위치와 가장 가까운 곳의 주형에 발생하는 응답비를 선정하는 것이 바람직하다고 주장하고 있다. 이는 재하차량의 효과가 최대로 발휘되는 주형의 응답만 유효하다고 판단하는데 기인할 것이다. 그러나 처짐응답을 발생시키는 원인은 하중효과 이외에 단면 및 재료의 상태, 그리고 지점의 거동특성 등이 있는데 단순히 하중효과가 크다는 이유만으로 특정 응답비를 선정하는 것은 열화를 비롯한 국부적 손상으로 인한 응답비의 변화를 무시하는 결과를 얻을 수 있을 것이다.

충격계수는 차량하중을 받는 교량에서 발생하는 응답특성은 정적하중이 작용하는 경우보다 증폭된 응답특성을 갖게 되는데 이러한 동적거동의 영향을 규정하기 위한 계수이다. 충격계수는 노면의 조도, 주행속도 및 전후차량의 상호작용에 의하여 정확하게 파악하는 것은 곤란하며 도로설계기준에서는 상부구조의 충격계수를 교량의 경간함수로 나타내었으며 다음과 같이 규정하고 있다.

$$i_{\text{계산}} = \frac{15}{40+L} \leq 0.3 \quad (2.8)$$

또한 재하시험을 통하여 실측되는 충격계수는 다음과 정의되어 있다.

$$i_{\text{실측}} = \frac{\delta_{\text{dynamic}}}{\delta_{\text{static}}} - 1 \quad (2.9)$$

- 여기서, $i_{\text{계산}}$: 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수
 $i_{\text{실측}}$: 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수
 L : 경간장 (m)
 δ_{dynamic} : 동적 재하시험에 의한 처짐량
 δ_{static} : 정적 재하시험에 의한 처짐량

그러나 차량 통제 후 충분한 시간경과 없이 실시하는 재하시험은 공용중 일 때 하중의 영향이 잔존하므로 정확한 측정결과를 기대하기 어렵다. 또한 정적재하시험을 실시한 위치에 대하여 주행시험을 실시할 때도 동일한 위치를 주행하기가 용이하지 않으므로 충격계수비의 산정에 문제가 있을 수 있다.

구조해석은 교량의 형식, 평면상태, 지지형식 등에 따라 여러 해석방법이 적용될 수 있으며 이러한 해석방법은 2차원 및 3차원 해석방법으로 분류될 수 있다. 2차원 해석방법에서는 교량상판을 판 또는 상호 연결된 격자로 이상화하거나 판 이론에 의거한 근사해석을 할 수 있으며, 판을 이산화된 유한크기의 삼각형 또는 사각형의 요소들이 조합된 것으로 모형화하는 유한요소법을 사용하여 교량을 해석할 수도 있다. 유한요소법은 3차원해석에 사용될 수도 있고, 가장 일반적이고 강력한 전산해석법이며 복잡한 문제에 대해서는 이것이 유일한 방법이 되기도 한다. 그러나 유한요소법은 요소의 수가 증가함에 따라 계산시간이 증가하여 비경제적일 수 있다. 최근 컴퓨터의 눈부신 발전과 더불어 유한요소법의 이론에 기초한 응용구조해석프로그램이 사용자 위주의 편리한 기법으로 개발됨에 따라 많은 설계자들은 전산화 구조해석을 수행하고 있는데 구조물의 거동과 해석 및 설계이론에 대한 올바른 이해 없이 단순히 응용프로그램의 기교적인 기법만을 익혀 전산 구조해석을 수행하는 것은 문제점을 야기시킬 수 있으며, 구조모델링 방법, 단면 손상에 따른 단면의 변화 및 지점의 경계조건과 같은 입력자료에 대한 올바른 검증과 출력결과에 대한 확실한 평가없이 컴퓨터 출력결과만을 신뢰하여서는 안되며 고전적인 구조해석법 또는 다른 전산화 구조해석방법 등으로 재검토하여 확인 후 사용하는 것이 바람직하다. 일반적으로 교량의 안전진단에서는 상부구조의 구조해

석시 다음과 같이 모델링을 실시한다.

- 1) 슬래브와 주형을 각각 독립적인 셀구조로 간주하여 링크 연결하는 경우
- 2) 슬래브와 주형을 일체형 셀구조로 간주하는 경우
- 3) 상부구조를 격자모양으로 분할하여 각 절점을 연결하는 해석모델

격자해석은 교량 상부구조가 상호 연결된 보에 의해 구성되어지는 평면 격자망으로 간주하여 모델링하여 상용프로그램으로 구조해석을 하는 대표적인 구조이다. 종방향 격자거더는 실제 거더의 위치와 일치하고 요소의 단면특성은 거더와 이와 관련된 유효폭의 슬래브에 의해서 결정된다. 횡방향 격자요소는 슬래브와 가로보를 횡방향 보 요소로 표현하고 이 보의 단면특성을 결정하기 위해서는 적당한 폭을 가정하여야 한다. 슬래브에 작용하는 차량하중은 거더에 작용하는 하중으로 분배시켜야 한다. 위와 같이 하중분배나 유효폭의 가정을 할 때 세심한 주의를 기하여야 실제 거동특성을 제대로 나타낼 수 있다. 셀해석은 탱크나 돔과 같은 3차원 셀구조, 슬래브와 같은 판구조 및 전단벽을 갖는 막구조를 대상으로 실시하는 해석이다. 셀 요소는 3~4개의 절점을 갖는 구조로 모델링되는데 분할되는 Mesh의 크기에 따라 해석결과에 차이를 보일 수 있으므로 반복계산을 통한 최적의 크기를 구하는 것이 해석 결과의 정확도를 높이는데 중요한 과정이 된다. 실제로 구조해석 모델링 방법에 따라 구조해석결과에 차이가 나는 것은 흔히 발생하는 현상이다. 격자해석에서 하중의 횡분배나 횡방향 부재의 단면이나 재료의 물성치를 가정하는 과정에서 발생할 수 있는 오류를 우려하여 최근에는 격자해석보다는 셀해석을 선호하는 경향이 있다. 그러나 셀해석의 경우에도 Mesh의 크기가 적절하지 못한 경우 격자해석과 같은 오류가 발생할 수 있다는 점에 주목할 때 격자해석의 간편성과 시인성이라는 측면에서 유용한 해석방법이라고 할 수 있다.

교량받침은 상부구조에 작용하는 모든 하중을 하부구조에 전달하고, 상부구조와 하부구조 사이에 발생하는 신축과 회전 등을 수용할 수 있어야 한다. 교량받침에 요구되는 3대 기능으로는 지지, 회전 및 이동기능이 있다. 교량 받침은 설계 당시 고려하지 못한 설계요인이나 교량받침의 노후화 등에 의하여 제 기능을 수행하지 못하면 교량 전체에 심각한 구조적인 손상을 초래할 수 있다. 교량받침은 종류별로 다양한 손상이 발생할 수 있으며, 대표적인 교량받침의 손상은 다음과 같다.

- 1) 받침과 거더사이의 들뜸 및 편심

- 2) 가동면 부근 오물퇴적 및 부속품과의 접촉으로 인한 작동장애
- 3) 강제받침의 부식 및 고무받침의 파손
- 4) 앵커볼트 변형, 파손, 너트이완 및 상부받침의 볼트 상태불량
- 5) 받침대 모르타르의 높이부족, 받침하부와의 공극, 균열, 파손
- 6) 받침 연단거리 부족 및 연단부 콘크리트의 파손
- 7) 신축기능의 적정성(이동량, 유간거리)
- 8) 거더 받침부 수직보강재와 받침의 편기
- 9) 종단구배가 있는 교량에서의 받침의 수평설치 불량
- 10) 받침의 침하

특히, 가동장치를 비롯한 받침부의 구성요소에 손상이 발생하였을 경우에는 받침의 주요기능을 제대로 수행하지 못하게 되어 구조물의 거동특성을 파악하는데 상당한 어려움이 발생되게 된다. 또한 교량받침의 손상 여부에 따라 처짐량의 변화가 심하므로 재하시험에 의한 처짐의 측정이나 구조해석에 의한 처짐의 계산시 주의를 요한다. 그러나 각 교량받침에 발생한 손상도를 정확하게 측정하기 어렵고 각 교량받침의 손상도가 일정하지 않은 경우가 일반적이므로 구조해석에서 교량받침의 손상을 고려하는 것은 쉽지 않다. 교량받침의 손상이 극심하여 받침의 고유기능을 제대로 수행하지 못하는 상태인 경우 이를 무시한 채 구조해석을 실시한다면 증가되는 처짐 응답비의 상당 부분은 지지조건의 일반적 적용 때문일 가능성이 매우 높다. 주부재의 강성을 비롯한 내하력 지배요인의 상태가 불량하여 공용 내하력의 감소가 우려되는 상황에서 교량받침의 손상으로 응력보정계수가 실제보다 높게 평가된다면 내하력의 과다평가를 발생시킬 소지가 높다. 결국 내하력의 결정요인 중 주부재의 강성이 차지하는 비중이 축소될 가능성이 있게 되며, 외관상태 평가결과가 내하력평가와 무관한 것과 달리 교량받침의 손상은 내하력평가 결과에 적극적으로 개입하면서 상태가 불량한 반면 내하력을 증가시키는 기이한 현상을 일으킬 수 있다.

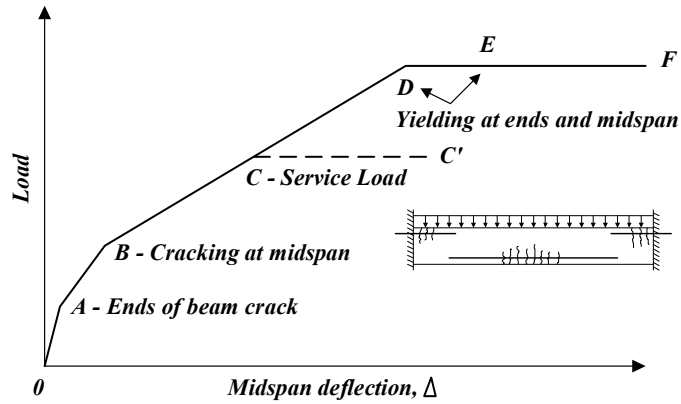


그림 2.6 콘크리트보의 하중-처짐 거동

부재에 발생하는 처짐은 사용하중에 대한 검토를 실시하므로 구조체를 탄성체로 볼 수 있으나 콘크리트구조물의 경우 균열의 발생여부에 따라 처짐에 변화가 발생한다. 그림 2.6과 같이 등분포하중을 받는 양단고정보의 균열이 발생하기 전의 O-A는 단부 및 지간중양부에 균열이 발생한 후 A-B의 단계로 바뀌는데 이는 보의 강성이 감소하여 발생하는 현상이다. 하중이 더욱 증가하여 D와 E에 이르렀을 때 단부 및 지간중양에 항복이 발생하여 처짐이 급격히 증가하게 된다. C점에서는 사용하중에 의해 단기처짐이 발생하고 C'점은 사용하중의 장기재하로 인하여 장기처짐이 발생한다.

처짐은 휨강성과 밀접한 관련이 있으며 철근콘크리트 구조물의 경우에서 탄성계수 E는 일정하지만 단면2차모멘트 I는 균열에 따라 감소하게 된다. 철근콘크리트 구조물의 경우 처짐을 계산할 때의 탄성계수는 콘크리트의 탄성계수를 사용하여야 한다. 콘크리트의 탄성계수는 압축강도로부터 계산되어지는 값이므로 콘크리트의 강도를 정확하게 측정하여야 하지만 공용중인 콘크리트 구조물에서 국부 파괴시험을 비롯한 다양한 방법을 통한 콘크리트의 강도 측정은 현실적으로 어려운 문제일 수 있다. 처짐은 재료의 강도변화, 단면손상에 의한 단면 2차모멘트의 변화 등에 의하여 변할 수 있으므로 처짐을 계산할 때 이러한 재료의 강도 및 단면변화를 신중히 고려하여야 하지만 실제 공용중인 구조물에서 이를 정확하게 결정하는 것은 쉽지 않은 문제이다.

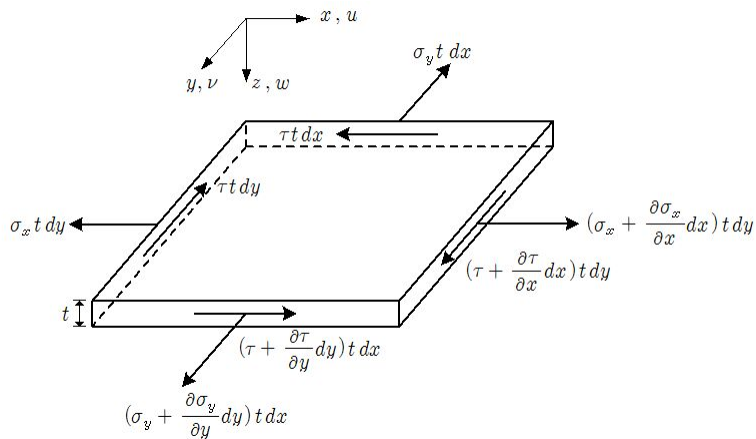
제3장 강성방정식을 이용한 거동특성 분석

3.1 판구조 및 보요소의 기본방정식

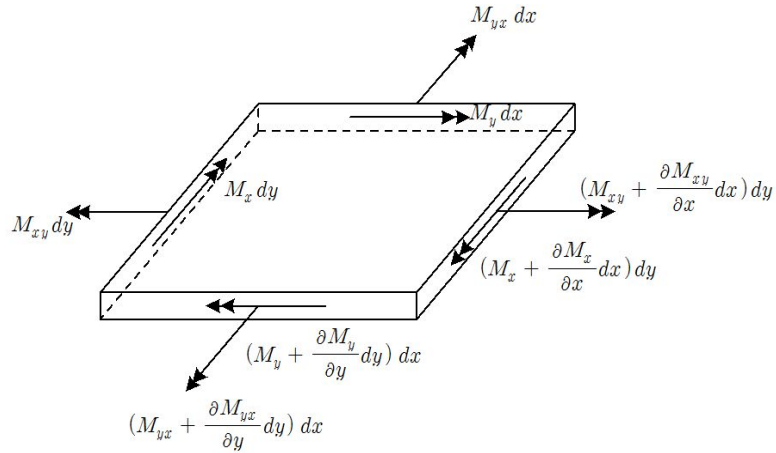
일반적으로 판이란 어느 방향의 치수가 그것에 직각인 방향의 치수에 대하여 대단히 작은 평면상의 물체로 정의된다. 판에 휨하중이나 굽힘모멘트가 가해지면 곡면상으로 변형하여 내부에 응력장이 발생하는데 판구조에서 휨이나 응력분포를 해석하기 위해 Kirchhoff와 Love가 발전시킨 미소처짐이론의 기본가정은 다음과 같다.

- (1) 판을 구성하는 재료는 균질, 등방성이고, Hooke의 법칙을 따른다.
- (2) 판의 두께 t 는 길이에 비하여 매우 얇다.
- (3) 하중을 재하하기 전 판의 중앙면은 평탄하며 xy 평면상에 있다.
- (4) 판의 중립면은 휨변형 상태에서도 Bernoulli의 평면보존의 원리를 적용한다.
- (5) 가로방향 변위는 판의 두께에 비해 작은 미소변위를 일으키는 것으로 한다.

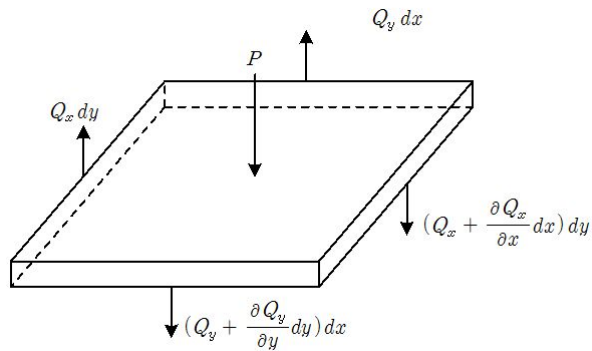
판의 기본방정식은 평판요소에 작용하는 힘의 평형조건으로부터 구할 수 있다. 그림 3.1은 평판의 미소요소에 작용하는 힘들을 표시하였다. 평판의 사변에 작용하는 수직응력과 전단응력, 모멘트, 그리고 하중 및 전단력을 그림 3.1의 (a), (b), (c)에 나타내었다.



(a) 평판요소에 작용하는 수직응력과 전단응력



(b) 평판요소에 작용하는 모멘트



(c) 평판요소에 작용하는 하중 및 전단력

그림 3.1 평판요소에 작용하는 힘

수직하중 P만을 받는 판의 해석을 위하여 3개의 평형방정식을 이용할 수 있다.

$$\Sigma M_x = 0, \Sigma M_y = 0, \Sigma V = 0 \quad (3.1)$$

그림3-1의 (b), (c)에서 $\Sigma M_y = 0$ 을 적용하면

$$\begin{aligned}
 & (M_x + \frac{\partial M_x}{\partial x} dx) dy - M_x dy + (M_{yx} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} dy) dx - M_{yx} dx \\
 & - (Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx) dy \frac{dx}{2} - Q_x dy \frac{dx}{2} = 0 \quad (3.2)
 \end{aligned}$$

$\frac{1}{2} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} \right) (dx)^2 dy$ 항을 무시하면

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} = Q_x \quad (3.3)$$

마찬가지로 $\Sigma M_x = 0$ 을 적용하면

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} = Q_y \quad (3.4)$$

$\Sigma V = 0$ 을 적용하면

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dx dy + P dx dy = 0 \quad (3.5)$$

$dx dy$ 항을 소거하면

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = -P \quad (3.6)$$

(3.3)과 (3.4)를 (3.5)에 대입하면, $M_{xy} = M_{yx}$ 이므로

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -P(x, y) \quad (3.7)$$

그림3-1 (a)에 나타낸 응력에 Hooke의 법칙을 적용하면

$$\sigma_x = E \epsilon_x + \nu \sigma_y \quad (3.8-a)$$

$$\sigma_y = E \epsilon_y + \nu \sigma_x \quad (3.8-b)$$

상기 3.8-a와 b로부터

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y) \quad (3.9)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2}(\epsilon_y + \nu\epsilon_x) \quad (3.10)$$

비틀림모멘트 M_{xy} 와 M_{yx} 에 의하여 발생하는 평면의 전단응력 τ_{xy} 와 τ_{yx} 는

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy}, \quad \tau_{yz} = G\gamma_{yz}, \quad \tau_{zx} = G\gamma_{zx} \quad \text{이므로}$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{xy} = \tau_{yx} \quad (3.11)$$

휨모멘트 및 비틀림모멘트는 수직응력 및 전단응력으로 부터 다음과 같이 정의되어진다.

$$M_x = \int \sigma_x z dz \quad (3.12)$$

$$M_y = \int \sigma_y z dz \quad (3.13)$$

$$M_{xy} = \int \tau_{xy} z dz \quad (3.14)$$

$$M_{yx} = \int \tau_{yx} z dz \quad (3.15)$$

휨에 대한 변형도 ϵ_x , ϵ_y , γ_{xy} 는 다음과 같다.

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial w}{\partial x}z\right) = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}z \quad (3.16)$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial w}{\partial y}z\right) = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}z \quad (3.17)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial w}{\partial x}z\right) - \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial w}{\partial y}z\right) = -2\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}z \quad (3.18)$$

식 (3-9)와 (3-10)에 식(3-16)과 (3-17)을 대입하면

$$\sigma_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (3.19)$$

$$\sigma_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (3.20)$$

여기서, $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ 은 판의 휨강성을 나타낸다. 비틀림모멘트를 수직처짐에 대하여 나타내면

$$M_{xy} = M_{yx} = \int \tau_{xy} z dz = -2G \int \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} z^2 dz = -(1-\nu) D \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (3.21)$$

식 (3-7)에 식(3-19), (3-20), (3-21)을 대입하면

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad (3.22)$$

그림 3.2와 같이 집중하중을 받는 고정보에서 지점 A로부터 x거리에 있는 m_1 에 발생한 처짐 및 처짐각은 y 및 θ 이고 처짐곡선을 따라 미소거리 ds만큼 떨어진 m_2 에 발생한 처짐 및 처짐각은 $y+dy$ 및 $\theta+d\theta$ 이 된다. $m_1 \sim m_2$ 구간의 처짐곡선의 접선에 대한 수직선이 서로 만나는 점이 곡률중심 O' 가 되고, O' 에서 처짐곡선까지의 거리가 곡률반경 ρ 라 하면, $\rho \times d\theta = ds$ 이므로 곡률(curvature)은 다음과 같다.

$$\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dx} \quad (3.23)$$

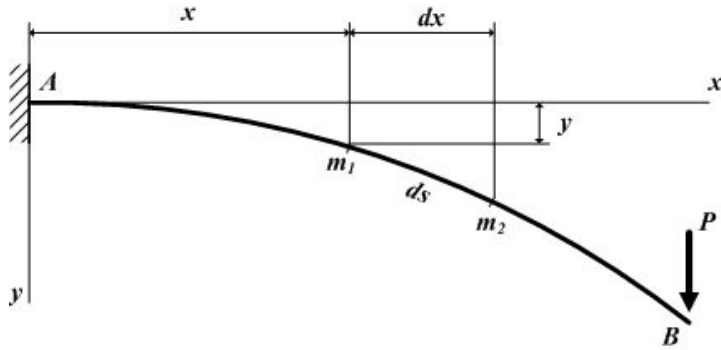
처짐곡선의 기울기는 1차 도함수 $\frac{dy}{dx}$ 로서 회전각 θ 의 tangent 값과 같아진다.

$$\frac{dy}{dx} = \tan\theta \quad (3.24)$$

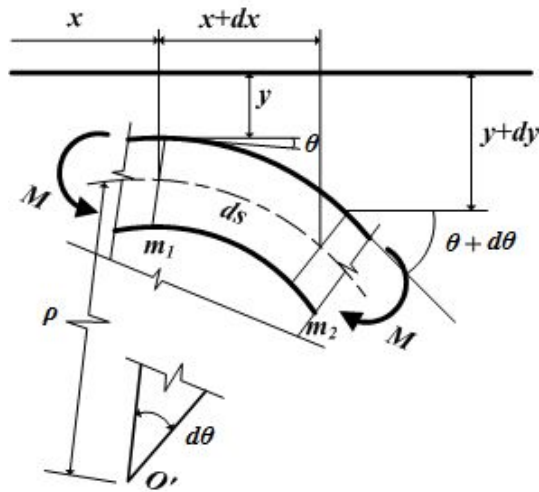
$m_1 \sim m_2$ 구간이 dx로서 매우 미소하므로 근사관계를 이용하여 다음과 같이 사용

해도 무방하다.

$$ds = \frac{dx}{\cos \theta} \approx dx \tag{3.25}$$



(a) 집중하중을 받는 고정보



(b) 미소구간의 처짐변형
그림 3.2 보의 처짐곡선

곡률 κ 는

$$\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} \tag{3.26}$$

또한 재료가 탄성체로서 Hooke의 법칙을 따른다면 곡률 κ 는 재료의 역학적 성질에 기인하여

$$\kappa = \frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EI} \quad (3.27)$$

보의 처짐곡선을 구하는 기본방정식은 판의 기본방정식과 유사하지만 전단 및 축력을 무시하고 휨모멘트만 고려하는 경우 다음과 같이 간단하게 정의되어 질수 있다.

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (3.28)$$

3.2 강성방정식

정정구조물은 평형방정식만으로 해를 구할 수 있는 가장 간단한 구조형식이다. 가령, 정정 트러스는 모든 절점에서의 평형방정식에 따라 부재력을 구할 수 있다. 이 때 부재내력은 구조변형을 고려하지 않고 구할 수 있는데 이는 부재의 단면이나 재료의 물성치를 부재력계산보다 먼저 지정할 필요가 없다는 것이다. 그러나 부정정트러스에서의 부재력 계산은 평형방정식과 부족한 방정식 수만큼의 방정식을 기하학적 고찰에 따라 구하여야 한다. 즉, 변형의 연속성 또는 적합성에 따른 방정식을 더 유도하기 위하여 부재력과 변형의 관계가 필요하다. 실제 구조물은 많은 요소로 이루어진 집합체로서 이를 해석하기 위해서는 경험, 판단 및 구조이론에 관한 지식을 통하여 이상화시킨 근사체로 치환하여야 한다. 일반적인 구조해석이론은 상기에 언급한 바와 같이 판이나 보요소의 미분방정식을 사용하여 표현하므로 대단히 복잡하며, 대수방정식 형태로 적용하는 것이 훨씬 수월한 측면이 있다. 매트릭스구조해석은 부재력-변형관계를 대수방정식 형태로 표현한 기법으로 고전적인 방법보다 더 정밀하게 구조물을 이상화하기 때문에 정확한 해석결과를 얻을 수 있다. 부정정구조 해석방법에는 변위법과 응력법이 있는데, 매트릭스 해석법에서의 변위법과 응력법은 해석절차에 다소의 차이를 보이지만 힘과 변위의 관계로 부터 비롯된 것은 기존과 동일하다. 이미 매트릭스기법이 일상화가 되어 버린 현 시점에서 본 연구목적을 달성하기 위하여 매트릭스 해석법 중 변위법(강성도법)을 통하여 본 연구를 실시하였다. 어떤 탄성체에 하중을 가하면 변형이 발생하는데 하중과 변형의 관계를 강성이라 하고 하중과 변형의 관계를 표시하는 식을 강성방정식이라 한다. 하중과 변위를 벡터로 하고 강성을 매트릭스로 표시한 것을 강성매트릭스라 한다. 1차원 연직스프링에 대하여 강성방정식은 힘의 평형을 이용하여 구할 수 있다. 스프링요소의 양끝을 1, 2라 할때 스프링 절점 1, 2에서 x 축 방향으로 절점력 f_1, f_2 가 작용하면 절점 1, 2에서는 절점변위 u_1, u_2 가 나타나게 된다. 이때 k 는 스프링상수 또는 스프링강성을 뜻한다.

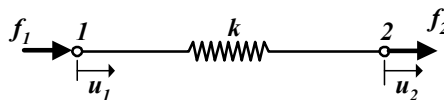


그림 3.3 스프링요소의 힘과 변위

스프링상수에 대응하는 물리량은 여러가지 공학적인 문제에서 다양한 형태로 나타난다. 단축 직선봉에서는 $k = EA/L$, 비틀림 상태에 있는 원형 직선봉에서는 $k = GJ/L$, 휨부재에서는 $k = EI/L$, 1차원 열 전도식에서는 $k = K_{XX} A/L$ 이고, 여기서 K_{XX} 는 물질의 투과율을 나타낸다. 절점력과 절점변위 관계를 Matrix로 표시하면

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (3.29)$$

또는 다음과 같이 표시할수있다.

$$\{f\} = [K] \{u\} \quad (3.30)$$

여기서, $\{f\}$: 하중 Vector
 $[K]$: 강성 Matrix
 $\{u\}$: 변위 Vector

인장을 받는 연직 탄성스프링 구조요소와 유사하게 트러스의 하중과 변위와의 관계는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

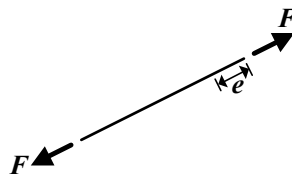


그림 3.4 인장을 받는 부재의 힘과 변위

트러스의 양단에 발생하는 부재력과 변형을 강성도법으로 나타내면

$$F = \frac{EA}{l} e = S \cdot e \quad (3.31)$$

이 때 강도매트릭스는 다음과 같다.

$$S = \left[\frac{EA}{l} \right] \quad (3.32)$$

여기서, F : 부재내력
 e : 부재변형
 $\frac{EA}{l}$: 축강성도
 $[S]$: 부재강도 매트릭스

보 요소의 강성매트릭스를 얻기 위해 그림 3.5와 같은 보요소를 고려하면 절점1과 2에는 힘 Y 와 모멘트 M 이 작용하고 이에 대응하는 변위 v 및 θ 가 존재한다. 보요소의 전길이에 대한 휨강성이 EI 로 일정하다면 강성방정식은 다음과 같다.

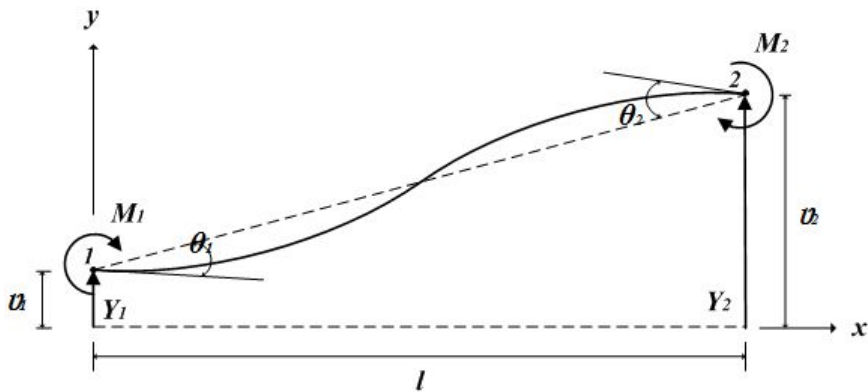


그림 3.5 보요소의 절점력과 절점자유도

$$\begin{Bmatrix} Y_1 \\ M_1 \\ Y_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (3.33)$$

그러므로 $\{F\} = [K]\{e\}$ 로 쓸 수 있다. 여기서, 강도매트릭스는

$$K = EI \begin{bmatrix} \frac{12}{l^3} & \frac{6}{l^2} & -\frac{12}{l^3} & \frac{6}{l^2} \\ \frac{6}{l^2} & \frac{4}{l} & -\frac{6}{l^2} & \frac{2}{l} \\ -\frac{12}{l^3} & -\frac{6}{l^2} & \frac{12}{l^3} & -\frac{6}{l^2} \\ \frac{6}{l^2} & \frac{2}{l} & -\frac{6}{l^2} & \frac{4}{l} \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

- 여기서, Y_1, Y_2, M_1, M_2 : 절점하중
 $v_1, v_2, \theta_1, \theta_2$: 절점변형
 EI : 휨강성
 $[K]$: 강성매트릭스

격자(grid)구조물은 하중이 구조물의 평면에 수직하게 작용하는 구조물을 의미하는 것으로 구조물의 평면내에 하중이 작용하는 평면프레임과 구별되며, 격자구조물의 강성을 규정하기 위하여 몇가지 가정사항이 요구된다. 격자구조물의 요소들이 단단히 고정되어 연결되어 있으며, 연결된 요소간의 절점에서 초기각은 변하지 않으며, 절점에서의 휨모멘트와 비틀림모멘트의 연속성이 존재하는 것으로 가정한다.

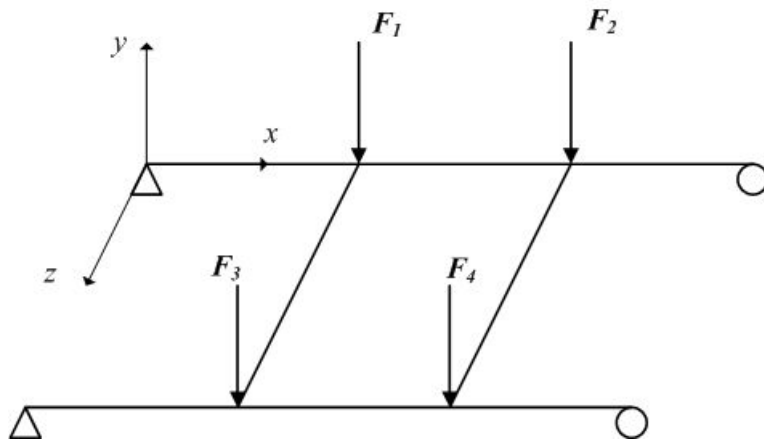


그림 3.6 일반적인 격자구조물

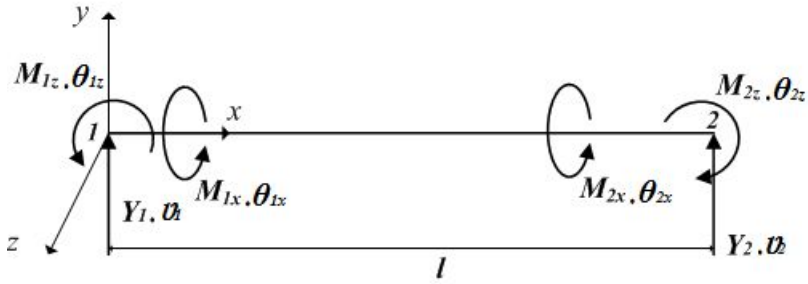


그림 3.7 격자구조물의 절점력과 절점자유도

격자구조물에서 단일부재의 절점 자유도는 수직변위, 비틀림 회전변위, 휨회전 변위 순으로 하여 강성도방정식을 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} Y_1 \\ M_{1x} \\ M_{1z} \\ Y_2 \\ M_{2x} \\ M_{2z} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_{1x} \\ \theta_{1z} \\ v_2 \\ \theta_{2x} \\ \theta_{2z} \end{Bmatrix} \quad (3.35)$$

이때, 보요소와 달리 격자요소에서는 휨강성 이외에 비틀림강성이 적용되어야 한다.

$$K = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{l^3} & 0 & \frac{6EI}{l^2} & -\frac{12EI}{l^3} & 0 & \frac{6EI}{l^2} \\ & \frac{GJ}{l} & 0 & 0 & -\frac{GJ}{l} & 0 \\ & & \frac{4EI}{l} & -\frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{2EI}{l} \\ & & & \frac{12EI}{l^3} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} \\ & & & & \frac{GJ}{l} & 0 \\ \text{Sym} & & & & & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

여기서, $Y_1, Y_2, M_{1x}, M_{2x}, M_{1z}, M_{2z}$: 절점하중
 $v_1, v_2, \theta_{1x}, \theta_{2x}, \theta_{1z}, \theta_{2z}$: 절점변형
 EI, GJ : 휨강성 및 비틀림강성
 $[K]$: 강성매트릭스

철도궤도나 지표면위의 콘크리트 기초와 같이 탄성지반위에 놓인 보에 대한 해석은 미소구간 dx 에 대하여 상재하중 및 이를 지지하는 연직 탄성스프링을 고려하여 다음과 같이 정의되어질수 있다.

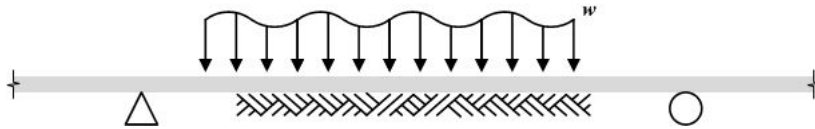


그림 3.8 탄성지반상에 놓인 보

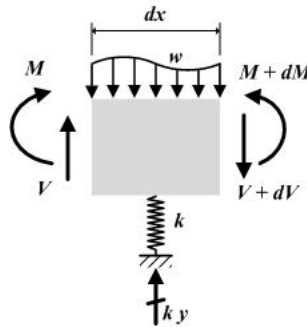


그림 3.9 탄성스프링을 적용한 미소 보요소

$\Sigma V=0$ 으로 부터

$$V - (V + dV) + k \cdot y \cdot dx - w \cdot dx = 0 \text{에서}$$

$$\frac{dV}{dx} = k \cdot y - w \text{이며, 전단과 휨과의 역학관계로 부터 } V = \frac{dM}{dx} \text{이므로}$$

$$\frac{d^2M}{dx^2} = k \cdot y - w \quad (3.37)$$

보요소의 기본방정식은 $\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$ 으로 부터

$$\frac{d^4y}{dx^4} = -\frac{d^2M}{dx^2} \times \frac{1}{EI} \quad (3.38)$$

그러므로 탄성지반상의 미분방정식은 다음과 같다.

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = -k \cdot y + w \quad (3.39)$$

- 여기서, EI : 휨강성
 w, V, M : 하중, 전단력, 휨모멘트
 k : 강성도(탄성스프링계수)
 y : 수직처짐

판이나 보의 처짐에 대한 기본방정식으로 부터 스프링요소, 트러스, 격자요소에 이르기 까지 하중과 변위간에는 선형관계가 성립되며, 이때 비례계수를 강성도라 한다. 강성도는 부재의 치수나 재료 및 단면의 물성치로 정의되어지나 실제 거동 특성을 강성도로 부터 구하는 것은 매우 어려운 문제이다. 이는 실측값과 설계값이 일치되도록 수리적으로 해석하는 것을 의미하는 것으로 교량구조물은 복잡한 입체구조이므로 합리적인 가정을 통하여 수치계산을 행하지 않으면 안된다. 보, 기둥, 또는 트러스와 같은 각종 구조요소들은 구조계산의 간편성과 용이성을 위하여 기본가정을 정립하고, 이에 따른 계산결과도 만족한 수준으로 실무에 적용되고 있다. 전철에서 언급한 바와 같이 1,2종 시설물의 경우에는 공용내하력의 산정을 위하여 재하시험을 통한 계측이 필수항목인 국내에서는 기존의 방법에 의한 내하력 산정에만 그치지 않고 계측값을 다양한 방법을 통하여 활용하고 이를 통하여 시설물의 유지관리방안의 다양성과 정밀성을 향상시키는 시도가 필요하다고 생각

된다. 가장 이상적인 구조설계는 계측치와 설계치가 일치하는 것이지만 부재의 재료 및 단면의 물성치나 현장실험에 대한 초기조건의 산정 또는 설정에서 다소의 오차가 있을 수 밖에 없기 때문에 이는 불가능한 일이다. 그러나 몇가지 가정과 실측치와 비교검증을 반복적으로 하므로써 실측치와 근접한 설계치를 얻을 수 있다.

본 연구에서는 상기의 탄성지반상의 보요소의 기본방정식에 적용한 탄성 스프링 강성을 실측치집값으로부터 구하여 이를 구조해석 모델에 적용하여 재해석을 실시하므로써 실제 거동특성을 묘사하도록 하였다. 이때, 탄성스프링은 연직변위로 부터 강성을 나타내는 연직스프링과 회전변위로 부터 강성도를 나타내는 회전스프링을 이용하였다.

3.3 단일보요소의 휨거동특성

본 연구에서는 단일보의 휨에 의한 실제거동과 유사한 거동특성을 구현하기 위하여 단면 $H-400 \times 200 \times 8 \times 13$, 강종 SM490인 시험체를 제작하여 최대 시험하중을 400kN 및 450kN으로 하는 휨실험을 실시하였다. 지간 중앙부와 실험하중 작용점 2개소에 변위계를 설치하고 2000kN의 유압실린더를 이용하여 50kN/min의 속도로 하중을 점진적으로 증가시켜 400kN 및 450kN에 도달할 때 까지 휨실험을 진행하였다. 본 시험체는 형강이 아닌 판형을 용접가공하였고, 중앙부에 볼트이음을 실시하여 제작하였으며, 구조해석은 시험체의 지간 중앙 이음부를 고려하지 않고 균질단면으로 가정하여 해석모형을 생성하였다. 이로 인해 본 실험조건과 구조해석조건은 다소의 차이를 보이게 되었으며, 수직처짐을 대상으로 실측치와 계산치의 차이가 발생하는 원인이 되었다. 이는 일상적인 해석과 실험간에 발생하는 차이와 유사한 수준으로 구조물의 현황을 잘못 인식하는 원인이 되기도 한다.

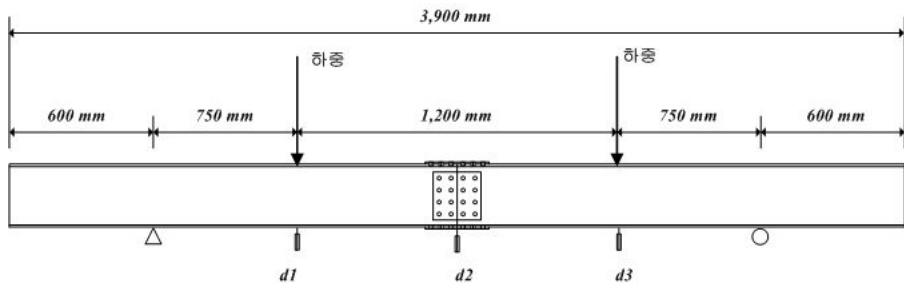


그림 3.10 시험체 현황 및 변위계 부착

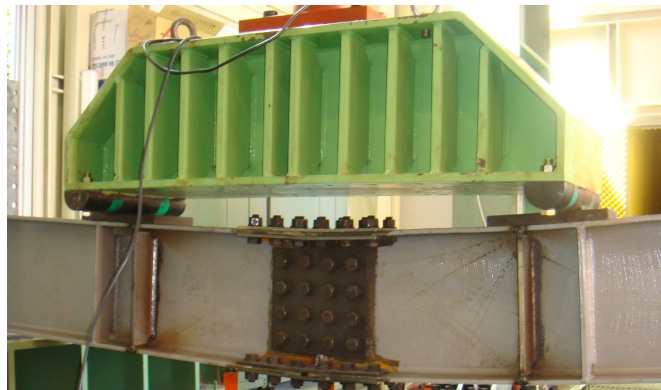
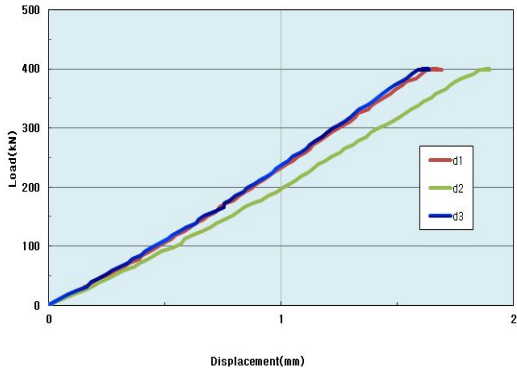
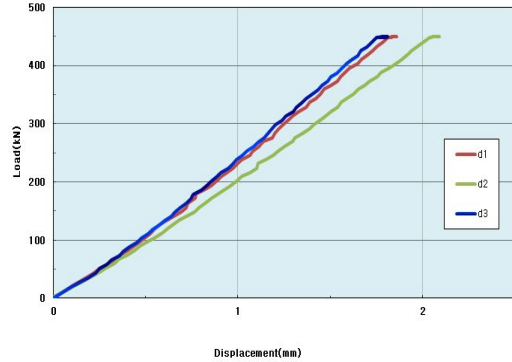


그림 3.11 휨실험 실시



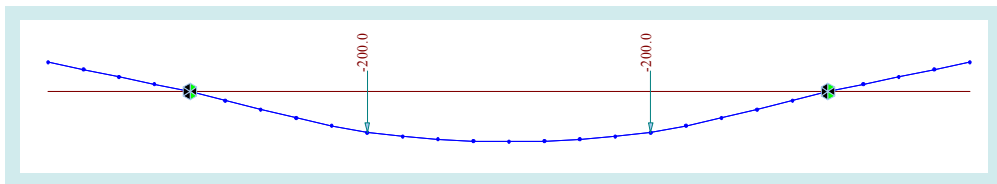
(a) 시험하중 400kN



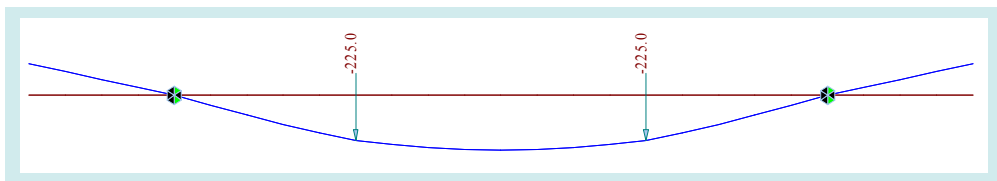
(b) 시험하중 450kN

그림 3.12 하중-변위선도

휨실험결과 절점1과 3은 대칭성으로 인하여 유사한 거동특성을 보인 반면에 시간 중앙부에는 다소 큰 처짐이 발생하였다. 그림 3.13과 같이 범용 구조해석프로그램인 midas CIVIL 2016(v1.3)으로 구조해석을 실시하여 실측치 대비 계산치를 구한 결과 시험하중 400kN에 대해서는 1.570~1.681, 시험하중 450kN에 대해서는 1.585~1.718로 시험하중의 크기에 따라 다소의 차이를 보였으며, 상대처짐이 더 큰 시간 중앙부에서 처짐 응답비가 더 크게 계산되었다.



(a) 시험하중 400kN

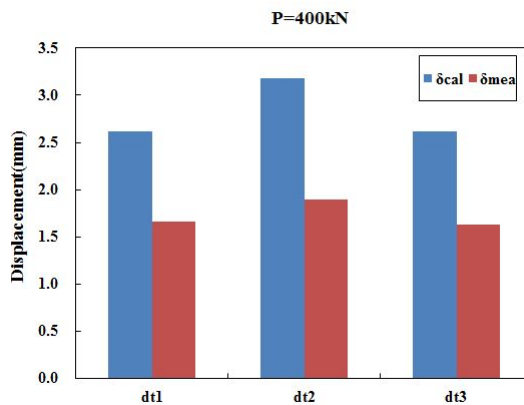


(b) 시험하중 450kN

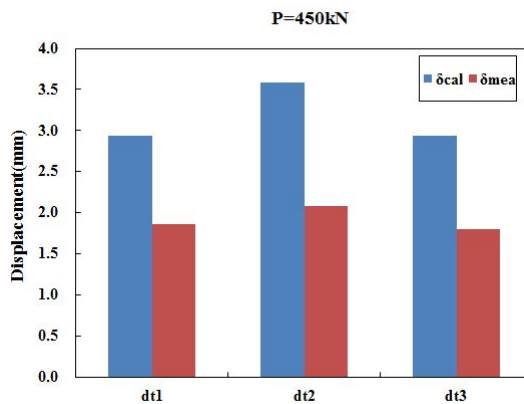
그림 3.13 휨실험에 의한 각 절점의 처짐 비교

표 3.1 휨실험 및 구조해석 결과

구분	400kN			450kN		
	$\delta_{\text{계산값}}$ (mm)	$\delta_{\text{실측값}}$ (mm)	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}$ (mm)	$\delta_{\text{실측값}}$ (mm)	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$
d1	2.614	1.665	1.570	2.940	1.855	1.585
d2	3.185	1.895	1.681	3.583	2.085	1.718
d3	2.614	1.635	1.599	2.940	1.795	1.638



(a) 시험하중 400kN



(b) 시험하중 450kN

그림 3.14 시험하중별 처짐 비교

가. 연직 탄성스프링을 이용한 구조해석

실제 거동특성을 나타내기 위하여 시험하중이 재하된 위치에 연직 탄성스프링이 지지하고 있는 것으로 간주하여 모델링을 실시하고 스프링계수는 전절의 강성도방정식에서 나타낸 바와 같이 시험하중과 처짐과의 관계로부터 계산하였다. 그림 3.15와 같이 휨실험에서 하중을 재하한 점을 탄성지점으로 하여 연직 스프링을 설치하고, 휨실험에 의해 측정된 처짐 Δ_a , Δ_b 를 이용하여 강성도(연직 스프링계수)를 계산하였다. 휨부재의 처짐의 주원인은 휨모멘트이므로 임의점의 강성도(스프링계수)는 휨모멘트를 고려하여야 하나 본 연구에서는 임의점(미소구간)만을 고려시켜 축력만을 고려한 스프링계수를 적용하였다. 이는 계산과정이 간편하고, 측정값과의 비교를 통한 검증을 실시하기 때문에 근사적인 방법을 이용하였다. 하중을 작용시킨 점을 탄성지점으로 간주하고 각 점의 스프링계수를 하중 또는 반력과 실측 처짐으로부터 다음과 같이 구하였다.

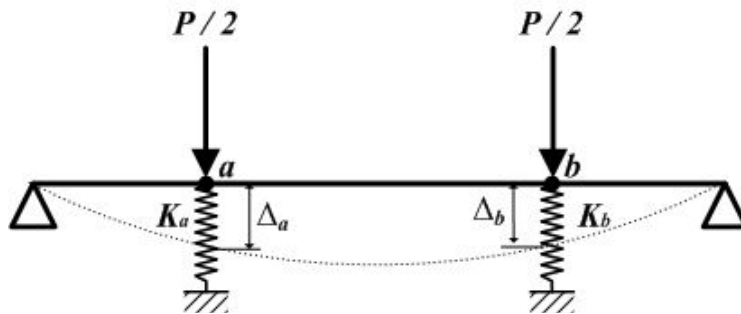


그림 3.15 탄성지점을 적용한 보요소

연직 스프링구조물에 대하여 강성도방정식을 적용하면 $(\frac{P}{2} - k_a \Delta_a) = k_a \times \Delta_a$ 으로 부터 각 지점의 강성도(스프링계수)는

$$k_a = \frac{P}{4\Delta_a} \quad (3.40(a))$$

$$k_b = \frac{P}{4\Delta_b} \quad (3.40(b))$$

시험하중 $P = 400kN$ 에 대해서

$$k_a = \frac{100 \times 10^3}{1.665} = 60,060 \text{ kN/m}$$

$$k_b = \frac{100 \times 10^3}{1.635} = 61,162 \text{ kN/m}$$

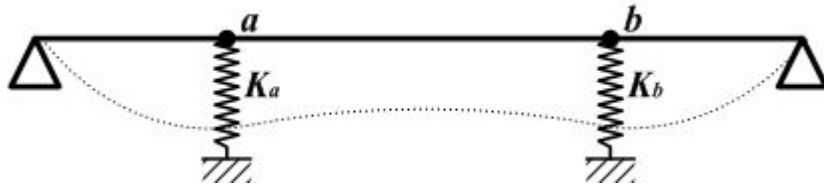
시험하중 $P = 450kN$ 에 대해서

$$k_a = \frac{112.5 \times 10^3}{1.855} = 60,647 \text{ kN/m}$$

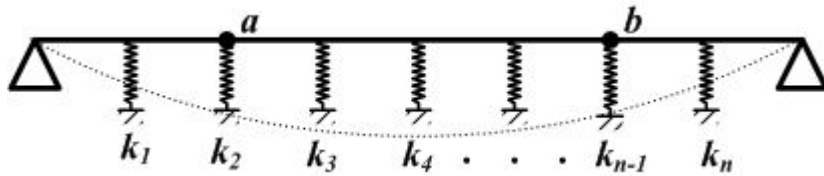
$$k_b = \frac{112.5 \times 10^3}{1.795} = 62,674 \text{ kN/m}$$

그림 3.16의 (a)와 같이 하중작용점을 탄성지점으로 하여 연직스프링을 설치하는 경우에는 비선형 처짐곡선이 형성되어 궁극적으로 단면력에 영향을 미치는 것으로 나타났으므로 그림 3.16의 (b)와 같이 탄성지점에서 구한 강성도(연직스프링계수)를 각 요소에 등분포로 분배하여 스프링계수를 적용하였다.

연직스프링을 구조해석모델의 각 절점에 분포시켜 구조해석을 실시한 결과 응답비가 0.934~0.966으로 1.0에 가까운 결과를 얻었다. 이는 실제 거동특성치와 매우 유사한 결과이며, 기존의 응답비와 비교할 때 대단히 큰 차이를 보였다. 이는 탄성지반상에 놓인 보와 같이 절점에 탄성스프링을 적용한 방법이 실제 거동특성을 묘사하는 데 효과적임을 증명하는 것이며, 축력만을 고려한 근사적인 방법으로 계산된 강성도(스프링계수)의 적용성이 양호한 것을 증명한 것이다.

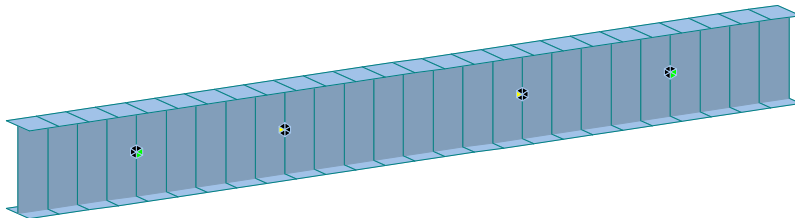


(a) 탄성지점의 연직스프링

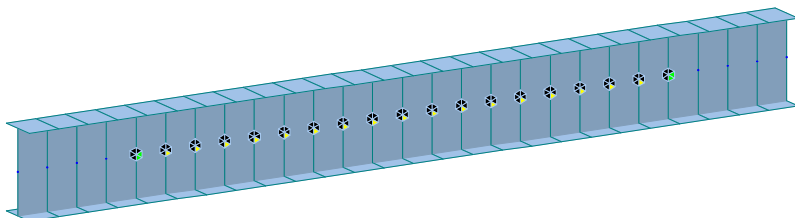


(b) 절점부의 연직스프링

그림 3.16 시험체의 스프링력 적용현황



(a) 탄성지점의 연직스프링 적용모델

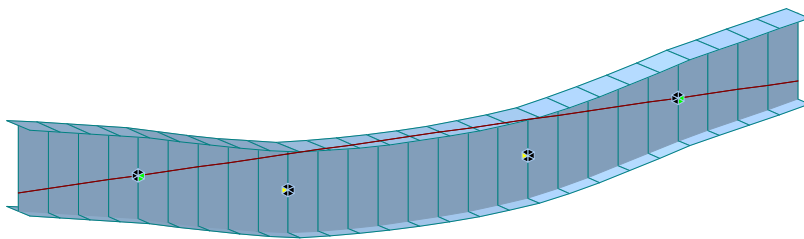


(b) 전구간에 연직스프링 적용모델

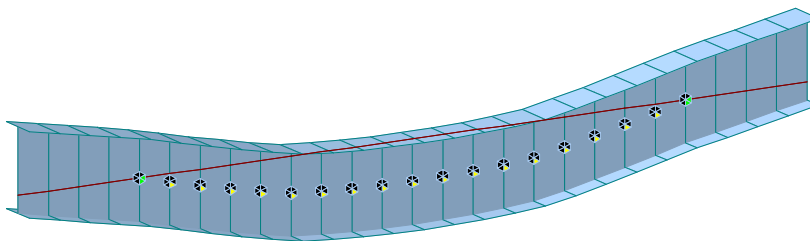
그림 3.17 시험체의 스프링력 적용모델

표 3.2 연직스프링력을 이용한 각 위치별 응답비

구분	400kN			450kN		
	$\delta_{\text{계산값}}$ (mm)	$\delta_{\text{실측값}}$ (mm)	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}$ (mm)	$\delta_{\text{실측값}}$ (mm)	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$
d1	1.555	1.665	0.934	1.738	1.855	0.937
d2	1.804	1.895	0.951	2.014	2.085	0.966
d3	1.553	1.635	0.950	1.734	1.795	0.966



(a) 탄성지점의 연직스프링 적용시 처짐도



(b) 전 결점의 연직스프링 적용시 처짐도

그림 3.18 시험체의 스프링력 적용모델의 처짐도

나. 회전스프링을 이용한 구조해석

보요소의 주요 처짐발생 원인은 휨모멘트로서 지점부에서 회전변형을 제어하기 위하여 회전스프링을 지점부에 배치하여 구조해석을 실시하였다. 시험하중에 의한 실측처짐을 Δ_a , Δ_b 라 하고 지점에 발생하는 회전변형을 θ_1 과 θ_2 라 하며, 강성도(회전 스프링계수)는 강성도방정식에 회전각과 처짐간의 기하학적 관계를 이용하여 계산하였다.

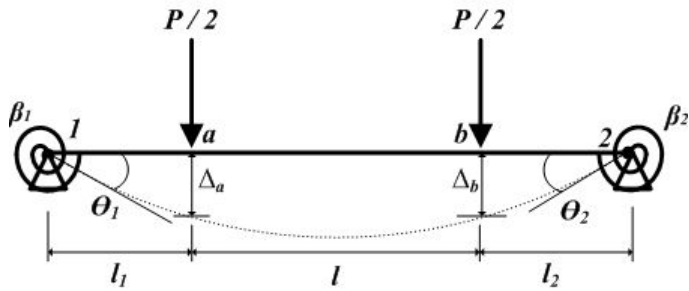


그림 3.19 회전스프링에 의한 강성도를 적용한 보요소

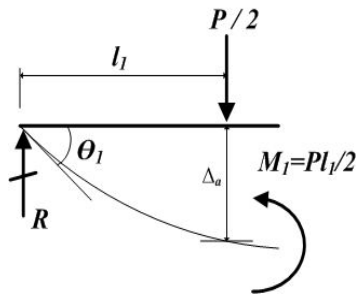


그림 3.20 임의구간의 자유물체도

기하학적 관계로부터 $\tan \theta_1 = \frac{\Delta_a}{l_1}$ 이나 회전각이 미소하므로 $\theta_1 = \frac{\Delta_a}{l_1}$, $\theta_2 = \frac{\Delta_b}{l_2}$

이고 이를 강성도방정식에 적용하면

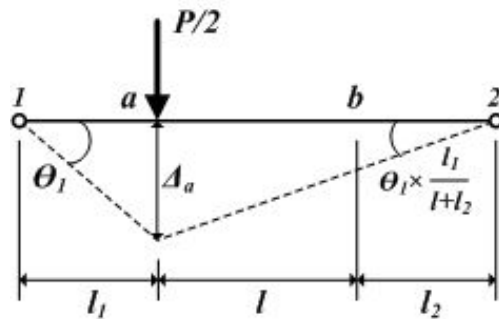
$$M_1 = \beta_1 \theta_1 = \beta_1 \frac{\Delta_a}{l_1} = \frac{Pl_1}{2} \tag{3.41}$$

로부터 지점에 배치한 회전스프링계수(β)는

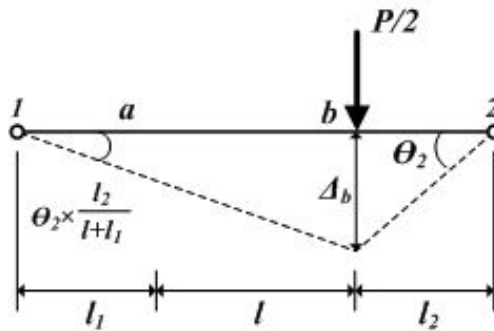
$$\beta_1 = \frac{P \times l_1^2}{2\Delta_a} \quad (3.42)$$

$$\beta_2 = \frac{P \times l_2^2}{2\Delta_b}$$

그러나 1, 2점에 회전스프링을 달기 때문에 회전스프링의 영향이 겹치므로 이에 대한 고려를 해야 한다.



(a) a절점의 시험하중을 고려하는 경우



(b) b절점의 시험하중을 고려하는 경우

그림 3.21 회전스프링 계수 산정 예시도

그림 3.21의 (a)와 (b)로 부터 각 지점의 강성도(회전스프링계수)를 구하면

1) 시험하중 $P = 400kN$ 에 대해서

$$M_1 = 200 \times 0.75 = \left(\frac{1.665}{750}\right)\beta_1 + \left(\frac{1.665}{1950}\right)\beta_2$$

$$M_2 = 200 \times 0.75 = \left(\frac{1.635}{1950}\right)\beta_1 + \left(\frac{1.635}{750}\right)\beta_2$$

그러므로 각 지점의 회전스프링계수는

$$\beta_1 = 48,257 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

$$\beta_2 = 50,257 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

2) 시험하중 $P = 450kN$ 에 대해서

$$M_1 = 225 \times 0.75 = \left(\frac{1.855}{750}\right)\beta_1 + \left(\frac{1.855}{1950}\right)\beta_2$$

$$M_2 = 225 \times 0.75 = \left(\frac{1.795}{1950}\right)\beta_1 + \left(\frac{1.795}{750}\right)\beta_2$$

그러므로 각 지점의 회전스프링계수는

$$\beta_1 = 48,301 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

$$\beta_2 = 51,993 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

시험하중의 크기에 따라 스프링계수가 변하는 것은 동일한 시험체임에도 불구하고 휨실험중에 발생한 미세한 실험조건외 상이와 표본수가 적어서 발생한 현상으로 이는 실험목적에 맞게 설계된 실험조건대로 실험하고, 표본수를 늘림으로서 해결할수 있는 문제이다. 지점부에 회전스프링계수를 적용한 구조해석모델로 부터 시험하중을 가하여 각 절점의 처짐을 구하였다.

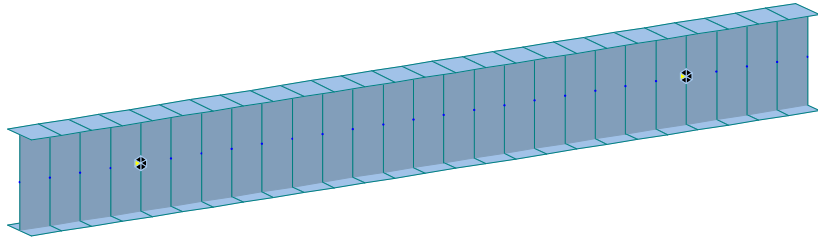


그림 3.22 지점에 회전스프링을 적용한 해석모델

지점에 회전스프링이 달린 보요소의 응답비가 0.980~1.058으로 기존 방법에 의한 응답비와 큰 차이를 보이는 것으로 나타났다. 각 절점에 연속스프링이 달린 모델의 경우와 마찬가지로 회전스프링을 지점에 단 모델의 거동특성은 실제 거동특성을 묘사하는데 효과적이었다.

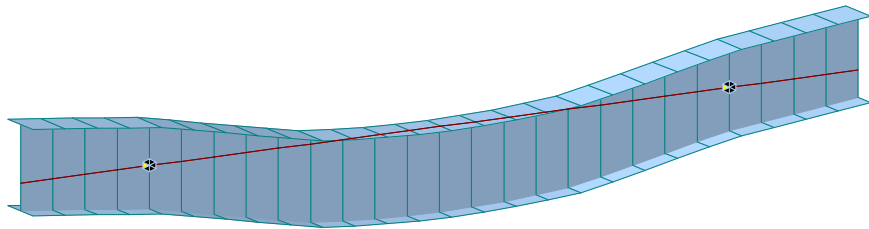


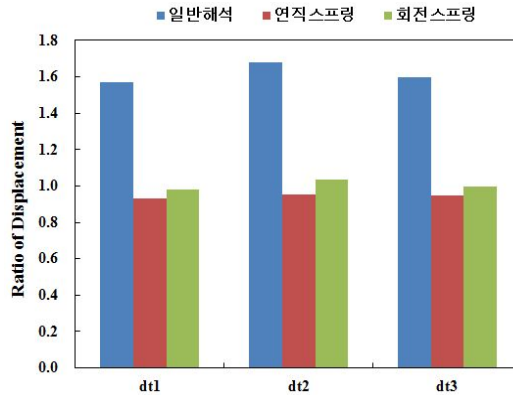
그림 3.23 회전스프링을 적용한 모델의 처짐도

표 3.3 회전스프링을 단 경우의 응답비

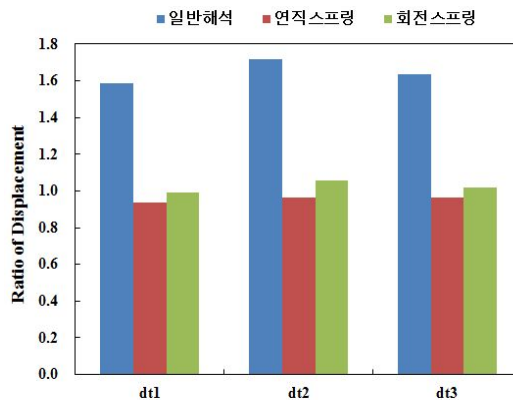
구분	400kN			450kN		
	$\delta_{\text{계산값}}$ (mm)	$\delta_{\text{실측값}}$ (mm)	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}$ (mm)	$\delta_{\text{실측값}}$ (mm)	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$
d1	1.637	1.665	0.983	1.835	1.855	0.989
d2	1.965	1.895	1.037	2.201	2.085	1.056
d3	1.633	1.635	0.999	1.828	1.795	1.018

다. 각 방법에 따른 응답비 검토

일반적인 구조해석 방법에 의한 응답비는 1.570~1.718, 연직 스프링이 달린 모델의 경우에는 0.934~0.966, 회전스프링이 달린 모델의 경우에는 0.980~1.058으로 나타났다. 일반해석의 응답비는 1.0을 크게 상회하여 계산치가 실측치보다 70%이상 크게 산정되었으며, 연직스프링과 회전스프링이 달린 모델은 실측치보다 다소 작게 계산되었으며, 최대처짐이 발생한 절점 14에서의 응답비가 1.0에 가장 근접한 것으로 나타났다. 또한, 연직스프링이 회전스프링보다 응답비가 1.0에 근접한 것으로 나타났는데, 이는 두가지 방법 모두 근사적인 방법을 사용하였으나 축력만을 고려한 연직스프링의 방법이 본 실험취지에 맞는 것으로 확인되었다.



(a) 시험하중 400kN



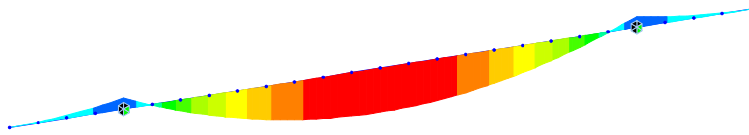
(b) 시험하중 450kN

그림 3.24 응답비 비교

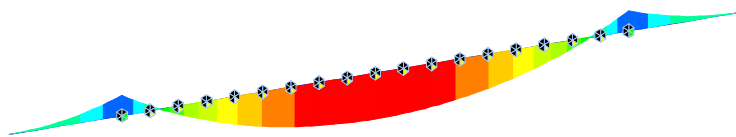
라. 내하력비교

연직스프링과 회전스프링이 달린 모델에 대한 내하력을 구하고 이를 기존 방법에 의한 내하력과 비교하였다. 이때 고정하중은 자중만을 고려하였고, 시험하중을 활하중으로 간주하여 구조해석을 실시하여 기본 내하율을 구한 후 처짐에 의한 응답비만을 적용하여 응력보정계수를 구한 후 공용내하율을 구하였다.

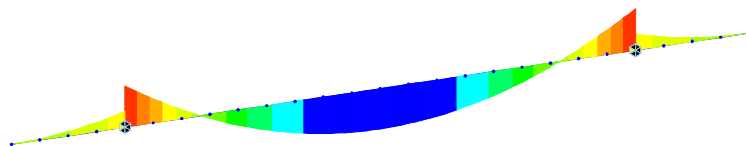
그림 3.25의 회전스프링을 단 모델의 경우를 보면 활하중에 대하여 지점에서 0이 아닌 부모멘트가 발생하였고, 고정하중에 의하여 두개의 부모멘트가 발생하였다. 이는 지점에 설치한 회전스프링에 의하여 휨거동을 구속하여 발생한 현상으로 일반적인 내민보요소에서 나타나는 패턴이 아니며, 이를 내하력 평가에 적용하기 위해서는 구조물의 현황을 파악하여 선택적으로 적용하여야 하는데 가령, 받침손상으로 기능수행이 어려운 경우에는 전절의 처짐에 따라 구한 회전스프링을 지점에 단 모델로 부터 내하력 평가 및 구조해석을 하는 것이 타당하다고 판단된다.



(a) 기존모델(일반적인 구조해석모델)

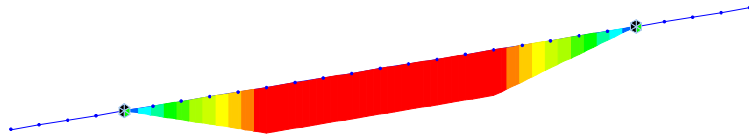


(b) 연직스프링이 달린 모델

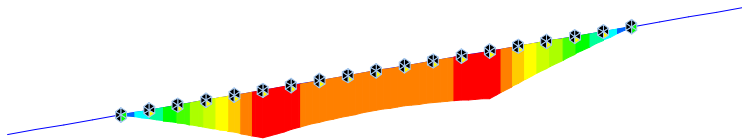


(c) 회전스프링이 달린 모델

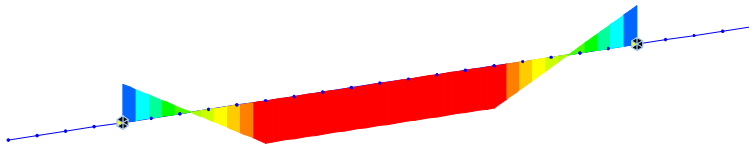
그림 3.25 고정하중에 의한 휨모멘트도



(a) 기존모델



(b) 연직스프링이 달린 모델



(c) 회전스프링이 달린 모델

그림 3.26 활하중에 의한 휨모멘트도

표 3.4 일반해석에 의한 내하력 평가

최대하중	400 kN			450 kN		
	d1	d2	d3	d1	d2	d3
Md(kN · m)	0.397	0.461	0.397	0.397	0.461	0.397
MI(kN · m)	150.0	150.0	150.0	168.8	168.8	168.8
fd(MPa)	0.35	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35
fl(MPa)	130.4	130.4	130.4	146.8	146.8	146.8
fa(MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	1.119	1.118	1.119	0.994	0.994	0.994
Ks	1.570	1.681	1.599	1.585	1.718	1.638
P	$1.76P_r$	$1.88P_r$	$1.79P_r$	$1.56P_r$	$1.71P_r$	$1.63P_r$

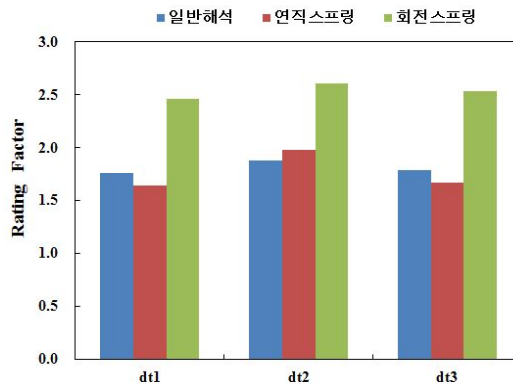
기본내하율은 일반해석의 경우 0.994~1.119로 가장 작았고, 연직스프링을 단 모델의 경우에는 1.567~2.085, 회전스프링을 단 모델은 2.229~2.609로 계산되었다. 연직스프링을 단 모델에 비해 회전스프링을 단 모델의 기본 내하율이 크게 평가된 것은 지점에 회전스프링을 달아서 부모멘트가 발생함에 따라 지간중앙의 정모멘트가 감소하여 발생한 현상인데 고정하중에 의한 모멘트도 감소하므로 기본 내하율의 변화는 없어야 하나 본 시험체는 활하중에 비해 고정하중이 매우 작아 고정하중 효과가 미미하므로 기본 내하율이 감소하였다. 그러나 실제 공용중인 교량의 경우에는 주거더 이외의 보조부재들로 인하여 고정하중이 활하중 수준으로 크므로 기본내하력의 특징변화는 없을 것으로 판단된다. 응력보정계수는 충격계수비와 처짐비로 구성되나, 본 연구목적상 처짐에 따른 응력보정계수만을 적용하였으며, 전절에서 제시한 바와 같이 일반해석의 응답비가 1.570~1.681로 가장 커서 기본내하율과 공용내하율간의 차이가 매우 크게 평가되었다. 기본내하력과 공용내하력이 차이를 보이는 것은 설계조건과 달리 공용과정에서 과하중이나 재료의 열화와 같은 구조물에 실제 발생한 현상으로 부터 기인할 수 있고, 구조해석과정에서 입력값의 오류나 구조이론의 인식부족과 같은 업무상의 오류일 가능성도 배제할 수 없다. 이는 외관조사와 재료시험을 통한 상태평가 결과를 참고하면 판단이 가능하다고 생각된다.

표 3.5 연직스프링을 이용한 내하력평가

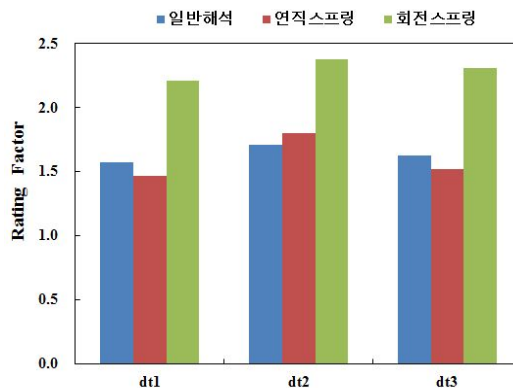
최대하중	400 kN			450 kN		
	d1	d2	d3	d1	d2	d3
Md(kN · m)	0.223	0.260	0.222	0.222	0.258	0.220
Ml(kN · m)	95.7	80.5	95.4	107.2	89.9	106.6
fd(MPa)	0.19	0.23	0.19	0.19	0.22	0.19
fl(MPa)	83.2	70.0	83.0	93.2	78.2	92.7
fa(MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	1.755	2.085	1.759	1.567	1.867	1.575
Ks	0.934	0.951	0.950	0.937	0.966	0.966
P	$1.64P_r$	$1.98P_r$	$1.67P_r$	$1.47P_r$	$1.80P_r$	$1.52P_r$

표 3.6 회전스프링을 이용한 내하력평가

최대하중	400 kN			450 kN		
	d1	d2	d3	d1	d2	d3
Md(kN · m)	0.240	0.304	0.239	0.240	0.302	0.237
MI(kN · m)	87.1	86.7	86.3	97.7	97.0	96.3
fd(MPa)	0.21	0.26	0.21	0.21	0.26	0.21
fl(MPa)	75.7	75.4	75.0	85.0	84.3	83.7
fa(MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	2.507	2.516	2.531	2.233	2.251	2.268
Ks	0.983	1.037	0.999	0.989	1.056	1.018
P	$2.46P_r$	$2.61P_r$	$2.53P_r$	$2.21P_r$	$2.38P_r$	$2.31P_r$



(a) 시험하중 400kN



(b) 시험하중 450kN

그림 3.27 내하율 비교

마. 안전성 평가

내하력평가와 달리 안전성평가는 대상시설물의 외관조사와 재료시험 결과를 바탕으로 안전율 개념으로 평가된다. 구조물의 현재 조건은 재료의 강도변화와 단면의 성질변화로 부터 얻어지는 값으로 국한된다. 현실적으로 재료의 강도는 콘크리트의 압축강도에 불과하며, 단면의 성질은 국부적 파손이나 부식으로 인한 단면변화를 고려하는 수준이다. 그러므로 설계당시의 안전성평가와 유사한 결과가 나올 가능성을 배제할 수 없으며, 만약 그러한 결과가 도출되었다면 이는 구조물의 유지관리를 위한 행위로 적절하지 못할 수 있다.

본 연구에서 실시한 실내시험은 활하중에 비해 자중이 매우 작아 안전성 평가 결과에 대한 신뢰도가 다소 감소할 우려는 있으나 제4장에서 실시한 공용중인 교량에 적용하기 위한 선행과정으로 이를 정리하면 다음과 같다.

허용응력설계법에 의한 안전성평가는 사하중과 활하중에 의한 응력에 대한 허용응력의 비로서 활하중의 크기에 따라 안전율이 변하므로 동일한 하중조건에 대한 비교가 요구된다. 안전율은 지점에 회전스프링을 단 모델에서 가장 컸으며, 연직스프링을 단 모델, 기존 모델 순이었다. 안전율은 기본 내하율은 구하는 식과 유사하며, 다만, 기본 내하율은 활하중의 저항능력을 평가하는 것이 다르다. 본 시험체는 자중이 상대적으로 작아서 기본 내하율과 안전율이 유사한 수준이며, 연직스프링을 단 모델의 경우에는 지간 중앙부에서 안전율이 가장 작은 것으로 평가되었는데 이는 연직스프링을 전 절점에 배치함에 따라 중앙부에 중첩의 영향에 의한 것으로 추정되었다.

표 3.7 일반해석에 의한 안전성 평가

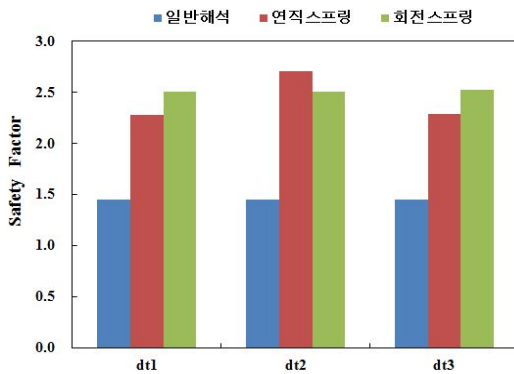
최대하중 절점번호	400 kN			450 kN		
	d1	d2	d3	d1	d2	d3
Md(kN · m)	0.397	0.461	0.397	0.397	0.461	0.397
Ml(kN · m)	150.0	150.0	150.0	168.8	168.8	168.8
fd(MPa)	0.35	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35
fl(MPa)	130.4	130.4	130.4	146.8	146.8	146.8
fa(MPa)	190	190	190	190	190	190
SF	1.453	1.453	1.453	1.291	1.291	1.291

표 3.8 연직스프링을 이용한 안전성평가

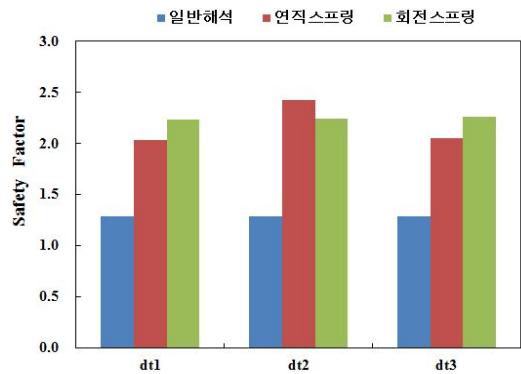
최대하중	400 kN			450 kN		
	d1	d2	d3	d1	d2	d3
Md(kN · m)	0.223	0.260	0.222	0.222	0.258	0.220
Ml(kN · m)	95.7	80.5	95.4	107.2	89.9	106.6
fd(MPa)	0.19	0.23	0.19	0.19	0.22	0.19
fl(MPa)	83.2	70.0	83.0	93.2	78.2	92.7
fa(MPa)	190	190	190	190	190	190
SF	2.278	2.705	2.287	2.037	2.427	2.048

표 3.9 회전스프링을 이용한 안전성평가

최대하중	400 kN			450 kN		
	d1	d2	d3	d1	d2	d3
Md(kN · m)	0.240	0.304	0.239	0.240	0.302	0.237
Ml(kN · m)	87.1	86.7	86.3	97.7	97.0	96.3
fd(MPa)	0.21	0.26	0.21	0.21	0.26	0.21
fl(MPa)	75.7	75.4	75.0	85.0	84.3	83.7
fa(MPa)	190	190	190	190	190	190
SF	2.503	2.511	2.526	2.230	2.247	2.264



(a) 시험하중 400kN



(b) 시험하중 450kN

그림 3.28 안전을 비교

3.4 격자보요소의 적용

상용중인 대부분의 교량은 종빔과 횡빔으로 구성되는 격자보요소로 이상화시킬 수 있다. 판요소로 이루어진 슬래브교량의 경우에도 슬래브폭을 대표하는 각각의 부재로 인접한 평행부재들의 중앙에 배치함에 따라 교축방향 및 교축 직각방향의 휨강성을 구하여 구조해석시 단면상수로 적용할 수 있다. 복수의 주형으로 이루어진 거더교의 경우에는 주형과 가로보 등을 부재로 간주하여 격자보요소로 구조해석을 한다.

과거에는 교량 상부구조를 구성하는 슬래브, 세로보, 가로보, 주형 등을 각각 단일부재로 간주하여 구한 작용력에 의해 설계가 이루어 졌다. 그러나 재하시험에 의한 실측값은 슬래브, 가로보, 수직브레이싱, 주형 등의 강성에 의해 교량전체가 일체가 되어 저항하고 있으므로 단일부재로 간주하였던 관용적 계산결과와 약 60%내외인 것으로 알려져 있다. 실측값과 설계값이 일치될 수는 없으나 합리적인 가정을 통하여 하중의 횡분배라는 실용적인 방법이 강구되었다.

가. 하중의 횡분배

하중의 횡분배(Lateral distribution of load)란 격자보에 하중이 작용하면 지간과 폭의 비, 주형의 개수 및 간격, 주형의 휨강성 및 비틀림 강성, 가로보 및 수직브레이싱, 슬래브 등의 횡방향 휨강성 및 횡방향 비틀림 강성 등에 따라 일체로 거동하므로 하중이 분배되는것으로서 직교 이방성 판이론, 격자이론, 휨-비틀림이론에 의한 방법이 있다.

직교 이방성 판이론은 주형과 가로보의 강도를 교축방향과 교축직각방향이 각각 다른 직교 이방성판으로 하여 판의 처짐에 대한 미분방정식을 이용하는 방법이다. 격자이론은 주형과 가로보로 된 격자구조로 간주하고 각 부재간의 강성에 의해 격점력을 구한 후 이 격점력을 이용해서 횡분배 계수를 구하는 방법이다. 또한, 휨-비틀림 이론은 단면전체를 연속성이 있는 구조로 생각해 편심하중에 의한 휨응력 및 비틀림 응력을 전단류 이론에 의해 구하여 하중의 횡분배를 정하는 방법이다.

본 연구에서는 격자이론에 의한 하중의 횡분배를 이용하여 격자보요소에 본 연

구방법을 적용하였다. 그림 3.29의 격자구조에서 격자이론에 의한 하중의 횡분배를 위한 가정사항은 다음과 같다.

- 1) 주형과 가로보는 평행으로 직교하고 가로보는 연속성을 갖고 주형에 연결되어 있다.
- 2) 주형 및 가로보는 휨강성만 있고 비틀림 강성은 무시한다.
- 3) 보의 단면 2차모멘트의 변화는 서로 비슷하며 보의 탄성곡선은 서로 같다.

그림 3.29의 격점 b_1 에 $P=1$ 가 작용하면 각 격점이거나 강성도 K 를 갖는 탄성 지점이므로 절점력 X 를 일으키며 보의 처짐 곡선을 그린다.

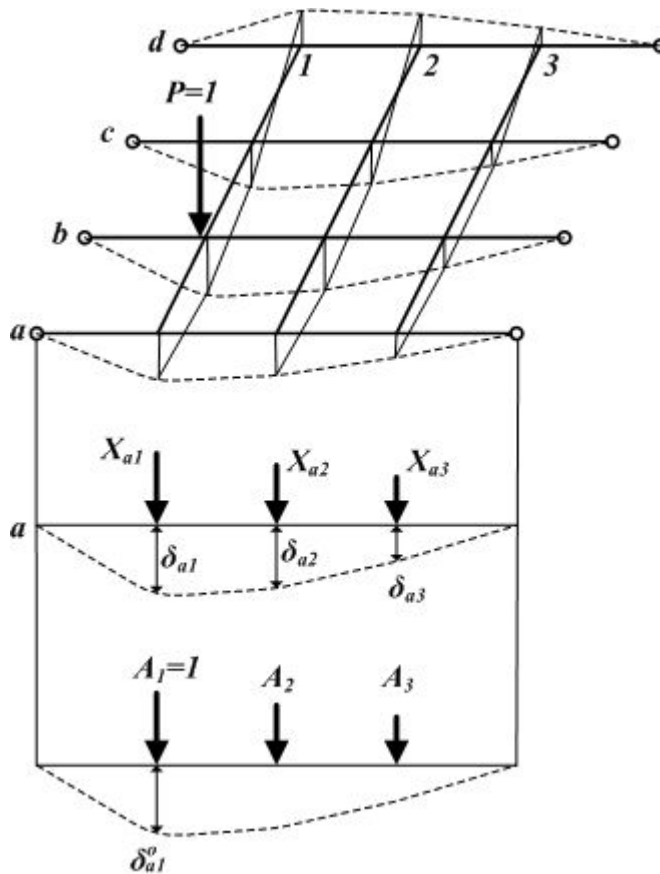


그림 3.29 하중의 횡분배

절점력 X 와 격점의 변위 δ 의 관계는 강성도 K 로 부터 다음과 같다.

$$K = \frac{X}{\delta} \quad (3.43)$$

K 는 절점이 수직방향에 $\delta=1$ 의 단위변형을 일으킬때 필요한 힘이다. 가로보가 1개만 있을 때 $P=1$ 에 의한 a 보의 a_1 점의 처짐을 δ_{a1}^o 로 하면 절점력 X_{a1} 에 의한 a_1 점의 처짐은 $\delta_{a1} = X_{a1} \cdot \delta_{a1}^o$ 이므로

$$K_{a1} = \frac{X_{a1}}{\delta_{a1}} = \frac{1}{\delta_{a1}^o} \quad (3.44)$$

그러므로 절점의 강성도 K 는 δ 와 X 로 부터 주형 a~d에서 간단하게 구해지며, 가로보가 1개인 격자보에서 강성도 K 는 절점력을 나타내어 주형의 지간, 지지조건, 휨 강도, 가로보의 위치 등에 의해 결정되어진다. 그러나 다수의 가로보가 있는 경우에는 δ 와 X 는 비례하지 않고 a 주형에 작용하는 각 가로보 위치의 절점력 (X_{a1}, X_{a2}, X_{a3})에 관계하므로 간단하지 않다.

만약 그림 3.29과 같이 하중 A 를 작용시켜 절점력이 A_1, A_2, A_3 라 할 때 절점력 간에 $X_{a1} : X_{a2} : X_{a3} = A_1 : A_2 : A_3$ 의 관계가 성립한다면 $A_1 = 1$ 이라면 처짐 δ_{a1}^o 는 하중 A 의 비에 의해 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\delta_{a1} = X_{a1} \cdot \delta_{a1}^o \quad (3.44)$$

$$K_{a1} = \frac{X_{a1}}{\delta_{a1}} = \frac{1}{\delta_{a1}^o} \quad (3.45)$$

즉, 절점간에 일정한 비례관계가 성립한다면 절점력을 n 배로 하여도 주형의 처짐도 n 배로 되므로 강성도 K 는 변하지 않는다. 그러므로 가로보가 1개인 경우와 같이 δ 와 X 가 비례되므로 주형의 처짐 관계에서 강성도 K 를 구할 수 있다.

나. 연직스프링을 적용하는 경우

주형이 3개인 거더교를 고려하면 주거더와 가로보로 격자구조모형을 형성하고 재하하중별로 각 절점에서 측정된 처짐으로부터 강성도(연직스프링계수)를 구할 수 있다. 그림 3.30과 같이 a~f를 시험경간의 지점이라 하고 재하시험에 의한 Load Case별로 주형의 처짐을 측정하기 위한 절점을 1~3이라 하였을 때, LC1에 의한 각 절점에서 측정된 처짐을 $\delta_{11}, \delta_{21}, \delta_{31}$ 이다. 각 절점의 강성도는 절점력과 절점변위로 부터 구할수 있으므로 각 절점의 절점력 R_1, R_2, R_3 를 구하기 위하여 절점 1~3을 가상지점으로 하는 구조해석모델로 부터 구할 수 있다. 하중 Vector를 $\{R\}$, 강성 Matrix를 $[K]$, 변위 Vector를 $\{\delta\}$ 라 하면 LC1에 대한 강성도방정식은 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{21} & K_{31} \\ K_{12} & K_{22} & K_{32} \\ K_{13} & K_{23} & K_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{Bmatrix} \quad (3.46)$$

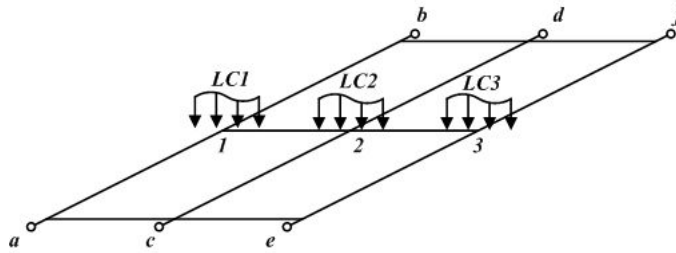
이때, 각각의 절점력 R_1, R_2, R_3 에 의하여 각 점절 1~3에서는 다음과 같은 처짐이 발생하게 된다.

그러므로 동일한 하중경우에 대하여 각 절점의 처짐은 다음과 같다.

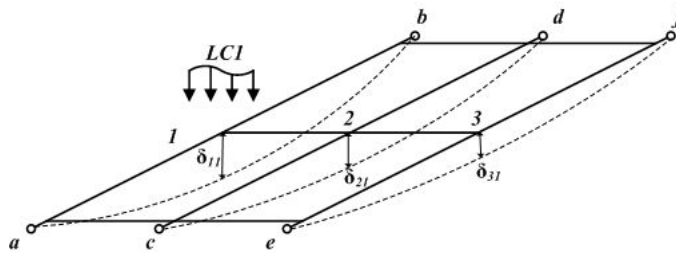
$$\delta_1 = \delta_{11} + \delta_{12} + \delta_{13} \quad (3.47)$$

$$\delta_2 = \delta_{21} + \delta_{22} + \delta_{23}$$

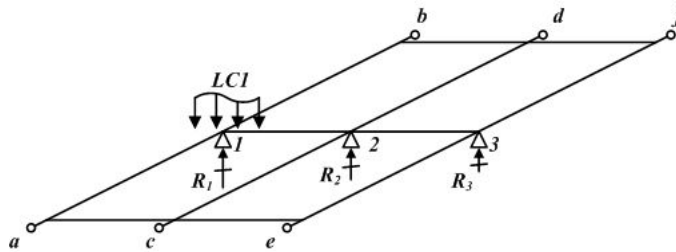
$$\delta_3 = \delta_{31} + \delta_{32} + \delta_{33}$$



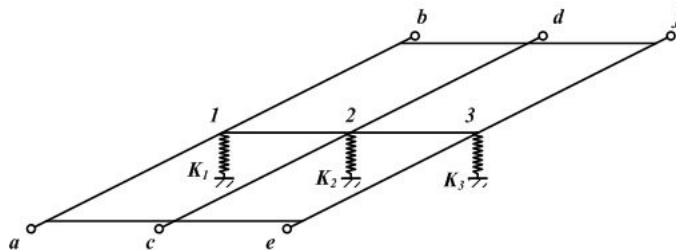
(a) 시험경간의 재하시험 Load Case



(b) 절점의 처짐

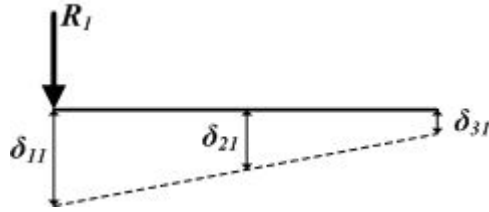


(c) 가상지점의 연직반력

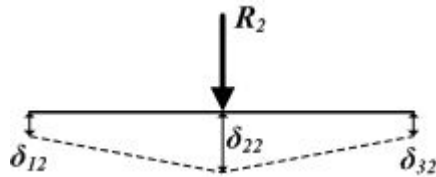


(d) 절점의 강성도(연직스프링계수)

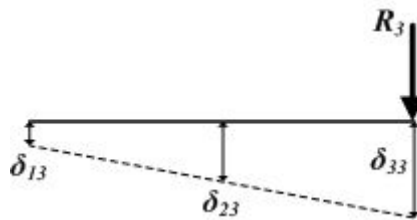
그림 3.30 격자모델의 연직스프링



(a) R_1 작용시 처짐도



(b) R_2 작용시 처짐도



(c) R_3 작용시 처짐도

그림 3.31 가상지점의 반력에 의한 처짐도

그러나 이를 통하여 강성도(연직스프링계수)를 구하는 것은 처짐의 꺾침의 원리나 상반작용의 원리를 이용하여 다음과 같이 전개될 수 있다. 먼저 그림 3.31의 (a)와 (b), (a)와 (c), (b)와 (c)에 상반작용의 원리를 적용하면

$$R_1 \times \delta_{12} = R_2 \times \delta_{21} \quad (3.48)$$

$$R_1 \times \delta_{13} = R_3 \times \delta_{31}$$

$$R_2 \times \delta_{23} = R_3 \times \delta_{32}$$

으로 부터

$$\delta_{12} = \frac{R_2}{R_1} \times \delta_{21} \quad (3.49)$$

$$\delta_{13} = \frac{R_3}{R_1} \times \delta_{31}$$

$$\delta_{23} = \frac{R_3}{R_2} \times \delta_{32}$$

단일 보요소에서 제시한 바와 같이 각 절점에서 강성도 방정식을 근사적으로 적용하여 치짐을 구하면

$$\delta_1 = \frac{R_1}{K_1} + \frac{R_2}{R_1} \times \delta_{21} + \frac{R_3}{R_1} \times \delta_{31} \quad (3.50)$$

$$\delta_2 = \frac{R_2}{K_2} + \frac{R_1}{R_2} \times \delta_{12} + \frac{R_3}{R_2} \times \delta_{32}$$

$$\delta_3 = \frac{R_3}{K_3} + \frac{R_1}{R_3} \times \delta_{13} + \frac{R_2}{R_3} \times \delta_{23}$$

이를 강성도방정식 형식으로 정리하면

$$R_1 = K_1 \left(\delta_1 - \frac{R_2}{R_1} \times \delta_{21} - \frac{R_3}{R_1} \times \delta_{31} \right) \quad (3.51)$$

$$R_2 = K_2 \left(\delta_2 - \frac{R_1}{R_2} \times \delta_{12} - \frac{R_3}{R_2} \times \delta_{32} \right)$$

$$R_3 = K_3 \left(\delta_3 - \frac{R_1}{R_3} \times \delta_{13} - \frac{R_2}{R_3} \times \delta_{23} \right)$$

상기식으로 부터 각 절점의 강성도를 구할 수 있다. 이를 근거로 격자구조에서 재하시험에 의한 측정치로 부터 강성도를 구하기 위해서 단일보요소와 같이 강성 방정식으로 부터 치짐을 전개하면

$$\delta_{11} = \frac{1}{K_{11}}(R_{11} - K_{11} \cdot \delta_{11}) \quad (3.52)$$

$$\delta_{12} = \frac{1}{K_{12}}(R_{12} - K_{12} \cdot \delta_{12})$$

$$\delta_{13} = \frac{1}{K_{13}}(R_{13} - K_{13} \cdot \delta_{13})$$

. . .

$$\delta_{ij} = \frac{1}{K_{ij}}(R_{ij} - K_{ij} \cdot \delta_{ij})$$

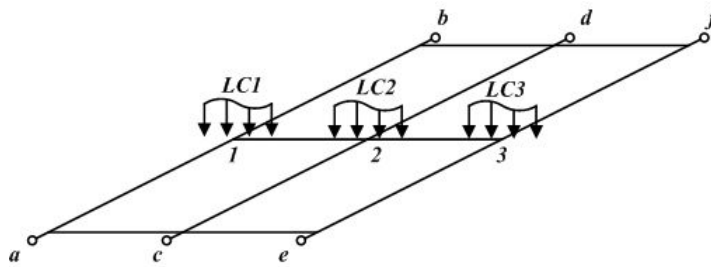
- 여기서, δ_{ij} : LC- j 에 의한 i 절점의 처짐
 K_{ij} : LC- j 에 의한 i 절점의 강성도
 R_{ij} : LC- j 에 의한 i 절점의 가상반력

이때, 강성도 K 는 동일한 절점에서 하중재하방법(Load Case)의 수만큼을 가지게 된다. 실제 강성도 K 는 복수가 될 수 없으므로 하중재하방법에 따른 강성도중에서 선정하여야 기준이 모호할 수 있으므로 동일한 하중재하방법에 대한 각 절점의 강성도 방정식을 합하여 하중재하방법의 수를 m 이라 할때 m 원 연립방정식이 되어 손쉽게 풀수 있다. 이때, 절점의 가상반력 R_{ij} 는 구조해석결과에 따른 값을 따르지 않고 총 반력을 절점의 처짐에 대비하여 분담시킨 값을 사용하므로써 측정값을 고려하도록 하였다.

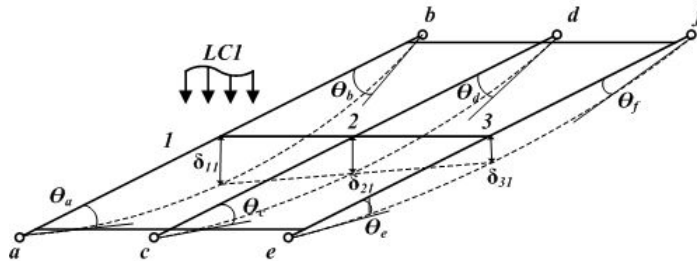
$$\begin{aligned}
 &(R_{1j} - K_{1j}\delta_{1j}) + (R_{2j} - K_{2j}\delta_{2j}) + \cdots + (R_{ij} - K_{ij}\delta_{ij}) \\
 &= K_{1j}\delta_{1j} + K_{2j}\delta_{2j} + \cdots + K_{ij}\delta_{ij}
 \end{aligned} \quad (3.53)$$

다. 회전스프링을 적용하는 경우

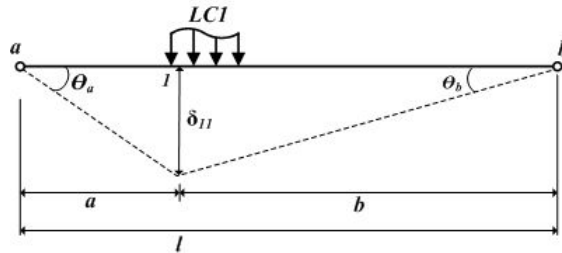
단일보요소와 달리 실제 공용중인 교량의 지점에 회전스프링을 달아 실제 거동특성을 고려하기 위해서는 다소 복잡한 과정을 거쳐야 한다. 연직스프링의 경우와 마찬가지로 가로보의 영향으로 하중의 횡분배가 발생하므로 스프링계수를 산정하는 데에도 이를 고려하여야 한다. 주형이 3개인 거더교에서 주거더와 가로보를 대상으로 격자구조모델을 형성하고 각각의 재하시험 하중에 대하여 절점에서 측정된 처짐과 기하학적 방법을 통하여 강성도(회전스프링계수)를 구한다. 그림 3.와 같이 재하시험에 의하여 측정된 처짐을 $\delta_{11}, \delta_{21}, \delta_{31}$ 이라 하고, 측정된 처짐과 지점까지의 거리를 통하여 기하학적으로 $\theta_a, \theta_b, \theta_c, \theta_d, \theta_e, \theta_f$ 을 구할 수 있다.



(a) 시험경간의 재하시험 Load Case



(b) 재하시험하중에 의한 처짐 및 절점각



(c) 재하시험하중에 의한 처짐 및 절점각

그림 3.32 격자모델의 처짐과 절점각

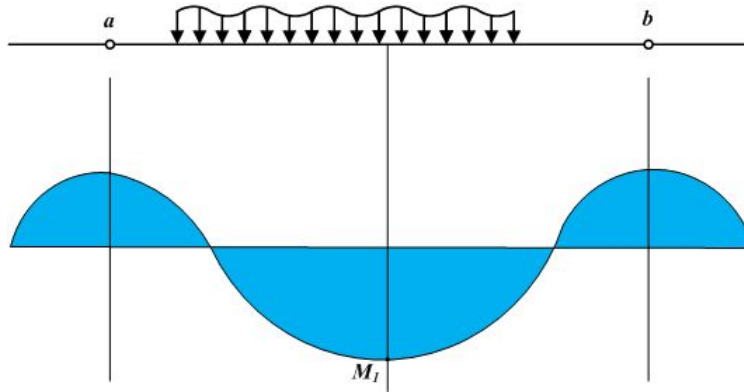


그림 3.33 재하시험하중에 의한 측정위치의 휨모멘트

회전스프링 계수를 구하기 위해서는 처짐, 절점각 및 처짐측정 위치에서의 휨모멘트가 필요하다. 휨모멘트는 구조해석을 통하여 구할 수 있으나 이는 실제 휨모멘트와 차이가 있을 수 있다. 이를 보완하고 재하시험을 통한 측정데이터를 활용하기 위해서 측정위치의 주형에 발생한 휨모멘트의 합을 각 주형에서 측정한 처짐의 비로 배분하여 사용하였다. 실제 거동과 구조해석 결과가 상이하다는 것은 부재력의 발생여부가 아닌 부재력의 배분에 따른 것으로 측정데이터를 사용하므로써 실제거동과 유사한 결과를 얻을 수 있다. 이를 근거로 재하시험방법 LC1에 대하여 단일보요소의 강성도(회전스프링계수)를 다음과 같이 구할 수 있다.

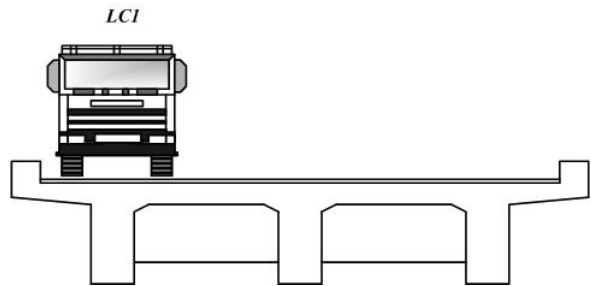
$$M_1 = \beta_a \theta_a + \beta_b \theta_b = \beta_a \left(\frac{\delta_{11}}{a} \right) + \beta_b \left(\frac{\delta_{11}}{b} \right) \quad (3.54)$$

$$M_2 = \beta_c \theta_c + \beta_d \theta_d = \beta_c \left(\frac{\delta_{21}}{a} \right) + \beta_d \left(\frac{\delta_{21}}{b} \right)$$

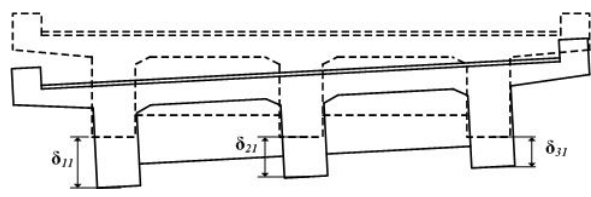
$$M_3 = \beta_e \theta_e + \beta_f \theta_f = \beta_e \left(\frac{\delta_{31}}{a} \right) + \beta_f \left(\frac{\delta_{31}}{b} \right)$$

재하시험방법에 따라 상기의 방정식은 더 증가할 것이며, 이를 통해서 회전스프링 계수 $\beta_{a \sim f}$ 를 2원 연립방정식으로 구할 수 있다. 이때, 상기 방법에 의해 구한 회전스프링계수는 단일보요소로 간주하여 구한 값이므로 격자보에서의 회전스프링계수는 차

이를 보일수 밖에 없다. 단일보요소와 달리 격자보에서 특정위치에 설치된 회전스프링은 가로보로 연결된 인근의 주형에 영향을 미칠 것이다. 이는 회전스프링으로 인하여 영향을 주기도 하지만 영향을 받기도 한다는 것을 의미한다. 상기에 제시한 회전스프링계수는 이러한 영향을 포함하여 각 지점에 요구되는 값으로 실제 지점에는 이보다 작은 값으로도 기능수행이 가능한 것이다. 그림 3.34와 같이 좌측 주형의 거동특성을 파악하고자 시험차량의 축중을 좌측주형의 축과 근접하게 재하시켰다면 각 주형의 처짐은 재하하중과 가까운 순으로 발생한다. 이때 중앙주형이나 우측주형에는 하중으로 부터의 거리, 주형 및 가로보의 강성, 결합 등 다양한 이유로 인하여 좌측주형에 발생한 처짐보다 작은 처짐이 발생하며, 이것을 하중의 횡분배라 하는 한다. 결국 하중의 횡분배이론으로 부터 회전스프링계수의 영향을 파악하고 산정하는 것을 제시하고자 한다. 재하시험을 실시할 때 시험하중의 재하방법은 주형의 수 이상으로 실시한다. 이는 각 주형의 거동특성의 정확한 파악을 위하여 대상 주형에 최대 응력이 발생하도록 하기 위한 목적이며, 본 연구에서도 이와 같이 각 주형마다 최대 응력이 발생하도록 재하시키므로써 회전스프링 계수의 정확한 산정이 기대될 수 있다.



(a) LC1에 의한 시험하중 재하



(b) 각 절점의 처짐

그림 3.34 격자모델의 연직스프링

$$\beta_a = \beta'_a + \beta'_c \left(\frac{\delta_{21}}{\delta_{11}} \right) + \beta'_e \left(\frac{\delta_{31}}{\delta_{11}} \right) \quad (3.55)$$

$$\beta_b = \beta'_b + \beta'_d \left(\frac{\delta_{21}}{\delta_{11}} \right) + \beta'_f \left(\frac{\delta_{31}}{\delta_{11}} \right)$$

- 여기서, β : 지점의 강성도(회전스프링계수)
 β' : 단일보요소의 i 지점 강성도(회전스프링계수)
 δ_{ij} : LC- j 에 의한 i 절점의 가상반력

단일 보요소로 간주하여 측정치짐과 기하학적 방법으로 부터 구한 회전스프링 계수를 재하방법에 따른 각 주형의 처짐의 변화로 부터 횡분배를 고려하여 그림 3.35와 같이 각 지점에 요구되는 회전스프링계수를 구한다. 이를 구조해석 모델의 지점에 적용시키므로써 재하시험에 의한 측정값을 구조해석에 적용시키는 과정이 완료되며, 구조해석 결과로 부터 내하력 평가 및 안전성 평가를 수행한다.

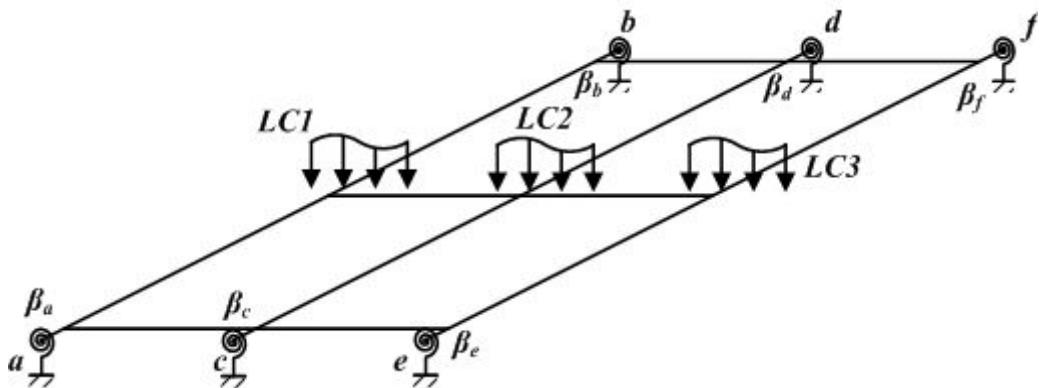


그림 3.35 격자모델의 회전스프링

제4장 현장실험 및 적용

제 3장 강성방정식을 이용한 거동특성에 제시한 바와 같이 재하시험에 의한 측정값으로 부터 연직 또는 회전스프링이 달린 구조물로 간주하여 실시한 구조해석 결과가 측정치와 유사한 것을 확인하였다. 그러나 이는 단일보요소를 제작하여 시험실에서 휨실험을 실시한 것으로 공용중인 교량과는 차이를 보이게 된다. 실제 교량의 상부구조는 단일보요소가 아닌 격자요소 또는 판요소로 이상화가 되고 실험 환경이 실내가 아닌 현장실험으로 측정치의 신뢰도가 다소 낮기 때문이다. 본 절에서는 현재 공용중이며, 최근에 재하시험 및 구조해석을 통한 내하력 평가를 실시한 교량에 대하여 적용방법을 제시하였다. 대상교량은 연속지지형식의 강박스교량이며, 2016년 상반기에 내하력평가를 실시한 2개의 교량이다.

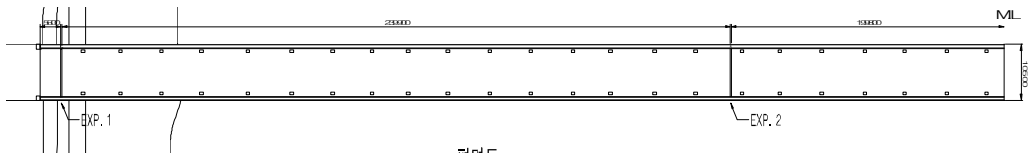
4.1 강박스거더교1

4.1.1 내하력평가 내용

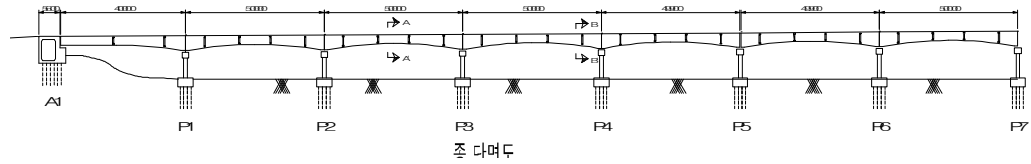
가. 대상교량의 제원

표 4.1 대상교량의 현황

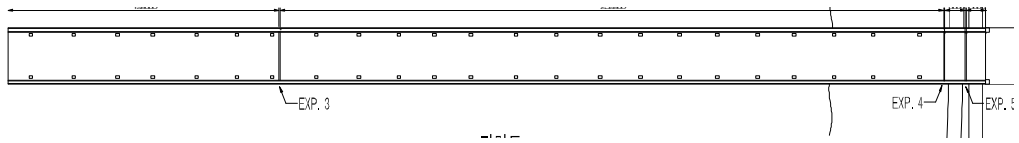
구 분		내 용	구 분	내 용
시설물명		강박스거더교1	준공년월	1994년 01월 01일
상부 구조	형식	STEEL BOX GIRDER	교 장	L=680.0m (40+12@50+40)
	교폭	B=10.5m (왕복 2차선)	신축이음	Tranflex Joint / Rail Joint
	차선	왕복 2차선	교량받침	고력활동받침판
하부 구조	교각	다주식 교각	교 대	암거형
	기초	교대(현장타설말뚝), 교각(현장타설말뚝)		
경간수		14경간	설계하중	DB-24
시설물 종별		1종	교차시설물	하천



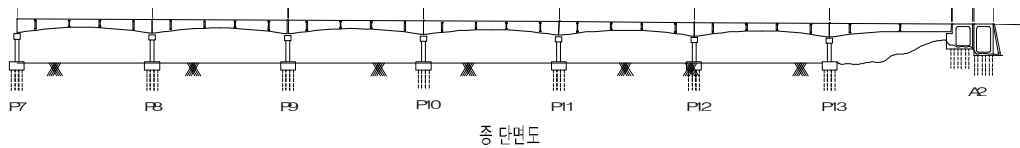
(a) 평면도1



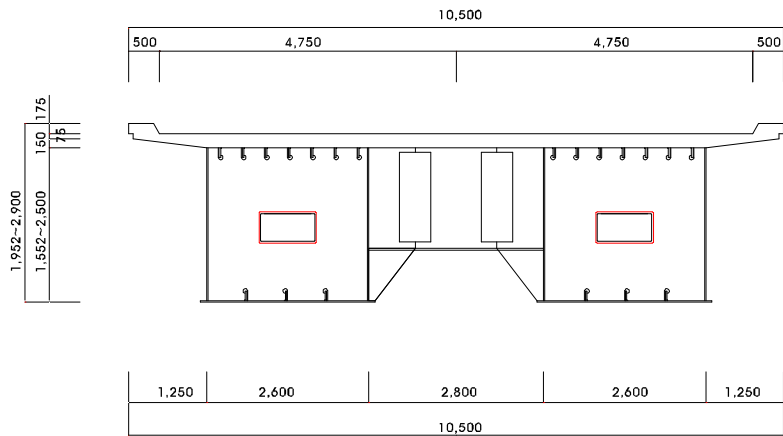
(b) 종단면도2



(c) 평면도2



(d) 종단면도2



(e) 강상자형 상세도

그림 4.1 강박스거더교1

나. 내하력평가결과

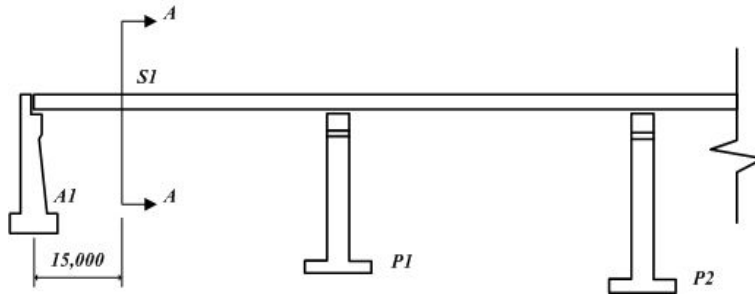
본 대상교량은 2016년 상반기에 실시한 내하력평가 결과에 따르면 상태평가결과 C등급으로 다소 열화손상이 진행된 반면 공용내하력은 설계하중 이상이며, 안전성은 설계기준을 만족하는 것으로 평가되었다.

표 4.2 대상교량의 내하력평가 결과

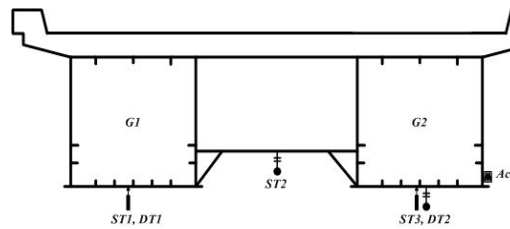
구분	내 용			비고	
상태평가	바닥판 하면 균열, 강재 거더 및 가로보 부식, 교량받침 손상			C	
내구성평가	압축강도, 탄산화, 염화물, 철근배근, 균열깊이 양호				
안전성평가	Steel Box Girder		1.19	A	
	Concrete Slab		1.27	A	
공용내하력	Steel Box Girder	중앙부	응력보정계수(Ks)	1.177	
			내하율(R.F)	2.427	
			공용내하력(Pn)	DB-24 이상	
	Steel Box Girder	지점부	응력보정계수(Ks)	1.177	
			내하율(R.F)	1.590	
			공용내하력(Pn)	DB-24 이상	
	Concrete Slab		응력보정계수(Ks)	1.000	
			내하율(R.F)	1.293	
			공용내하력(Pn)	DB-24 이상	

다. 재하시험

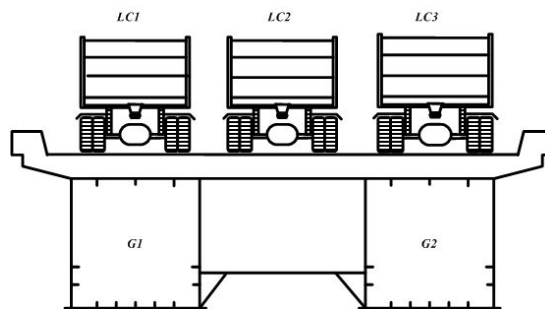
재하시험을 위한 시험하중은 총중량 274kN의 덤프트럭을 사용하였고, 시점으로 부터 15.0m떨어진 곳에서 처짐을 측정하였다.



(a) 재하시험 계측위치



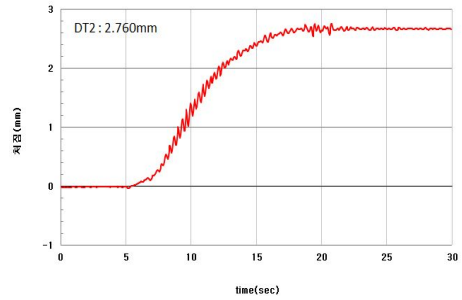
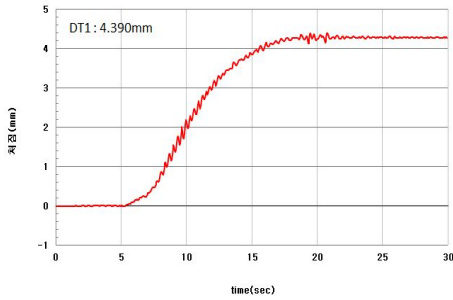
(b) 계측기 부착현황



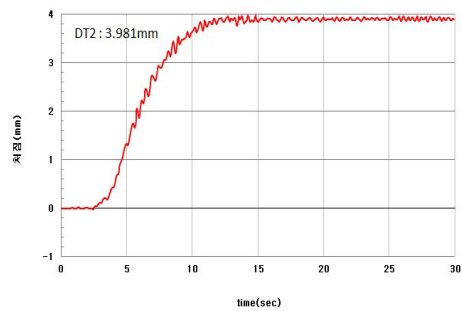
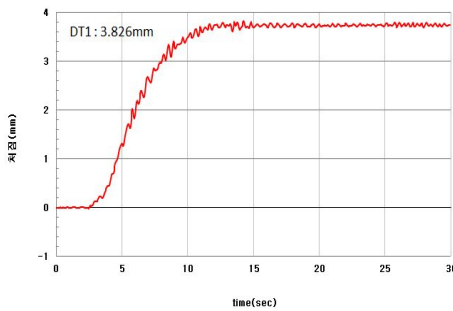
(c) 재하시험방법

그림 4.2 정적재하시험 하중 재하방법

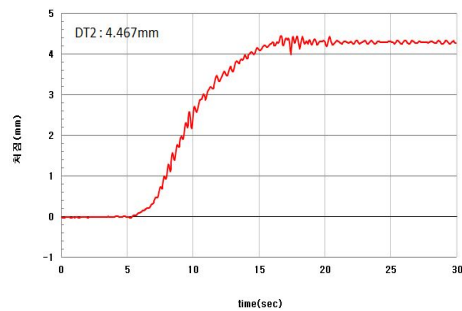
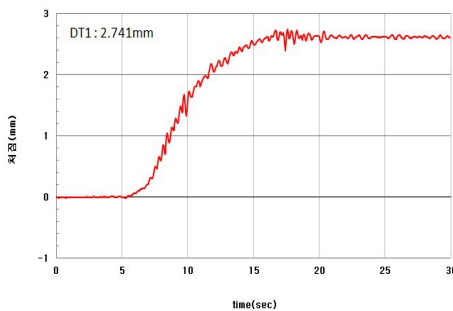
정적재하시험은 주형의 중심선상에 차륜의 중심선을 최대한 일치시켜 실시하였다. 이를 통하여 측정된 처짐과 변형률로 부터 상부구조의 대칭성을 파악한 결과 횡분배 특성이 양호하고 거동특정상 대칭성을 유지하고 있는 것으로 나타났다.



(a) LC1



(b) LC2



(c) LC3

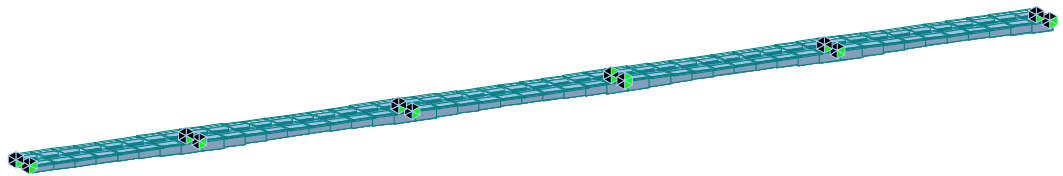
그림 4.3 정적재하시험에 의한 처짐 시간이력곡선

표 4.3 정적재하시험에 의한 측정치짐(mm)

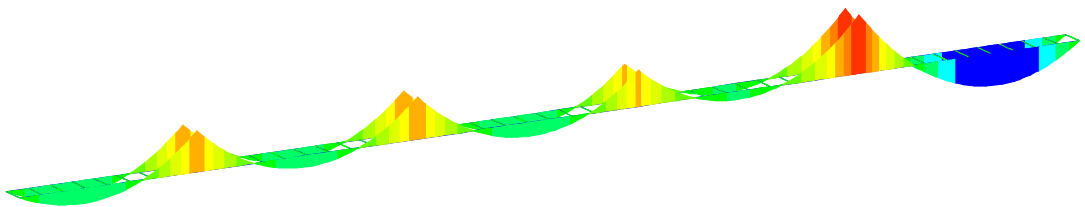
측정값 Load Case	DT1	DT2
LC 1	4.390	2.760
LC 2	3.826	3.981
LC 3	2.741	4.467

라. 구조해석

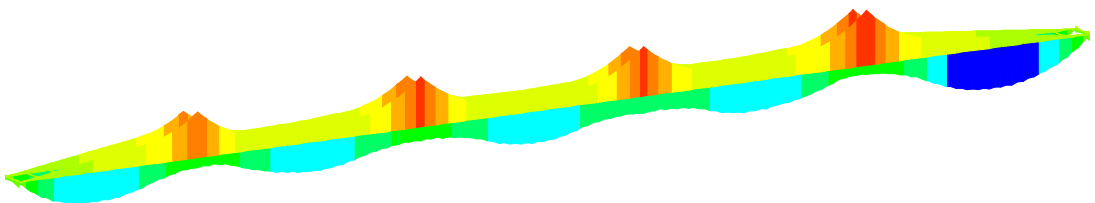
본 교량은 2면 강박스형교로 5+4+5경간으로 구성되어 있고 재하시험을 실시한 구간은 5경간 연속지지형식이다. 주형 및 가로보로 구성되는 격자모델로 부터 구조해석을 실시하였다.



(a) 모델링



(b) 고정하중에 의한 휨모멘트도



(c) 활하중에 의한 휨모멘트도

그림 4.4 전산구조해석

마. 안전성 평가

강재 주형의 휨에 대한 안전성평가를 위하여 지간중앙 및 지점부의 각 하중별 휨모멘트를 산정하였다. 강재 주형과 바닥판과의 합성전후의 단면상태를 고려하여 응력을 산정하고 허용응력에 대한 고정하중과 활하중에 의한 응력의 비로 부터 안전율을 구하였다. 허용응력설계법에 의하여 강박스거더의 휨에 대한 안전성을 평가한 결과 안전율이 1.68으로 평가등급 A에 해당하는 것으로 평가되었다.

표 4.4 휨모멘트 집계(kN·m)

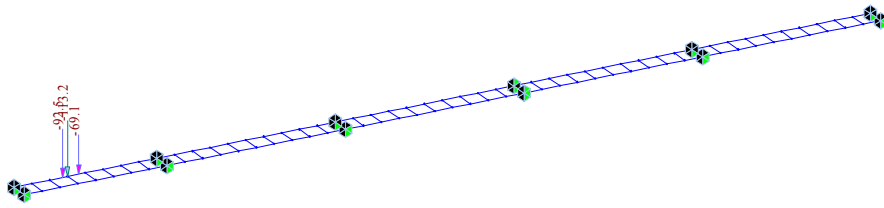
검 토 위 치	고정하중		활하중	합계
	합성전	합성후		
중앙부	993.4	4,207.5	4,866.8	10,067.7
지점부	-2,752.0	-10,730.1	-7,536.4	-21,018.5

표 4.5 안전성 평가 결과

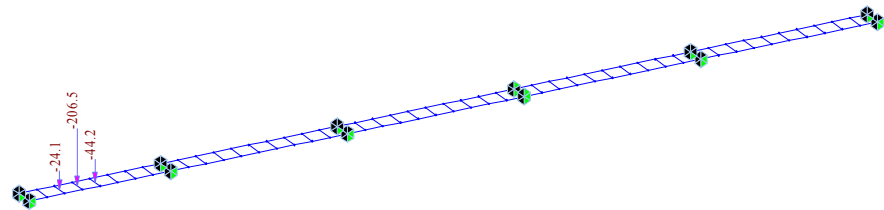
1지간	휨응력(MPa)	허용응력(MPa)	안 전 율	등 급
정모멘트구간	113.323	190	1.68	A

바. 공용내하력 평가

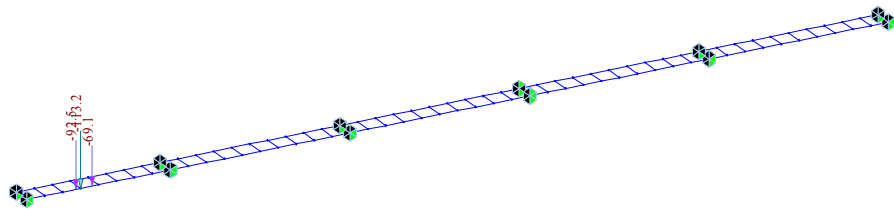
공용내하력은 기본내하력에 응력보정계수를 고려하므로 재하하중에 의한 처짐을 계산하여야 한다. 그림 4.5는 재하시험과 동일한 방법으로 하중을 실은 하중재하도 이고, 그림 4.6은 처짐을 측정한 위치에서 계산에 의한 처짐을 나타낸 것이다.



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2



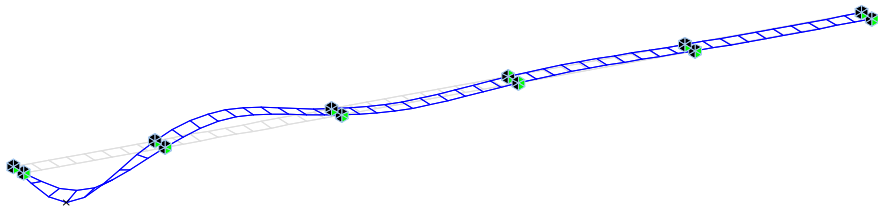
(c) Load Case 3

그림 4.5 재하시험차량 재하도

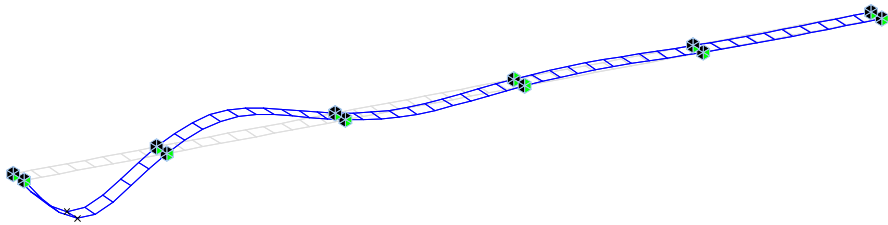
시험하중의 위치와 근접한 지점에서 획득한 데이터를 대상으로 응답비를 산정하였으
 며, LC1의 경우는 ST1과 DT1을 선정하고, LC3는 ST3과 DT3을 선정하여 구한
 응답비는 1.236으로 계산되었다.

표 4.6 응답비 산정

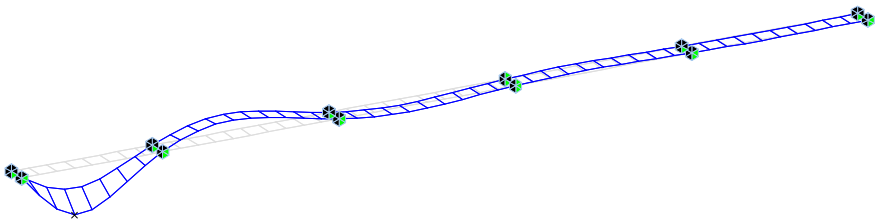
Gauge ID Load Case		응답값				$\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
		ST1	ST2	DT1	DT2	
LC 1	계산값	73.43	35.34	5.51	3.29	$\frac{1+0.131}{1+0.188}$
	실측값	47.9	35.0	4.390	2.760	
	δ_c/δ_m	1.532	1.010	1.255	1.192	
LC 2	계산값	54.48	54.48	4.34	4.34	
	실측값	41.9	46.5	3.826	3.981	
	δ_c/δ_m	1.300	1.172	1.134	1.090	
LC 3	계산값	35.34	73.43	3.29	5.51	
	실측값	33.3	48.8	2.741	4.457	
	δ_c/δ_m	1.061	1.505	1.200	1.236	



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2



(c) Load Case 3

그림 4.6 재하시험차량 하중에 의한 처짐도

지간 중앙부의 내하력은 다음과 같이 구하였다.

- 내하율 (R.F)

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 59.574}{53.749} = 2.427$$

- 기본내하력 (P_o)

$$P_o = P_r \times R.F = DB-24 \times 2.427$$

- 응력보정계수

$$K_s = 1.236 \times \frac{1+0.131}{1+0.188} = 1.177$$

- 공용내하력 (P_n)

$$P_n = P_r \times R.F \times K_s = DB-24 \times 2.427 \times 1.177 = DB-24 \text{ 이상}$$

지점부의 내하력은 다음과 같다.

- 내하율 (R.F)

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 106.82}{52.374} = 1.59$$

- 기본내하력 (P_o)

$$P_o = P_r \times R.F = DB-24 \times 1.59$$

- 공용내하력 (P_n)

$$P_n = P_r \times R.F \times K_s = DB-24 \times 1.59 \times 1.177$$

표 4.7 내하력 평가

부 재		평가방법	설계하중	응력보정 계수(K _s)	내하율 (R.F)	공용내하력 (P _n)
STB 거 더	중앙부	허용응력법	DB-24	1.177	2.427	DB-24 이상
	지점부			1.177	1.59	DB-24 이상
슬래브	강도설계법			1.000	1.293	DB-24 이상

4.1.2 연직스프링계수에 의한 강성도 적용모델

가. 가상지점의 반력

연직스프링계수를 구하기 위해서는 수직력과 수직변위가 요구되므로 처짐을 측정한 위치를 가상 지점으로 간주하여 구조해석으로 부터 가상지점의 반력을 구하였다. 계산상의 반력중 LC2의 경우 대칭성을 갖는 구조형식의 특징상 반력이 동일하게 계산되었다. 그러나 공용중인 교량은 교통하중, 풍하중과 같은 횡하중, 부등침하 등의 원인으로 인하여 대칭성을 유지하는 것은 매우 드문 경우이다. 그러므로 동일한 x축 선상의 위치에서 반력의 합은 일정하다고 가정하고 반력의 합을 재하시험으로 부터 구한 처짐의 비로 부터 각 지점의 가상반력으로 분배하였다.

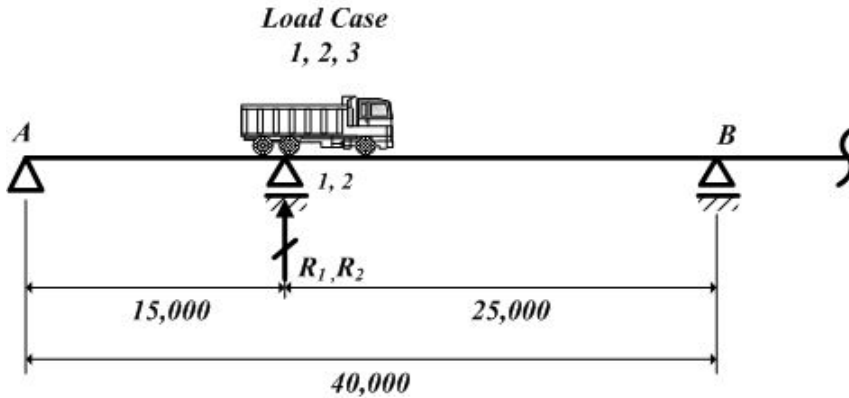


그림 4.7 가상지점 반력계산

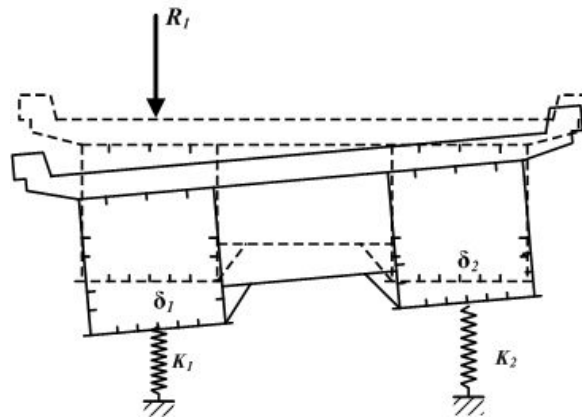
표 4.8 가상지점의 반력(kN)

구분	R ₁	R ₂	ΣR
LC 1	105	167	272
LC 2	136	136	272
LC 3	168	104	272

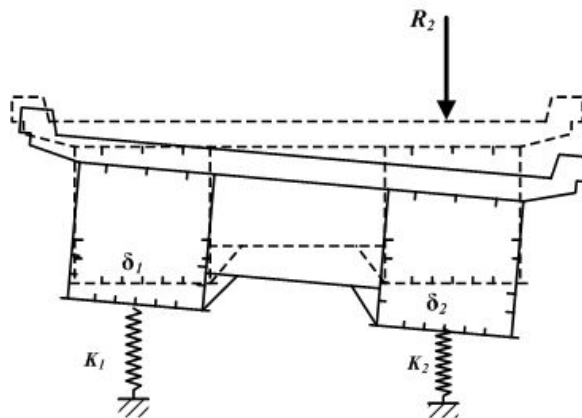
표 4.9 분배율을 고려한 가상지점의 반력(kN)

구분		해석값	반력분배율	(RD)
LC 1	R ₁	105	0.386	105
	R ₂	167	0.614	167
LC 2	R ₁	136	0.510	138
	R ₂	136	0.490	133
LC 3	R ₁	168	0.620	169
	R ₂	104	0.380	103

나. 연속스프링



(a) R₁역계



(b) R₂역계

그림 4.8 연속스프링을 단 해석모델의 거동특징

R_1 역계와 R_2 역계에서 각각 근사적인 방법으로 강성방정식을 만들고 이를 중첩하여 각 하중재하방법마다 생성된 방정식을 연립하여 강성도를 구하였다.

$$(R_1 - K_1 \times \delta_1) + (R_2 - K_2 \times \delta_2) = (K_1 \times \delta_1) + (K_2 \times \delta_2) \quad (4.1)$$

으로 부터 Load Case1의 강성방정식은

$$4.390 K_1' + 2.760 K_2' = 136,000$$

이고, Load Case2의 경우에는

$$2.741 K_1' + 4.467 K_2' = 136,000$$

(1)과 (2)를 연립으로 풀면 각 위치에서의 강성도(연직스프링계수)는

$$K_1' = 19,274 \text{ kN/m} , \quad K_2' = 18,619 \text{ kN/m}$$

그런데 이때 K_1' 과 K_2' 은 단일 보요소로 간주하고 강성방정식을 적용하여 구한 연직스프링계수이며, 실제 격자보에서는 가로보를 통하여 인근의 주형에 생성된 스프링력으로 인하여 구속을 받기 때문에 상기식으로 부터 구한 스프링력보다 작은 스프링력만으로도 수직변위에 대하여 구속작용을 일으킬수 있다. 본 연구는 재하시험에 의한 측정치를 이용하여 인접한 주형의 스프링계수에 치짐비를 고려하여 다음과 같이 연직스프링계수를 구하였다.

$$K_1 + 0.63 K_2 = 19,274$$

$$0.61 K_1 + K_2 = 18619$$

으로 부터 각 주형의 연직스프링계수는 다음과 같다.

$$K_1 = 12,253 \text{ kN/m}$$

$$K_2 = 11,145 \text{ kN/m}$$

제3장에서 언급한 바와 같이 시간내의 특정위치에 연직스프링을 다는 경우에는 처짐곡선이 이상적이지 않아 단면력 산정시 오류가 발생할 우려가 있으므로 실험 시간내에 분포시켜 연직스프링을 다는 것이 타당하며, 이를 위해 그림 4.9와 같이 각 절점에 분포시킨 스프링계수는 표 4.10과 같다.

표 4.10 각 절점별 연직스프링계수(kN·m)

절점	2	3	4	5	6	7	8
k	929	1,858	1,858	1,858	1,858	1,858	929
절점	51	52	53	54	55	56	57
k	1,021	2,042	2,042	2,042	2,042	2,042	1,021

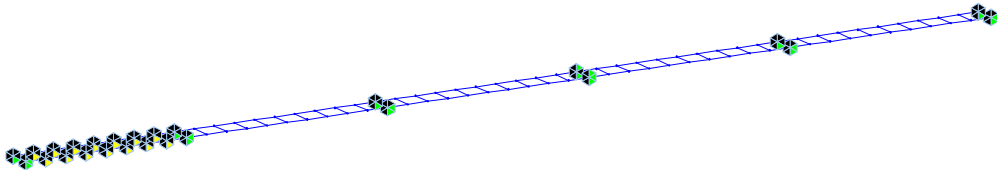


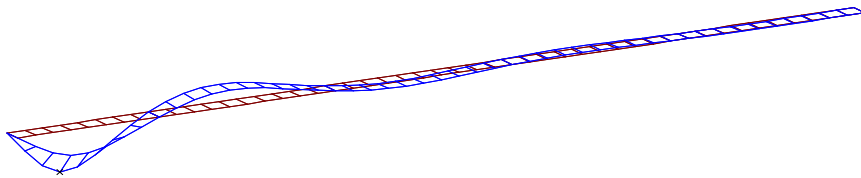
그림 4.9 연직스프링 설치현황

다. 응력보정계수

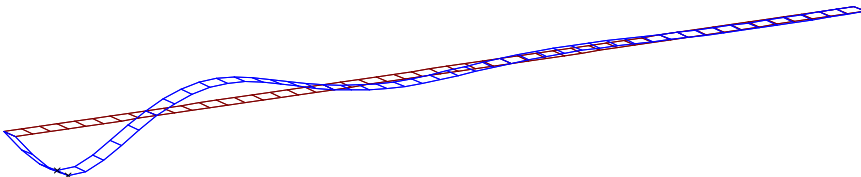
연직스프링을 단 해석모델로 부터 정적 처짐을 계산한 결과는 표 4.11과 같이 계산되었으며, Load Case 1과 3의 경우에는 하중이 작용하는 주형에서 응답비가 1.0에 가깝게 평가된 반면 다른 주형에서의 응답비는 측정치와 다소 차이를 보였다. 응답비는 처짐이 큰 절점의 경우를 대상으로 선정하였으며, 충격계수비는 기준값을 사용하였다.

표 4.11 연속스프링을 단 모델의 처짐(mm)

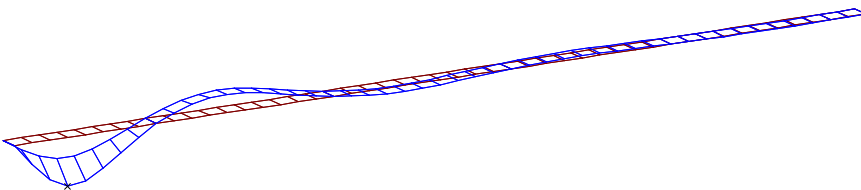
측정값 Load Case	최대 처짐(mm)	
	DT1	DT2
LC 1	4.629	2.527
LC 2	3.531	3.548
LC 3	2.527	4.663



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2



(c) Load Case 3

그림 4.10 연속스프링모델의 처짐도

표 4.12 응력보정계수

Gauge ID Load Case		응답값		$\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
		DT1	DT2	
LC 1	계산값	4.629	2.527	$\frac{1+0.131}{1+0.188}$
	실측값	4.390	2.760	
	δ_c/δ_m	1.054	0.916	
LC 2	계산값	3.531	3.548	
	실측값	3.8256	3.9807	
	δ_c/δ_m	0.923	0.891	
LC 3	계산값	2.527	4.663	
	실측값	2.741	4.467	
	δ_c/δ_m	0.922	1.044	

라. 안전성평가

연직스프링을 단 해석모델에 자중 및 활하중(DB24)을 작용시켜 단면력을 구하였다. 스프링을 단 구간의 휨모멘트도를 보면 스프링이 없는 구간과 비교하여 특이사항이 없는 일반적인 형상을 보였다. 휨모멘트의 크기는 기존의 해석모델과 비교하여 약 15% 가량 감소한 것으로 나타났는데 이는 처짐과 마찬가지로 연직스프링을 설치하여 발생한 현상으로 연직스프링계수의 크기에 따라 처짐이나 단면력은 변화를 일으키는 것을 확인할 수 있었다. 휨에 대한 안전율은 1.96으로 일반 해석 방법과 비교하여 안전율이 17% 가량 크게 평가되었다.

표 4.13 휨모멘트 집계(kN·m)

검 토 위 치	고정하중		활하중	합계
	합성전	합성후		
연직스프링 설치구간	845.5	3,605.3	4,150.3	8,601.1

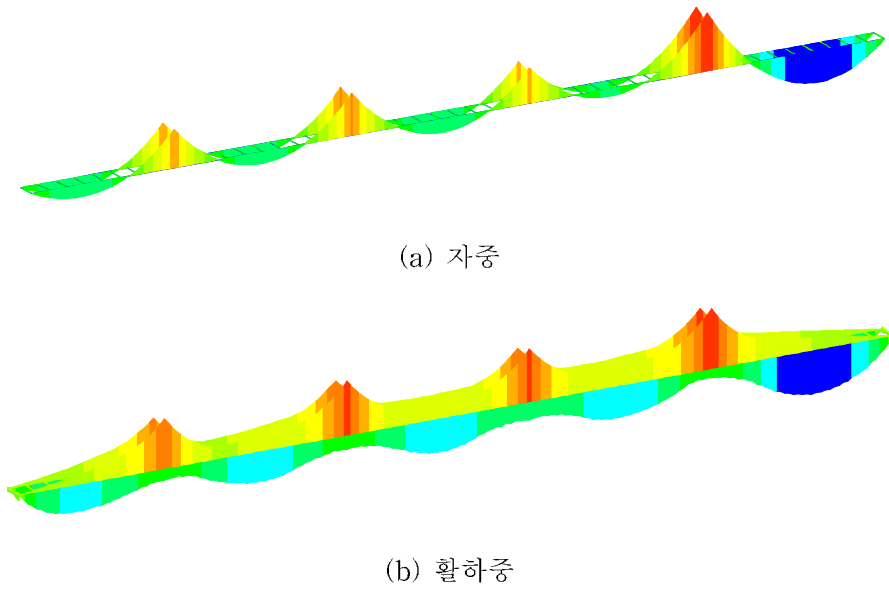


그림 4.11 연직스프링모델의 휨모멘트도

표 4.14 강박스거더 대한 안전성 평가 결과

검 토 위 치	휨응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	안 전 율	등 급
연직스프링 설치구간	96.76	190	1.96	A

마. 내하력 평가

지간 중앙부의 내하력은 다음과 같이 평가되었다.

내하율은

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 50.924}{45.836} = 3.034$$

이로서, 기본 내하율은

$$P_o = P_r \times R.F = 3.034 P_r$$

응력보정 계수는

$$K_s = 1.044 \times \frac{1 + 0.131}{1 + 0.188} = 0.994$$

그러므로 공용내하력은

$$P_n = RF \times K_s \times P_r = 3.034 \times 0.944 \times P_r = 3.022 P_r$$

4.1.3 회전스프링계수에 의한 강성도 적용모델

가. 측정위치의 휨모멘트

제3장에서 제시한 바와 같이 회전스프링계수를 구하기 위해서는 측정위치의 휨모멘트를 산정하여야 한다. 이를 위해서 별도의 절점 구속없이 재하하중에 의한 휨모멘트를 구하였다. 연직 스프링 모델에서 가상의 수직반력을 구할때와 마찬가지로 Load Case2의 경우 대칭성을 갖는 구조형식의 특징상 반력이 동일하게 계산되었으나 실제 구조물에서는 대칭성을 유지하는 것은 어려우므로 재하시험에서 측정된 처짐을 이용하여 휨모멘트를 분배하였다.

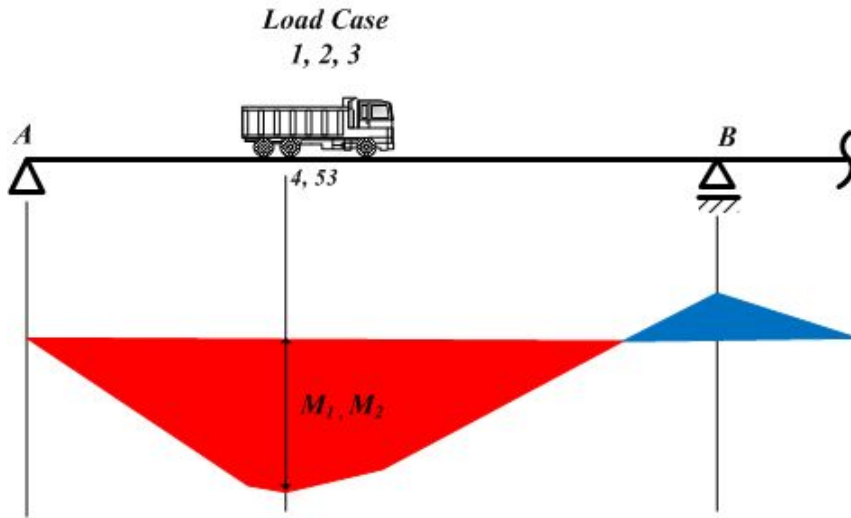


그림 4.12 재하차량에 의한 휨모멘트 산정

표 4.15 측정위치의 휨모멘트(kN·m)

구분	M_1	M_2	ΣM
LC 1	640.0	1,330.0	1,970
LC 2	987.0	987.0	1,974
LC 3	1,330.0	640.0	1,970

표 4.16 분배율을 고려한 절점모멘트(kN·m)

구분		해석값	반력분배율	(RD)
LC 1	M ₁	640	0.386	760
	M ₂	1,330	0.614	1,210
LC 2	M ₁	987	0.510	1,007
	M ₂	987	0.490	967
LC 3	M ₁	1,330	0.620	1,221
	M ₂	640	0.380	749

나. 회전 스프링계수

재하시험 구간의 시중점부에 회전스프링을 설치하고 재하차량에 의한 절점각을 지간거리와 처짐으로 부터 구하여 회전스프링계수를 구하였다.

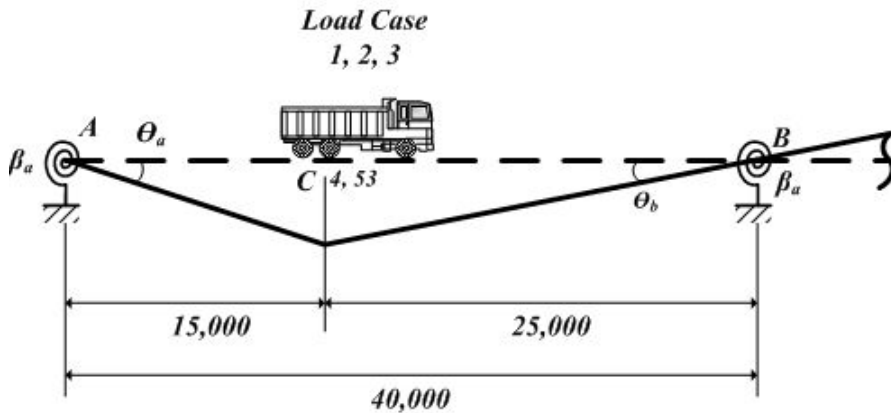


그림 4.13 회전스프링 설치현황

A~C구간에서 회전스프링력과 휨모멘트와의 관계식으로 부터 $M_c/2 = \beta_a \times \theta_a$ 와 같이 정리하면 Load Case1에 대하여

$$\frac{760}{2} = \beta'_{a1} \times \frac{2.76}{15,000} : \beta'_{a1} = 2,065,217 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{760}{2} = \beta'_{b1} \times \frac{2.76}{25,000} : \beta'_{b1} = 3,442,029 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{1,210}{2} = \beta'_{a2} \times \frac{4.36}{15,000} : \beta'_{a2} = 2,081,422 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{1,210}{2} = \beta'_{b2} \times \frac{4.36}{25,000} : \beta'_{b2} = 3,469,037 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

이때, Load Case3에 대하여

$$\frac{1,220}{2} = \beta'_{a1} \times \frac{4.46}{15,000} : \beta'_{a1} = 2,051,570 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{1,220}{2} = \beta'_{b1} \times \frac{4.46}{25,000} : \beta'_{b1} = 3,419,283 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{750}{2} = \beta'_{a2} \times \frac{2.74}{15,000} : \beta'_{a2} = 2,052,920 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{750}{2} = \beta'_{b2} \times \frac{2.74}{25,000} : \beta'_{b2} = 3,421,533 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

이때, 지점의 회전스프링계수는 단일보요소의 값이므로 재하시험에서 측정된 처짐을 이용하여 다음과 같이 4개의 방정식을 정리하면

$$\beta_{a1} + 0.63\beta_{a2} = 2,051,570 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$0.61\beta_{a1} + \beta_{a2} = 2,052,920 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\beta_{b1} + 0.63\beta_{b2} = 3,419,283 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$0.61\beta_{a1} + \beta_{a2} = 3,421,533 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

상기식을 연립으로 풀면 각 지점의 회전스프링계수는 다음과 같다.

$$\beta_{a1} = 1,231,493 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

$$\beta_{a2} = 1,301,709 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

$$\beta_{b1} = 2,061,698 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

$$\beta_{b2} = 2,154,897 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$$

다. 응력보정계수

재하시험구간인 1경간의 A와 B지점에 상기의 값을 갖는 회전스프링을 달아서 구조해석을 실시하였다. 회전스프링을 단 해석모델로 부터 정적 처짐을 계산한 결과는 표 4.17과 같고, Load Case 1과 3의 경우에는 하중이 작용하는 주형에서 응답비가 0.940~0.952로 1.0에 가깝게 평가된 반면 다른 주형의 응답비는 0.770~0.776으로 측정치와 다소 차이를 보였다. 응답비는 처짐이 큰 절점의 경우를 대상으로 선정하였으며, 충격계수비는 기존값을 사용하였다.

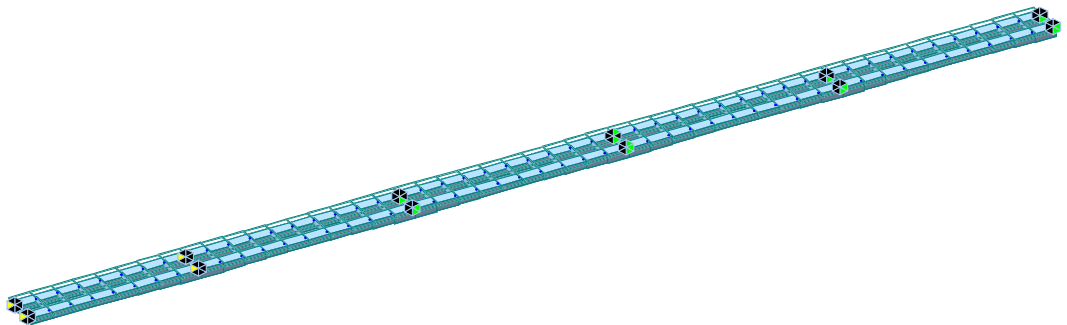
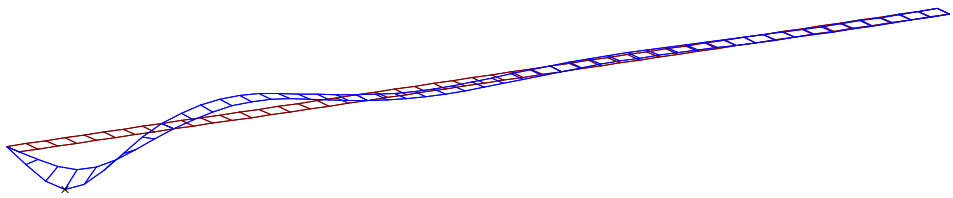


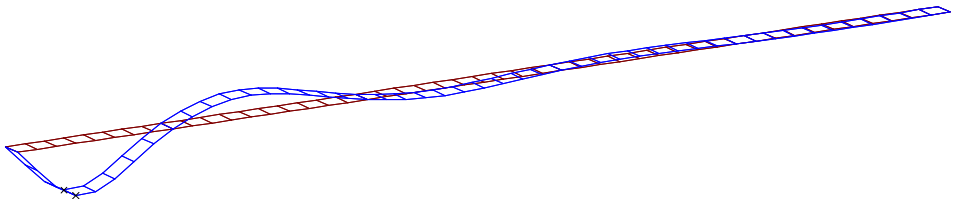
그림 4.14 회전스프링이 달린 해석모델

표 4.17 회전스프링을 단 모델의 처짐(mm)

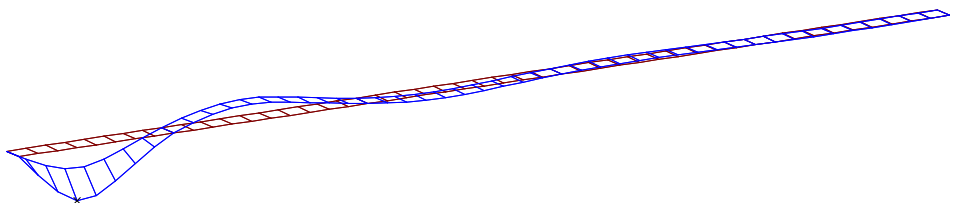
측정값 Load Case	최대 처짐(mm)	
	DT1	DT2
LC 1	4.179	2.126
LC 2	3.109	3.119
LC 3	2.126	4.201



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2



(c) Load Case 3

그림 4.15 회전스프링이 달린 모델의 처짐도

표 4.18 응력보정계수

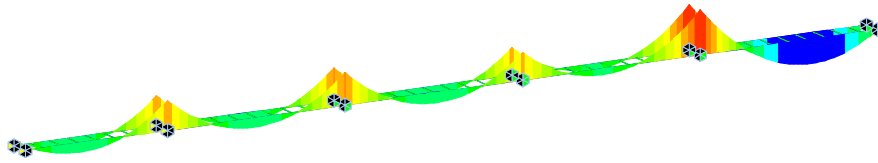
Gauge ID Load Case		응답값		$\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
		DT1	DT2	
LC 1	계산값	4.179	2.126	$\frac{1+0.131}{1+0.188}$
	실측값	4.390	2.760	
	δ_c/δ_m	0.952	0.770	
LC 2	계산값	3.109	3.119	
	실측값	3.8256	3.9807	
	δ_c/δ_m	0.813	0.784	
LC 3	계산값	2.126	4.201	
	실측값	2.741	4.467	
	δ_c/δ_m	0.776	0.940	

라. 안전성평가

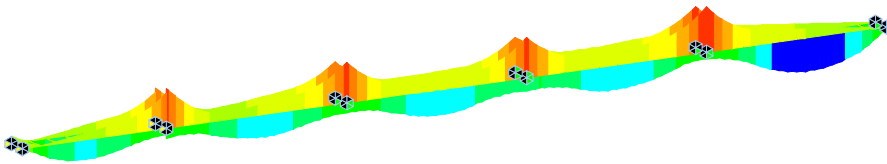
회전스프링을 단 해석모델에 자중 및 활하중(DB24)을 작용시켜 단면력을 구하였다. 지점에 회전스프링을 달았기 때문에 휨모멘트도의 기울기가 기존의 경우보다 다소 완만할 뿐이고 그 밖의 특이사항은 없는 것으로 확인되었다. 휨모멘트의 크기는 일반해석모델과 비교하여 약 18% 가량 감소한 것으로 나타났는데 이는 지점부의 회전스프링이 휨에 의한 지점의 회전을 구속하여 발생한 현상이다. 휨에 대한 안전율은 2.20으로 일반해석방법과 비교하여 안전율이 31%가량 크게 평가되었다.

표 4.19 휨모멘트 집계(kN·m)

검 토 위 치	고정하중		활하중	합계
	합성전	합성후		
회전스프링 설치구간	813.7	3,429.3	4,034.0	8,277



(a) 자중



(b) 활하중

그림 4.16 회전스프링모델의 휨모멘트도

표 4.20 강박스거더의 안전성 평가 결과

검 토 위 치	휨응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	안 전 율	등 급
회전스프링 설치구간	86.48	190	2.20	A

마. 내하력 평가

지간 중앙부의 내하력은 다음과 같이 평가되었다. 내하율은

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 48.603}{37.873} = 3.733$$

이며, 기본 내하율은

$$P_o = P_r \times R.F = 3.733 P_r$$

응력보정 계수는

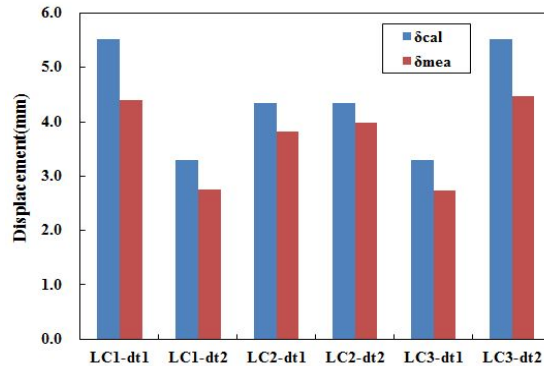
$$K_s = 0.940 \times \frac{1+0.131}{1+0.188} = 0.895$$

그러므로 공용내하력은

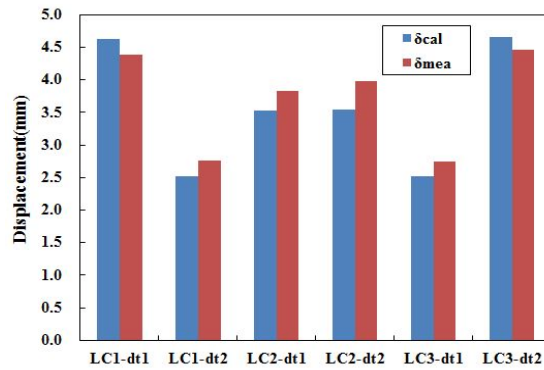
$$P_n = RF \times K_s \times P_r = 3.733 \times 0.895 \times P_r = 3.341 P_r$$

4.1.4 결과 분석

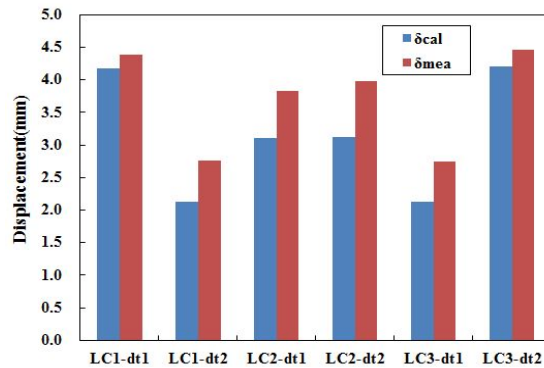
처짐의 크기는 일반해석 방법에 의한 처짐이 가장 크고, 연직스프링을 단 모델이 다음으로 크며, 회전 스프링을 단 모델의 처짐이 가장 작은 것으로 계산되었다.



(a) 일반해석



(b) 연직스프링



(c) 회전스프링

그림 4.17 처짐의 계산치와 측정치

측정된 처짐과의 비인 응답비의 경우에도 일반해석의 경우에는 응답비가 1.090~1.255으로 가장 컸으며, 연직 스프링을 단 모델은 0.891~1.054, 회전스프링을 단 모델의 응답비는 0.770~0.952로 평가되었다. 연직 및 회전스프링을 단 모델의 응답비는 다소 편차가 크게 발생하였는데 이는 스프링계수를 결정할 때 사용한 Load Case의 영향을 많이 받기 때문인 것으로 판단된다.

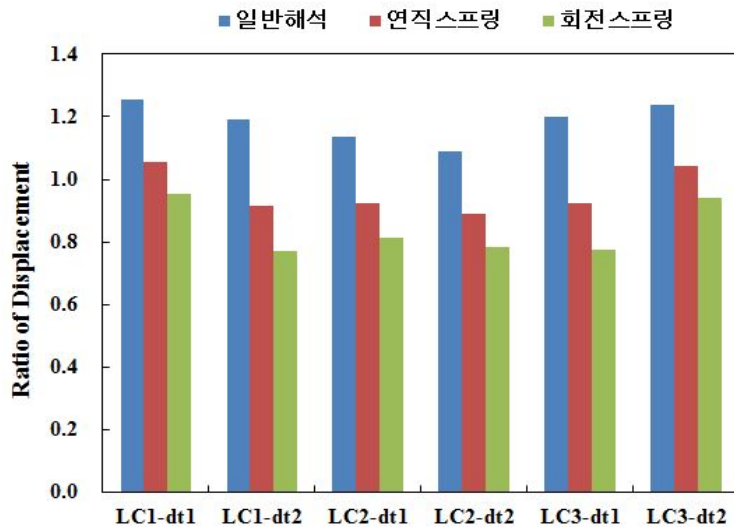


그림 4.18 처짐 응답비 비교

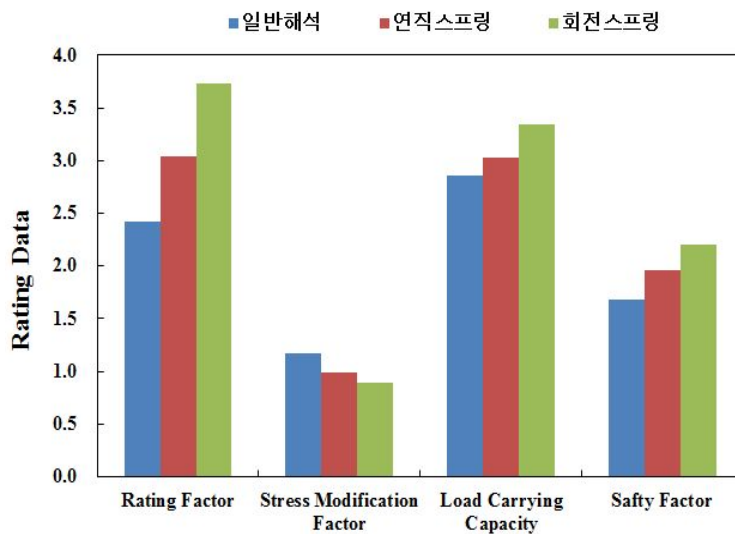


그림 4.19 내하율, 응력보정계수, 공용내하력 및 안전율 비교

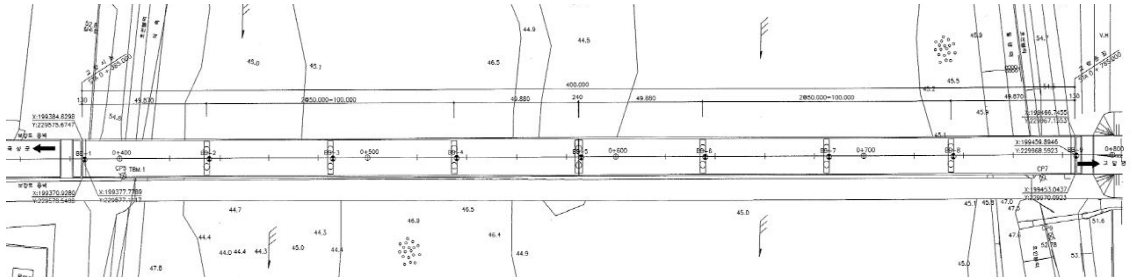
4.2 강박스거더교 2

4.2.1 내하력평가 내용

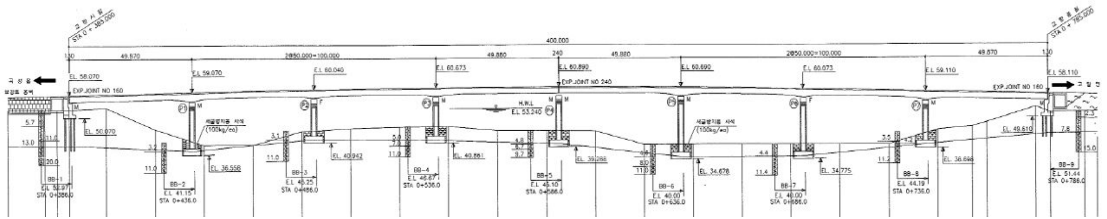
가. 대상교량의 제원

표 4.21 대상교량의 현황

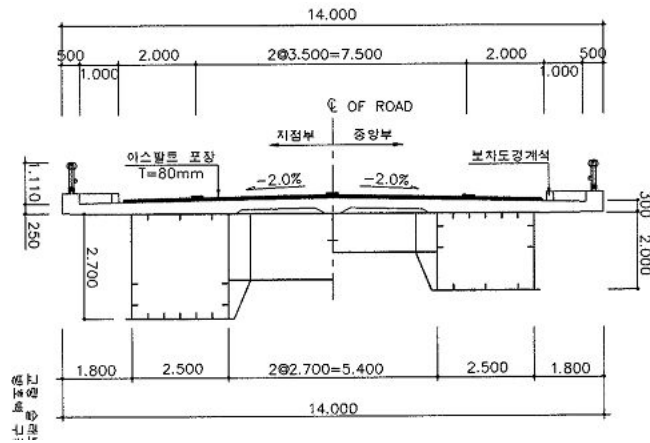
구분		내용	구분	내용
시설물명		강박스거더교 2	준공년월	2005년 03월 30일
상부 구조	형식	STEEL BOX GIRDER	교장	L=400.0m (8@50)
	교폭	B=14.0m (왕복 2차선)	신축이음	Rail Joint
	차선	왕복 2차선	교량받침	포트받침
하부 구조	교각	다주식 교각	교대	역 T형
	기초	교대(파일기초), 교각(직접기초)		
경간수		8경간	설계하중	DB-24
시설물 종별		1종	교차시설물	하천



(a) 평면도



(b) 종단면도



(c) 강상자형 상세도

그림 4.20 강박스거더교 2

나. 내하력평가 결과

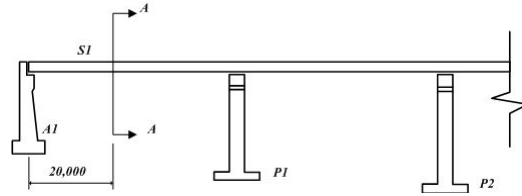
본 대상교량은 2016년 상반기에 실시한 내하력 평가 결과에 따르면 상태평가결과 B등급으로 전반적으로 양호한 상태인 것으로 평가되었으며 공용내하력은 설계하중 이상이며, 안전성은 설계기준을 만족하는 것으로 평가되었다.

표 4.22 대상교량의 내하력평가 결과

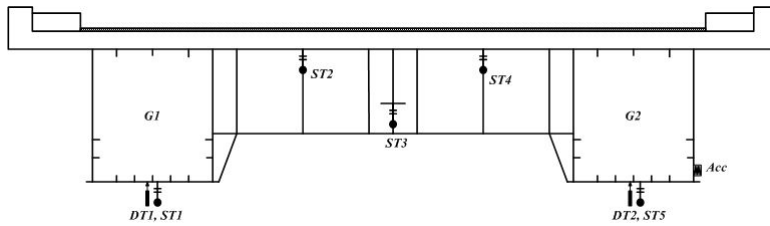
구분	내 용			비고		
상태평가	바닥판 하면 균열, 강재 거더 양호, 신축이음 부식			B		
내구성평가	압축강도, 탄산화, 염화물, 철근배근, 균열깊이 양호					
안전성평가	Steel Box Girder		3.19	A		
	Concrete Slab		1.55	A		
공용내하력	Steel Box Girder	중앙부	응력보정계수(Ks)	1.248		
			내하율(R.F)	3.60		
			공용내하력(Pn)	DB-24 이상		
	Steel Box Girder	지점부	응력보정계수(Ks)	1.248		
			내하율(R.F)	4.22		
			공용내하력(Pn)	DB-24 이상		
	Concrete Slab			응력보정계수(Ks)	1.000	
				내하율(R.F)	1.598	
				공용내하력(Pn)	DB-24 이상	

다. 재하시험

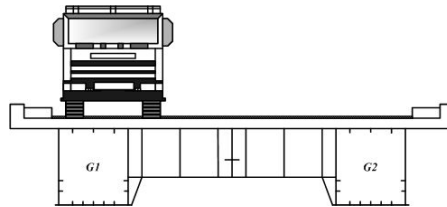
재하시험을 위한 시험하중은 총중량 261kN의 덤프트럭을 사용하였고, 시점으로 부터 20m떨어진 곳에서 처짐을 측정하였다.



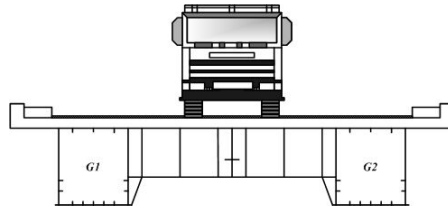
(a) 재하시험 계측위치



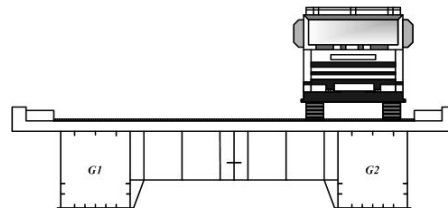
(b) 계측기 부착현황



(a) LC1



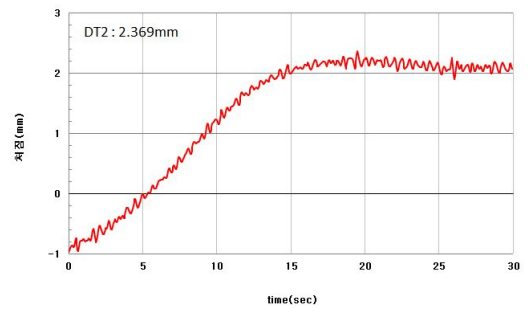
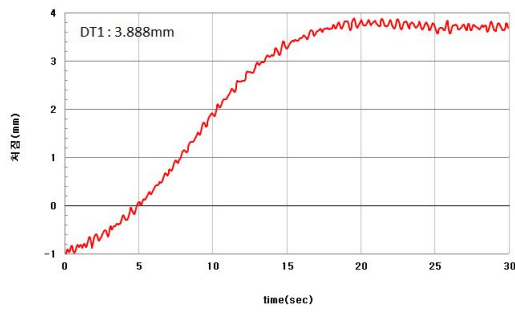
(b) LC2



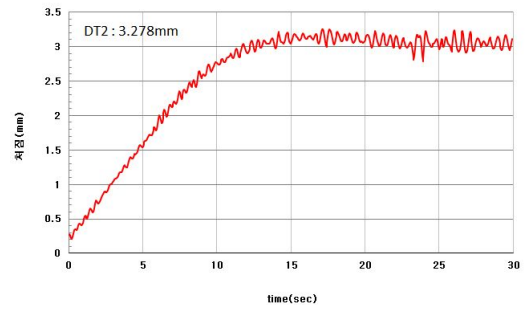
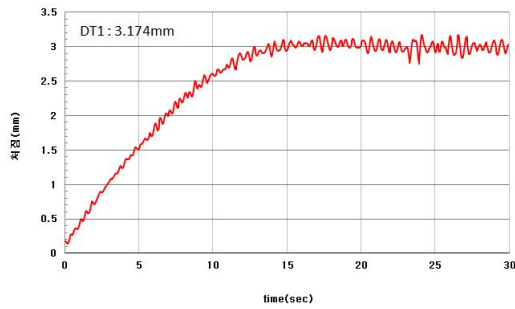
(c) LC3

(c) 재하시험방법

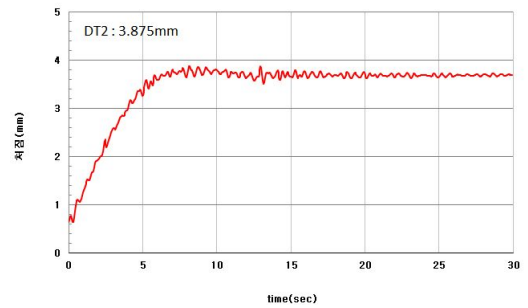
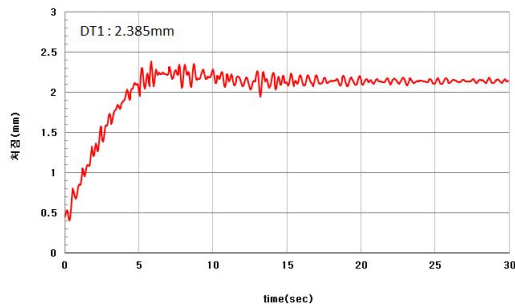
그림 4.21 정적재하시험 하중 재하방법(강박스거더교2)



(a) LC1



(b) LC2



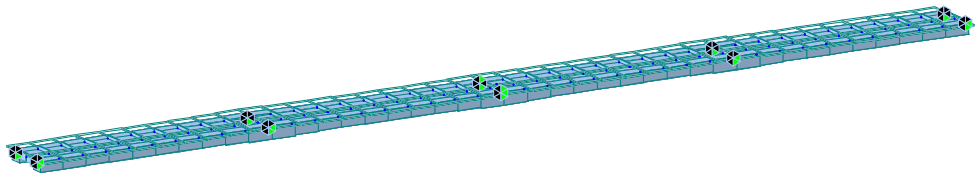
(c) LC3

그림 4.22 정적재하시험에 의한 처짐 시간이력곡선

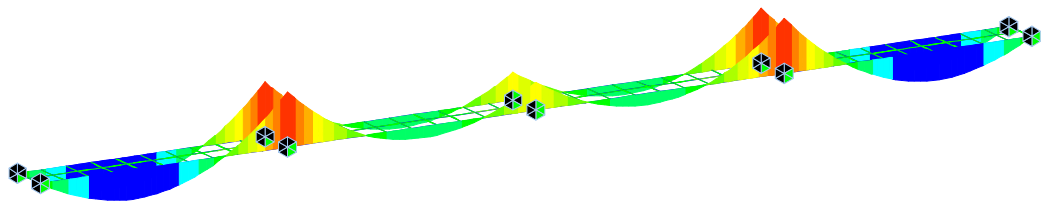
표 4.23 정적재하시험에 의한 측정처짐(mm)

측정값 Load Case	DT1	DT2
LC 1	3.8875	2.3691
LC 2	3.1738	3.2477
LC 3	2.3850	3.8753

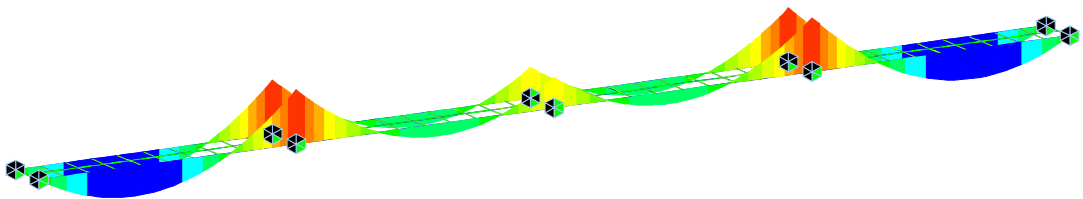
라. 구조해석



(a) 모델링



(b) 고정하중에 의한 휨모멘트도



(c) 활하중에 의한 휨모멘트도

그림 4.23 전산구조해석

마. 안전성 평가

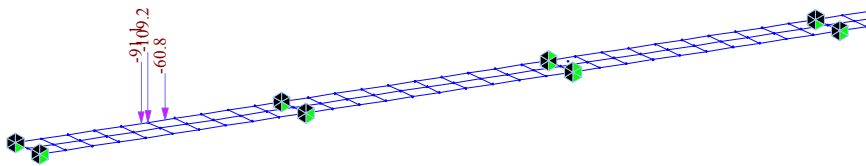
표 4.24 휨모멘트 집계(kN·m)

검 토 위 치	고정하중		활하중	합계
	합성전	합성후		
중앙부	2,566	9,843	6,286	18,695
지점부	-4,795	-18,023	-8,120	-30,938

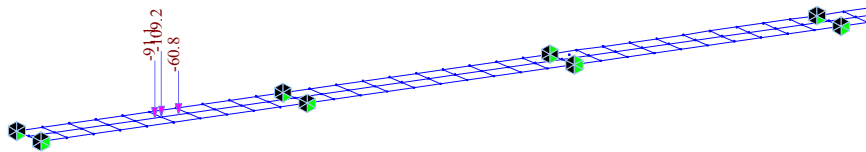
표 4.25 안전성 평가 결과

1지간	휨응력(MPa)	허용응력(MPa)	안전율	등급
정모멘트구간	102.951	190	2.18	A

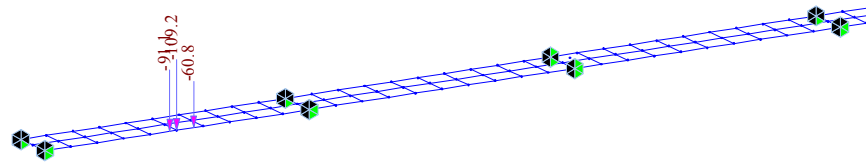
바. 공용내하력 평가



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2

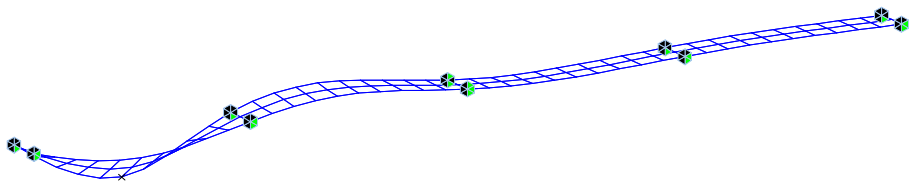


(c) Load Case 3

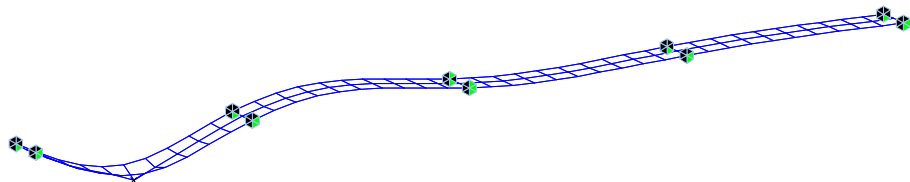
그림 4.24 재하시험차량 재하도

표 4.26 응답비 산정

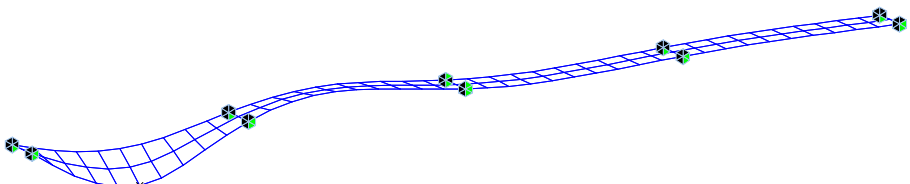
Gauge ID Load Case		응답값				$\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
		ST1	ST2	DT1	DT2	
LC 1	계산값	45.06	14.82	5.36	2.23	$\frac{1+0.1666}{1+0.1668}$
	실측값	33.40	17.50	3.8875	2.3691	
	δ_c/δ_m	1.349	0.847	1.378	0.941	
LC 2	계산값	30.24	30.24	3.79	3.79	
	실측값	25.20	25.20	3.1738	3.2477	
	δ_c/δ_m	1.200	1.200	1.194	1.167	
LC 3	계산값	14.82	45.06	2.23	5.36	
	실측값	17.90	36.10	2.385	3.8753	
	δ_c/δ_m	0.828	1.248	0.935	1.383	



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2



(c) Load Case 3

그림 4.25 재하시험차량 하중에 의한 처짐도

지간 중앙부의 내하력은 다음과 같이 구하였다.

- 내하율 (R.F)

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 69.4}{33.6} = 3.6$$

- 기본내하력 (P_o)

$$P_o = P_r \times R.F = DB-24 \times 3.6$$

- 응력보정계수

$$K_s = 1.248 \times \frac{1+0.1667}{1+0.1668} = 1.248$$

- 공용내하력 (P_n)

$$P_n = P_r \times R.F \times K_s = DB-24 \times 3.6 \times 1.248 = DB-24 \text{ 이상}$$

지점부의 내하력은 다음과 같다.

- 내하율 (R.F)

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 77.23}{26.7} = 4.22$$

- 기본내하력 (P_o)

$$P_o = P_r \times R.F = DB-24 \times 4.22$$

- 공용내하력 (P_n)

$$P_n = P_r \times R.F \times K_s = DB-24 \times 4.22 \times 1.248$$

표 4.27 내하력 평가

부재		평가방법	설계하중	응력보정 계수(Ks)	내하율 (R.F)	공용내하력 (Pn)
STB 거더	중앙부	허용응력법	DB-24	1.248	3.6	DB-24 이상
	지점부			1.248	4.22	DB-24 이상
슬래브		강도설계법		1.000	1.655	DB-24 이상

4.2.2 연속스프링계수에 의한 강성도 적용모델

가. 가상지점의 반력

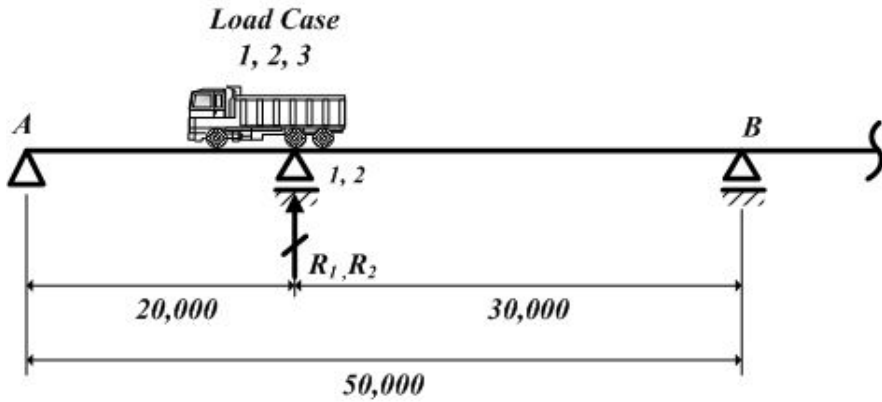


그림 4.26 가상지점 반력계산

표 4.28 가상지점의 반력(kN)

구분	R_1	R_2	ΣR
LC 1	249	7	256
LC 2	128	128	256
LC 3	7	249	256

표 4.29 분배율을 고려한 가상지점의 반력(kN)

구분		해석값	반력분배율	(RD)
LC 1	R_1	249	0.621	159
	R_2	7	0.379	97
LC 2	R_1	128	0.494	126
	R_2	128	0.506	130
LC 3	R_1	7	0.381	98
	R_2	249	0.619	158

나. 연직스프링

Load Case1의 강성방정식은

$$3.8875 K_1' + 2.3691 K_2' = 128,000$$

이고, Load Case2의 경우에는

$$2.3850 K_1' + 3.8753 K_2' = 128,000$$

(1)과 (2)를 연립으로 풀면 각 위치에서의 강성도(연직스프링계수)는

$$K_1' = 20,477 \text{ kN/m}$$

$$K_2' = 20,427 \text{ kN/m}$$

재하시험에 의한 측정치를 이용하여 인접한 주형의 스프링계수에 치짐비를 고려하여 연직스프링계수를 구하면

$$K_1 + 0.61 K_2 = 20,477$$

$$0.62 K_1 + K_2 = 20,427$$

으로 부터 각 주형의 연직스프링계수는 다음과 같다.

$$K_1 = 12,892 \text{ kN/m}$$

$$K_2 = 12,434 \text{ kN/m}$$

이상적인 치짐곡선이 구현되도록 하기 위하여 연직스프링을 그림 4.27과 같이 각 절점에 분포시키는 경우에 각 절점의 연직스프링계수는 표 4.30과 같다.

표 4.30 각 절점별 연직스프링계수(kN/m)

절점	2	3	4	5	6	7	8	9	10
k	777	1,554	1,554	1,554	1,554	1,554	1,554	1,554	777
절점	84	85	86	87	88	89	90	91	92
k	806	1,612	1,612	1,612	1,612	1,612	1,612	1,612	806

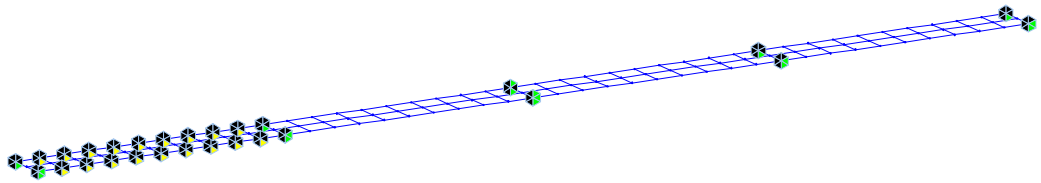


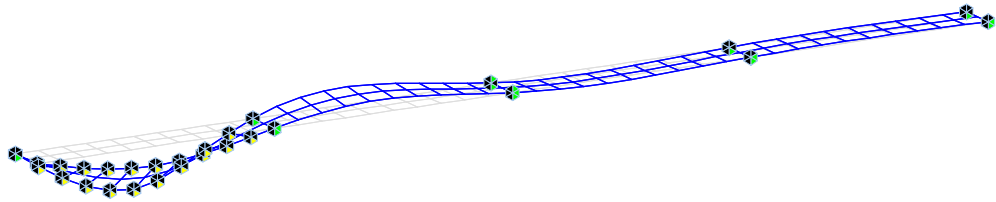
그림 4.27 연직스프링 설치현황

다. 응력보정계수

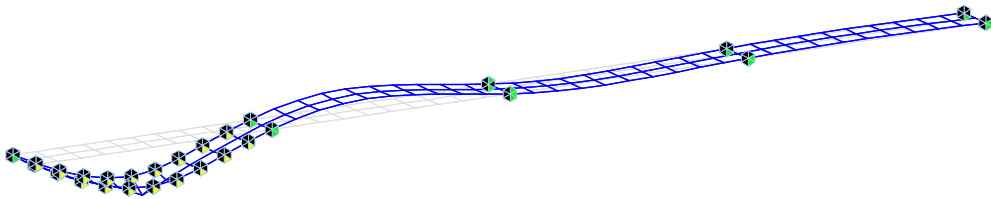
연직스프링계수를 각 절점에 분포시켜 재하시험하중에 의한 처짐을 구한 결과 다음의 표와 같이 계산되었다.

표 4.31 연직스프링을 단 모델의 처짐(mm)

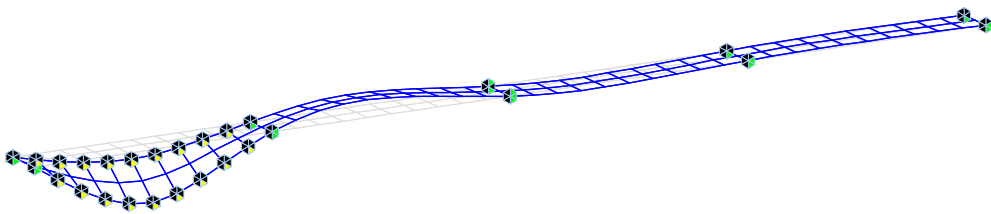
Load Case \ 측정값	최대 처짐(mm)	
	DT1	DT2
LC 1	4.357	1.604
LC 2	2.981	2.990
LC 3	1.604	4.357



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2



(c) Load Case 3

그림 4.28 연속스프링모델의 처짐도

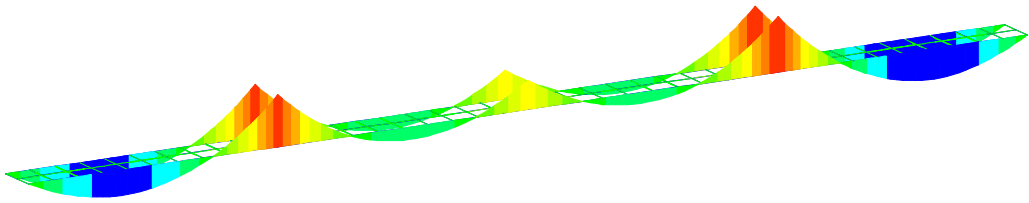
표 4.32 응력보정계수

Gauge ID		응답값		$\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
		DT1	DT2	
LC 1	계산값	4.357	1.604	$\frac{1+0.1666}{1+0.1668}$
	실측값	3.8875	2.3691	
	δ_c/δ_m	1.121	0.677	
LC 2	계산값	3.1738	3.2477	
	실측값	2.981	2.990	
	δ_c/δ_m	1.065	1.086	
LC 3	계산값	1.604	4.357	
	실측값	2.3850	3.8753	
	δ_c/δ_m	0.673	1.124	

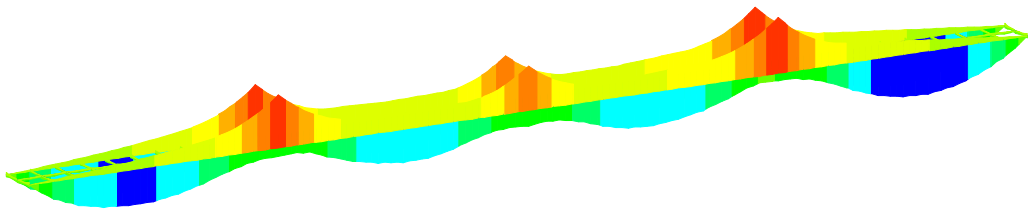
라. 안전성평가

표 4.33 휨모멘트 집계(kN·m)

검 토 위 치	고정하중		활하중	합계
	합성전	합성후		
연직스프링 설치구간	2,163	8,251	5,153	15,567



(a) 자중



(b) 활하중

그림 4.29 연직스프링모델의 휨모멘트도

표 4.34 강박스거더 대한 안전성 평가 결과

검 토 위 치	휨응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	안 전 율	등 급
연직스프링 설치구간	85.82	190	2.21	A

마. 내하력 평가

시간 증양부의 내하력은 다음과 같이 평가되었다.
내하율은

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 58.26}{27.556} = 4.781$$

이로서, 기본 내하율은

$$P_o = P_r \times R.F = 4.781 P_r$$

응력보정계수는

$$K_s = 1.121 \times \frac{1 + 0.1667}{1 + 0.1668} = 1.121$$

그러므로 공용내하력은

$$P_n = R.F \times K_s \times P_r = 4.781 \times 1.121 \times P_r = 5.360 P_r$$

4.2.3 회전스프링계수에 의한 강성도 적용모델

가. 측정위치의 휨모멘트

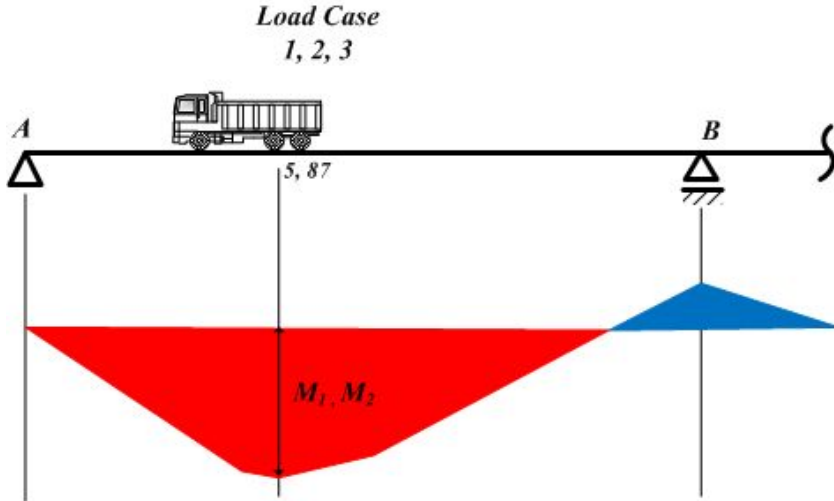


그림 4.30 재하차량에 의한 휨모멘트 산정

표 4.35 측정위치의 휨모멘트(kN·m)

구분	M_1	M_2	ΣM
LC 1	570	1,730	2,300
LC 2	1,150	1,150	2,300
LC 3	1,730.0	570	2,300

표 4.36 분배율을 고려한 절점모멘트(kN·m)

구분		해석값	반력분배율	(RD)
LC 1	M_1	640	0.379	872
	M_2	1,330	0.621	1,428
LC 2	M_1	987	0.506	1,164
	M_2	987	0.494	1,136
LC 3	M_1	1,330	0.619	1,424
	M_2	640	0.381	876

나. 회전 스프링 계수

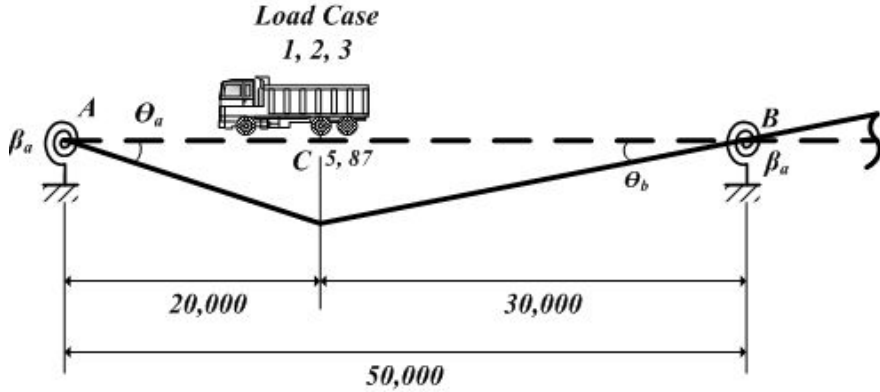


그림 4.31 회전스프링 설치현황

A~C구간에서 회전스프링력과 휨모멘트와의 관계식으로 부터 $M_c/2 = \beta_a \times \theta_a$ 와 같이 정리하면 Load Case1에 대하여

$$\frac{872}{2} = \beta'_{a1} \times \frac{2.3691}{20,000} : \beta'_{a1} = 3,680,723 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{872}{2} = \beta'_{b1} \times \frac{2.3691}{30,000} : \beta'_{b1} = 5,521,084 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{1,428}{2} = \beta'_{a2} \times \frac{3.8875}{20,000} : \beta'_{a2} = 3,673,312 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{1,428}{2} = \beta'_{b2} \times \frac{3.8875}{30,000} : \beta'_{b2} = 5,509,968 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

이때, Load Case3에 대하여

$$\frac{1,424}{2} = \beta'_{a1} \times \frac{3.8753}{20,000} : \beta'_{a1} = 3,674,554 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{1,424}{2} = \beta'_{b1} \times \frac{3.8753}{30,000} : \beta'_{b1} = 5,511,831 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{876}{2} = \beta'_{a2} \times \frac{2.3850}{20,000} : \beta'_{a2} = 3,672,956 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\frac{876}{2} = \beta'_{b2} \times \frac{2.3850}{30,000} : \beta'_{b2} = 5,509,434 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

이때, 지점의 회전스프링계수는 단일보요소의 값이므로 재하시험에서 측정된 처짐을 이용하여 다음과 같이 4개의 방정식을 정리하면

$$\beta_{a1} + 0.61\beta_{a2} = 3,674,554 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$0.62\beta_{a1} + \beta_{a2} = 3,672,956 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\beta_{b1} + 0.61\beta_{b2} = 5,511,831 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$0.62\beta_{b1} + \beta_{b2} = 5,509,434 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

상기식을 연립으로 풀면 각 지점의 회전스프링계수는 다음과 같다.

$$\beta_{a1} = 2,306,290 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\beta_{a2} = 2,243,056 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\beta_{b1} = 3,459,434 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\beta_{b2} = 3,364,585 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

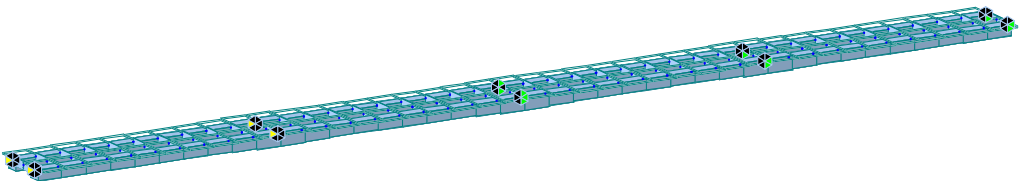
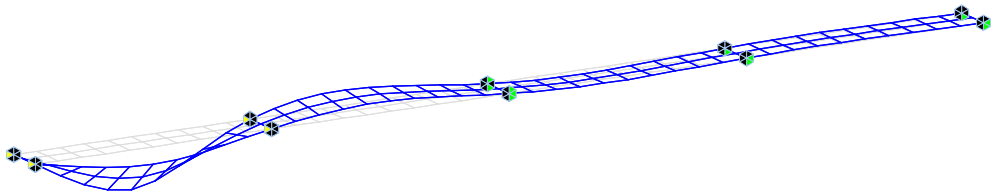


그림 4.32 회전스프링이 달린 해석모델

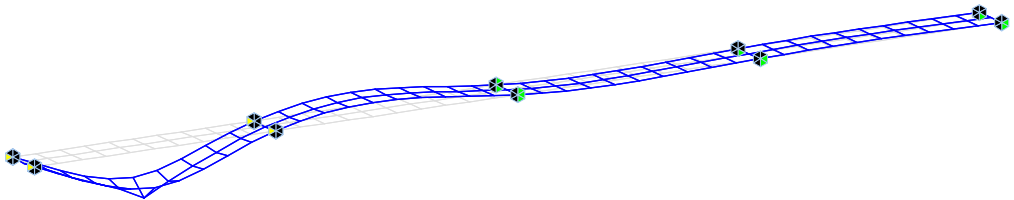
다. 응력보정계수

표 4.37 회전스프링을 단 모델의 처짐(mm)

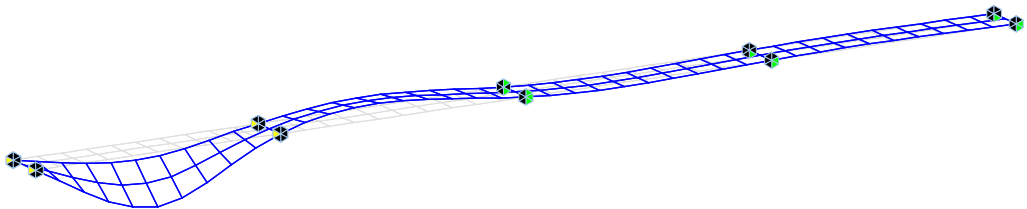
측정값 Load Case	최대 처짐(mm)	
	DT1	DT2
LC 1	3.954	1.321
LC 2	2.638	2.645
LC 3	1.321	3.969



(a) Load Case 1



(b) Load Case 2



(c) Load Case 3

그림 4.33 회전스프링이 달린 모델의 처짐도

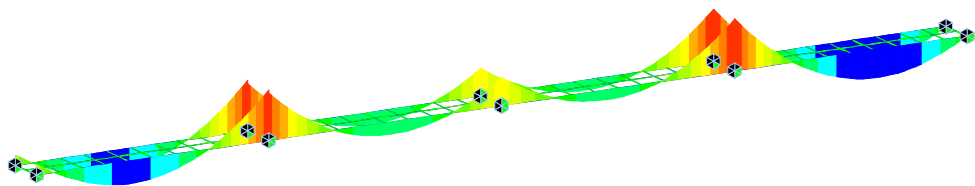
표 4.38 응력보정계수

Load Case	Gauge ID	응답값		$\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$
		DT1	DT2	
LC 1	계산값	3.954	1.321	$\frac{1+0.1666}{1+0.1668}$
	실측값	3.8875	2.3691	
	δ_c/δ_m	1.017	0.558	
LC 2	계산값	2.638	2.645	
	실측값	3.1738	3.2477	
	δ_c/δ_m	0.831	0.814	
LC 3	계산값	1.321	3.969	
	실측값	2.3850	3.8753	
	δ_c/δ_m	0.554	1.024	

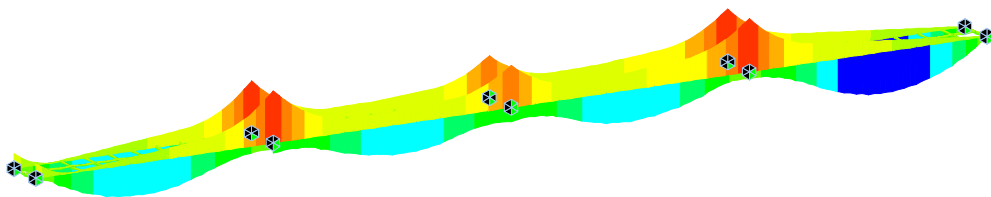
라. 안전성평가

표 4.39 휨모멘트 집계(kN·m)

검 토 위 치	고정하중		활하중	합계
	합성전	합성후		
회전스프링 설치구간	2,073.9	7,887.9	4,870.0	14,831.8



(a) 자중



(b) 활하중

그림 4.34 회전스프링모델의 휨모멘트도

표 4.40 강박스거더 대한 안전성 평가 결과

검 토 위 치	휨응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	안 전 율	등 급
회전스프링 설치구간	81.78	190	2.16	A

마. 내하력 평가

지간 중앙부의 내하력은 다음과 같이 평가되었다. 내하율은

$$R.F = \frac{f_a - f_D}{f_L(1+i)} = \frac{190 - 55.74}{26.04} = 5.16$$

이며, 기본 내하율은

$$P_o = P_r \times R.F = 5.16 P_r$$

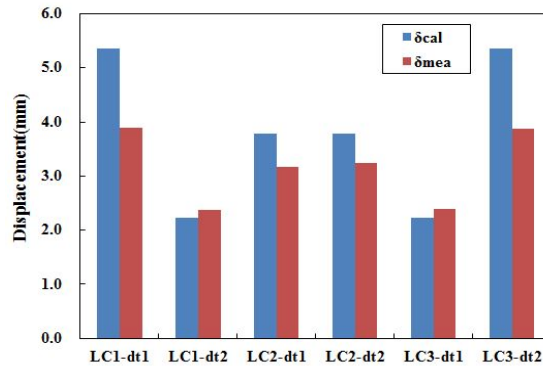
응력보정계수는

$$K_s = 1.017 \times \frac{1+0.1666}{1+0.1668} = 1.017$$

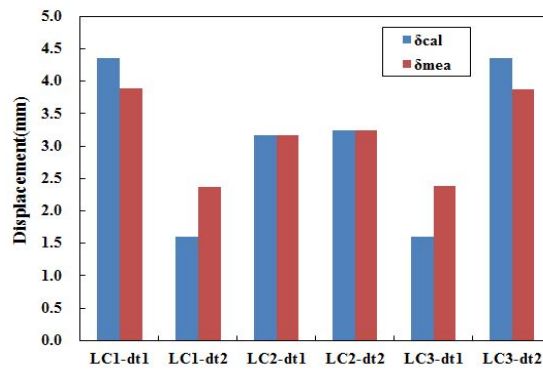
그러므로 공용내하력은

$$P_n = R.F \times K_s \times P_r = 5.16 \times 1.017 \times P_r = 5.244 P_r$$

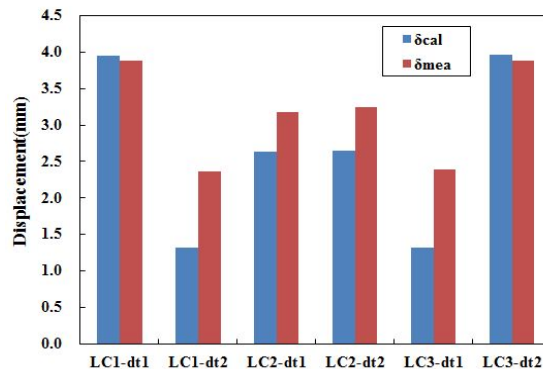
4.2.4 결과 분석



(a) 일반 해석



(b) 연속스프링



(c) 회전스프링

그림 4.35 처짐의 계산치와 측정치

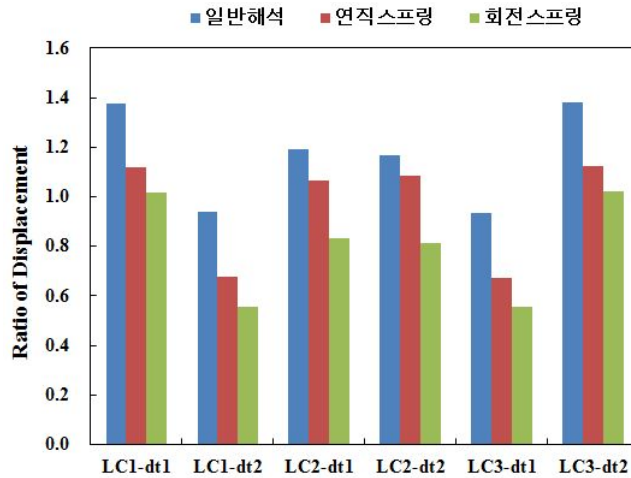


그림 4.36 처짐 응답비 비교

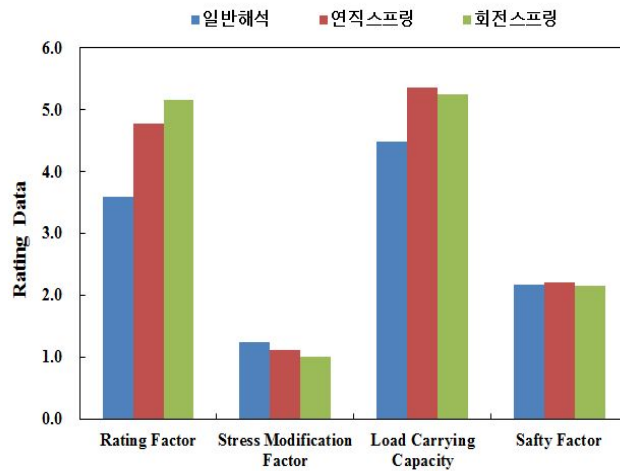


그림 4.37 내하율, 응력보정계수, 공용내하력 및 안전율 비교

4.3 연구결과 분석 및 고찰

기본내하율은 일반해석 방법의 값이 가장 작게 평가되었으며, 연직스프링을 단 모델, 회전스프링을 단 모델 순으로 컸다. 연직스프링이나 회전스프링은 절점이나 지점을 구속시키므로 단면력이 감소하는 효과가 있으므로 기본 내하율이 작은 것이다.

응력보정계수는 기본내하력과 반대로 회전스프링을 단 모델이 가장 작게 평가되었다. 응력보정계수는 정적응답비와 동적응답비로 구성되며, 본 연구에서는 정적 처짐량으로 부터 거동특성을 제어하므로 처짐 응답비와 유사한 경향을 보이게 되었다.

공용내하력은 기본 내하력과 응력보정계수의 곱으로 부터 얻어지는데 본 연구에서 평가한 내하력의 기본 내하력과 응력보정계수는 상반성을 갖는다. 기본내하력이 크면 응력보정계수는 작고 또는 그 반대현상이 일어났다. 이는 스프링의 설치로 인하여 지점이나 절점의 구속효과가 발생하고 이로 인해 단면력이나 응력은 감소하므로 기본 내하율이 감소하기 때문이다. 일반적으로 응답비는 1.0을 크게 상회하는 경향이 있는데 본 연구에서는 측정처짐과 근접한 계산처짐이 나오기 때문에 응답비가 1.0에 가깝게 된다.

내하력이 활하중저항능력을 평가하는 목적인 반면에 안전율은 모든 외적하중을 대상으로 저항능력을 평가하는데 기본내하력과 동일한 값이 나오지는 않았으나 기본내하력과 유사하게 일반해석의 안전율이 가장 작고, 연직 스프링, 회전스프링 순으로 큰 것으로 평가되었다.

제5장 결론

공용중인 교량의 정밀안전진단은 재하시험과 구조해석이 포함되어 정밀점검과 비교하여 고가의 비용이 소요되는 유지관리방안이다. 일반적으로 정밀안전진단 비용 중 약 25% 정도가 재하시험과 구조해석 비용이며, 재하시험과 구조해석을 하는 이유는 구조적 안전성과 공용내하력을 평가하는 것이다.

구조물에 하중을 가하면 변위가 발생하는데 하중과 변위간에는 강성도방정식이 존재하게 되며, 하중과 변위간의 관계를 강성도로 정의할 수 있다. 본 연구에서는 연직스프링과 회전스프링을 응용한 강성도를 규정하고 강성도 방정식에 재하시험에서 얻어진 실측데이터를 적용하여 실제 거동특성과 유사한 구조해석모델을 생성하고 이를 통하여 안전성과 내하력 평가를 하였다.

1) 단일보요소에 대하여 휨실험을 실시하고 기존의 구조해석에 의한 방법을 적용하면 응답비가 1.570~1.718로 계산치가 실측치보다 매우 크게 산정되었다. 처짐을 구하는 위치에 선형 변위가 발생하는 연직스프링을 단 모델은 응답비가 0.934~0.966으로 1.0에 근접한 결과를 얻었다. 지점에 회전변위가 발생하는 회전스프링을 단 모델은 0.983~1.056으로 연직스프링을 단 모델과 마찬가지로 응답비가 1.0에 근접한 결과를 얻었다. 연직스프링과 회전스프링을 단 구조해석 모델은 실제 거동특성을 나타내는데 효과적인 것으로 조사되었다.

2) 기존방법과 연직스프링을 단 모델의 내하력은 유사하게 평가된 반면에 회전스프링을 단 모델은 약 60%이상 크게 평가된 것은 지점에 회전스프링을 달아서 부모멘트가 발생함에 따라 지간중앙의 정모멘트가 감소하여 발생한 현상인데 고정하중에 의한 모멘트도 감소하므로 기본 내하율의 변화는 없어야 하나 본 시험체는 활하중에 비해 고정하중이 매우 작아 고정하중 효과가 미미하므로 기본 내하율이 증가하였다.

3) 안전성평가는 회전스프링을 단 모델에서 가장 컸으며, 연직스프링을 단 모델, 기존 모델 순이었다. 안전율은 기본 내하율은 구하는 식과 유사하며, 다만, 기본 내하율은 활하중의 저항능력을 평가하는 것이 다르다. 본 시험체는 자중이 상대적으

로 작아서 기본 내하율과 안전율이 유사한 수준이며, 연직스프링을 단 모델의 경우에는 지간 중앙부에서 안전율이 가장 작은 것으로 평가되었는데 이는 연직스프링을 전 절점에 배치함에 따라 중앙부에 중첩의 영향에 의한 것으로 추정되었다.

4) 실제 공용중이며, 2016년 상반기에 내하력평가를 수행하였던 강박스형 교량을 대상으로 연구를 수행하였다. 처짐의 크기는 기존 방법에 의한 처짐이 가장 크고, 연직스프링을 단 모델이 다음으로 크며, 회전 스프링을 단 모델의 처짐이 가장 작은 것으로 계산되었다. 응답비는 기존방법에서 가장 컸으며, 연직 스프링 모델은 과 회전스프링 모델은 1.0에 근접한 것으로 평가되었다. 연직 및 회전스프링을 단 모델의 응답비는 다소 편차가 크게 발생하였는데 이는 스프링계수를 결정할 때 사용한 시험하중의 위치의 영향을 많이 받기 때문인 것으로 판단된다.

5) 기본 내하력은 스프링으로 인하여 지점이나 절점의 구속효과가 발생하고 이로 인해 단면력이나 응력은 감소하므로 기본 내하율이 감소하였다. 기존방법은 기본내하력이 작고 응력보정계수가 큰 반면에 스프링력을 고려한 경우에는 기본내하력이 크고 응력보정계수가 작은 것으로 나타났다. 기본내하력과 응력보정계수로 부터 얻어지는 공용내하력은 대상교량의 현황에 따라 다소의 차이가 있는 것으로 조사되었다.

참고문헌

1. 강종혁, “합리적인 내하력평가를 위한 응력보정계수 산정”, 명지대학교 대학원 석사학위논문, 2007.
2. 건설교통부, “교량 정밀안전진단 및 통과 허용하중 산정기법 개선”, 1999.
3. 경갑수, 이영일, 이희현, 박용진, “장기 처짐 계측에 의한 노후교량의 유지관리에 관한 연구”, 한국구조물진단학회 제2권 제3호, 1998, pp.194~203.
4. 高島春生, “도로교 횡분배 실용계산법”, 원기술, 1998.
5. 고정석, “신설 고속도로 강합성 교량의 하중저항계수율을 이용한 내하력 분석”, 한양대학교 대학원 석사학위논문, 2006.
6. 구봉근, 신재인, 이상순, “응력보정계수 산정방법 개선”, 한국구조물진단학회 제5권 제1호, 2001, pp.169~175.
7. 김동수, “도로교받침편람”, 과학기술, 1998.
8. 김동용, 경갑수, 전준창, 이희현, 장동일, “실측자료의 통계분석에 기초한 도로교 내하력 평가방법의 개선방안”, 대한토목학회 제19권 제16호, 1999, pp.847~857.
9. 김선웅, 안계현, “국내 안전 및 유지관리의 문제점 및 개선방안에 관한 연구”, 구조물진단학회 제13권 제4호, 2009, pp.101~106.
10. 김세현, 박성수, “지반-구조물 상호작용을 고려한 고층 구조물의 거동에 관한 연구”, 한국구조물진단학회 제9권 제4호, 2005, pp.243~251.
11. 김정일, 양신추, 김연태, “열차주행안전을 고려한 궤도패드의 최소 수직 스프링계수 결정에 관한 연구”, 대한토목학회 제26권 제2D호, 2006, pp.299~309.
12. 김춘수, “교량내하력평가를 위한 응력보정계수 산정에 관한 연구”, 경희대학교 대학원 박사학위논문, 1998.
13. 김후승, “모멘트 재분배를 고려한 RC 슬래브교의 내하력 평가”, 전남대학교 대학원 석사학위논문, 2006.
14. 김훈, 이승재, 임중권, 백재욱, “LCC분석에 기초한 교량유지관리 전략에 대한 경제적 효과”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 2009.
15. 서상길, “고속도로 교량의 예방적 유지관리 체계 구축방안”, 경북대학교 대학원 박사학위논문, 2004.
16. 시설안전기술공단, “안전점검 및 정밀안전진단 세부지침”, 2000.
17. 시설안전기술공단, “교량유지관리매뉴얼”, 2001.

18. 신재철, 조효남, 장동일, “구조신뢰성 방법에 의한 도로교의 내하력 평가에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제7권 제2호, 1987, pp.107~120.
19. 신재인, 박창호, 이상순, 이원태, “PSC박스 거더 교량의 통행차량에 의한 내하력 평가 기법 개선”, 2005 대한토목학회 정기학술대회, pp.1053~1056.
20. 안승수, “사례기반 분석을 통한 교량의 건전성 평가 절차 및 방법 개선”, 충북대학교 대학원 박사학위논문, 2012.
21. 양승이, 김한중, 김진성, “교량의 내하력평가 및 농로교의 하중시험”, 한국구조물진단학회 제7권 제1호, 2003, pp.239~249.
22. 양승현, “초기처짐을 갖는 좌굴방정식을 이용한 교량의 내하력 평가”, 한국산학기술학회 제10권 제8호, 2009, pp.2032~2037.
23. 양승현, “지점부의 기능저하를 고려한 노후교량의 내하력 평가”, 한국방재학회 제10권 제2호, 2010, pp.15~21.
24. 오성호, 이상민, 신수봉, “계측 거동 데이터를 이용한 부분구조 모델의 식별”, 한국구조물진단학회 제8권 제2호, 2004, pp.137~145.
25. 오병환, 이용중, 신호상, 백상현, “합리적인 교량구조물의 내하력 평가를 위한 현장 재하시험의 검증”, 1996 대한토목학회 Vol. 1996. No.1, pp.505~508.
26. 오병환, 김기수, 신호상, 이우중, “교량구조물의 개선된 내하력 평가기법”, 한국구조물진단학회 제1권 제1호, 1997, pp.53~64.
27. 이리형 외 7, “콘크리트구조물의 비파괴검사 및 안전진단”, 한국콘크리트학회, 1995.
28. 이수곤, “구조물의 안정이론”, 전남대학교 출판부, 1995.
29. 이종호, 한성호, 신재철, “고속도로 교량의 개선된 안전성 평가방안을 위한 실측자료에 기초한 공용 내하력 검토”, 대한토목학회 제29권 제6A호, 2009, pp.597~605.
30. 이재덕, “고속도로 교량에 대한 내하력 평가방법의 타당성 분석”, 한국도로공사 도로 기술대학원 석사학위논문, 1998.
31. 이필승, 노혁천, “셀 구조물의 우한요소해석에 대하여”, 대한토목학회 제27권 제3A호, 2007.
32. 이희현, 차철준, 박용진, “강교량의 유지관리 기술과 발전방향”, 한국강구조학회 논문집 Vol. 12, No.3, 2000, pp.4~12.
33. 이영일, “실측자료에 기초한 도로교 내하력 평가방법 개선방안”, 한국해양대학교 대학원 박사학위논문, 2015.

34. 진소영, “강박스 사교의 부반력 산정을 위한 격자구조해석 모델의 개선에 관한 해석적 연구”, 명지대학교 대학원 석사학위논문, 2001.
35. 정성윤, “응력보정계수의 적용에 따른 교량의 내하력평가”, 조선대학교 대학원 박사학위논문, 2012.
36. 박경훈, 선종완, 이상윤, 이종순, 조효남, “교량 유지관리 전략 수립을 위한 실용적 도로 이용자비용 추정 모델”, 한국구조물진단학회지 제11권 제6호, 2007, pp.131~142.
37. 박국천, “교량의 안전성 확보 및 유지관리에 관한 연구”, 경일대학교 대학원 석사학위 논문, 2000.
38. 박길현, 양승현, “교량받침의 거동특성을 고려한 내하력 평가”, 한국구조물진단학회 제7권 제4호, 2003, pp.209~216.
39. 박선규, 김중혁, 김형렬, “상부구조물의 안전성을 고려한 PSC보 교량의 교좌장치 교체에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집 제19권 제I-1호, 1999, pp.101~109.
40. 박창호, 구분성, “교량구조물의 받침교체 효과”, 한국구조물진단학회 제6권 제4호, 2002, pp.209~217.
41. 박홍석, 박기태, 이규완, “측정변형율을 이용한 RC구조물의 변위응답특성분석에 관한 실험적 연구”, 한국구조물진단학회 제5권 제3호, 2001, 7월, pp.173~180.
42. 최동호, 유동민, 정구상, 박경부, “내하율을 이용한 강합성보의 외부 프리텐션과 포스트텐션 보강설계”, 한국구조물진단학회 제11권 제5호, 2007, pp.123~134.
43. 한국건설기술연구원, “교량유지관리 및 BMS 운영”, 건설교통부, 1999.
44. 한국도로공사, “도로설계실무편람”, 1996.
45. 한국도로교통협회, “도로교설계기준”, 건설교통부, 2000.
46. 한국토지공사, “교량구조물의 Shoe Setting에 관한 연구”, 1997.
47. 홍춘기, “합성형 라멘교의 내하력 평가에 관한 연구”, 군산대학교 대학원 석사학위 논문, 2008.
48. 황민오, 윤태양, 박용명, 조움돌이, 황순용, “연속 2-거더교에서 수평 브레이싱이 하중 분배 및 비틀 거동에 미치는 영향”, 한국강구조학회 논문집 제19권 제6호, 2007, pp.671~680.
49. 황호연, “탄성지반에 놓인 판구조의 강성효과”, 한밭대학교 대학원 석사학위논문, 2009.
50. AASHTO, “Manual for Codition Evaluation of Bridges”, 1994, pp.49~76.

51. Amaro G. A., Zelinski R. J., Mellon F. L., "Bridge design practice manual", Caltrans, 1979, pp.192~230.
52. Bailey, S. F., Bez, R., "Site Specific Probability Distribution of Extreme Traffic Action Effects", Probabilistics Engineering Mechanics, Vol. 14, 1999, pp.19~26.
53. Blling, J. R., "Dynamic Loading and Testing of Bridges in Ontario", Canadian J. Civ. Eng. Vol. 11, No. 4, Dec., 1984.
54. Chu-Kia Wang, Charles G. Salmon, "Reinforced Concrete Design(Sixth edition)", ADDISON-WESLEY, 1998, pp.46~104.
55. C.K.Wang, "Intermediate Structural Analysis", McGraw-Hill Book Company, 1983, pp.395~420.
56. Demetrios E. Tontas, "Bridge Engineering : Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridge", McGraw-Hill Book Company, 1995, pp.128~148.
57. Ferdinand P. Beer, "Mechanics of Materials", McGraw-Hill Book Company, 1981, pp.438~470.
58. Hambly, E. C., E & FN SPON, "Bridge Deck Behavior", Second Edition, E & FN Spon, 1991, pp.199~221.
59. M. Nadim Hassoun, "Design of Reinforced Concrete Structures", Hal Lockwood, Bookman Productions, 1985, pp.42~142.
60. Merian, J. L., "Mechanics Part I · Statics", JOHN WILEY & SONS, INC., 1957, pp.234~266.
61. Narendra Taly, "Design of Modern Highway Bridge", McGraw-Hill Book company, 1995, pp. 276~333.
62. Nowak, A. S., "Live Load Model for Highway Bridge", Structural Safety, Vol.13, 1993, pp.2361~2380.
63. Nowak, A.S., Hong, Y-K and Hwang, E-S., "Modeling Live Load and Dynamic Load for Bridges", Transportation Research Record, No.1289, pp. 110~118.
64. Petros P. Xanthakos, "Theory and Design of Bridges", JOHN WILEY & SONS, INC., 1994, pp.1246~1279.
65. Ronald L. Sack, "Matrix Structural Analysis", Waveland Press, Inc, 1994, pp.75~120.

66. Sung H. Park, "Bridge Inspection and Structural Analysis", PE & LS, 1980, pp.86~91.
67. Walter D. Pilkey, "Stress, Strain and Structural Materials", JOHN WILEY & SONS, INC., 1994, pp.735~796.