

통계적 품질 관리도에 기초한 교량의 응답 보정

황진하* · 안승수** · 김주한***

Hwang, Jin Ha*, An, Seoung Su**, Kim, Ju Han***

Response Calibration for Bridges based on Statistical Quality Control Chart

ABSTRACT : This paper presents the response calibration method based on quality control range, which is established from the concept and method of statistical quality control for natural frequency ratio and response ratio. To this end, statistical analysis including descriptive statistics analysis, normality test, ANOVA were performed for response characteristics obtained from loading tests and structural analysis for more than hundred and thirty well-conditioned bridges. Suggested method is based on real structural integrity evaluation case studies and statistical quality control approach, in this respect it is expected to provide scientific criteria and systematic procedure for response calibration and load carrying capacity assessment.

Key words : response calibration, statistical quality control, control chart, control range, out-of-control

초록 : 본 논문은 통계적 품질관리 기법을 활용하여 건전한 교량의 고유진동수비와 응답비 관리범위를 찾고, 그에 준거한 응답보정 방법을 제시하였다. 이를 위해 본 연구는 재하 시험 및 해석으로부터 도출된 구조형식별 정·동적 응답 특성에 대한 기술통계분석, 정규성 검정, 분산분석 등을 수행하였다. 제안된 방법은 실제 진단 사례에 근거하고 통계적 품질관리 기법을 활용함으로써 응답보정 및 내하력 평가를 위한 과학적 기준과 체계적 절차를 제공할 수 있을 것으로 기대한다.

검색어 : 응답 보정, 통계적 품질관리, 관리도법, 관리 범위, 이상상태

1. 서론

교량의 안전등급은 『안전점검 및 정밀안전진단 세부지침』(이하 세부지침)에 규정된 상태평가 및 안전성평가 등을 수행하고 그 중 낮은 값을 취한 시설물의 종합평가 결과로서 안전진단 및 유지관리업무 수행에 있어서 가장 기본이 되는 자료이다. 또한 이것은 관리주체에서 보수, 보강, 개축 등의 조치를 위한 우선순위 결정과 예산배정 등에 사용하고 있는 교량관리체계에서도 의사결정의 기초자료로 활용되고 있다(MLTM, 2010 ; KISTEC, 2006).

일반적으로 교량은 공용기간의 증가와 환경변화, 교통량 증가 등으로 설계 당시보다 낮은 수준의 성능을 가지고 있거나 또는 노후화로 인하여 당초의 설계수준을 만족하지 못하는 경우가 많이 있다.

* 정희원 · 충북대학교 공과대학 토목공학부 교수 (jhwang@chungbuk.ac.kr)

** 정희원 · 한국시설안전공단 (Corresponding Author · Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation · ssan8036@naver.com)

*** 정희원 · 충북대학교 공과대학 토목공학부 강사 (kkhan@chungbuk.ac.kr)

Received June 19 2012, Revised October 15 2012, Accepted November 20 2012

구조물의 효율적인 유지관리를 위해서는 신뢰성 있는 내하력 평가를 수행하여야 하며, 내하력 평가의 중요 인자 중에서도 응답비 산정은 매우 중요하나 공용기간의 증가에 따른 손상 및 열화에도 불구하고 불합리한 응답비를 적용함으로써 공용내하력을 과대하게 평가할 우려가 있다.

교량의 노후화, 구성 재료의 전반적인 열화와 주요 부재의 손상 등으로 인해 이론적인 방법만으로 실제 내하력을 산정하는 것은 여러 문제점이 있다. 일반적으로 재하시험에서 계측된 교량 구조물의 거동은 이론적으로 해석한 것과 차이가 발생한다. 그것은 경계조건의 변화, 교량의 합성작용, 하중분배효과, 사용 재료의 특성, 재료적 노후화 및 손상된 구조부재의 영향 등에 의한 것으로 응답비 산정에 세심한 주의가 필요하다(Kim 등, 1999 ; Lee 등, 2009).

현 세부지침은 기 수행된 안전점검 및 정밀안전진단 보고서의 현황 및 문제점 분석을 통하여 기술자로 하여금 일관된 평가를 할 수 있도록 세 차례(MLTM, 2000 ; 2003 ; 2009) 개정을 통해 상태평가 방법을 개선하였으나, 내하력 평가를 위한 응답보정계수 선정에 관한 부분은 여전히 미미한 상태이다.

Kim 등(1999)은 교량 구조물의 내하력 평가시 사용되는 보정계수를 실측자료의 통계분석에 기초하여 산출하였다. Koo 등(2001)은 보정계수 중에서 응력보정계수 산정에 있어서의 문제점을 도출하고 보다 합리적인 응력보정계수 산정방법을 제안하였다. Cho 등(2007)은 내하력을 평가하기 위하여 상시진동 계측자료로부터 교량의 동특성을 추출하고 이로부터 유한요소 모델을 개선한 후, 이를 이용하여 응답보정계수를 산정하였다.

Hwang 등(2011)은 1종 기설 콘크리트 교량의 상태평가와 안전을 및 내하율 등의 안전 진단 결과를 바탕으로 구조 형식별로 통계적 분석을 수행하고 재하시험의 필요성 여부에 대한 적정성 기준을 제시하였다. An(2012)은 구조안전진단 수행 자료를 토대로 사례기반 분석과 통계적 품질관리의 관리도 개념을 원용하여 구조 건전성 평가의 절차 및 방법에 관한 개선된 프레임워크를 제시하였다.

본 연구는 축적된 안전점검/정밀안전진단 사례베이스로부터 응답비, 충격계수, 고유진동수 등과 같은 응답특성 자료에 대한 기술통계분석을 수행하고 통계적 품질관리도(quality control chart)에 기초한 교량에 대한 체계적 응답보정방법을 제시한다.

2. 내하력 평가

2.1 구조해석

정밀안전진단 시에 수행하는 구조해석은 대상 교량의 외관조사와 비파괴시험 결과 등을 고려하여 현장여건이 잘 반영될

수 있도록 정밀한 구조검토가 선행되어야 한다. 특히, 교량받침의 구속조건, 재료의 강도, 철근량, 강교의 경우 접합부의 연결 상태 등은 교량의 안전성에 직접적인 영향을 줄 수 있으므로 현장조사를 면밀히 실시하고 이를 반영한다.

내하력 평가 단계에서 구조해석은 준공된 교량의 구조제원을 대상으로 수행한다. 준공 후 구조제원의 실측이 이루어지지 않은 경우, 준공도면상의 주요 제원에 대해 현장조사와 실측을 통하여 실제 제원을 확인하는 것이 필요하다. 특히, 공용기간이 긴 교량에 대해서는 보수·보강 및 유지관리이력을 조사하여 교면 재포장 등 공용 중 고정하중의 변경사항을 확인한다. 또한, 준공도면에 표기 오류가 있을 수 있으므로 구조계산서와 비교·검토하는 것이 바람직하다(KEC, 2005 ; KISTEC, 2006).

2.2 충격계수

도로교 설계기준에서 활하중에 대한 동적 효과를 설계에 반영하는 충격계수는 교량 경간의 함수로 경간이 짧을수록 크나 최대 0.3을 초과할 수 없다.

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3 \quad (1)$$

그러나, 현재 세부지침에서는 내하력 산정 시 실측된 충격계수만 적용하고 있다(MLTM, 2010).

2.3 내하율

내하율은 세부지침에 따라 외관조사와 내구성평가 결과를 반영하여 다음과 같이 산정한다(MLTM, 2010).

- 허용응력법

$$\text{내하율}(RF) = \frac{f_a - f_d}{f_i(1+i)} \quad (2)$$

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_i = 설계 활하중에 의한 응력

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

- 강도설계법

$$\text{내하율}(RF) = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l(1+i)} \quad (3)$$

여기서, ϕM_n = 극한 저항모멘트 (강구조물 $\phi = 1.0$, RC·PC구조물의 휨부재 $\phi = 0.85$)

- M_d = 실측 고정하중모멘트
- M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트
- γ_l = 활하중 계수 = 2.15
- γ_d = 고정하중 계수 = 1.30
- i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

2.4 응답보정계수

정적 재하시험에서 계측된 결과는 공용내하력 평가를 위한 응답보정계수 산정에 반영된다. 응답보정계수 K_s 는 유한요소 해석 결과를 재하시험으로 보정하는 것으로 정적 응답과 동적 응답을 이용하여 산정하고 해석시 활하중은 재하시험에 사용된 시험차량으로 한다. 정적 응답비는 해석값과 시험차량에 의한 계측값의 비로 표현하고 있고, 동적 응답비는 계산 충격계수와 실측 충격계수의 비로 산정한다(MLTM, 2010).

$$K_s = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \quad (4)$$

or $\frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$

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

응답보정계수의 주요 인자는 정적 응답비와 실측 충격계수이

므로 응답비와 충격계수의 바른 측정이 요구된다.

2.5 공용내하력

활하중 저항능력을 정량적으로 평가하는 공용내하력은 통행 하중의 설정 및 보수·보강공사의 설계 등 유지관리 업무의 기초자료로 활용된다. 또한 공용내하력 평가는 교량의 제원, 재료의 성질, 보수·보강된 상태, 단면결손 등 교량 전체 또는 주요 부재의 현재 상태를 고려한다(KISTEC, 2006).

재하시험에 의해 측정된 변형률, 처짐, 가속도 등을 계산값과 비교하여 응답보정계수를 산정하고 공용내하력 P 는 Eq. (5)와 같이 산정한다(MLTM, 2010).

$$P = K_s \times RF \times P_r \quad (5)$$

$$= RF' \times P_r$$

여기서, RF' = 공용내하율
 P_r = 설계활하중

$$P = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \times \frac{f_a - f_d}{f_l(1+i_{\text{계산}})} \times P_r \quad (6)$$

$$= \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \times \frac{f_a - f_d}{f_l(1+i_{\text{실측}})} \times P_r \quad (7)$$

Table 1. a part of bridge response statistics

No.	structural type	span length (m)	safety factor	rating factor	response ratio	impact factor			natural frequency			safety grade
						$i_{\text{calculated}}$ (a)	i_{measured} (b)	(1+a)/(1+b)	$f_{\text{calculated}}$ (a)	f_{measured} (b)	a / b	
1	PCB	50	1.616	2.890	0.990	0.167	0.239	0.942	2.593	2.637	0.983	B
2	PCB	90	1.130	1.440	2.300	0.115	0.140	0.978	0.869	1.016	0.855	A
3	PCB	50	1.512	3.590	0.960	0.167	0.150	1.015	2.720	2.734	0.995	B
38	PCI	30	1.324	2.425	1.583	0.250	0.133	1.103	3.709	4.785	0.775	C
39	PCI	30	1.472	2.210	1.031	0.214	0.212	1.002	4.430	4.980	0.890	C
40	PCI	30	1.321	1.580	1.390	0.214	0.156	1.050	7.716	7.810	0.988	C
49	SBG	40	1.359	3.410	0.987	0.188	0.250	0.950	3.140	3.130	1.003	B
50	SBG	40	1.452	2.740	1.390	0.188	0.141	1.041	1.490	1.810	0.823	C
51	SBG	30	2.337	5.880	1.099	0.214	0.300	0.934	3.130	3.320	0.943	C
96	SPG	50	1.158	1.440	0.860	0.167	0.158	1.008	1.955	1.870	1.045	C
97	SPG	50	1.213	2.083	1.130	0.167	0.153	1.012	1.617	1.637	0.988	C
98	SPG	45	0.979	1.120	1.130	0.183	0.177	1.005	2.600	2.540	1.024	B
123	TR	60	1.079	1.100	1.042	0.294	0.041	1.243	4.130	4.150	0.995	B
124	TR	75	1.010	1.020	1.031	0.288	0.050	1.227	3.730	4.100	0.910	B
125	TR	75	1.010	1.120	0.962	0.288	0.160	1.110	3.730	4.100	0.910	B

Eq. (6)에 나타난 것처럼 공용내하력 평가시 도로교 설계기준에서 제시된 충격계수(i 계산)는 공용내하력 산정에 아무런 영향을 미치지 못한다. 이는 Eq. (7)과 같이 응답비와 실측 충격계수는 반영되지만 $1+i$ 계산 항은 상쇄되기 때문이다.

3. 통계적 분석 및 검증

3.1 표본 자료

본 연구는 세부지침이 개정된 2003년부터 2010년까지의 정밀안전진단 수행 교량 중 다섯 가지 형식의 총 136개 교량에 대하여 상용 프로그램인 SPSS를 사용하여 각각의 응답비, 충격계수, 고유진동수 등 응답보정에 직접 연관된 속성값들에 대한 기술통계분석을 수행하였다. Table 1은 PCB(Prestress Concrete Box Girder)형식 37개교, PCI(Prestress Concrete I Girder)형식 11개교, SBG(Steel Box Girder)형식 47개교, SPG(Steel Plate Girder)형식 27개교, TR(Truss)형식 14개교 등으로 이루어진 표본 분석 결과의 일부를 나타낸다.

3.2 정규성 검증

해당구조물의 모델링, 경계조건 등은 구조해석을 수행하는 기술자마다 상이할 수 있고, 따라서 구조물의 응답은 일정한 값을 가질 수 없으며 어떤 경우의 데이터는 다른 교량의 데이터보다 상당히 크거나 작다. 먼저 데이터의 신뢰성을 확보하기 위해서는 통계학에서 이상치와 특이치 등으로 분류하는 값들을 식별하고 취사여부를 결정할 필요가 있다. 흔히 상자-수염(box-whisker) 도표 등을 이용하는데, 여기서는 다음과 같이 2가지 경우

- case 1 : 이상치를 포함한 데이터
- case 2 : 이상치를 제외한 데이터

에 대하여 정규성 검정을 수행하고 제외 여부를 검토하였다. 이것은 이러한 값들의 발생빈도는 매우 적지만 평균값에 미치는 영향이 크기 때문이다(Choi 등, 2010).

Table 2와 3은 구조형식별로 여러 응답 속성 중 응답보정과 직접 관련이 있는 응답비와 고유진동수비에 대한 case 1과 2의 95% 신뢰구간의 Shapiro-Wilk 정규성 검증 결과를 보여준다.

Table 2에서 case 1의 PCI, SPG, TR 형식 및 Table 3의 PCB, SBG, SPG 형식은 유의확률이 유의수준 0.05보다 크므로 정규분포를 따르지만 다른 형식은 유의확률이 0.05보다 작아 정규분포를 따른다고 볼 수 없다. case 2는 모든 형식의 유의확률이 0.05보다 크므로 정규분포를 보인다. 본 연구는 검증 및

Table 2. normality tests for response ratios

type	case 1			case 2		
	statistic	degree of freedom	significance probability	statistic	degree of freedom	significance probability
PCB	0.653	37	0.000	0.951	35	0.118
PCI	0.898	11	0.176	0.898	11	0.176
SBG	0.885	47	0.000	0.961	46	0.131
SPG	0.983	27	0.929	0.983	27	0.929
TR	0.953	14	0.615	0.953	14	0.615

Table 3. normality tests for natural frequency ratios

type	case 1			case 2		
	statistic	degree of freedom	significance probability	statistic	degree of freedom	significance probability
PCB	0.950	37	0.097	0.950	37	0.097
PCI	0.853	11	0.047	0.894	10	0.187
SBG	0.981	47	0.653	0.981	47	0.653
SPG	0.944	27	0.151	0.967	25	0.578
TR	0.863	14	0.033	0.928	12	0.357

추정의 전제조건 부합성 및 분석 일관성을 유지하기 위하여 이상치를 제외한 정규분포 집단을 대상으로 한다.

3.3 기술 통계 분석

3.3.1 응답비

정적 재하시험에서 측정한 교량 구조물의 거동은 이론적인 방법으로 해석한 거동과 차이가 발생하며, 그 차이는 유한요소 모델링에 반영하지 못한 2차 부재와 실 경계조건 등으로 발생한다. 따라서, 유한요소해석의 결과를 보정할 필요가 있으며 그를 위해 응답비를 산정한다(KISTEC, 2006).

이상치를 제외한 구조형식별 응답비에 대한 기술통계량을 Table 4에 나타내었다. 응답비의 평균은 모두 1.0을 상회하고 있으며, 그 중에서 PCI 형식이 가장 크게 나타났다. 최소값은 SPG 형식이 가장 작고, SBG 형식이 가장 크게 나타났다. 최대값은 TR 형식이 가장 작고, PCI 형식이 가장 크게 나타났다. 범위는 PCI 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 TR 형식보다 2.4배 이상 크게 나타났다. 분포의 형태를 보면 왜도는 SPG 형식이 음의 값으로 평균에 대해 분포의 비대칭 꼬리가 왼쪽으로 치우쳐 있지만, 다른 형식은 분포의 비대칭 꼬리가 오른쪽으로 치우쳐 있으며 그 중에서 PCI 형식의 비대칭이 가장 크게 나타났다. 첨도는 PCI 형식과 SBG 형식은 양의 값으로 정규분포에 비해 상대적으로 더 뾰족하며, 다른 형식은 정규분포에 비해 상대적으로 덜 뾰족한 것으로 나타났다.

Table 4. statistics for response ratios

	PCB	PCI	SBG	SPG	TR
n	35	11	46	27	14
mean	1.075	1.147	1.063	1.004	1.003
variance	0.014	0.043	0.004	0.013	0.007
standard deviation	0.118	0.206	0.064	0.116	0.082
minimum	0.904	0.910	0.947	0.770	0.874
maximum	1.360	1.583	1.235	1.230	1.152
range	0.456	0.673	0.288	0.460	0.278
skewness	0.687	1.029	0.664	-0.144	0.016
kurtosis	-0.154	0.465	0.528	-0.461	-0.858

3.3.2 충격계수

동적 재하시험을 행하는 가장 큰 이유는 동적확대계수를 내하력 평가에 반영하기 위한 것이다. 현재 세부지침에서는 허용응력법과 강도설계법에 실측 충격계수를 고려토록 하고 있다(MLTM, 2010).

이상치를 제외한 구조형식별 실측 충격계수에 대한 기술통계량을 Table 5에 나타내었다. 평균은 PCI 형식이 가장 크고 TR 형식은 1.0보다 작게 나타났다. 최소값은 PCB 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 TR 형식보다 2.5배 이상 크게 나타났다. SBG 형식은 최대값이 가장 작고 범위도 가장 작게 나타났다. 분포의 형태를 보면 왜도는 PCB 형식과 TR 형식은 양의 값으로 평균에 대해 분포의 비대칭 꼬리가 오른쪽으로 치우쳐 있으며, 다른 형식은 분포의 비대칭 꼬리가 왼쪽으로 치우쳐 있는 것으로 나타났다. 첨도는 SPG 형식은 음의 값으로 정규분포에 비해 상대적으로 덜 뾰족하며, 다른 형식은 정규분포에 비해 상대적으로 더 뾰족한 것으로 나타났다.

이상치를 제외한 구조형식별 충격계수비에 대한 기술통계량을 Table 6에 나타내었다. 충격계수비는 대부분 실측 충격계수가 계산 충격계수보다 작게 평가되어 1.0 이상으로 나타나고 있으며, TR 형식의 평균이 가장 크게 나타났다. 최소값은 SPG 형식이 가장 작게 나타났으며, TR 형식이 가장 크게 나타났다. PCB, PCI, TR 형식은 최소값이 1.0 이상으로 실측 충격계수가 계산 충격계수보다 작게 평가되었다. 최대값은 SPG 형식이 가장 크고, PCB 형식이 가장 작게 나타났다. 범위는 SPG 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 PCB 형식보다 7.4배 이상 크게 나타났다. 분포의 형태를 보면 왜도는 TR 형식은 음의 값으로 평균에 대해 분포의 비대칭 꼬리가 왼쪽으로 치우쳐 있으며, 다른 형식은 분포의 비대칭 꼬리가 오른쪽으로 치우쳐 있는 것으로 나타났다. 첨도는 PCI 형식은 양의 값으로 정규분포에 비해 상대적으로 더 뾰족하며, 다른 형식은 정규분포에 비해

Table 5. statistics for measured impact factors

	PCB	PCI	SBG	SPG	TR
n	30	11	42	27	14
mean	0.140	0.172	0.144	0.147	0.098
variance	0.001	0.002	0.001	0.002	0.003
standard deviation	0.032	0.042	0.027	0.042	0.053
minimum	0.087	0.076	0.075	0.060	0.034
maximum	0.220	0.213	0.197	0.238	0.218
range	0.133	0.137	0.122	0.178	0.184
skewness	0.271	-1.172	-0.313	-0.019	0.868
kurtosis	0.026	1.451	0.022	-0.032	0.288

Table 6. statistics for impact factor ratios

	PCB	PCI	SBG	SPG	TR
n	25	10	43	27	14
mean	1.020	1.031	1.024	1.078	1.193
variance	0.000	0.001	0.001	0.012	0.002
standard deviation	0.015	0.033	0.027	0.108	0.047
minimum	1.002	1.001	0.974	0.943	1.110
maximum	1.049	1.103	1.090	1.294	1.266
range	0.047	0.102	0.116	0.351	0.156
skewness	0.764	1.156	0.408	0.950	-0.435
kurtosis	-0.726	1.378	-0.172	-0.501	-0.868

상대적으로 덜 뾰족한 것으로 나타났다.

3.3.3 고유진동수

구조물의 동적 특성인 고유진동수는 가속도에 대한 계측 파형으로부터 구한다. 진동모드는 고유진동수를 추정할 때 중요한 정보가 되며 종전 사례와 고유치해석을 통해 고유치 측정 범위를 미리 설정할 필요가 있다.

이상치를 제외한 구조형식별 실측 고유진동수에 대한 기술통계량을 Table 7에 나타내었다. 평균은 PCI 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 SBG 형식보다 2.3배 이상 크게 나타났다. 최소값은 PCI 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 SBG 형식보다 3.6배 이상 크게 나타났다. 최대값은 SPG 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 PCB 형식보다 1.9배 이상 크게 나타났다. 범위는 SPG 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 PCB 형식보다 4.4배 이상 크게 나타났다. 콘크리트교가 강교보다 분산의 정도와 범위가 작게 나타났으며, PCI 형식의 실측치는 다른 형식보다 위에 위치하고 있음을 알 수 있다. 분포의 형태를 보면 왜도는 PCB 형식은 음의 값으로 평균에

Table 7. statistics for measured natural frequencies

	PCB	PCI	SBG	SPG	TR
n	31	8	46	24	14
mean	2.581	5.148	2.214	3.026	3.443
variance	0.057	0.197	0.273	2.019	2.061
standard deviation	0.240	0.444	0.522	1.421	1.436
minimum	2.070	4.577	1.269	1.563	1.660
maximum	3.080	5.938	3.613	6.055	5.770
range	1.010	1.361	2.344	4.492	4.110
skewness	-0.187	0.683	0.692	1.107	0.190
kurtosis	0.205	-0.099	0.109	0.070	-1.126

Table 8. statistics for natural frequency ratios

	PCB	PCI	SBG	SPG	TR
n	37	10	47	25	12
mean	0.911	0.951	0.938	0.975	0.975
variance	0.004	0.002	0.003	0.002	0.002
standard deviation	0.060	0.048	0.054	0.047	0.047
minimum	0.812	0.853	0.823	0.873	0.910
maximum	1.023	1.001	1.037	1.068	1.045
range	0.211	0.148	0.214	0.195	0.135
skewness	-0.181	-1.124	-0.024	-0.392	-0.004
kurtosis	-1.028	0.561	-0.769	0.077	-1.385

대해 분포의 비대칭 꼬리가 왼쪽으로 치우쳐 있으며, 다른 형식은 분포의 비대칭 꼬리가 오른쪽으로 치우쳐 있는 것으로 나타났다. 첨도는 PCI 형식과 TR 형식은 음의 값으로 정규분포에 비해 상대적으로 덜 뾰족하며, 다른 형식은 정규분포에 비해 상대적으로 더 뾰족한 것으로 나타났다.

이상치를 제외한 구조형식별 고유진동수비에 대한 기술통계량을 Table 8에 나타내었다. 고유진동수비는 대부분 실측 고유진동수가 계산 고유진동수보다 크게 평가되어 1.0 이하로 나타나고 있다. 최소값은 PCB 형식이 가장 작고, TR 형식이 가장 크게 나타났다. 최대값은 PCI 형식이 가장 작고, SPG 형식이 가장 크게 나타났다. 범위는 SBG 형식이 가장 크게 나타났으며, 가장 작은 TR 형식보다 1.5배 이상 크게 나타났다. 분포의 형태를 보면 왜도는 모든 형식이 음의 값으로 평균에 대해 분포의 비대칭 꼬리가 왼쪽으로 치우쳐 있는 것으로 나타났다. 첨도는 PCI 형식과 SPG 형식은 양의 값으로 정규분포에 비해 상대적으로 더 뾰족하며, 다른 형식은 정규분포에 비해 상대적으로 덜 뾰족한 것으로 나타났다.

Table 9. analysis of variance for response ratios

	sum of squares	degree of freedom	mean square	F	significance probability
between groups	0.216	4	0.054	4.567	0.002
within groups	1.517	128	0.012		
total	1.733	132			

Table 10. analysis of variance for natural frequency ratios

	sum of squares	degree of freedom	mean square	F	significance probability
between groups	0.076	4	0.019	6.710	0.000
within groups	0.358	126	0.003		
total	0.434	130			

3.4 분산 분석

안전진단을 함에 있어 먼저 형식별 집단 거동 특성의 동질성 여부를 검토할 필요가 있다. 본 연구에서는 응답비와 고유진동수비에 대한 다섯 가지의 구조형식별 모집단의 평균이 같은지를 검정하기 위하여 분산분석을 수행하였다. 분산분석(Analysis of Variance : ANOVA)은 셋 이상의 모집단에 대하여 평균의 차이를 검정하기 위한 통계방법으로 본 연구에서 가설의 형태는 다음과 같다(Choi 등, 2010).

귀무가설(H_0) :

$$\mu_{PCB} = \mu_{PCI} = \mu_{SBG} = \mu_{SPG} = \mu_{TR}$$

대립가설(H_1) :

모든 모집단의 평균이 동일한 것은 아니다.

이상치를 제외한 133개 응답비에 대한 분산분석 가설검정의 결과를 Table 9에 나타내었다. 표에서 F값은 4.567이며 유의확률은 0.002로 나타나 95% 유의수준에서 귀무가설을 기각하고 대립가설을 채택한다. 즉, 다섯 개의 형식별 집단 중에서 적어도 한 집단 이상 간에 응답비에 대한 모집단의 평균에 차이가 있다고 할 수 있다.

이상치를 제외한 131개 고유진동수비에 대한 분산분석 가설검정의 결과를 Table 10에 나타내었다. 표에서 F값은 6.710이며 유의확률은 0.0으로 나타나 95% 유의수준에서 귀무가설을 기각하고 대립가설을 채택한다. 즉, 다섯 개의 형식별 집단 중에서 적어도 한 집단 이상 간에 고유진동수비에 대한 모집단의 평균에 차이가 있다고 할 수 있다.

4. 통계적 관리 범위 설정

본 연구에서 관리범위는 통계적 품질관리의 관리도 개념을 활용하여 설정하였다. 전통적 SPC(statistical process control)의 시작인 Shewhart(1986)의 관리도법(control chart method)에서 관리도는 하나의 중심선과 두 개의 관리한계선을 갖는다.

$$[LCL, UCL] = [CL \pm 3\sigma] \quad (8)$$

여기서, CL : 중심선

LCL : 관리하한선

UCL : 관리상한선

프로세스가 관리상태 즉, 정상상태에 있으면 관리 대상점이 관리한계 내에 위치하고, 이것을 벗어나면 어떤 이상이 있는 이상상태(out-of-control)에 있다고 판단한다. 즉, 전통적인 Shewhart 관리도에서는 표본에서 얻어진 데이터가 평균치를 중심으로 $\pm 3\sigma$ 의 관리한계선은 특정 시점에서 품질 특성의 확률분포의 모수 θ 가 정상상태 확률분포의 모수 θ_0 와 같다는 귀무가설 H_0 를 기각하지 못하고 프로세스의 이상 원인이 작용하지 않는다는 결론을 내린다(Peck 등, 2001).

귀무가설(H_0) : $\theta = \theta_0$

대립가설(H_1) : $\theta \neq \theta_0$

경우에 따라서는 $\pm 2\sigma$ 의 관리한계선을 설정함으로써 보다 엄격하게 관리한다.

본 논문에서는 인간 생명의 보호와 사회기반 시설의 안전을 고려하여 관리한계선을 $\pm 2\sigma$ 로 취해 보수적으로 관리범위를 설정하였다.

표본 집단에서 이상치를 제외한 경우 응답비와 고유진동수비는 앞서 검정된 바와 같이 정규분포를 따른다. 그 중 상태 및 거동이 건전한 교량(안전등급 A, B)의 정상상태 영역을 취해 설정된 관리범위는 차후 임의의 교량에 대한 응답보정에 준거될 수 있다. 즉, 산정된 응답비의 적합성 여부 판별에 구조형식별 관리 상/하한선이 적용된다.

응답비의 관리 상/하한선은 이상치를 제외하고 교량의 상태 및 거동특성이 양호한 교량 106개를 대상으로 $\bar{R} \pm 2s$ (평균 \pm 표준편차)로 설정하였으며 이를 Table 11에 나타내었다. 여기서 응답비와 고유진동수비의 범위는 앞서 분석한 구조물의 여유도를 반영하고 모집단 평균의 95% 신뢰구간을 고려한 범위를 가정하였다.

Table 11. control ranges for response ratios

type	number	mean (standard error)	standard deviation	$\bar{R} - 2s$	$\bar{R} + 2s$
PCB	30	1.074 (0.022)	0.122	0.830	1.319
PCI	7	1.100 (0.047)	0.124	0.853	1.347
SBG	38	1.061 (0.011)	0.069	0.923	1.199
SPG	20	1.022 (0.025)	0.111	0.801	1.244
TR	11	0.990 (0.026)	0.088	0.815	1.166

Table 12. control ranges for natural frequency ratios

type	number	mean (standard error)	standard deviation	$\bar{\lambda} - 2s$	$\bar{\lambda} + 2s$
PCB	32	0.908 (0.010)	0.058	0.792	1.024
PCI	7	0.968 (0.001)	0.025	0.918	1.019
SBG	38	0.938 (0.008)	0.052	0.834	1.042
SPG	18	0.972 (0.011)	0.045	0.881	1.063
TR	9	0.976 (0.016)	0.048	0.880	1.071

상부구조 형식별 응답비의 관리상한선은 설계하중에 대한 저항강도가 크다는 것을 나타내며, 관리하한선은 안전율과 내하율이 공용기간 동안 부재의 손상 및 열화 등으로 인해 강성저하의 경향이 나타나는 것을 의미한다. 일본 실용진단학(高島春生, 1988)에서 강관형교 거더에 대한 응력도 계수(실측치/계산치)는 1.2로 제시하고 있다. 이것은 계산값이 실측값 보다 작고 실제의 구조물은 그 만큼 여유도를 갖고 있다는 것을 의미한다.

고유진동수비의 관리범위는 이상치를 제외하고 교량의 상태 및 거동특성이 양호한 교량 104개를 대상으로 선정하였다. 고유진동수비의 관리 상/하한선은 Table 12에 나타난 것처럼 형식별 평균에 표준편차를 가감한 값으로 설정하였다.

5. 응답 보정 및 사례 검토

5.1 응답비 산정

각 구조형식별로 응답비를 분석한 결과 대부분의 교량은

$\bar{R} \pm 2s$ 와 $\bar{R} \pm 3s$ 로 관리범위를 설정한 것이다. Table 14에서 조건 1에 해당하는 118개 교량은 산정한 응답비를 그대로 적용하고, 조건 2에 해당하는 7개 교량은 응답비가 지나치게 크게 산정되어 형식별 응답비의 관리상한선을 적용한다. 조건 3의 1개 교량은 응답비가 관리상한선 미만으로 강성 저하가 우려되므로 응답비 적용에 앞서 원인을 도출하고 산정한 응답비의 적정성을 검토한다. 조건 4의 10개 교량은 고유진동수비가 관리상한선보다 작거나 관리상한선보다 위에 있어 유한요소모델을 개선하여 구조해석을 재수행하고 보수·보강 판단을 할 필요가 있다. 조건 4에 해당하는 모델링의 재검토가 필요한 10개 교량의 고유진동수비의 분포는 관리하한선 미만 5개(PCI 3, SBG 1, SPG 1), 관리상한선 초과 5개(SPG 3, TR 2)이다.

$\pm 2s$ 의 관리범위와 비교 안으로 전통적 품질관리의 $\pm 3s$ 를 관리범위로 설정하여 응답보정을 평가한 결과를 Table 15에 나타내었다. 표에서 조건 1의 126개 교량은 산정한 응답비를 그대로 적용하고, 조건 2의 3개 교량은 형식별 관리상한선을 적용한다. 조건 4의 7개 교량은 구조해석을 재수행한다. 조건 4에 해당하는 모델링의 재검토가 필요한 7개 교량의 고유진동수비의 분포는 관리하한선 미만 3개(PCI 3), 관리상한선 초과 4개(SPG 2, TR 2)이다.

$\pm 2s$ 와 $\pm 3s$ 의 관리범위를 비교하면 재검토 대상 교량이 10개에서 7개로 감소(30%)하는 것을 알 수 있다. Eq. (8)에서 표본이 정규분포를 따를 때, 3σ 를 채택할 경우 옳은 귀무가설 H_0 가 기각되는 제 1종 오류의 확률은 충분히 낮은 수준을 유지한다. 그러나 관리범위가 넓어 대립가설 H_1 이 옳은 경우에도 그것을 부정할 제 2종 오류가 발생할 확률이 높게 된다. 이것은 검정력이 충분히 크지 못하다는 것을 의미한다.

일반적으로 건전한 상태에서는 실측 고유진동수가 계산 고유진동수보다 다소 크게 평가되므로 고유진동수비는 1.0 이하의 값을 나타낸다. 그러나 공용년수의 증가에 따른 내·외부적 요인에 의한 열화, 손상 및 노후화로 인해 고유진동수가 감소하게 된다. 구조물의 경계조건, 질량 및 강성 등의 복잡한 공학적인 특성 때문에 단정할 수는 없지만, 고유진동수비가 관리상한선을 초과하는 경우는 교량의 강성 저하를 유추할 수 있다.

위와 같이 고유진동수비가 관리범위를 벗어나는 경우는 유한요소모델이 실구조물에 부합하지 않음을 의미한다. 이것은 교량의 재료 및 구조형식의 영향으로서 부재별 강성비, 합성형태, 강성배치 등에 의한 영향인 것으로 판단된다.

2011년 민간 진단기관에서 안전진단을 수행한 신규 사례에 본 연구에서 제시한 방법을 적용하여 분석한 결과를 Table 16에 나타내었다.

Br. 1 교량은 PCB 형식으로 고유진동수비가 0.903으로 관리범위 내에 있고, 응답비는 1.138로 관리상한선 1.319 보다 작으므로 산정한 응답비를 적용한다. Br. 2 교량은 PCI 형식으로 고유진동수비는 관리범위 내에 있지만, 응답비는 0.805로 관리하한선 0.853 보다 작게 평가되어 주요 부재의 강성 저하가 우려된다. 그러므로 반드시 응답비 저하 원인을 도출하고 이를 반영하여 응답비를 재산정하거나, 원인이 불분명한 경우 산정한 응답비를 그대로 적용한다. Br. 3 교량은 PCI 형식으로 고유진동수가 관리범위를 벗어나므로 유한요소모델을 개선하여 구조해석을 재수행한다. Br. 4와 Br. 5 교량은 각각 SBG와 SPG 형식으로 고유진동수비가 각 형식별 관리범위 내에 있고, 응답비 또한 관리상한선보다 작으므로 산정한 응답비를 적용한다.

Table 16. case reviews for response ratios ($\pm 2s$)

bridge	type	response ratio	natural frequency ratio	response ratio (upper/lower control limit)	decision criteria	response ratio suitability
				natural frequency ratio (upper/lower control limit)		
Br.1	PCB	1.138	0.903	1.319 / 0.830	1	suitability
				1.024 / 0.792		
Br.2	PCI	0.805	0.946	1.347 / 0.853	3	review
				1.019 / 0.918		
Br.3	PCI	1.050	0.915	1.347 / 0.853	4	unsuitability
				1.019 / 0.918		
Br.4	SBG	1.138	0.946	1.199 / 0.923	1	suitability
				1.042 / 0.834		
Br.5	SPG	1.043	0.932	1.244 / 0.801	1	suitability
				1.063 / 0.881		

6. 결론

본 연구는 통계적 품질관리의 관리도 개념에 근거한 안전진단을 위한 응답보정 방법을 제시하였다.

- (1) 안전진단 사례에 대한 통계적 분석을 수행하고 통계적 품질관리의 개념과 기법을 인용한 응답보정 방법을 제시하였다.
- (2) 고유진동수비가 관리범위 내에 있으면 산정된 응답비가 정상상태에 있는 것으로 판정하여 그대로 적용하거나 관리상한선을 취하고, 고유진동수비가 관리범위 밖에 있으면 유한요소모델을 개선하여 재해석을 수행하고 필요시 보수·보강을 요구한다.
- (3) 136개 자료 교량에 대해 응답비 산정의 적정성을 역 검토한 결과, 10개소(7%)가 $\bar{x} \pm 2s$ 로 설정한 고유진동수비의 관리범위를 벗어나 모델 개선을 통한 응답비 재산정이 필요한 것으로 판단되었다.

감사의 글

이 논문은 2011년도 충북대학교 학술연구지원사업의 연구비 지원에 의하여 연구되었음.

References

An, S.S.(2012) *Improvement on procedure and method of structural integrity assessment for bridges via Case-Based Analysis*, Ph.D. Dissertation, Chungbuk National University.
 Cho, S.J., Yi, J.H., Lee, C.G., Yun, C.B.(2007) Evaluation of Load Carrying Capacity of Bridges Using Ambient Vibration Tests,

Korean Society of Civil Engineers Journal, Vol. 27, No. 1A, pp. 79-89.
 Choi, K.J., Chang, I.H., Lee, J.J., Lee, J.H.(2010) *Probability and Statistics for Science and Engineering*, Free academy, Korea.
 Hwang, J.H., An, S.S., Kim, J.H.(2011) A Feasibility Study of Loading Test for Safety Assessment : Concrete Bridges, Korea institute for Structural Maintenance Inspection, Vol. 15, No. 6, pp. 147-155.
 KEC(Korea Expressway Corporation)(2005), *A Study for Preventive Maintenance of Bridge*, Korea Expressway Corporation, Expressway & Transportation Researches Report.
 Kim, D.Y., Kyung, K.S., Jeon, J.C., Lee, H.H., Chang, D.I.(1999) A Reformed Rating Method for Highway Bridges Based on Statistical Analysis of Existing Data, *Korean Society of Civil Engineers Journal*, Vol. 19, No. I-6, pp. 847-857.
 KISTEC(Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation) (2006), *Load Carrying Capacity Assessment Manual of Bridge*, Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation.
 Koo, B.K., Shin, J.I., Lee, S.S.(2001) An Improvement for Determining Response Modification Factor in Bridge Loading Rating, *Korea institute for Structural Maintenance Inspection Journal*, Vol. 5, No. 1, pp. 169-175.
 Lee, J.H., Han, S.H., Shin, J.C.(2009) The Examination of Load Carrying Capacity Based on Existing Data for Improved Safety Assessment Method of Expressway Bridges, *Korean Society of Civil Engineers Journal*, Vol. 29, No. 6A, pp. 597-605.
 MLTM(Minister of Land, Transport and Maritime Affairs)(2010) *Detailed Guideline (Bridge) for Safety Inspection and Precision Safety Diagnosis*, Minister of Land, Transport and Maritime Affairs, Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation.
 高島春生(1988) *道路橋と實用診断學(下卷)*, 現代理工學出版.
 Peck, R., Olsen, C., Devore, J.(2001) *Introduction to Statistics and Data Analysis*, Duxbury.
 Shewhart, Walter A.(1986) *Statistical Method from the Viewpoint of Quality Control*, Dover Publications.