

공학박사학위논문

케이블교량의 케이블 및 거더의 신뢰도기반
설계를 위한 하중-저항계수 결정법

Determination of Load-resistance Factors of Cable and Girder for
Reliability-based Design of Cable-supported Bridges

2019년 8월

서울대학교 대학원

건설환경공학부

이 호 현

초 록

본 논문은 케이블교량의 주요 부재 중, 케이블과 거더에 대해 중력방향 차량활하중 조합을 대상으로 하는 신뢰도기반 코드캘리브레이션에 대한 내용을 서술하였다.

케이블은 대표적인 비선형 부재로 케이블부재를 대상으로 한 코드캘리브레이션을 위해서는 기본적으로 비선형성에 대한 고려가 필요하며 이 연구에서는 두 가지 코드캘리브레이션 기법을 제시하였다. 첫번째 방법은 국내의 케이블교량 모델과 케이블부재의 비선형 신뢰도기법을 활용한 것으로 하중계수는 고정하고 각각의 교량에 대해 목표신뢰도지수를 만족하는 저항계수를 산출한다. 최종적으로 목표신뢰도지수를 만족시키는 저항계수는 각 교량별 결과를 종합하여 구한 best-fit line으로 부터 계산되며 이 방법을 토대로 도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편의 코드캘리브레이션이 수행되었다.

전술한 방법은 실교량 모델에 대한 신뢰도평가 결과를 바탕으로 하기 때문에 필요한 계산량이 크며 동시에 일반화된 결과를 제시하기 힘들다는 한계가 있다. 따라서 보다 일반화된 코드캘리브레이션을 위해 일반교의 선형부재를 대상으로 수행되었던 최적화 기법을 도입한 코드캘리브레이션 방법을 제시하였다. 이 방법은 케이블부재의 한계상태함수를 선형화한 후, 기준에 일반교의 선형부재에 대해 수행되었던 최적화기반 코드캘리브레이션

기법을 도입하여 보다 일반적인 캘리브레이션을 수행할 수 있는 방법이다. 이 방법은 선형화한 한계상태함수에 표준화를 도입하여 하중비로 매개화함으로써 일반화된 결과를 제시할 수 있다는 장점이 있으며 동시에 최적화 기법으로 인해 매우 균일한 신뢰도를 확보할 수 있다.

케이블교량의 설계과정에서 수반되는 초기형상해석은 일반적으로 고정하중이 재하되었을 때 거더에서 발생하는 모멘트를 최소화하는 형태로 진행된다. 따라서 일반교와 달리 1, 2차 고정하중에 의한 모멘트의 방향이 반대로 발생하여 서로 상쇄되는 현상이 발생하며 이로 인해 DC하중비가 0보다 작거나 1보다 큰 결과를 보인다. 또한 고정하중 전체에 의한 모멘트가 0에 가까워지기 때문에 DC하중비의 절대값 자체도 매우 큰 결과를 빈번하게 보인다. 이러한 이유로 거더의 코드캘리브레이션은 일반교나 케이블의 경우처럼 최적화를 통해 구하기에는 무리가 있을 것으로 판단되며 대신 제안값을 설정하고 실교량 부재의 하중비에 대한 신뢰도평가를 수행하여 그 타당성을 검증하는 형태로 캘리브레이션을 수행하였다.

주요어

케이블교량, 한계상태설계법, 중력방향 차량활하중 조합, 코드캘리브레이션, 하중-저항계수

학번: 2013-30275

목 차

초록	i
목차	iii
그림목차	v
표목차	ix
1. 서론	1
2. 신뢰도기반 코드 캘리브레이션	7
2.1 기본신뢰도이론	7
2.1.1 확률변수	7
2.1.2 한계상태함수와 파괴확률	10
2.1.3 신뢰도지수와 FORM	13
2.1.4 하중-저항계수 설계법	17
2.2 강도최적화기반 코드캘리브레이션	18
2.2.1 표준화된 하중효과 및 하중비	19
2.2.2 역신뢰도해석	23
2.2.3 저항강도 최적화기반 코드캘리브레이션	27

3. 케이블부재의 신뢰도기반 코드캘리브레이션	29
3.1 비선형 신뢰도평가기법을 활용한 케이블 저항계수 캘리브레이션	29
3.1.1 케이블부재의 비선형 신뢰도평가	30
3.1.2 신뢰도평가 및 목표신뢰도지수 설정	45
3.1.3 케이블부재의 저항계수 산정	53
3.2 강도최적화에 기반한 케이블부재 코드캘리브레이션	71
3.2.1 케이블부재의 한계상태함수 선형화	73
3.2.2 한계상태함수의 표준화 및 목표저항강도	87
3.2.3 케이블부재의 강도최적화 기반 코드캘리브레이션	92
4. 거더설계를 위한 최소 고정하중계수 설정	127
4.1 케이블교량 거더의 하중비	128
4.2 신뢰도평가기반 최소 고정하중계수 제안값 설정.....	143
5. 결론	161
참고문헌	169
ABSTRACT	173

그림 목 차

그림 2.1 한계상태함수 $G = S - Q$ 에 따른 구조물의 상태	11
그림 3.1 이순신대교 주케이블의 설계 하중조합별 장력	59
그림 3.2 울산대교 주케이블의 설계 하중조합별 장력	60
그림 3.3 새천년대교 주케이블의 설계 하중조합별 장력	60
그림 3.4 인천대교 사장케이블의 설계 하중조합별 장력	61
그림 3.5 부산항대교 사장케이블의 설계 하중조합별 장력	63
그림 3.6 제2진도대교 사장케이블의 설계 하중조합별 장력	63
그림 3.7 설계안전율 대비 현수교 주케이블의 신뢰도지수	66
그림 3.8 설계안전율 대비 사장케이블의 신뢰도지수	66
그림 3.9 저항계수 대비 현수교 주케이블의 신뢰도지수	68
그림 3.10 저항계수 대비 사장케이블의 신뢰도지수	69
그림 3.11 저항의 변동계수에 따른 현수교 주케이블의 목표신뢰도 (이해성 등, 2016)	70
그림 3.12 저항의 변동계수에 따른 저항계수 캘리브레이션 결과 (이 해성 등, 2016)	70
그림 3.13 CB 및 GD하중의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수	104

그림 3.14 DW 및 LL하중의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수	105
그림 3.15 표본별 T_{CB} , T_{GD} 의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수 ..	107
그림 3.16 표본별 T_{DW} , T_{LL} 의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수 ..	108
그림 3.17 표본크기별 T_{CB}, T_{GD} 의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수	109
그림 3.18 표본크기별 T_{DW}, T_{LL} 의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수	110
그림 3.19 신뢰도평가 방법에 따른 현수교 주케이블의 신뢰도지수	113
그림 3.20 신뢰도평가 방법에 따른 사장교 케이블의 신뢰도지수	113
그림 3.21 설계안전율 대비 현수교 주케이블의 신뢰도지수(선형)	116
그림 3.22 설계안전율 대비 사장케이블의 신뢰도지수(선형)	116
그림 3.23 현수교 주케이블의 목표저항강도($\eta = 0.825, \chi = 0.250$)	117
그림 3.24 사장교 케이블의 목표저항강도 ($\eta = 0.700$)	117
그림 3.25 현수교 주케이블의 하중비; (a) $\xi - \eta$, (b) $\xi - \chi$	118
그림 3.26 사장교 케이블의 하중비 ($\xi - \eta$)	119
그림 3.27 Reference최적화에 따른 현수교 주케이블 평균 신뢰도지수 .	121
그림 3.28 Reference최적화에 따른 사장교 케이블 신뢰도지수	121

그림 3.29 Sequential 최적화에 따른 현수교 주케이블 평균 신뢰도지수 .	123
그림 3.30 Sequential 최적화에 따른 사장교 케이블 평균 신뢰도지수	123
그림 3.31 DC하중비에 따른 현수교 주케이블 신뢰도지수 ($\chi = 0.25$)	124
그림 3.32 CB하중비에 따른 현수교 주케이블 신뢰도지수 ($\eta = 0.825$) ...	124
그림 3.33 DC하중비에 따른 사장교 케이블 신뢰도지수.....	125
그림 3.34 현수교 주케이블의 목표저항강도 및 요구저항강도 비교	126
그림 3.35 사장교 케이블의 목표저항강도 및 요구저항강도 비교	126
그림 4.1 이순신대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η	133
그림 4.2 울산대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η	134
그림 4.3 새천년대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η	135
그림 4.4 인천대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η	136
그림 4.5 부산항대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η	137
그림 4.6 제2진도대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η	138
그림 4.7 이순신대교 거더의 고정하중 성분별 휨모멘트	139
그림 4.8 이순신대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계	140
그림 4.9 울산대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계	140

그림 4.10 새천년대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계	141
그림 4.11 인천대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계	141
그림 4.12 부산항대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계	142
그림 4.13 제2진도대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계	142
그림 4.14 인천대교 거더의 신뢰도지수 (기존 최소 고정하중계수)	154
그림 4.15 신뢰도지수 오차 수준에 따른 인천대교 거더의 ξ - η 관계 .	154
그림 4.16 인천대교 거더의 신뢰도지수	156
그림 4.17 이순신대교 거더의 신뢰도지수	157
그림 4.18 울산대교 거더의 신뢰도지수	157
그림 4.19 새천년대교 거더의 신뢰도지수	158
그림 4.20 부산항대교 거더의 신뢰도지수; (a) 외측, (b) 중앙부	159
그림 4.21 제2진도대교 거더의 신뢰도지수	160
그림 4.22 제안 최소고정하중계수를 적용한 일반교 거더의 신뢰도평가	160

표 목 차

표 3.1 현수교 대상교량의 주케이블 제원	58
표 3.2 사장교 대상교량의 사장케이블 제원	58
표 3.3 현수교 주케이블의 단면설계를 위한 하중조합	59
표 3.4 인천대교 케이블 설계를 위한 하중조합	61
표 3.5 부산항대교 케이블 설계를 위한 하중조합	62
표 3.6 제2진도대교 케이블 설계를 위한 하중조합	62
표 3.7 대표교량에서의 케이블 장력 및 장력비	64
표 3.8 코드캘리브레이션을 위한 확률변수의 통계특성	65
표 3.9 케이블 저항강도의 통계특성	65
표 3.10 부재 종류별 목표신뢰도지수	67
표 3.11 현수교 주케이블의 목표신뢰도지수별 저항계수	68
표 3.12 사장교 케이블의 목표신뢰도지수별 저항계수	69
표 3.13 MCS수행을 위한 하중성분별 통계특성	103
표 3.14 표본개수 10000개에 대한 MCS 추정값의 변동계수	106
표 3.15 CB하중에 의한 장력의 K-S검정 결과	111

표 3.16 GD하중에 의한 장력의 K-S검정 결과	111
표 3.17 DW하중에 의한 장력의 K-S검정 결과	112
표 3.18 LL하중에 의한 장력의 K-S검정 결과	112
표 3.19 인천대교 케이블의 위치 및 해석방법에 따른 표준화된 MPFP	114
표 3.20 인천대교 케이블의 위치 및 해석방법에 따른 음단위법선백 터	114
표 3.21 대상교량별 목표신뢰도지수 산정부재의 하중비	115
표 3.22 케이블부재의 reference 최적화 결과	120
표 3.23 송상원(2019)이 제시한 reference 하중-저항계수	120
표 3.24 송상원(2019)이 제시한 설계기준 제안 하중-저항계수	122
표 3.25 케이블부재의 sequential 최적화 결과	122
표 4.1 고정하중비 및 DC하중비에 따른 하중성분별 부호	152
표 4.2 케이블교량 거더의 코드캘리브레이션을 위한 확률변수의 통 계특성	152
표 4.3 거더 신뢰도평가를 위한 하중계수 (기존 최소 고정하중계 수)	153
표 4.4 거더 신뢰도평가를 위한 하중계수 (제안 최소 고정하중계 수)	155

1. 서론

교량은 인간이 직접 통과하기 어려운 지형을 극복할 수 있게 해주는 대표적인 토목구조물로 교량의 붕괴는 좁게는 지역사회부터 넓게는 국가 전체의 물류 이동에 마비를 야기할 수 있을 만큼 현대 사회에서 중요한 역할을 담당하는 사회 기간시설이다. 또한 운행중인 교량의 붕괴는 단순히 유통망의 붕괴에 그치는 것이 아니라 해당 교량을 이용중인 수 많은 사용자의 인명에도 위협이 되므로 붕괴가 되지 않는 안전한 교량을 건설하는 것은 매우 중요하다.

안전한 교량의 설계를 위한 철학은 과거 경험기반의 허용응력설계법(allowable stress design, ASD)에서 근래에는 신뢰도이론에 기반한 하중-저항계수설계법(load-resistance factor design, LRFD)으로 바뀌고 있으며 미국의 AASHTO LRFD bridge design specifications (이하 AASHTO LRFD 설계기준) (AASHTO, 2014)이나 유럽의 Eurocode 0 (이하 Eurocode) (CEN, 2002) 등과 같이 이미 세계적으로 신뢰도기반 하중-저항계수설계법에 근거한 설계기준을 개발하여 실제 교량설계에 적용하고 있다. 그러나 이러한 기존의 설계기준은 기본적으로 그 대상구조물을 일반적인 단중지간 교량으로 한정하고 있다.

한편, 케이블교량은 일반적인 교량형식에 비해 긴 주경간으로 구성 가능하기 때문에 하부구조물을 설치하기 힘든 해상, 하상 및 산지 등에 주로

건설되고 있으나 케이블 교량 자체의 구조적 비선형 특성, 초장대화에 따른 거동변화 등 기존의 단중지간 일반교량과는 다른 특징을 보이므로 케이블교량 설계 시, 일반교량에 대한 설계 규정을 직접적 적용하는 것은 무리가 있다. 이러한 이유로 인해 현재 건설 혹은 공용중인 케이블교량, 그 중에서도 특히 케이블부재와 같이 신뢰도기반 하중-저항계수설계법을 근간으로 하는 기존 설계기준에서 다루어지지 않은 부분들에 대해서는 여전히 이전의 허용응력설계법에 기반하여 제안된 설계규정이 다수 준용되었다.

국내에서도 신뢰도기반 하중-저항계수설계법을 도입하는 세계적 추세에 발맞춰 일반교량을 대상으로 하는 도로교설계기준[한계상태설계법] (이하 일반교설계기준) (국토해양부, 2012)을 개발하였으며 2012년 처음 제정되어 2015년부터 설계실무에 본격적으로 사용되고 있다. 또한 초장대교량사업단의 과제를 통해 케이블교량의 설계를 위한 하중-저항계수설계법 기반 설계기준을 작성하기 위한 연구가 이루어졌으며 그 성과를 바탕으로 도로교설계기준[한계상태설계법]-케이블교량편 (이하 케이블교량설계기준) (국토교통부, 2015)이 개발되어 케이블교량의 설계를 위한 공인 설계기준으로 사용되고 있다.

기존의 허용응력설계법은 구조 재료의 극한응력을 설계안전율로 나눈 값인 허용응력을 설정하고 총 공칭하중에 의해 발생하는 응력이 허용응력보다 작아지도록 하는 설계법으로 각기 다른 불확실성을 내포하고 있는 설계변수들의 영향을 하나의 설계안전율로 고려한다는 점과 그러한 설계안전

율이 기존 설계자들이 수행하였던 설계경험에 근거하여 설정되었다는 점에서 한계가 있다. 또한, 주로 선형탄성이론이 유효한 응력범위를 대상으로 하기 때문에 선형적 특성을 보이지 않는 콘크리트 부재나 항복 이후 비선형영역에서 도달한 강재의 설계에는 적용하기 어렵다(이해성 등, 2016).

이러한 단점을 개선하기 위하여 수 많은 연구자들에 의해 다양한 연구가 수행되었으며 그 결과 근래의 교량설계기준들은 전술한대로 신뢰도기반 하중-저항계수설계법을 근간으로 하고 있다. 신뢰도기반 하중-저항계수 설계법에서는 단일 값으로 정의된 설계안전율 대신 하중계수와 저항계수로 구분된 부분안전계수를 도입하여 하중과 저항 등의 각각의 설계변수가 가지는 불확실성을 보다 명확하게 구분하여 고려할 수 있는 기틀을 마련하였다. 또한 이러한 계수들을 설정하는 과정도 구조신뢰성이론을 도입하여 구조물의 안전도를 신뢰도지수라는 정량적인 척도를 통해 평가함으로써 이론적으로 뒷받침이 가능한 합리적인 기준을 제시할 수 있게 되었다.

신뢰도기반 하중-저항계수설계법을 적용한 설계기준을 개발하기 위해서는 우선적으로 구조물에서 발생 가능한 파괴형태를 고려하여 한계상태를 정의하고 각 한계상태별로 만족시켜야 하는 안전도를 나타내는 목표신뢰도 지수를 설정한 후, 이를 만족시키기 위한 부분안전계수인 하중계수와 저항계수를 산출하여야 한다.

완전한 신뢰도기반 하중-저항계수설계법 적용 설계기준을 개발하기 위해서는 모든 한계상태에 대해 해당 한계상태를 구성하는 각종 설계변수들

의 확률모형을 정립하고 각 한계상태의 개별적인 목표신뢰도지수를 설정한 후 최종적으로 하중계수 및 저항계수를 통하여 앞서 설정한 목표신뢰도지수를 만족시키도록 해야 할 것이다. 그러나 현실적으로 모든 설계변수에 대한 통계자료 조사를 수행하여 확률모형을 정립하고 이를 포함하는 모든 한계상태에 대해 목표신뢰도지수를 설정한 후 이를 동시에 고려하여 실무 적용성은 크게 해치지 않으면서 적절한 안전도를 확보하는 하중-저항계수를 계산하는 것은 불가능에 가까우며 따라서 기존의 연구자들도 실제 설계에서 지배적인 영향을 미치는 일부 한계상태에 대해 주요한 하중들을 확률변수로 고려하여 코드캘리브레이션을 수행하는 형태로 연구를 수행하였다.

교량의 부재는 그 부재의 구조적 거동상 중요도를 감안하여 주 부재와 부 부재로 분류할 수 있다. 이 중에서 주 부재는 해당 부재가 파괴되는 경우 전체 교량 구조물의 기능수행에 지대한 영향을 미칠 수 있는 부재들을 일컬으며 그 중요도를 고려하였을 때 우선적으로 신뢰도기반 코드캘리브레이션 작업이 이루어져야 할 것이다. 케이블교량의 대표적인 주 부재로는 케이블, 거더, 주탑이 있다. 일반적으로 단중지간 교량의 설계에서 중력방향 차량활하중조합이 단면결정에 주요한 영향을 미치는 것과 달리 케이블교량에서는 교량이 장대화 됨에 따라 기존과 다른 하중조합이 부재 설계에 주요한 영향을 미치는 경우가 발생한다. 주탑은 이러한 현상을 보이는 주요한 부재 중 하나로 주탑이 3개 이상인 다주탑 케이블교량을 제외하면 대체로 풍하중조합이 설계에 지배적인 영향을 미친다. 김지현(2018)은 케이블

교량의 주탑을 대상부재로 하여 신뢰도기반 교량설계기준을 위한 풍하중계수 산정절차에 대한 연구를 이미 수행한 바 있으며 따라서 이 연구에서는 주탑을 대상으로 하는 코드캘리브레이션은 제외하고 케이블과 거더의 코드캘리브레이션을 수행하였다.

이후 논문의 내용은 다음과 같이 구성되어 있다. 우선 2장에서 이 연구에 대한 기본적인 배경이론 및 선행연구에 대해 서술하고 3장에서 케이블부재의 코드캘리브레이션에 대해 설명한다. 그리고 그 다음으로는 4장에서 거더의 설계를 위한 최소 고정하중계수에 대해 서술한다.

3장에서 서술할 케이블부재의 설계를 위한 코드캘리브레이션은 크게 두 가지 접근법으로 구분할 수 있다. 한 가지는 케이블부재의 비선형성을 고려한 신뢰도평가 기법과 실패량 모델을 고려하여 코드캘리브레이션을 수행하는 방법으로 케이블교량설계기준의 케이블부재 저항계수를 설정하는데 적용된 방법이다. 두 번째 방법은 최적화를 활용한 방법으로 케이블부재의 한계상태함수를 선형화 및 표준화한 후 최적화 기법을 도입하여 수행하는 코드캘리브레이션으로 한계상태함수가 표준화 되어있어 앞서 제시한 방법보다 일반적인 접근이 가능한 동시에 균일한 신뢰도지수를 보장할 수 있는 장점이 있다.

4장에서는 거더의 설계를 위한 코드캘리브레이션에 대해 논의한다. 일반교의 거더는 구조물의 자중과 포장하중에 의한 하중효과가 같은 방향의 결과를 보이는 것이 일반적인 반면 케이블교량의 거더는 설계과정에서 수

행되는 초기형상해석의 영향으로 인해 그 두 하중의 방향이 반대로 발생하여 서로 상쇄시키는 효과를 발생시킨다. 이로 인해 케이블교량의 거더를 설계하는 경우에는 일반교의 거더에서는 적용빈도가 높지 않은 최소 고정하중계수에 대한 고려가 필요하게 되며 이 논문에서는 실교량의 거더를 대상으로 케이블교량의 거더를 설계하기 위한 최소 고정하중계수를 제시하고 그에 따른 신뢰도평가를 통해 제안한 최소 고정하중계수의 타당성을 검증하였다.

2. 신뢰도기반 코드캘리브레이션

전술한대로 근래의 교량설계기준은 구조신뢰성이론을 바탕으로 구조물의 안전도를 정량화하고 각 설계변수의 불확실성을 설계에 반영하기 위한 방향으로 발전해왔다. 이러한 신뢰도기반 설계기준의 각종 계수를 결정하기 위한 작업인 코드캘리브레이션을 이해하기 위해서는 구조신뢰성에 대한 기본적인 지식들이 필요하며 이 장에서는 확률변수, 신뢰도평가 같은 신뢰도기반 코드캘리브레이션을 이해하기 위해 필요한 기본적인 신뢰도 이론들 및 일반교에 대해 수행되었던 최적화기반 코드캘리브레이션에 대해 서술한다.

2.1 기본 신뢰도이론

2.1.1 확률변수

교량설계 시 고려되는 강도, 하중 등의 각종 설계 변수는 실제로는 하나의 값으로 고정된 것이 아니라 특정한 대표값을 기준으로 다양한 값이 분포하는 특성을 보인다. 이러한 변수를 확률변수(random variable)라 하며 확률변수는 그 변수가 가질 수 있는 값의 연속성에 따라 이산확률변수와 연속확률변수로 구분된다(양영순, 1999).

확률함수와 대표값은 확률변수의 통계적인 특성을 나타낼 수 있는 대표적인 방법 중의 하나로 확률함수는 확률변수와 발생확률 간의 관계에 대

한 정보를 포함하고 있는 함수를 지칭하며 누적분포함수(Cumulative distribution function, CDF)와 확률밀도함수(Probability density function, PDF) 혹은 확률질량함수(Probability mass function, PMF)가 있다.

누적분포함수는 확률변수 X 가 임의의 값 x 보다 작은 값을 가질 확률을 표현한 것으로 다음과 같은 성질을 갖는다.

$$\text{If } a < b, 0 \leq F_X(a) < F_X(b) \leq 1 \quad (2.1)$$

여기서 $F_X(x)$ 는 확률변수 X 의 누적분포함수를 의미한다.

확률밀도함수는 연속확률변수 X 가 특정값 x 를 가질 경우에 대한 확률밀도를 의미하며 누적분포함수의 변화율로 나타낼 수 있다.

$$f_X(x) \geq 0 \quad (2.2)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_X(x) dx = 1 \quad (2.3)$$

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(u) du \quad (2.4)$$

여기서 $f_X(x)$ 는 확률변수 X 의 확률밀도함수를 의미한다. 확률변수 X 가 이산확률변수인 경우, X 의 분포는 확률밀도함수 대신 확률질량함수로 표현하며 이를 $P_X(x)$ 와 같은 기호로 구분하여 표현하기도 한다.

대표값은 문자 그대로 확률변수를 대표하여 나타낼 수 있는 값을 의미하며 평균, 표준편차, 중앙값 등 다양한 값들이 대표값으로 사용된다. 이

중에서 가장 전형적으로 사용되는 평균과 표준편차의 경우 확률변수의 1, 2차 모멘트로부터 계산할 수 있다.

확률변수 X 의 n 제곱의 기대값은 다음과 같이 정의되며 이 값을 확률변수 X 의 n 차 모멘트라 한다.

$$E[X^n] = \int_{-\infty}^{\infty} x^n f_X(x) dx \quad (2.5)$$

여기서 $E[\cdot]$ 는 확률변수의 기대값을 의미한다. 확률변수의 평균은 1차 모멘트에 해당하며 분산과 표준편차는 확률변수의 1, 2차 모멘트로부터 계산할 수 있다.

$$\mu_X = E[X] = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \quad (2.6)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}[X] &= E[(X - \mu_X)^2] \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} x^2 f_X(x) dx - \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \right\}^2 \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} &= E[X^2] - \{E[X]\}^2 \\ \sigma_X &= \sqrt{\text{Var}[X]} \end{aligned} \quad (2.8)$$

여기서 μ_X 와 σ_X 는 각각 확률변수 X 의 평균 및 표준편차를 의미한다. 표준편차는 확률변수의 산포도를 나타내는 대표값이지만 그 크기는 평균값에 따라 달라지기 때문에 절대적인 크기가 다른 두 변수의 변동특성을 비교하는 용도로 활용하기에는 적절하지 않다. 따라서 확률변수의 일반화된 변동특성을 나타내기 위하여 변동계수(coefficient of variation, CoV)가 사용되

며 이는 표준편차와 평균의 비로써 표현된다.

$$V_x \text{ (or } CoV[X]) = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (2.9)$$

2.1.2 한계상태함수와 파괴확률

구조물의 신뢰도를 평가하기 위해서는 구조물의 현 상태를 판단할 수 있는 기준이 필요하다. 한계상태함수(limit state function)는 구조물의 상태를 수학적으로 정의한 것으로 그 값이 0보다 크면 구조물이 사용자가 정의한 성능기준을 만족하는 상태인 안전상태에 있고 0보다 작으면 구조물이 주어진 성능기준을 만족하지 못하는 파괴상태에 있음을 의미한다.

$$G(\mathbf{X}) > 0 : \text{안전(Safe)}$$

$$G(\mathbf{X}) = 0 : \text{한계상태(Limit state)} \quad (2.10)$$

$$G(\mathbf{X}) < 0 : \text{파괴(Failure)}$$

식(2.10)에 따라 한계상태함수는 구조물의 안전영역과 파괴영역의 경계를 나누는 역할을 하며 이를 가장 간단한 형태의 한계상태함수인 $G = S - Q$ 에 대해 표현하면 그림 2.1과 같다. 여기서 S 은 구조물의 저항 강도에 관련된 저항, Q 는 외부하중에 의해 발생하는 하중효과를 의미한다.

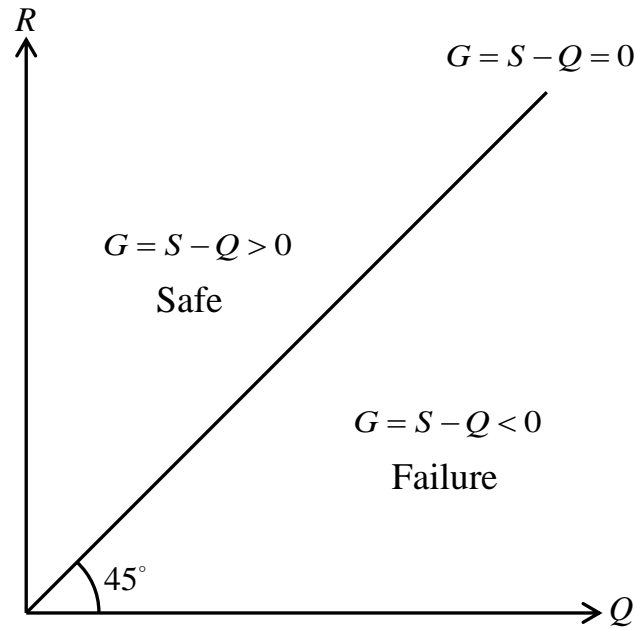


그림 2.1 한계상태함수 $G = S - Q$ 에 따른 구조물의 상태

하중효과와 저항이 확률변수이므로 그 두 변수의 함수로 표현된 한계상태함수 G 또한 확률변수이고 그 분포가 존재한다. 한계상태함수 G 가 0보다 작은 값을 가질 확률은 구조물이 파괴상태에 있을 확률을 의미하므로 이를 파괴확률 p_f 로 정의하며 p_f 는 G 의 누적분포함수를 통해 계산할 수 있다.

$$p_f = P[G < 0] = F_G(0) \quad (2.11)$$

신뢰성공학에서 구조물의 안정성을 평가하는 방법은 다양하게 존재하나 평가에 사용되는 통계적 정보의 성격에 따라 Level III, Level II 및 Level

I 방법으로 구분할 수 있다. 이 중에서 Level III 방법은 모든 확률변수의 평균과 분산 및 결합 확률밀도함수를 이용하여 한계상태함수가 0보다 작은 확률을 직접적으로 계산하는 방법이다(양영순, 1999).

일반적인 선형 한계상태함수는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$G = \sum_i a_i X_i = \mathbf{a} \cdot \mathbf{X} \quad (2.12)$$

여기서 G 는 한계상태함수를 의미하며 X_i 는 i 번째 확률변수를 의미한다. \mathbf{a} 와 \mathbf{X} 는 각각 한계상태함수를 구성하는 계수와 확률변수들의 벡터로 $\mathbf{a} = (a_1, a_2, \dots, a_i, \dots)$ 와 $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_i, \dots)$ 와 같이 표현된다. 파괴확률은 한계상태함수가 0보다 작은 확률을 의미하므로 모든 확률변수들의 결합 확률밀도 함수에 대한 적분식으로 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} p_f &= P[G < 0] \\ &= \iiint_{G < 0} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \end{aligned} \quad (2.13)$$

여기서 $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ 는 확률변수 벡터 \mathbf{X} 의 각 성분들에 대한 결합 확률밀도함수를 의미한다. 이렇게 한계상태함수를 구성하는 모든 확률변수의 결합 확률밀도함수를 아는 경우 결합 확률밀도함수의 적분을 통해 파괴확률을 직접 계산할 수 있으나 실제 공학문제에서는 결합 확률밀도함수를 정확히 아는 것도 힘들 뿐만 아니라 결합 확률밀도함수가 주어져 있더라도 그 적분

을 수행하는 것도 어려운 경우가 일반적이다. 따라서 실제 Level III 방법의 신뢰도평가는 추출법에 기반하여 파괴확률을 추정하는 방법이 일반적으로 사용된다.

2.1.3 신뢰도지수와 FORM

일반적인 공학문제에서는 한계상태함수와 이를 구성하는 각 확률분포들 간의 결합확률분포를 명확히 알 수 있는 경우는 드물기 때문에 2.1.2절에서 제시한 Level III 방법을 적용하여 파괴확률을 계산하는 것은 어려움이 따른다. 따라서 파괴확률을 직접적으로 계산하는 대신 한계상태함수를 구성하는 각 확률변수의 평균, 표준편차와 분포형태에 대한 정보만을 활용하여 구조물의 신뢰도를 평가하는 Level II 방법도 널리 사용되고 있다.

2.1.2절과 동일하게 한계상태함수가 선형인 경우 한계상태함수 G 의 평균 및 표준편차는 식(2.14)와 같다.

$$\mu_G = \sum_i a_i \mu_i, \quad \sigma_G = \sqrt{\sum_i \sum_j a_i \sigma_i \rho_{ij} a_j \sigma_j} \quad (2.14)$$

여기서 μ_i , σ_i 는 확률변수 X_i 의 평균과 표준편차를 의미하며 ρ_{ij} 는 확률변수 X_i 와 X_j 의 상관계수를 의미한다. 파괴확률은 G 가 0보다 작을 확률로 정의 되므로 표준정규분포의 누적확률밀도함수를 이용해 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned}
p_f &= P[G < 0] \\
&= F_G(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi(-\beta)
\end{aligned} \tag{2.15}$$

여기서 β 는 직접적인 파괴확률 값은 아니지만 대상 구조물의 신뢰도를 나타내는 하나의 척도가 되는 값으로 신뢰도지수라 하며 한계상태함수를 구성하는 각 확률변수의 평균과 표준편차를 이용해 표현하면 다음과 같다.

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\sum_i a_i \mu_i}{\sqrt{\sum_i \sum_j a_i \sigma_i \rho_{ij} a_j \sigma_j}} \tag{2.16}$$

신뢰도지수는 결과적으로 표준정규분포 공간상에서 한계상태함수 G 의 평균과 원점 사이의 거리를 표준편차에 대한 비율로 나타낸 것이다.

식(2.16)에서 주어진 한계상태함수의 평균과 표준편차는 선형한계상태에 한정된 것이므로 한계상태함수가 비선형일 경우에는 한계상태함수를 선형으로 근사할 필요가 있다. 각 확률변수의 평균점을 기준으로 선형근사를 할 경우 한계상태함수는 다음과 같다.

$$G(\mathbf{X}) \approx G(\boldsymbol{\mu}) + \sum_i \left. \frac{\partial G}{\partial X_i} \right|_{X_i = \mu_i} (X_i - \mu_i) \tag{2.17}$$

여기서 $\boldsymbol{\mu}$ 는 \mathbf{X} 의 각 성분의 평균으로 구성된 벡터이다. 식(2.17)에 대해 식(2.16)에서 정의된 신뢰도지수를 계산하면 다음과 같다.

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{G(\boldsymbol{\mu})}{\sqrt{\sum_i \frac{\partial G}{\partial X_i} \frac{\partial G}{\partial X_j} \rho_{ij} \sigma_i \sigma_j}} \quad (2.18)$$

식(2.18)과 같이 신뢰도지수를 계산하는 방법을 평균 일계이차모멘트법(mean value first order second moment method, MVFOSM)라 한다. 평균 일계이차모멘트법의 경우 계산이 간단한 장점이 있으나 하나의 현상에 대해 한계상태함수를 다른 형태로 표현할 경우 신뢰도지수 결과가 달라지는 불변성 결여(lack of invariance)의 문제가 있다.

식(2.12)에 주어진 한계상태함수의 각 확률변수를 표준화된 확률변수에 대해 표현하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} G(\mathbf{X}) &= \sum_i a_i X_i = \sum_i a_i (\sigma_i \bar{X}_i + \mu_i) \\ &= \sum_i a_i \mu_i + \sum_i a_i \sigma_i \bar{X}_i \\ &= G(\boldsymbol{\mu}) + \sum_i a_i \sigma_i \bar{X} = g(\bar{\mathbf{X}}) \end{aligned} \quad (2.19)$$

여기서 $\bar{\mathbf{X}}$ 는 \mathbf{X} 의 각 성분을 표준화한 확률변수로 구성된 벡터이다. 한편 식(2.19)의 표준화된 한계상태함수와 식(2.16)의 신뢰도지수를 비교해보면 신뢰도지수의 크기는 표준화된 확률변수공간 상에서 원점으로부터 한계상태함수까지의 최단거리에 해당함을 확인할 수 있다. Hasofer와 Lind(1974)는 이러한 관계를 바탕으로 신뢰도문제는 표준화된 확률변수 공간상에서 최단 거리에 위치한 점인 MPFP(most probable failure point)를 찾는 최적화 문제로

변환하여 계산하는 해석법을 제안하였으며 이는 Hasofer-Lind 신뢰도지수 또는 개선된 일계이차모멘트법(advanced first order second moment method, AFOSM)로 알려져 있다. Hasofer-Lind 신뢰도지수는 표준화된 확률분포 공간상에서의 최단거리라는 기하학적 의미를 바탕으로 해석을 수행하게 되므로 전술한 MVFOSM에서 발생한 불변성 결여의 문제가 발생하지 않고 일관된 신뢰도지수 결과를 얻을 수 있다는 장점이 있다.

그러나 Hasofer-Lind 신뢰도지수는 그 자체로 주어진 한계상태함수의 안전도를 나타내는 척도로 사용할 수 있기는 하지만 계산과정에서 각 확률변수의 분포형식에 따른 정보가 반영되지 않았기 때문에 모든 확률변수가 정규분포인 경우에만 실제 파괴확률과 유의미한 관계를 갖는다는 한계가 있다. 이러한 한계를 보완하기 위해서 각 확률변수의 실제 분포형상을 반영하기 위한 노력이 다양한 연구자들에 의해 이루어 졌으며 이 연구에서는 Rackwitz와 Fiessler(1978)가 제안한 변환법(이하 Rackwitz-Fiessler 변환)을 통해 각 확률 변수의 분포형상을 반영하였다. Rackwitz와 Fiessler는 원래의 확률변수와 등가의 정규확률변수의 PDF 및 CDF값이 같다는 조건을 통해 등가 정규확률분포의 매개변수인 평균과 표준편차를 계산한다.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_Z^{eq}} \phi\left(\frac{z - \mu_Z^{eq}}{\sigma_Z^{eq}}\right)$$

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{z - \mu_Z^{eq}}{\sigma_Z^{eq}}\right)$$
(2.20)

여기서 X 와 Z 는 각각 원래의 확률변수와 등가 정규확률변수를 의미하며 f_x 와 F_x 는 각각 원래 확률변수 X 의 PDF 및 CDF를 의미한다. ϕ 와 Φ 는 표준정규분포의 PDF 및 CDF를 의미하며 μ_z^{eq} 와 σ_z^{eq} 는 각각 등가 정규 확률변수 Z 의 평균 및 표준편차를 의미한다.

이와 같이 기존의 Hasofer-Lind 신뢰도지수에 확률변수의 실제 분포에 대한 정보까지 추가적으로 도입하여 주어진 한계상태함수의 신뢰도지수 및 파괴 확률을 계산하는 방법을 Hasofer-Lind 신뢰도지수와 구분하여 일반적으로 일계신뢰도방법(first order reliability method, FORM)이라 지칭하며 이 연구에서 수행된 모든 신뢰도평가는 일계신뢰도방법을 적용하여 수행하였다. 일계신뢰도방법은 연구자에 따라서 이를 비정규 확률변수에 대한 개선된 일계이차모멘트법(AFOSM for non-normal variable)으로 지칭하기도 하나 현재 구조신뢰성분야에서는 FORM이라는 용어가 더 일반적으로 사용되고 있는 것으로 파악되며 따라서 이 연구에서도 FORM으로 명칭을 통일한다.

2.1.4 하중-저항계수 설계법

2.1.3에서 정의한 신뢰도지수는 구조물의 안전도를 정량적으로 평가할 수 있는 좋은 척도이다. 그러나 설정한 한계상태함수의 형태나 대상 구조물의 특성에 따라 매우 복잡한 계산을 필요로 하는 경우도 발생한다. 특히 케이블교량의 경우 구조물자체의 비선형성으로 인해 신뢰도평가 시 비선형 구조해석에 대한 지식이 필요함은 물론 신뢰도평가 과정 중에도 일반교에

비해 큰 계산비용이 소요된다. 또한 상대적으로 해석이 간단한 선형 구조물이라도 휨, 전단, 압축 등 각각의 하중효과에 따른 파괴양상에 대해 모두 설계하려면 각각의 경우에 대해 개별적으로 신뢰도평가를 수행하여야 하며 이러한 형태로 설계기준을 제시하는 경우 실무 적용성이 매우 떨어지게 된다. 따라서 신뢰도기반 하중-저항계수설계법에서는 신뢰도평가에 기반하여 각 설계변수의 불확실성을 고려한 부분안전계수를 설정하여 설계자가 직접 신뢰도평가를 수행하는 대신 단순히 하중효과의 선형조합만으로 설계를 하더라도 목표한 신뢰도수준을 만족 시킬 수 있도록 한다. 이와 같이 목표신뢰도지수로 표현된 안전성을 보장하기 위해 부분 안전계수를 도입하여 실제 설계에 적용 가능하게 개발된 신뢰도기반 하중-저항계수설계법이 앞서 2.1.2절에서 설명한 신뢰도평가 방법의 세가지 분류 중 Level I 방법에 해당한다.

2.2 강도최적화기반 코드캘리브레이션

신뢰도기반 하중-저항계수 설계법의 특징 중 하나는 신뢰도이론에 기반하여 각 설계변수의 불확실성을 설계에 반영함으로써 보다 정량화되고 균일한 신뢰도를 확보할 수 있다는 것이다. 그러나 Lee 등(2018)은 기존 하중-저항계수 설계법 기반 설계기준의 하중-저항계수가 확보하는 신뢰도를 계산하였고 이를 토대로 기존 설계기준이 충분히 균일한 신뢰도를 확보하지 못하고 있으며 일부는 전반적으로 제시한 목표신뢰도지수에 미치지 못

하는 신뢰도수준을 확보하고 있는 것으로 판단하였다. 이러한 문제를 해결하기 위해 Lee 등(2018)은 한계상태함수를 표준화(normalize)하고 신뢰도지수에 대한 최적화를 도입하여 기존의 설계기준보다 균일한 신뢰도를 확보할 수 있는 코드 캘리브레이션 기법을 제안하였다. 이 방법은 매우 균일한 신뢰도를 확보할 수 있다는 장점이 있으나 파괴확률에 대한 단순 지표인 신뢰도지수의 특성상 최적화 결과에 대한 물리적 의미가 불분명하다는 한계가 있다. 따라서 Lee 등(2019)과 송상원(2019)은 이를 보완하여 신뢰도지수에 대한 직접적인 최적화를 수행하는 대신 역신뢰도해석을 통해 목표신뢰도지수를 만족하는 공칭저항강도인 목표강도를 산출하고 이에 대한 최적화를 수행하는 방법을 제시하였다. 이 목에서는 Lee 등(2019)과 송상원(2019)이 제시한 강도최적화 기반 코드캘리브레이션에 대해 설명한다.

2.2.1 표준화된 하중효과 및 하중비

일반적인 공산품은 한 번 설계를 수행한 후 동일한 제품을 반복적으로 양산할 수 있는 반면 항상 유일한 설계조건이 주어지고 그에 따라 건설되는 교량은 이러한 특성 때문에 일반화 하기 힘들다. 그럼에도 불구하고 설계기준은 다양한 형태의 교량에 대해서도 일정한 안전성을 확보하여야 할 필요가 있다. 따라서 기존의 신뢰도기반 설계기준에서는 이미 설계된 다양한 교량들에 대한 정보를 종합하여 캘리브레이션을 수행하였다. 이러한 방식으로 수행된 캘리브레이션의 경우 기존교량에 대한 신뢰도평가가 수반되

므로 요구 계산량이 큰 단점이 있다. 특히 근래에 건설되는 교량은 다양한 조건을 고려하여 과거보다 구조적으로 복잡한 거동을 보이는 경우가 많으면 이러한 교량들을 추가하여 동일한 캘리브레이션을 수행하기 위해서는 더 많은 계산을 필요로 한다. 따라서 앞서 언급한 Lee 등(2018), Lee 등(2019) 및 송상원(2019)의 연구에서는 일반교설계기준(2012)의 하중조합 중 중력방향 차량활하중 조합인 극한한계상태I 하중조합에 대해 총 공칭하중 효과로 하중과 저항을 표준화하고 두 개의 하중비 변수를 도입하여 교량의 형식과 무관하게 하중비 변수만을 이용하여 캘리브레이션을 수행하는 방법을 도입하였다.

일반적인 하중-저항계수 설계법의 설계식은 다음과 같다.

$$\phi S_0 \geq \sum_i \gamma_i (Q_i)_0 \quad (2.21)$$

여기서 ϕ 와 S 는 각각 저항계수 및 저항강도를 의미하며 γ_i 와 Q_i 는 각각 i 번째 하중의 하중계수 및 하중효과를 의미한다. 아래첨자 $_0$ 는 각 설계변수의 공칭값을 의미한다. 식(2.21)의 설계변수들을 공칭하중의 총합으로 표준화(normalize)하면 다음과 같다.

$$(\bar{Q}_i)_0 = \frac{(Q_i)_0}{C_0}, \quad \bar{S}_0 = \frac{S_0}{C_0} \quad \text{where } C_0 = \sum_i (Q_i)_0 \quad (2.22)$$

여기서 C_0 는 총 공칭하중효과를 의미하며 각 변수 위의 $-$ 는 C_0 로 표준화한 변수를 의미한다. 표준화된 설계식은 식(2.22)를 식(2.21)에 대입하여 계산할 수 있다.

$$\phi \bar{S}_0 \geq \sum_i \gamma_i (\bar{Q}_i)_0 \quad (2.23)$$

또한 표준화된 설계식에 상응하는 한계상태함수는 다음과 같다.

$$\bar{G} = \bar{S} - \sum_i \gamma_i \bar{Q}_i \quad (2.24)$$

식(2.24)와 같이 각 한계상태함수를 표준화하였으므로 신뢰도평가 및 코드 캘리브레이션 또한 표준화된 확률변수에 대해 수행하여야 하며 이를 위하여 표준화된 확률변수의 통계특성을 알아야 한다.

확률변수 X 에 상수 k 를 곱하여 구한 확률변수를 Y 라 할 때, Y 는 X 와 동일한 분포형태를 가지며 평균 및 표준편차는 X 의 평균 및 표준편차와 다음의 관계를 보인다(양영순 등, 1999).

$$\mu_Y = k \cdot \mu_X, \quad \sigma_Y = |k| \cdot \sigma_X \quad (2.25)$$

확률변수의 편심계수는 공칭값과 평균의 비율로 정의되고 변동계수는 평균과 표준편차의 비율로 정의 되므로 확률변수 Y 의 편심계수 및 변동계수는 다음과 같다.

$$\lambda_Y = \frac{\mu_Y}{Y_0} = \frac{k \cdot \mu_X}{k \cdot X_0} = \frac{\mu_X}{X_0} = \lambda_X \quad (2.26)$$

$$\delta_Y = \frac{\sigma_Y}{\mu_Y} = \frac{|k| \cdot \sigma_X}{k \cdot \mu_X} = \frac{\sigma_X}{\mu_X} = \delta_X \quad \text{where } k > 0 \quad (2.27)$$

여기서 λ 와 δ 는 각각 확률변수의 편심계수와 변동계수를 의미한다. 확률변수를 상수배한 경우 편심계수는 식(2.26)에서 보인 바와 같이 동일하며 상수 k 가 양수인 경우 변동계수도 동일한 결과를 보인다. 설계 검토 시에는 설계를 지배하는 하중효과를 양수로 상정하고 반대 방향을 음으로 검토할 수 있으므로 전술한 총 공칭하중효과 C_0 는 항상 양의 값으로 간주할 수 있으며 따라서 표준화된 확률변수는 기존의 확률변수와 동일한 편심계수 및 변동계수를 보인다.

전술한대로 교량형식, 경간장 등의 설계조건과 독립적인 코드캘리브레이션을 위해 기존 연구에서는 두 개의 하중비 변수를 정의하였다. 고정하중비는 총 공칭하중효과 중에서 고정하중이 차지하는 비율을 의미하며 DC하중비는 전체 고정하중효과 중에서 DC하중이 차지하는 비율을 의미한다.

$$\xi = (\bar{Q}_D)_0 = \frac{(Q_D)_0}{C_0} = \frac{(Q_{DC})_0 + (Q_{DW})_0}{C_0} = (\bar{Q}_{DC})_0 + (\bar{Q}_{DW})_0 \quad (2.28)$$

$$\eta = \frac{(Q_{DC})_0}{(Q_{DC})_0 + (Q_{DW})_0} = \frac{(\bar{Q}_{DC})_0}{(\bar{Q}_{DC})_0 + (\bar{Q}_{DW})_0} \quad (2.29)$$

여기서 ξ 와 η 는 각각 고정하중비와 DC하중비를 의미한다. 아래첨자 D

는 전체 고정하중을 의미하며 DC 와 DW 는 각각 1, 2차 고정하중을 의미한다. 표준화된 하중효과는 고정하중비와 DC 하중비를 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$(\bar{Q}_{DC})_0 = \xi\eta \quad (2.30)$$

$$(\bar{Q}_{DW})_0 = \xi(1-\eta) \quad (2.31)$$

$$(\bar{Q}_V)_0 = 1-\xi \quad (2.32)$$

여기서 V 는 차량활하중 등과 같이 고정하중을 제외한 변동하중을 의미한다. 식(2.30), 식(2.31) 및 식(2.32)를 식(2.23)에 대입하여 정리하면 최소 공칭요구강도를 구할 수 있다.

$$\bar{S}_0 = \frac{1}{\phi} \sum_i \gamma_i (\bar{Q}_i)_0 = \frac{1}{\phi} \{ \gamma_{DC} \xi \eta + \gamma_{DW} \xi (1-\eta) + \gamma_V (1-\xi) \} \quad (2.33)$$

식(2.33)은 고정하중 및 주요 변동하중 하나에 대해서만 표시되어 있다. 실제 설계에서는 온도, 지점침하 등 다양한 변동하중효과들이 존재하나 이러한 하중효과의 경우 활하중과 같은 주요 변동하중의 하중효과에 비해 그 크기가 작으며 대항 하중들이 보이는 통계적 특성에 대한 연구도 충분히 이루어지지 않아 확률모형을 알 수 없으므로 이후 논의에서는 제외하였다.

2.2.2 역신뢰도해석

일반적인 신뢰도해석의 목표는 한계상태와 그에 따른 확률변수들의 통

계적 정보가 주어졌을 때 해당 한계상태의 신뢰도지수를 계산하는 것이다. 반면에 신뢰도기반 설계기준의 코드캘리브레이션은 정반대로 목표로 하는 신뢰도지수가 정해져 있고 이를 보장할 수 있는 안전계수를 산출하는 형태로 진행된다. 이처럼 주어진 신뢰도지수를 만족하는 한계상태함수 상의 매개변수를 계산하는 형태의 문제를 역신뢰도문제(inverse reliability problem)이라 한다.(Kiureghian 등, 1994)

Lee 등(2019)과 송상원(2019)의 연구에서는 전술한대로 저항강도를 최적화하여 코드캘리브레이션을 수행하였고 이를 위해서 우선 목표신뢰도지수를 정확히 만족하는 요구저항강도를 산정하고자 하였다. 이는 목표로 하는 신뢰도지수가 이미 정해져 있고 이를 만족하도록 하는 목표강도를 도출하는 문제이므로 전형적인 역신뢰도문제에 해당한다. 이를 위해 정의된 역신뢰도해석 문제는 다음과 같다.

$$\beta(\bar{S}_0) = \beta_T$$

$$\text{where } \beta(\bar{S}_0) = \frac{\mu_{\bar{S}}^{eq} - \sum_i \mu_{\bar{Q}_i}^{eq}}{\sqrt{(\sigma_{\bar{S}}^{eq})^2 + \sum_i (\sigma_{\bar{Q}_i}^{eq})^2}}, \quad \bar{G} = \bar{S}^*(\beta) - \sum_i \bar{Q}_i^*(\beta) = 0 \quad (2.34)$$

여기서 좌변의 β 는 공칭저항강도에 의해 결정되는 신뢰도지수이며 우변의 β_T 는 설계기준에서 보장하고자 하는 목표신뢰도지수를 의미한다. μ^{eq} , σ^{eq} 는 각각 MPFP에서 계산한 등가정규분포의 평균과 표준편차를 나타낸다. 식(2.34)를 풀면 주어진 통계특성 하에서 목표신뢰도지수를 정확히 만

족시키는 저항강도의 공칭값을 구할 수 있다.

하중계수와 저항계수는 파괴가 발생할 때 각 설계변수가 기여하는 영향을 감안하여 부분안전율을 설정한 것이므로 식(2.24)와 같이 선형으로 정의된 한계상태함수에 대해 FORM을 수행하여 구할 수 있는 MPFP에서 확률변수들의 값과 각각의 공칭값의 비로 표현 할 수 있다.

$$\phi = \frac{S^*}{S_0}, \quad \gamma_i = \frac{(Q_i)^*}{(Q_i)_0} \quad (2.35)$$

여기서 위첨자 \cdot^* 는 MPFP에서 각 확률변수의 값을 의미한다. 따라서 식(2.34)를 풀어 목표신뢰도지수를 정확히 만족시키는 공칭저항강도를 계산하고 그 MPFP에 대해 식(2.35)와 같이 MPFP에서 각 확률변수의 값과 공칭값의 비율을 계산하면 각 하중조건하에서 목표신뢰도지수를 정확히 만족시키는 하중-저항계수를 구할 수 있게 된다.

Lee 등(2019)과 송상원(2019)의 연구에서는 식(2.34)를 풀기 위해 Newton-Raphson 방법을 적용하였다. 식(2.34)를 풀기 위해 1차 테일러 근사를 적용하면 다음과 같이 표현 가능하다.

$$\beta_T \approx \beta((\bar{S}_0)_k) + \frac{\partial \beta}{\partial \bar{S}_0} \Delta \bar{S}_0 \quad (2.36)$$

식(2.36)을 $\Delta \bar{S}_0$ 에 대해 정리하면 다음과 같다.

$$\Delta \bar{S}_0 = \left(\frac{\partial \beta}{\partial \bar{S}_0} \right)^{-1} (\beta((\bar{S}_0)_k) - \beta_T) \quad (2.37)$$

식(2.37)을 풀기 위해서는 표준화된 공칭저항강도에 대한 신뢰도지수의 민감도를 계산할 필요가 있다. 식(2.34)에서 제시한대로 표준화된 공칭저항강도에 따른 신뢰도지수는 등가정규확률변수의 평균과 표준편차에 대해 표현되어 있으며 이를 표준화된 공칭저항강도로 미분하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \beta}{\partial \bar{S}_0} &= \frac{1}{\sqrt{(\sigma_{\bar{S}}^{eq})^2 + \sum_i (\sigma_{Q_i}^{eq})^2}} \\ &\times \left[\mu_{\bar{S}, \bar{S}_0}^{eq} - \mu_{Q_v, \bar{S}_0}^{eq} - \frac{(\mu_{\bar{S}}^{eq} - \sum_i \mu_{Q_i}^{eq})(\sigma_{\bar{S}}^{eq} \sigma_{\bar{S}, \bar{S}_0}^{eq} + \sigma_{Q_v}^{eq} \sigma_{Q_v, \bar{S}_0}^{eq})}{(\sigma_{\bar{S}}^{eq})^2 + \sum_i (\sigma_{Q_i}^{eq})^2} \right] \end{aligned} \quad (2.38)$$

여기서 아래첨자 \cdot, \bar{S}_0 는 \bar{S}_0 에 대한 미분항을 의미한다. 등가 정규확률변수의 평균과 표준편차에 대한 민감도는 Rackwitz-Fiessler 변환의 관계식인 식(2.20)을 미분하여 구할 수 있으며 자세한 유도과정은 Lee 등(2018)의 연구에 제시되어 있다. 단, 하중변수가 정규분포를 따르는 경우 등가정규분포의 매개변수는 저항과 무관하게 원래 분포의 매개변수와 동일하게 결정되며 이 경우에는 표준화된 공칭저항강도와는 독립적으로 결정되므로 등가정규분포의 평균 및 표준편차의 표준화된 공칭저항강도에 대한 미분항이 소거된다. 따라서 표준화된 요구저항강도에 대한 신뢰도지수의 민감도는 저항

강도 및 비정규확률분포를 따르는 하중변수에 대한 미분항만 계산하여 식 (2.38)에 대입하면 계산이 가능하다.

2.2.3 저항강도 최적화기반 코드캘리브레이션

역신뢰도해석 결과로부터 구한 하중-저항계수는 전술한대로 정확히 목표신뢰도지수를 만족시키게 된다. 그러나 한계상태를 구성하는 각 하중들의 비율이 달라질 경우 식(2.35)에 의한 하중-저항계수도 달라지게 된다. 즉 목표신뢰도지수를 정확하게 만족시키기 위해서는 하중비 조건에 따라 모두 다른 하중-저항계수를 적용해야 한다. 그러나 실제 교량에서는 부재별, 하중효과별로 각 하중효과의 구성비가 전혀 다르다. 즉 역신뢰도해석을 통해 구한 하중-저항계수를 바로 설계에 적용할 경우 모든 부재에 대해 전부 다른 하중-저항계수를 사용하여야 하며 이는 기준의 적용성을 크게 저하시킨다. 따라서 코드캘리브레이션은 하중-저항계수 체계를 간략화 하여 설계적용성을 높이면서도 충분히 균일한 신뢰도를 보장할 수 있는 방향으로 진행되어야 한다.

Lee 등(2019)과 송상원(2019)은 역신뢰도해석을 통해 구한 요구저항강도를 목표저항강도로 두고 식(2.28)과 식(2.29)에서 정의한 하중비로 매개화하여 전반적으로 목표신뢰도지수에 근접한 신뢰도를 보이도록 최적화 문제를 정의하여 코드캘리브레이션을 수행하였다.

$$\begin{aligned}
\text{Min}_{\mathbf{x}} \Pi &= \frac{1}{2} \sum_p \int_{\xi_l}^{\xi_u} \int_{\eta_l}^{\eta_u} \{ \bar{S}_0^p(\mathbf{x}, \xi, \eta) - \bar{S}_T^p(\xi, \eta) \}^2 d\eta d\xi \\
&= \frac{1}{2} \int_{\xi_l}^{\xi_u} \int_{\eta_l}^{\eta_u} \| \bar{\mathbf{S}}_0 - \bar{\mathbf{S}}_T \|_2^2 d\eta d\xi
\end{aligned} \tag{2.39}$$

여기서 p 는 강재, 철근콘크리트 등 재료의 종류를 의미하며 \mathbf{x} 는 재료별 저항계수 및 하중계수로 이루어진 벡터이다. $\xi_u, \xi_l, \eta_u, \eta_l$ 는 각각 고정하중비 및 DC하중비의 상한값과 하한값을 의미한다. 식(2.39)에 의해 최적화를 수행하기 위해서는 고정하중비와 DC하중비의 적분구간을 설정하여야 한다. Lee 등(2019)과 송상원(2019)의 연구에서는 실교량의 설계사례에 대해 하중비 값을 조사하여 그 값들을 포괄할 수 있도록 적분구간을 설정하였다.

또한, 해당 연구들은 고정하중비에 대한 목표저항강도의 형상을 바탕으로 0과 1사이의 활하중지배 구간과 고정하중지배 구간으로 분할하여 정의하고 이를 기준으로 최적화를 수행하였으며 최적화를 통해 구한 하중-저항계수를 적용하여 신뢰도평가를 수행한 결과 코드캘리브레이션을 수행한 하중비 구간에 대해 목표신뢰도지수 대비 5%이내의 오차를 보여 균일한 신뢰도를 보장하고 있음을 확인하였다.

3. 케이블부재의 신뢰도기반 코드캘리브레이션

이전 장에서 서술한 기존의 설계기준들은 일반교의 설계에 관한 것으로 해당 교량들은 선형 거동을 보인다. 반면에 케이블교량, 특히 케이블부재는 기본적으로 비선형 특성을 갖고 있으므로 이러한 특성을 감안한 별도의 코드캘리브레이션이 필요할 것으로 판단된다. 이 장에서는 케이블부재의 설계를 위한 코드캘리브레이션 방법에 대해 서술한다.

3.1 비선형 신뢰도평가기법을 활용한 케이블 저항계수 캘리브레이션

케이블부재에 대한 설계는 주로 경험에 기반한 허용응력법을 바탕으로 수행되어 왔으며 신뢰도기반 하중-저항계수설계법을 근간으로 하는 케이블교량대상 설계기준은 2015년 발간된 케이블교량설계기준(2015)이 처음이다. 케이블교량설계기준(2015)에서는 기본적으로 비선형 거동을 보이는 케이블부재의 비선형을 고려한 신뢰도평가기법을 활용하여 케이블부재의 저항계수를 설정하기 위한 코드캘리브레이션을 수행하였다. 이 절에서는 케이블교량설계기준(2015)의 케이블부재 대상 코드캘리브레이션 방법인 케이블부재의 비선형 신뢰도평가를 바탕으로 한 코드캘리브레이션에 대해 설명한다.

3.1.1 케이블부재의 비선형 신뢰도평가

케이블부재는 비선형거동을 보이는 대표적인 부재중 하나로 그에 대한 신뢰도평가를 수행하기 위해서는 기본적으로 케이블부재의 비선형성을 고려할 필요가 있으며 이러한 신뢰도평가를 위한 연구는 다양한 연구자들에 의해 수행된 바 있다. Imai와 Frangopol(2001)의 연구에서는 비선형 유한요소법에 기반하여 현수교 케이블의 신뢰도해석을 수행하였으며 이진호(2012)는 이를 보완하여 유한요소법을 적용하는 대신 케이블부재를 이론상 정의된 케이블의 정해에 해당하는 탄성현수선 요소를 이용하여 모델링하고 그 지배방정식에 대한 직접 미분을 통해 케이블의 비선형성을 고려한 신뢰도평가를 수행하였다.

케이블부재에서 발생하는 장력은 다양한 하중에 의해 발생하며 그 중에서 케이블의 자중은 다른 하중이 거더에 재하되어 케이블부재의 단부로 전달되는 것과는 달리 케이블 자체에 직접적으로 작용한다. 또한 케이블교량에서 케이블부재가 갖는 중요도로 인해 케이블부재는 생산 및 시공과정에서 다른 부재에 비해 엄격한 품질관리를 적용한다. 또한 후술할 신뢰도평가를 위한 민감도 산출 과정에서도 케이블자중은 다른 외부하중과 다른 유도과정을 거치게 되므로 케이블의 자중은 기본적으로 다른 1차 고정하중과는 별도의 확률변수로 고려하는 것이 합리적으로 판단된다. 그러나 이진호(2012)의 연구에서는 이를 별도의 변수로 고려하지 않고 하나의 확률변수로 고려한 한계가 있으며 이러한 부분을 보완하여 Lee 등(2016)의 연구에서는 현수교 주케이블에 대해 모델링 자체는 동일하게 탄성현수선 요소

를 적용하되 케이블의 자중을 다른 거더의 자중과는 별도의 확률변수로 구분하여 신뢰도평가를 수행하였다. 이 연구에서도 현수교 케이블의 경우에는 Lee 등(2016)이 제시한 대로 거더의 자중과 케이블부재의 자중을 분리하여 신뢰도평가를 수행하였으나 사장교 케이블의 경우에는 케이블의 자중과 거더의 자중을 통합하여 하나의 확률 변수로 고려하였다. 사장교 케이블의 단면적이 작으며 따라서 그 자중의 영향도 다른 하중에 비해 매우 작다. 따라서 케이블자중과 거더자중을 분리하지 않고 하나의 확률변수로 고려하더라도 충분히 타당한 결과를 도출 할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 케이블과 거더가 교번되어 가설되는 사장교의 시공 과정을 고려하였을 때 케이블과 거더자중의 영향을 분리하는 것은 합리적이지 않다고 판단되며 이러한 이유로 사장교 케이블의 경우에는 케이블과 거더의 자중을 분리하지 않고 하나의 DC하중으로 고려하였다.

3.1.1.1 케이블부재의 한계상태함수와 민감도

케이블부재의 신뢰도평가를 위한 한계상태함수는 저항강도와 장력의 차이로 정의한다.

$$G = S - T(\mathbf{q}) \quad (3.1)$$

여기서 $T(\cdot)$ 는 케이블의 장력을 의미하며 \mathbf{q} 는 케이블교량 설계에 영향을 미치는 각종 확률변수로 이루어진 벡터이다. FORM을 적용하여 식(3.1)에

대한 신뢰도평가를 수행하기 위해서는 한계상태함수의 민감도를 계산할 필요가 있다. 이를 위해 식(3.1)를 각 확률변수로 미분하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial G}{\partial S} = 1, \quad \frac{\partial G}{\partial q_i} = -\frac{\partial T}{\partial q_i} \quad (3.2)$$

여기서 q_i 는 \mathbf{q} 의 i 번째 성분을 의미한다. 식(3.2)에서 보인 바와 같이 저항강도에 대한 한계상태함수의 민감도는 1로 고정되어있으며 다른 하중에 대한 한계상태함수의 민감도를 구하기 위해서는 장력의 민감도를 계산하여야 한다.

외부하중과 케이블자중에 대한 장력의 민감도는 모두 탄성현수선 요소의 지배방정식을 직접 미분하여 계산할 수 있다. 탄성현수선 요소의 양단에서의 장력은 각 절점의 재단력 벡터의 2-norm으로 정의된다.

$$\begin{aligned} T_1^e &= \|\mathbf{F}_1^e\|_2 = \sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2 + (F_z^1)^2} \\ T_2^e &= \|\mathbf{F}_2^e\|_2 = \sqrt{(F_x^2)^2 + (F_y^2)^2 + (F_z^2)^2} \end{aligned} \quad (3.3)$$

여기서 $\|\cdot\|_2$ 는 벡터의 2-norm을 의미하며 \mathbf{F}_1^e 와 \mathbf{F}_2^e 는 각각 케이블요소 e 의 양단 절점에서의 재단력을 의미한다. 위의 식(3.3)을 확률변수 q_i 로 미분하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial T_1^e}{\partial q_i} = \frac{\partial T_1^e}{\partial \mathbf{F}_1^e} \frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial q_i} = \frac{\mathbf{F}_1^e}{T_1^e} \frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial q_i}, \quad \frac{\partial T_2^e}{\partial q_i} = \frac{\partial T_2^e}{\partial \mathbf{F}_2^e} \frac{\partial \mathbf{F}_2^e}{\partial q_i} = \frac{\mathbf{F}_2^e}{T_2^e} \frac{\partial \mathbf{F}_2^e}{\partial q_i} \quad (3.4)$$

탄성현수선 요소의 지배방정식은 다음과 같이 표현된다(Irvine, 1981).

$$\mathbf{B}(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e) = \boldsymbol{\varphi}(\mathbf{F}_1^e, q_c) \quad (3.5)$$

여기서 \mathbf{B} 는 케이블 양단 절점간의 상대위치를 나타내는 행렬이며 \mathbf{z}^e 는 케이블자중만 재하되어 있는 상태에서 탄성현수선 요소의 양단절점 초기위치를 \mathbf{u}^e 는 추가적인 외부하중이 재하된 후 탄성현수선 요소의 양단절점에서의 변위를 나타낸다. q_c 는 케이블요소의 단위길이당 자중을 의미하며 $\boldsymbol{\varphi}$ 는 지배방정식으로 다음과 같다.

$$\boldsymbol{\varphi} = \begin{pmatrix} -\frac{F_{1x}^e}{EA_c} L^e - \frac{F_{1x}^e}{q_c} (\sinh^{-1}(\frac{F_{1z}^e + q_c L^e}{H}) - \sinh^{-1}(\frac{F_{1z}^e}{H})) \\ -\frac{F_{1y}^e}{EA_c} L^e - \frac{F_{1y}^e}{q_c} (\sinh^{-1}(\frac{F_{1z}^e + q_c L^e}{H}) - \sinh^{-1}(\frac{F_{1z}^e}{H})) \\ -\frac{F_{1z}^e}{EA_c} L^e - \frac{q_c (L^e)^2}{2EA_c} - \frac{1}{q_c} (\sqrt{H^2 + (F_{1z}^e + q_c L^e)^2} - \sqrt{H^2 + (F_{1z}^e)^2}) \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

여기서 E 와 A_c 는 케이블의 탄성계수 및 단면적을 의미하며 L^e 는 무응력 길이를 의미한다. H 는 장력의 수평방향 분력으로 $H = \sqrt{(F_{1x}^e)^2 + (F_{1y}^e)^2}$ 이다.

재단력의 민감도를 계산하기 위해 식(3.5)를 하중확률변수 q_i 로 미분하면 다음과 같다.

$$\mathbf{B} \frac{\partial(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)}{\partial q_i} = \frac{\partial \Phi}{\partial q_i} + \frac{\partial \Phi}{\partial \mathbf{F}_1^e} \frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial q_i} \quad (3.7)$$

재단력의 민감도를 계산하기 위해 식(3.7)을 다시 정리하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial q_i} &= \left(\frac{\partial \Phi}{\partial \mathbf{F}_1^e} \right)^{-1} \left(\mathbf{B} \frac{\partial(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)}{\partial q_i} - \frac{\partial \Phi}{\partial q_i} \right) \\ &= \mathbf{k}_c^e \left(\frac{\partial(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)_2}{\partial q_i} - \frac{\partial(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)_1}{\partial q_i} \right) + \mathbf{v}_i^e \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$\text{where } \mathbf{k}_c^e = \left(\frac{\partial \Phi}{\partial \mathbf{F}_1^e} \right)^{-1}, \quad \mathbf{v}_i^e = -\mathbf{k}_c^e \frac{\partial \Phi}{\partial q_i}$$

개별 탄성현수선 요소의 평형방정식은 다음과 같다.

$$\mathbf{F}_1^e + \mathbf{F}_2^e + \mathbf{g}^e = 0 \quad (3.9)$$

여기서 \mathbf{g}^e 는 케이블자중을 표현하는 벡터로 다음과 같다.

$$\mathbf{g}^e = (0, 0, q_c L^e) \quad (3.10)$$

식(3.9)를 정리하여 식(3.8)에 대입하면 탄성현수선 요소의 2번 절점 재단력의 민감도를 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \mathbf{F}_2^e}{\partial q_i} &= -\frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial q_i} - \frac{\partial \mathbf{g}^e}{\partial q_i} \\ &= \mathbf{k}_c^e \left(-\frac{\partial(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)_2}{\partial q_i} + \frac{\partial(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)_1}{\partial q_i} \right) - \mathbf{v}_i^e - \mathbf{p}_i^e \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$\text{where } \mathbf{p}_i^e = \frac{\partial \mathbf{g}^e}{\partial q_i}$$

식(3.8)과 식(3.11)을 하나로 묶어 행렬형태로 정리하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \mathbf{F}^e}{\partial q_i} &= \frac{\partial}{\partial q_i} \begin{pmatrix} \mathbf{F}_1^e \\ \mathbf{F}_2^e \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{k}_c^e & \mathbf{k}_c^e \\ \mathbf{k}_c^e & -\mathbf{k}_c^e \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial q_i} \begin{pmatrix} (\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)_2 \\ (\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)_1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{v}_i^e \\ -\mathbf{v}_i^e - \mathbf{p}_i^e \end{pmatrix} \\ &= \mathbf{K}_c^e \frac{\partial (\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e)}{\partial q_i} + \mathbf{V}_i^e \end{aligned} \quad (3.12)$$

여기서 \mathbf{K}_c^e 는 개별 탄성현수선요소의 접선강성도행렬이다. 이상의 유도 결과를 종합하면 한계상태함수의 민감도를 계산하기 위해서는 케이블초기위치 및 변위의 민감도를 계산한 후 이를 식(3.12)에 대입하여 재단력의 민감도를 계산하고 이를 다시 식(3.4)에 대입하여야 한다.

케이블지지 구조물의 전체 평형방정식은 다음과 같다.

$$\sum_e \mathbf{F}_f^e(\mathbf{u}^e) + \sum_e \mathbf{F}_c^e(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e) = \mathbf{P} \quad (3.13)$$

여기서 $\sum_e \cdot$ 는 유한요소법상 조합연산자를 의미하며 아래첨자 f, c 는 각각 프레임부재와 케이블부재를 의미한다. \mathbf{P} 는 거더에 재하되는 외부하중에 의한 등가절점하중 벡터이다. 식(3.13)을 미분하면 다음과 같다.

$$\sum_e \frac{\partial}{\partial q_i} \mathbf{F}_f^e(\mathbf{u}^e) + \sum_e \frac{\partial}{\partial q_i} \mathbf{F}_c^e(\mathbf{z}^e + \mathbf{u}^e) = \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial q_i} \quad (3.14)$$

프레임부재의 재단력의 민감도는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} \sum_e \frac{\partial}{\partial q_i} \mathbf{F}_f^e(\mathbf{u}^e) &= \sum_e \left(\frac{\partial \mathbf{F}_f^e}{\partial q_i} + \frac{\partial \mathbf{F}_f^e}{\partial \mathbf{u}^e} \frac{\partial \mathbf{u}^e}{\partial q_i} \right) \\ &= \sum_e \mathbf{f}_i^e + \sum_e \mathbf{K}_f^e \frac{\partial \mathbf{u}^e}{\partial q_i} \end{aligned} \quad (3.15)$$

여기서 $\mathbf{f}_i^e = \frac{\partial \mathbf{F}_f^e}{\partial q_i}$ 이고 \mathbf{K}_f^e 는 수렴된 평형상태에서 프레임부재의 접선 강

성도행렬이다. 식(3.12)와 식(3.15)를 식(3.14)에 대입하여 정리하면 변위의 민감도를 구할 수 있다.

$$\mathbf{K}_T \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial q_i} = \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial q_i} - \mathbf{V}_i - \mathbf{K}_c \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial q_i} - \mathbf{f}_i \quad (3.16)$$

여기서 $\mathbf{K}_T = \mathbf{K}_c + \mathbf{K}_f$ 로 수렴된 평형상태에서 구조물 전체의 접선 강성도 행렬이다. 또한 $\mathbf{K}_c = \sum_e \mathbf{K}_c^e$, $\mathbf{K}_f = \sum_e \mathbf{K}_f^e$, $\mathbf{f}_i = \sum_e \mathbf{f}_i^e$, $\mathbf{V}_i = \sum_e \mathbf{V}_i^e$ 이다.

\mathbf{q} 벡터를 구성하는 확률변수의 종류에 따른 구체적인 민감도 계산과정은 다음과 같다. 우선 외부하중의 경우, 케이블의 자중과 구조물의 강성과는 무관한 변수이므로 식(3.16)에서 \mathbf{V}_i , \mathbf{f}_i 는 0이 된다. 또한 \mathbf{z} 는 전술한대로 케이블자중만 재하된 상태에서 케이블요소 양단 절점의 위치를 의미하므로 외부하중과 무관하다. 따라서 외부하중 확률변수에 대한 민감도 계산

시 식(3.16)은 다음과 같이 표현된다.

$$\mathbf{K}_T \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial q_i} = \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial q_i} \quad (3.17)$$

식(3.17)을 풀면 외부하중에 대한 변위의 민감도를 구할 수 있고 전술한대로 이를 식(3.12)에 대입하여 재단력의 민감도를 구한 후 다시 식(3.4)에 대입하여 한계상태함수의 민감도를 계산할 수 있다.

케이블자중의 경우 케이블자중만 재하된 상태에서 초기위치의 민감도와 추가된 하중에 의한 변위의 민감도를 모두 계산하여야 한다. 초기위치의 민감도는 식(3.16)에서 프레임부재와 관련된 항을 무시하고 변위를 0으로 두면 계산할 수 있다.

$$\mathbf{K}_c \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial q_i} = -\mathbf{V}_{i,z} \quad (3.18)$$

여기서 $\mathbf{V}_{i,z}$ 는 케이블부재가 초기위치에 있는 경우에 대해 계산한 \mathbf{V}_i 를 의미한다. 케이블의 자중은 외부하중 및 프레임부재와는 무관하므로 케이블자중에 대한 변위의 민감도는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\mathbf{K}_T \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial q_i} = -\mathbf{V}_i - \mathbf{K}_c \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial q_i} \quad (3.19)$$

식(3.18)을 식(3.19)에 대입하여 풀면 케이블자중에 대한 변위의 민감도

를 계산할 수 있으며 이를 외부하중에 대해 수행한 것과 동일하게 식(3.12)에 대입하여 재단력의 민감도를 구할 수 있다. 그리고 재단력의 민감도를 식(3.4)에 대입하면 한계상태함수의 민감도를 계산할 수 있다.

프레임 부재의 휨강성에 대한 민감도 역시 유사하게 계산할 수 있다. 프레임 부재의 휨강성은 케이블자중을 비롯한 외부하중과 독립된 변수이므로 식(3.16)은 다음과 같이 바뀐다.

$$\mathbf{K}_T \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial q_i} = -\mathbf{f}_i \quad (3.20)$$

따라서 프레임 부재의 휨강성에 대한 변위의 민감도는 식(3.20)로 부터 바로 계산이 가능하며 이를 앞선 경우와 동일하게 식(3.12)에 대입하여 재단력의 민감도를 구하고 재단력의 민감도를 다시 식(3.4)에 대입하여 한계상태함수의 민감도를 계산할 수 있다.

3.1.1.2 대상교량 및 설계지배 한계상태 선정

케이블부재의 신뢰도평가는 전술한 민감도계산을 바탕으로 2.1.3에서 설명한 FORM을 적용하여 수행한다. 케이블교량은 케이블의 장력을 통해 주로 하중을 지지하는 교량을 의미하며 주경간장 200m ~ 300m 수준의 상대적으로 짧은 교량부터 주경간장이 1km를 초과하는 초장대교량까지 다양한 규모의 교량을 아우르는 개념이다. 케이블교량은 주경간장이 길수록 고

정하중의 영향이 증가하고 그에 따라 교량의 거동도 달라진다. 따라서 이후 코드캘리브레이션을 통해 일반적인 케이블부재 설계에 적합한 하중-저항계수를 구하기 위해서는 대상 교량을 선정할 때 다양한 주경간장의 교량을 선정할 필요가 있다. 이러한 조건을 고려하여 신뢰도평가를 수행하기 위한 교량은 현수교와 사장교 각각에 대해 주경간장의 길이가 상대적으로 짧은 교량, 중간교량, 긴 교량 1개씩을 선정하였다.

현수교는 이순신대교(YSB), 울산대교(UB), 새천년대교 주향로교 제2공구(새천년대교, NMB)를 선정하였으며 각 교량의 주경간장은 순서대로 1,545m, 1,150m, 650m이다. 이순신대교는 전형적인 3경간 현수교이며 울산대교는 측경간이 없는 단경간 현수교이다. 새천년대교는 다른 두 교량과는 달리 3주탑 4경간 현수교로 기획되었다. 세 교량은 각각 87개, 62개, 80개의 행어로프가 설치되어 있으며 각 현수교 주케이블의 제원은 표 3.1에 정리하였다.

사장교는 인천대교(ICH), 부산항대교(BH), 제2진도대교(JB2)를 선정하였다. 세 교량의 주경간장은 각각 800m, 540m, 344m이며 각 교량의 사장케이블 수는 208개, 160개, 60개이다. 인천대교와 부산항대교의 경우 측경간에 내측교각이 있는 5경간 사장교이며 제2진도대교는 3경간 사장교이다. 각 사장교의 케이블 제원은 표 3.2와 같다.

교량설계는 차량활하중, 풍하중, 지진하중 등 다양한 하중조합을 고려하여 설계를 수행하며 부재에 따라 주요한 영향을 미치는 하중조합이 달라

진다. 따라서 신뢰도평가에 앞서 기존의 케이블 교량을 대상으로 하중조합별 케이블 장력을 비교하여 단면 설계에 지배적인 하중조합을 설정할 필요가 있다.

이순신대교, 울상대교 및 새천년대교의 주케이블은 케이블강교량설계 지침(2006)을 기반으로 설계되었다. 이 세 교량에서 단면설계 시 고려한 주요 하중조합은 표 3.3과 같다. 여기서 D , L , SD , $E0$, T , W , EQ 는 순서대로 고정하중, 차량활하중, 지점침하, 제작오차, 온도하중, 풍하중, 지진하중에 의한 하중효과를 의미하며 $T(W)$, $L(EQ)$ 는 각각 풍하중 작용 시 온도하중, 지진하중 작용 시 차량활하중을 의미한다. 허용응력설계법에서는 표 3.3에 주어진 것처럼 하중조합별 허용응력 증가계수가 설정되어 있다. 따라서 실제 설계에 지배적인 하중조합을 확인하기 위해서는 단순한 장력이 아닌 설계강도에 대한 장력의 비율을 나타내는 성능비를 확인하는 것이 적절할 것으로 판단된다. 그림 3.1 - 그림 3.3은 세 현수교 주케이블의 하중조합별 장력 성능비를 나타낸 것으로 가로축은 양측 주탑위치가 -0.5, 0.5가 되도록 표준화 한 것이다. 세 교량 모두 표 3.3에 정의된 4개의 하중조합 중 차량활하중을 주하중으로 하는 하중조합인 case1이 가장 큰 성능비를 보이는 것을 확인할 수 있다. 따라서 현수교 주케이블에 대한 신뢰도평가 및 코드캘리브레이션은 차량활하중 하중조합에 대해 수행하도록 한다.

사장케이블에 대해서도 동일한 작업을 수행하였다. 인천대교는 케이블 설계를 위해 미국의 AASHTO LRFD 설계기준 (AASHTO, 2002)과 도로교설

계기준(2005)의 하중조합을 고려하였다. 인천대교의 사장케이블 설계를 위한 하중조합은 표 3.4에 정리하였다. AASHTO LRFD 설계기준(AASHTO, 2002)의 하중조합에 정의된 기호 DC , DW , LL 는 각각 1,2차 고정하중과 차량활하중을 의미하며 WA , FR , TU , SE 는 각각 정수압 및 유수압, 마찰력, 온조하중, 지점침하를 의미한다. 도로교설계기준(2005)의 하중조합에 정의된 D , L , I , W 는 고정하중, 차량하중 및 충격하중, 풍하중을 의미하며 CF , BK , WL 는 각각 원심력, 차량제동에 의한 하중 및 차량에 가해지는 풍하중을 나타낸다. H 는 토압을 나타내며 Q 는 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중을 의미한다. 표 3.4에 따른 인천대교 사장케이블의 성능비는 그림 3.4와 같다. 단 구조계의 대칭성을 고려하여 전체 208개중 52개의 케이블에 대해서만 표시하였다. 실선은 AASHTO LRFD 설계기준(AASHTO, 2002)의 하중조합을 의미하며 점선은 도로교설계기준(2005)의 하중조합을 의미한다. 두 설계기준 모두 중력방향 차량활하중조합인 Strength-I와 Strength 1하중조합이 설계에 지배적인 영향을 미치는 것을 확인할 수 있다.

부산항대교도 인천대교와 유사하게 도로교설계기준(2005)를 바탕으로 추가적으로 AASHTO standard specifications (AASHTO, 1994), Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation (이하 PTI 지침) (PTI, 2001) 등의 도서를 참고하였고 제2진도대교는 도로교설계기준(2000)과 PTI 지침(PTI, 1998) 및 본주사국연락교공단의 상부구조설계기준(1989)등을 바탕으로 설계

되었다. 두 교량의 주요한 설계 하중조합은 표 3.5와 표 3.6에 나타내었다. 표 3.5의 $W(L)$ 은 인천대교의 WL 과 동일하게 차량에 작용하는 풍하중을 의미하며 표 3.6의 PS 는 프리스트레스 힘에 의한 하중효과를 나타낸다. WL , WT , EL , ET 는 각각 교축방향과 교축직각방향의 풍하중 및 지진하중을 나타낸다. 그 외의 기호는 표 3.3과 동일하다. 두 교량의 사장케이블 성능비는 그림 3.5, 그림 3.6에 나타내었으며 인천대교와 동일하게 대칭성을 고려하여 전체 케이블 중 1/4인 40개, 15개만 표시하였다. 부산항대교와 제2진도대교 모두 사장케이블의 설계는 중력방향 활하중조합인 case1이 지배하는 것을 확인할 수 있다. 따라서 사장케이블의 신뢰도평가 및 코드캘리브레이션도 현수교 주케이블과 동일하게 차량활하중조합에 대해 수행하였다.

기존의 설계사례에서 조합별 장력을 검토하여 코드캘리브레이션을 위한 대상하중조합을 설정하였으나 앞서 정리한 장력은 기존 설계하중에 대한 것이다. 현재 국내에서 교량설계에 적용되는 설계기준인 일반교설계기준(2012)와 케이블교량설계기준(2015)과는 규정된 차량활하중이 다르며 코드캘리브레이션 작업은 현재 설계에 사용되는 차량활하중인 KL-510에 대해 수행하는 것이 적절하다고 판단된다. 차량활하중은 트럭하중과 차로하중으로 구분되며 대상이 되는 하중효과의 특성에 따라 국부적인 집중하중의 효과가 큰 경우에는 트럭하중만 재하하는 경우가 큰 효과를 발생시키고 국부적인 영향보다 재하된 전체하중의 크기가 큰 영향을 미치는 경우에는

트럭하중의 75%와 차로하중을 재하하는 경우가 설계에 지배적으로 작용한다. 케이블의 장력은 후자에 해당하는 하중효과이며 이 연구에서는 특히 KL-510하중에서 정의된 두 가지 차로하중모형 중 해당 하중효과에 긍정적인 영향을 미치는 영향선 길이에 따라 정의되는 표준차로모형2를 적용하였다.

본격적인 코드캘리브레이션에 앞서 대상교량의 케이블부재 중 대표위치를 선정하고 KL-510하중을 적용하여 각 성분별 장력 및 그 비율을 검토하였다. 표 3.7은 각 교량별 대표위치에서의 하중 성분별 케이블 장력을 정리한 것으로 현수교의 경우 새천년대교가 가장 차량활하중의 비율이 높으며 이순신대교가 가장 낮은 것을 확인할 수 있다. 이는 주경간장 길이의 순서와 동일한 순서로 경간장이 길어질 수록 고정하중에 의한 장력이 설계에 지배적으로 작용하는 케이블부재의 특성을 잘 보여준다. 반면에 사장교의 경우 주경간장은 인천대교가 가장 길지만 고정하중의 비율은 부산항대교가 가장 높게 도출되는데 이는 부산항대교가 다른 두 사장교와 달리 강합성 거더로 구성되어있기 때문에 상대적으로 DC하중의 영향이 증가한 영향으로 파악된다.

코드캘리브레이션을 위한 대상하중조합을 설정하였으므로 다음으로 설계에 주요한 영향을 미치는 확률변수를 선정할 필요가 있다. 케이블부재의 신뢰도에 영향을 미칠 것으로 예상되는 가장 대표적인 확률변수는 케이블의 강도와 하중이 있다. 이 중에서 하중은 코드캘리브레이션 대상 하중조

합에 따라 결정되며 중력방향 차량활하중조합은 고정하중과 차량활하중을 주요 하중으로 고려하는 동시에 온도, 지점침하 등 부수적인 하중들을 동시에 고려하도록 구성되어있다. 그러나 고정하중과 차량활하중을 제외한 기타 하중들은 케이블의 장력에 미치는 영향 자체도 상대적으로 작을 뿐만 아니라 해당 하중들에 대한 적절한 확률모형이 확립되어 있지 않다. 따라서 이러한 하중들은 확률변수로 신뢰도기반 코드캘리브레이션에 반영하기에는 적절하지 않을 것으로 판단되며 따라서 이 연구에서는 고정하중과 차량활하중만을 하중변수로 고려하였다.

전술한대로 교량의 설계에 영향을 미치는 변수는 하중 외에도 부재의 강도 및 강성에 관련된 변수들이 존재하며 원칙적으로 정밀한 신뢰도기반 코드캘리브레이션을 위해서는 이러한 변수들에 대한 고려도 필요할 것이다. Lee 등(2016)의 연구에서는 하중 외에 케이블의 인장강도 및 탄성계수, 주탑의 휨 강성을 추가적인 확률변수로 선정하였다. 그러나 실제 교량 모형의 케이블부재에 대한 신뢰도평가 수행 후 MPFP의 위치 및 확률변수별 민감도를 분석한 결과 케이블의 탄성계수와 주탑의 휨 강성은 민감도가 낮아 신뢰도평가에 큰 영향을 미치지 못하며 따라서 해당 변수들의 MPFP 값도 평균값에서 거의 이동하지 않는 것을 확인하였다. Lee 등(2016)은 이러한 결과를 바탕으로 최종적인 코드캘리브레이션에서는 케이블의 인장강도와 고정하중, 활하중만을 확률변수로 고려하였다. 이 연구에서도 동일하게 케이블의 탄성계수 및 주탑의 휨 강성은 확정값으로 간주하였으며 최종적

으로 신뢰도평가 및 코드캘리브레이션에 반영된 확률변수는 케이블부재의 강도(S)와 고정하중(DC, DW) 그리고 차량활하중(LL)이다.

3.1.2 신뢰도평가 및 목표신뢰도지수 설정

3.1.1에서 설명한 비선형 신뢰도평가 기법을 바탕으로 현수교 주케이블 및 사장교 케이블의 목표신뢰도지수를 설정한다. 케이블교량설계기준(2015)에서 일반적인 프레임 부재의 목표신뢰도지수는 기존의 신뢰도기반 설계기준을 참조하여 설정되었다. 반면 케이블부재의 경우 기존에 개발된 신뢰도기반 설계기준이 없었기 때문에 참조할 수 있는 기준이 없다. 따라서 케이블부재의 목표신뢰도지수는 경험적으로 안전하다고 판단할 수 있는 기존의 허용응력설계법 상의 설계안전율에 상응하도록 설정하는 것이 가장 합리적이라 할 수 있다. 케이블강교량설계지침(2006)에서 정의된 현수교 주케이블과 사장교 케이블의 설계안전율은 각각 2.5와 2.2로 상이하므로 따라서 두 부재의 목표신뢰도지수 또한 서로 다른 수준으로 설정하는 것이 적절할 것으로 판단된다. 이 연구에서는 현수교 주케이블과 사장교 케이블 각각의 목표신뢰도지수를 설정하기 위해 각 부재에 대해 설계안전율과 신뢰도지수 간의 관계를 도출하고자 하였다.

목표신뢰도지수를 설정하기 위해서는 전술한대로 설계안전율에 해당하는 신뢰도지수를 산출하여야 하며 이에 앞서 각 확률변수의 통계특성을 알아야 한다. 목표신뢰도지수 설정 및 이후 수행할 코드캘리브레이션을 위한

확률변수들의 통계특성은 표 3.8에 정리하였다. 각 하중의 통계변수는 Nowak(1999), 이승한(2014), 황의승(2008)의 연구에서 제시한 하중효과의 통계특성을 준용하였다.

저항강도의 통계특성은 Lee 등(2016)의 연구에서 제안한 값을 적용하였으며 이는 다음과 같은 과정을 통해 설정되었다. Ellingwood 등(1980)의 연구에서 저항강도는 다음과 같은 세 확률변수의 곱으로 표현된다.

$$S = P \cdot M \cdot F \quad (3.21)$$

여기서 S 는 저항강도이며 P 는 강도시험과 실제 상황과의 차이, 저항강도의 수치모형 등에 의한 불확실성을 나타내는 전문성계수이다. M 은 재료강도의 통계특성을 나타내며 F 는 제작 및 조립오차에 의한 불확실성을 나타낸다. Lee 등(2016)의 연구에서는 Imai와 Frangopol(2001)이 제시했던 통계특성을 전체 저항강도 S 가 아닌 재료강도 M 의 불확실성으로 간주하였으며 추가적으로 P 와 F 의 통계특성은 Ellingwood 등(1980)의 연구와 케이블부재의 특성을 참조하여 가정하였다. Ellingwood 등(1980)은 인장용 강재에 대해 전문성계수(P)는 1.0의 편심계수와 0%의 변동계수를 제시하였으며 제작 및 조립오차(F)는 1.0의 편심계수와 5%의 변동계수를 제시하였다. Lee 등(2016)은 케이블의 경우 일반 선형부재보다 복잡한 시공과정을 거치게 되므로 제작 및 조립오차의 불확실성이 일반적인 인장용 강재보다 클 것으로 판단하였다. 또한 케이블의 거동은 기본적으로 비선형 특성을

보일 뿐만 아니라 꺾임각으로 인한 2차 응력 등 실제 거동에 대해 규명되지 않은 부분이 남아있으며 이로 인해 이론상으로 계산한 탄성현수선 요소의 거동과 실제 거동간의 차이가 발생할 수 있으므로 전문성계수의 변동계수도 일반 강재보다 큰 변동성을 보일 것으로 판단하였다. Lee 등(2016)은 이러한 논의를 바탕으로 표 3.9에 제시된 바와 같이 전문성계수와 제작 및 조립오차의 통계특성을 가정하였으며 다음의 식을 통해 최종적인 저항강도의 통계특성을 산출하였다.

$$\begin{aligned} \lambda_S &= \lambda_P \cdot \lambda_M \cdot \lambda_F \\ \delta_S &= \sqrt{\delta_P^2 + \delta_M^2 + \delta_F^2} \end{aligned} \quad (3.22)$$

여기서 λ_i 와 δ_i 는 각각 확률변수 i 의 편심계수와 변동계수를 의미한다.

허용응력설계법 상의 케이블부재 설계안전율은 다음과 같이 표현된다.

$$S.F. = \frac{S}{T} \quad (3.23)$$

여기서 $S.F.$ 는 설계안전율을 의미하며 S 와 T 는 전술한대로 저항강도 및 케이블의 장력을 의미한다. 장력의 경우 주어진 하중에 대한 구조해석 결과로 계산되므로 의도에 맞게 조절이 어려우며 따라서 설계안전율을 조정하기 위해서는 저항강도를 수정할 필요가 있다. 케이블은 인장에 대해서만 저항하는 부재로 그 강도는 단면적에 비례하므로 설계안전율을 조절하기 위해서는 케이블의 단면적을 조절하여야 한다. 그러나 케이블의 단면적을

조절하게 되면 부재의 강성이 변하게 되고 그에 따라 교량의 전체적인 형상이 달라지게 된다. 케이블교량의 경우 기하학적 형상이 구조물 전체의 강성에 영향을 미치므로 형상 관리가 중요하며 이에 대한 추가적인 고려가 필요하다.

타정식 현수교의 경우, 거더에 재하된 하중이 행어로프를 통해 주케이블로 전달되며 일반적으로 행어로프는 수직으로 가설되므로 수치모델 구성 시 주케이블과 주탑을 떼어낸 후 행어로프로 전달되는 하중을 주케이블에 절점하중에 재하하는 형태로 모델링이 가능하다. 이러한 형태로 모델링 된 경우 설계안전율 변경을 위해 케이블의 단면적이 변하더라도 주케이블 자체의 처짐 형상만 달라질 뿐 행어로프와 거더에 대한 영향은 고려되지 않는 문제가 있다. 그러나 이러한 문제는 행어로프의 길이를 적절히 조절할 경우 주케이블 이외의 부재에는 영향을 미치지 않을 것으로 판단되며 이 연구에서도 그러한 상황을 간주하고 주케이블과 주탑만으로 구성된 모델을 바탕으로 해석을 수행하였다.

현수교 주케이블의 목표신뢰도지수를 설정하기 위해서는 전술한대로 설계안전율과 신뢰도지수의 관계를 도출할 필요가 있으며 각 설계안전율에 해당하는 케이블 단면적을 계산하여야 한다. 그러나 케이블부재의 단면적을 조절하는 경우 케이블의 자중 또한 단면적에 비례하므로 처음에 의도한 설계안전율을 정확히 만족시킬 수 없으며 설계안전율을 정확히 만족시키는 단면적을 찾기 위해서는 반복계산을 수행할 필요가 있다. 케이블교량에 대

한 구조해석은 그 자체로도 복잡한 계산이므로 이를 반복적으로 수행하는 것은 매우 큰 계산비용을 초래한다. 따라서 이 연구에서는 각 설계안전율을 정확히 만족하는 단면적을 계산하는 대신 현수교 주케이블의 단면적을 일정간격으로 변화시켜 가며 설계안전율과 신뢰도지수를 동시에 계산하는 방법을 사용하여 반복적인 구조해석으로 인한 계산량 증가를 방지하고자 하였다.

현수교 주케이블에서 설계안전율과 신뢰도지수간의 관계는 그림 3.7과 같다. 이순신대교, 울산대교, 새천년대교의 주케이블에서 각각 최소의 신뢰도지수를 보이는 주탑 바로 옆의 요소에 대한 결과를 정리한 것으로 표 3.7에서 제시한 하중 성분별 장력의 산정 위치와 일치한다. 동일 설계안전율에 대한 신뢰도지수는 이순신대교, 울산대교, 새천년대교의 순서로 감소하는 결과를 보이며 이는 주경간장의 순서와 일치한다. 이러한 결과는 전술한대로 주경간장이 증가함에 따라 장력에서 고정하중이 차지하는 비중이 늘어나기 때문인 것으로 보인다. 표 3.8에서 보이는 바와 같이 고정하중, 특히 고정하중 내에서 가장 큰 비중을 차지하는 DC하중은 차량활하중에 비해 변동계수가 작다. 또한 차량활하중의 분포타입이 대수정규분포이므로 정규분포를 따르는 고정하중에 비해 신뢰도해석 결과에 큰 영향을 미치게 되고 이러한 이유로 같은 설계안전율이라도 고정하중의 비중이 큰 경우에 더 큰 신뢰도지수 결과를 보이게 된다.

전술한대로 현수교 주케이블의 설계안전율은 2.5이며 이를 만족시키는

신뢰도지수는 이순신대교, 울산대교, 새천년대교 순으로 7.41, 7.20, 7.07이다. 이 결과로 미루어 보았을 때, 세 교량 모두에 대해 안전을 보장하기 위한 신뢰도지수는 세 교량의 결과 중 최소값인 7.07을 기준으로 설정하여야 하며 따라서 현수교 주케이블의 목표신뢰도지수는 파괴확률 10^{-12} 에 해당하는 7.03으로 설정하였다.

사장교 케이블의 목표신뢰도지수를 설정하기 위하여 앞서 제시한 인천대교, 부산항대교 및 제2진도대교에 대해 설계안전율과 신뢰도지수의 관계를 산출하였다. 사장교 케이블의 경우 현수교 주케이블이 수치해석모델상으로는 분할되어 있더라도 실제로 하나의 부재인 것과 달리 각각의 요소가 개별적인 케이블부재를 나타내므로 현수교 주케이블과 같이 일괄적으로 단면적을 조절하는 것은 적절하지 않으며 각 케이블부재에 대해 설계안전율을 만족시키도록 단면적을 수정하여야 한다.

케이블교량은 전술한대로 비선형구조물이므로 형상이 강성을 비롯한 교량의 거동에 영향을 미치게 되며 따라서 설계자가 의도한 안전성을 보장하기 위해서는 설계 시 설정한 초기형상을 유지하는 것이 중요하다. 그러나 사장교 케이블의 단면적을 각각 조절하게 되면 전체 구조계의 초기형상이 기존과 달라지게 되며 이는 교량의 거동 변화를 초래하며 원래의 초기형상을 만족하도록 초기형상해석을 다시 수행하여야 한다. 케이블교량 전체의 정보를 바탕으로 초기형상해석을 반복 수행하는 것은 많은 계산량을 필요로 하므로 이해성 등(2016)은 탄성현수선 케이블요소의 지배방정식과

기존 초기형상의 장력값을 이용한 간략화 초기형상해석을 제안하였다.

간략화 초기형상해석은 기존에 수행된 초기형상해석 결과로부터 케이블부재의 장력을 알고 있는 경우 적용할 수 있는 방법이다. 안전율을 정확히 만족시키기 위해 각 케이블의 단면적이 달라지는 경우 당연히 부재 자체의 강성이 바뀌게 되며 교량의 전반적인 형상 또한 달라지게 된다. 그러나 단면적이 달라지더라도 추가적으로 케이블부재의 무응력 길이를 조정하여 각 부재 양단절점의 위치와 장력을 기존 초기평형 상태와 동일하게 만들면 전체 케이블교량의 평형은 동일하게 성립하며 따라서 교량의 형상도 기존의 초기형상과 동일하게 유지될 것이다. 탄성현수선 요소의 지배방정식은 전술한대로 식(3.6)과 같다. 기존의 정해석에서는 각 요소의 무응력 길이가 주어져 있으므로 3개의 부재력이 미지수가 되어 3개의 방정식만으로 충분히 해석이 가능하나 초기형상해석에서는 무응력 길이가 추가적인 미지수가 되므로 추가적인 조건식이 필요하며 이는 요소 양단에서의 장력이 기존의 초기형상해석 결과와 같다는 조건을 활용할 수 있다.

$$\begin{pmatrix} \phi \\ T_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{F_{1x}^e}{EA_c} L^e - \frac{F_{1x}^e}{q_c} \left(\sinh^{-1} \left(\frac{F_{1z}^e + q_c L^e}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{F_{1z}^e}{H} \right) \right) \\ -\frac{F_{1y}^e}{EA_c} L^e - \frac{F_{1y}^e}{q_c} \left(\sinh^{-1} \left(\frac{F_{1z}^e + q_c L^e}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{F_{1z}^e}{H} \right) \right) \\ -\frac{F_{1z}^e}{EA_c} L^e - \frac{q_c (L^e)^2}{2EA_c} - \frac{1}{q_c} (H_1 - H_2) \\ \sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2 + (F_z^1)^2} \end{pmatrix} \quad (3.24)$$

$$\text{where } H_1 = \sqrt{H^2 + (F_{1z}^e + q_c L^e)^2}, \quad H_2 = \sqrt{H^2 + (F_{1z}^e)^2}$$

식(3.24)를 풀면 새로운 부재력 벡터와 무응력 길이를 구할 수 있으며 전술한대로 기존의 초기형상해석 결과를 활용하여 단면력 변경 전후의 장력이 동일하다는 조건을 도입하였으므로 변경된 단면력과 식(3.24)으로 구한 무응력 길이를 적용하여 구조해석을 수행하면 기존의 초기형상해석과 동일한 형상을 보이게 된다.

간략화 초기형상해석을 통해 모든 케이블이 동일한 안전율을 보이도록 수정된 교량모델에 대해 신뢰도평가를 수행함으로써 사장교 케이블의 설계 안전율 대비 신뢰도지수 관계를 도출하였다. 그림 3.8은 앞서 제시한 인천대교, 부산항대교, 제2진도대교에서 가장 낮은 신뢰도지수를 보이는 케이블에 대해 설계안전율 대비 신뢰도지수관계를 도시한 것이다. 현수교 주케이블과 달리 중간 경간장에 해당하는 부산항대교가 인천대교보다 다소 큰 신뢰도지수를 보이는 것을 확인할 수 있다. 이는 전술한대로 거더가 강박스로 이루어진 다른 두 교량과 달리 부산항대교의 거더는 강합성 거더로 이루어져 있기 때문에 장력에서 DC하중이 차지하는 비율이 더 높아지고 이로 인해 신뢰도지수도 인천대교 보다 큰 결과를 보이는 것으로 판단된다.

기존에 사용되어 오던 설계안전율인 2.2에 상응하는 신뢰도지수는 인천대교, 부산항대교, 제2진도대교 순서대로 5.90, 5.95, 5.62이며 가장 낮은 제2진도대교의 결과를 감안하여 사장교 케이블의 목표신뢰도지수는 파괴확률 10^{-8} 에 해당하는 5.61로 설정하였다.

케이블교량설계기준(2015)의 경우 기존 설계기준을 기준으로 설정한 목표신뢰도지수를 기준으로 파괴확률이 10배 혹은 0.1배가 되는 신뢰도지수 범위 내에서 설계자의 판단에 따라 보다 공격적 혹은 보수적인 경우로 채택할 수 있도록 제시하였다. 이를 반영한 최종적인 목표신뢰도지수는 표 3.10과 같다.

3.1.3 케이블부재의 저항계수 산정

3.1.2에서 목표신뢰도지수를 설정하였으므로 이를 만족시키기 위한 하중-저항계수를 설정하여야 한다. 하중계수와 저항계수는 하중, 저항 변수의 불확실성을 감안하여 실제 구조물 파괴 시 각 확률변수가 미치는 영향을 나타내는 값으로 이론적으로는 신뢰도해석을 통해 구한 MPFP에서 각 확률변수의 값을 상응하는 공칭값으로 나누어 구할 수 있다. 그러나 이러한 이론적인 근거만을 고려하여 하중계수 및 저항계수를 결정하는 것은 각 부재의 하중효과 별로 모든 하중조합을 고려하여 전부 다른 계수를 설정하여야 한다. 그러나 이렇게 설정된 무수히 많은 하중-저항계수의 조합은 목표신뢰도를 정확히 만족시키는 설계를 유도할 수는 있으나 실제 교량설계에 있어 많은 혼란을 야기할 수 있다. 따라서 기존의 신뢰도기반 설계기준들은 각 하중조합별로 동일한 하중계수를 적용하고 부재의 종류나 하중효과 등에 의한 차이는 저항계수를 다르게 제시하는 형태로 개발되었다. 케이블교량설계기준(2015)도 이와 동일한 형태로 개발되었으며 케이블부재의 갯

리브레이션도 전술한 맥락에 맞추어 하중계수는 다른 부재와 동일하게 주고 목표신뢰도지수는 저항계수를 통해 만족시킬 수 있도록 보정하였다.

이를 위해 우선적으로 하중계수를 설정하여야 한다. 이 연구에서는 케이블교량설계기준(2015)의 차량활하중조합인 극한한계상태 1 하중조합의 하중계수를 적용하였다. 이 외에도 극한한계상태 1 하중조합에는 고정하중과 차량활하중 외에도 온도변화, 지점침하 등 케이블 장력에 대한 영향은 작지만 다양한 하중들이 포함되어 있으나 앞서 서술한대로 이러한 하중들은 케이블 장력에 대한 영향이 작은 것과 동시에 해당 하중이 갖는 통계적 특성에 대한 연구가 충분히 이루어지지 않은 관계로 신뢰할만한 확률모형이 정립되지 않았기 때문에 신뢰도기반 코드캘리브레이션에 반영하는 것은 무리가 있으며 확정적인 설계변수로 고려하는 것이 현 상황에서는 가장 합리적이라고 판단된다. 따라서 신뢰도기반 코드캘리브레이션에서 이를 제외하고 하중변수는 고정하중과 차량활하중 만을 고려하였으며 각 성분에 대한 하중계수는 거더자중, 케이블자중, 포장하중 및 차량활하중 순으로 1.15, 1.05, 1.25, 1.8이다.

하중계수를 설정한 후의 저항계수 캘리브레이션 과정은 다음과 같다. 우선 하중-저항계수설계법의 설계식을 이용하여 각 교량별로 앞서 설정한 목표신뢰도지수를 만족시키는 저항계수를 찾아야 한다. 단 이 연구에서는 하나의 목표신뢰도지수에 대한 저항계수를 도출하는 것이 아닌 표 3.10에서 제시한 목표신뢰도지수 범위에 대하여 신뢰도지수 별 저항계수를 계산

하며 이를 통해 목표신뢰도지수 대비 저항계수의 관계를 도출하고자 하였다. 신뢰도지수와 저항계수간의 관계를 도출한 후 각 교량별 결과를 종합하여 best-fit line을 계산한다. 이는 기존교량을 대표하는 목표신뢰도지수 대비 저항계수의 관계를 나타내며 이 best-fit line에 3.1.2에서 설정한 목표신뢰도지수를 대입하여 역산하면 그에 상응하는 저항계수를 구할 수 있다.

FORM을 통한 신뢰도평가방법은 그 특성상 목표신뢰도지수가 정해진 상태에서 이를 만족하는 저항계수를 역산하기 위해 상대적으로 복잡한 비선형 방정식을 풀어야 한다. 특히 이 연구의 경우 대상 구조물이 비선형 특성을 갖고 있는 케이블교량이므로 특히 더 복잡한 계산을 필요로 하게 된다. 반대로 저항계수가 정해진 상태에서는 설계식으로부터 요구저항강도가 유일하게 결정되며 이를 적용하여 신뢰도평가를 수행하면 상대적으로 간단하게 특정 신뢰도지수를 확보하는 저항계수를 구할 수 있다. 이 연구에서는 후술한 방법을 기본으로 시산법(trial and error)을 통해 각 교량별 목표신뢰도지수 대비 저항계수를 계산하였다.

현수교 주케이블의 목표신뢰도지수 대비 저항계수 관계를 도출하기 위한 신뢰도지수 구간은 표 3.10에서 제시한 목표신뢰도지수 범위인 6.7 - 7.3으로 설정하였다. 이 구간에서 기존 현수교 주케이블의 목표신뢰도지수 대비 저항계수 관계는 그림 3.9에 정리하였다. 교량별 목표신뢰도지수 대 저항계수 관계는 일정한 경향성을 보이며 그 결과값 또한 상당히 유사하다. 신뢰도지수 7.0에 대한 저항계수 값은 이순신대교, 울산대교, 새천년대교

순서대로 0.504, 0.502, 0.514이며 각 계수간의 오차는 최대 2.3%이다. 따라서 각 교량별 저항계수 결과가 매우 균일한 것을 나타내며 따라서 세 교량의 best-fit line을 통해 최종적인 저항계수를 산출하는 방법이 충분히 타당하다고 판단된다. Best-fit line을 통해 계산된 현수교 주케이블의 저항계수는 표 3.11과 같다.

사장교 케이블에서도 목표신뢰도지수 대비 저항계수 관계도출을 위한 신뢰도지수 범위는 표 3.10에 제시된 값들을 모두 포함하는 5.2 - 6.0로 설정하였다. 기존 사장교의 케이블에서 목표신뢰도지수 대비 저항계수 관계는 그림 3.10과 같으며 현수교 주케이블과 동일하게 교량별 결과가 상당히 유사한 것을 확인할 수 있다. 대표적으로 신뢰도지수 5.6에 대한 저항계수는 인천대교, 부산항대교, 제2진도대교 순으로 0.613, 0.596, 0.597이며 오차는 최대 2.9%이다. 따라서 사장교 케이블도 best-fit line을 통해 저항계수를 산출하는 것이 유효하다고 판단되며 이를 통해 도출한 저항계수 값은 표 3.12와 같다.

표 3.11 및 표 3.12에서 제시한 저항계수가 타당성을 갖기 위해서는 적절한 코드캘리브레이션 기법은 물론이고 그에 앞서 코드캘리브레이션에 쓰인 각 확률변수의 확률모델이 타당하게 주어져야 한다. 그러나 케이블 저항강도의 통계특성은 실제 강도실험 등을 통해 도출된 값이 아닌 Lee 등 (2016)의 연구에서 가정한 값이 포함되어 있기 때문에 그 타당성 면에서 불완전하다고 판단되며 이를 반영하여 설정한 저항계수의 타당성에 대한

검증이 필요할 것이다. 이를 위해서 이해성 등(2016)의 연구에서는 새천년 대교를 기준으로 저항강도의 통계특성을 바꿔가며 제시한 방법론에 따라 목표신뢰도지수 및 저항계수를 산출하여 비교하였다. 그림 3.11과 3.12는 이해성 등(2016)의 연구에서 각각 동일한 조건하에서 저항의 변동계수가 달라짐에 따라 설계안전율 대비 신뢰도지수 관계 및 신뢰도지수대비 저항계수 관계를 도식한 것이다. 그림 3.11을 보면 저항의 변동계수가 증가함에 따라 기존의 설계안전율 2.5에 상응하는 신뢰도지수는 감소하는 것을 확인할 수 있으며 이를 통해 저항의 변동계수가 달라지게 되면 케이블부재의 목표신뢰도수준은 달라짐을 확인할 수 있다. 그러나 그림 3.12에서 보이는 대로 저항의 변동계수가 달라지더라도 그림 3.11에서 구한 목표신뢰도지수에 상응하는 저항계수는 여전히 일정한 결과를 보이는 것을 확인할 수 있다. 즉 저항의 통계특성이 달라지더라도 목표신뢰도지수는 달라질 수 있지만 이를 만족시키는 저항계수는 그와 무관하게 일정한 결과를 보이며 따라서 이 연구에서 적용한 저항의 통계특성이 다소 불완전하더라도 표 3.11과 표 3.12에 제시한 저항계수는 충분히 타당한 것으로 판단된다.

표 3.1 현수교 대상교량의 주케이블 제원

교량명		이순신대교	울산대교	새천년대교
시공방법		AS ¹⁾	PPWS ²⁾	AS ¹⁾
극한응력 (MPa)		1,860	1,960	1,860
단면적 (mm ²)	측경간	305,729	183,241 (좌) 171,606 (우)	56,627
	주경간	287,745	171,606	56,627
인장강도 (MN)	측경간	568.7	359.2 (좌) 336.3 (우)	111.0
	주경간	534.2	336.3	111.0

1) AS: Air Spinning

2) PPWS: Prefabricated Parallel Wire Strand

표 3.2 사장교 대상교량의 사장케이블 제원

교량명		인천대교	부산항대교	제2진도대교
시공방법		PWS ¹⁾	PWS ¹⁾	PWS ¹⁾
극한응력 (MPa)		1,770	1,770	1,770
단면적 (mm ²)	최소	4,200	4,656	2,809
	최대	11,580	11,352	5,811
인장강도 (MN)	최소	7.43	8.24	4.97
	최대	20.50	20.09	10.29

1) PPWS: Parallel Wire Strand

표 3.3 현수교 주케이블의 단면설계를 위한 하중조합

조합번호	하중조합	허용응력 할증계수
Case1	$D + L + SD + E0$	1.00
Case2	$D + L + SD + E0 + T$	1.15
Case3	$D + SD + E0 + W + T(W)$	1.50 / 1.35 ¹⁾
Case4	$D + L(EQ) + SD + E0 + T + EQ$	1.50

1) 울산대교의 Case3 하중조합 허용응력 할증계수

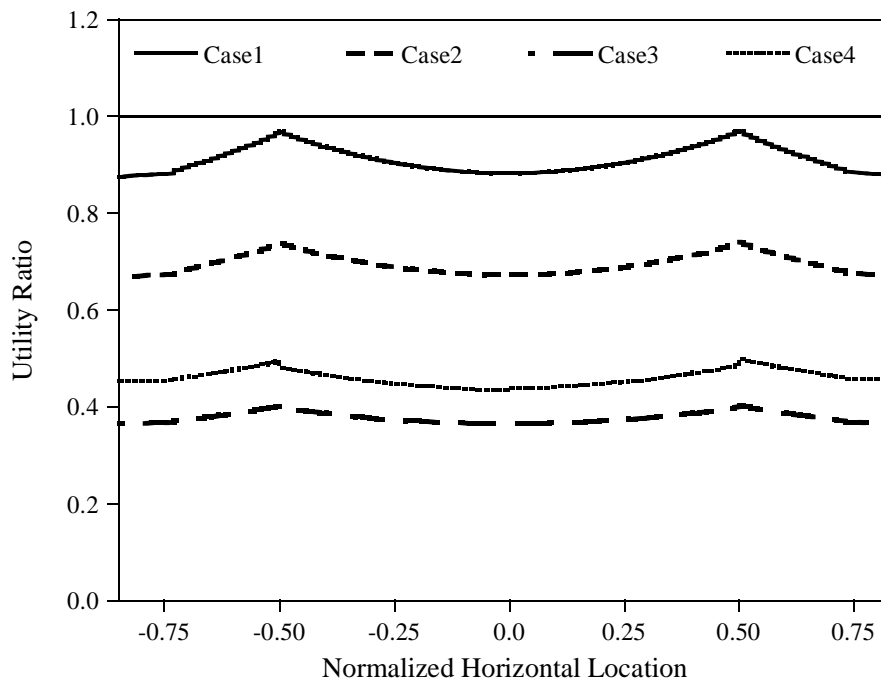


그림 3.1 이순신대교 주케이블의 설계 하중조합별 장력

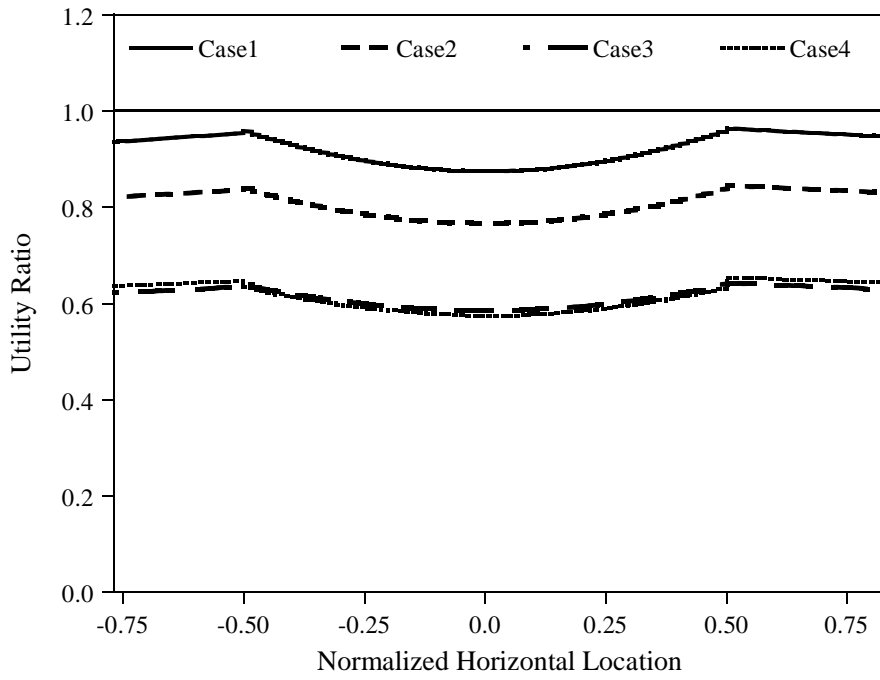


그림 3.2 울산대교 주케이블의 설계 하중조합별 장력

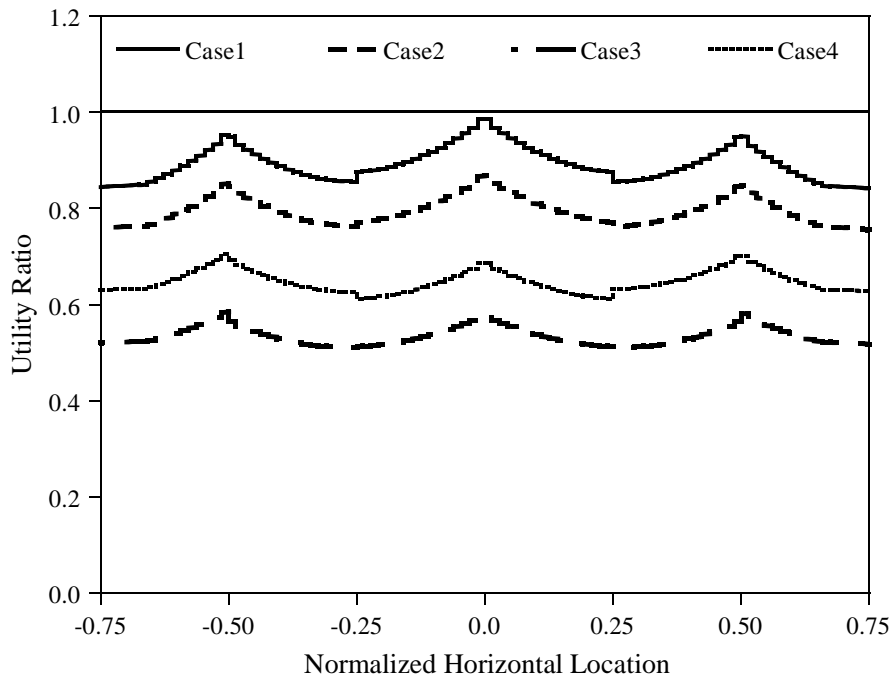


그림 3.3 새천년대교 제2공구 주케이블의 설계 하중조합별 장력

표 3.4 인천대교 케이블 설계를 위한 하중조합

설계기준	조합번호	하중조합
AASHTO LRFD	Strength-I	$\gamma_p(DC + DW) + 1.75LL + 1.0WA$ $+ 1.0FR + (0.5/1.2)TU + 1.0SE$
	Strength-IV	$\gamma_p(DC + DW) + 1.0WA + 1.0FR + (0.5/1.2)TUE$
	Strength-V	$\gamma_p(DC + DW) + 1.35LL + 1.0WA + 0.4WS$ $+ 1.0WL + 1.0FR + (0.5/1.2)TU + 1.0SE$
도로교 설계기준	Strength 1	$1.3D + 2.15(L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q$
	Strength 2	$1.3D + 1.3W + 1.7H + 1.3Q$
	Strength 3	$1.3D + 1.3(L + I) + 1.3CF + 1.3BK$ $+ 0.65W + 1.3WL + 1.7H + 1.3Q$

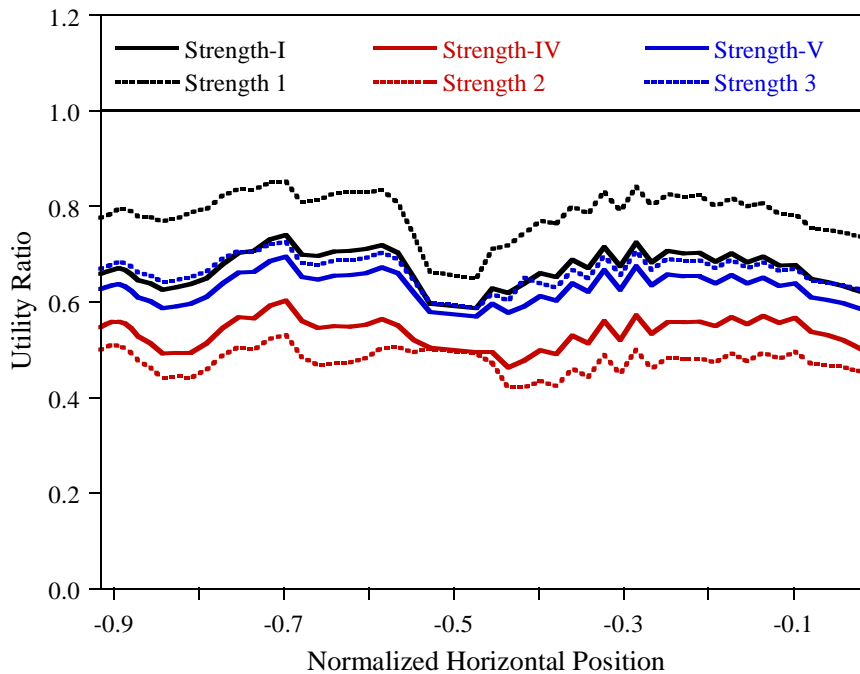


그림 3.4 인천대교 사장케이블의 설계 하중조합별 장력

표 3.5 부산항대교 케이블 설계를 위한 하중조합

조합번호	하중조합	허용응력 할증계수
Case1	$D+L+I$	1.00
Case2	$D+L+I+T+SD+E0$	1.15
Case3	$D+L+I+T+W(L)$	1.35
Case4	$D+W+T(W)+SD+E0$	1.50
Case5	$D+EQ+L(EQ)+T+SD+E0$	1.50

표 3.6 제2진도대교 케이블 설계를 위한 하중조합

조합번호	하중조합	허용응력 할증계수
Case1	$D+PS+E0+SD+L$	1.00
Case2	$D+PS+E0+SD+T+L$	1.15
Case3	$D+PS+E0+SD+0.5T+WL$	1.35
Case4	$D+PS+E0+SD+0.5T+WT$	1.35
Case5	$D+PS+E0+SD+T+L+WL(L)$	1.35
Case6	$D+PS+E0+SD+T+L+WT(L)$	1.35
Case7	$D+PS+E0+SD+L+WL(L)+BK$	1.25
Case8	$D+PS+1.0EL+0.3ET$	1.50
Case9	$D+PS+0.3EL+1.0ET$	1.50

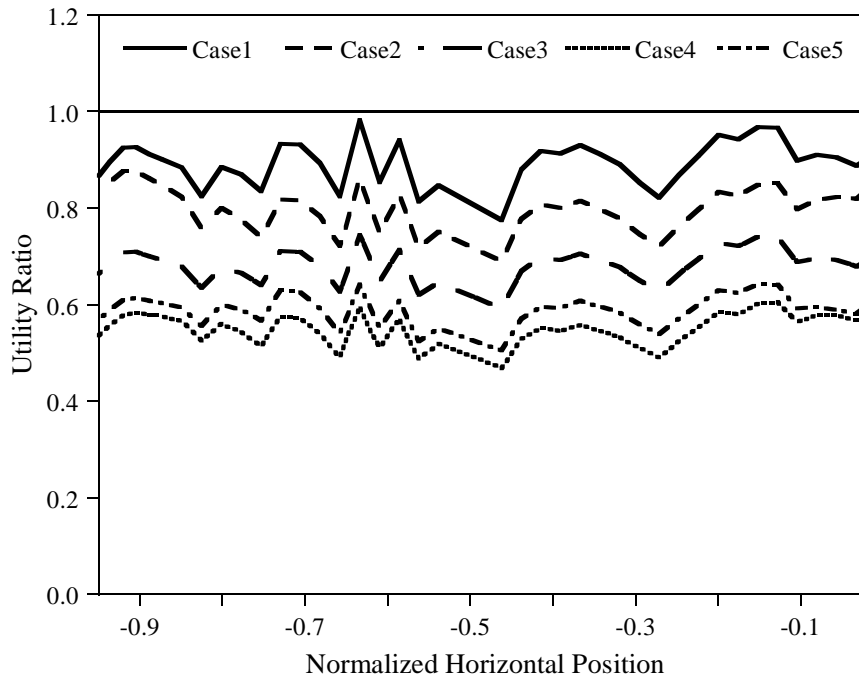


그림 3.5 부산항대교 사장케이블의 설계 하중조합별 장력

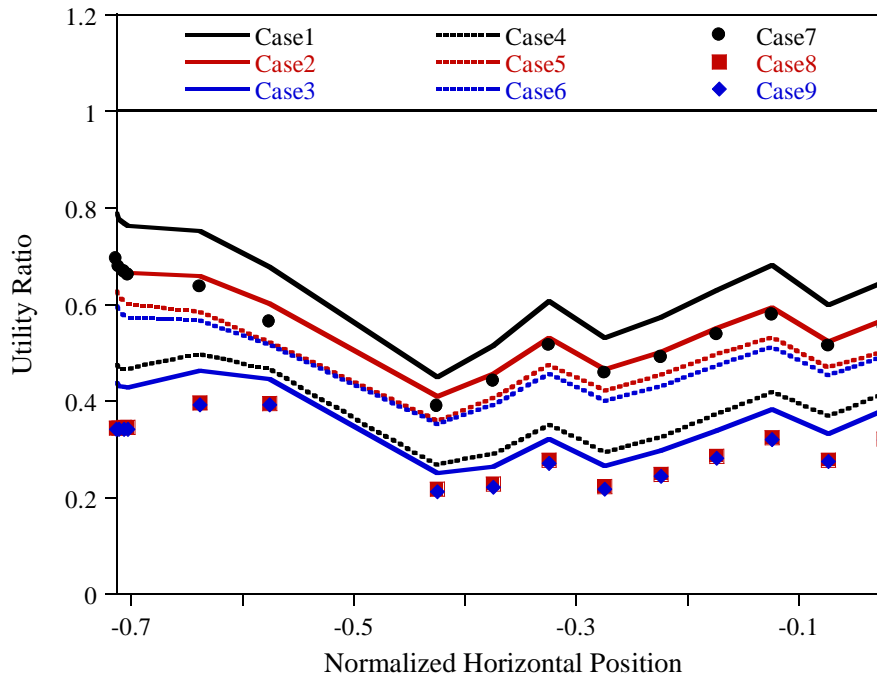


그림 3.6 제2진도대교 사장케이블의 설계 하중조합별 장력

표 3.7 대표교량에서의 케이블 장력 및 장력비 (단위: kN)

교량		CB	DC	DW	LL	합계
이순신대교	장력	48,049	103,272	28,555	18,677	198,553
	장력비	24.20%	52.01%	14.38%	9.41%	100%
울산대교	장력	23,434	58,673	26,161	14,873	123,141
	장력비	19.03%	47.65%	21.24%	12.08%	100%
새천년대교	장력	3,599	21,781	6,872	8,117	40,369
	장력비	8.92%	53.96%	17.02%	20.10%	100%
인천대교	장력	-	2,193	702	472	3,367
	장력비	-	65.14%	20.86%	14.00%	100%
부산항대교	장력	-	3,800	888	684	5,372
	장력비	-	70.73%	16.53%	12.74%	100%
제 2 진도대교	장력	-	984	655	436	2,075
	장력비	-	47.43%	31.57%	21.00%	100%

표 3.8 코드캘리브레이션을 위한 확률변수의 통계특성

확률변수	편심계수	변동계수	분포타입	참고문헌	
<i>S</i>	1.07	0.12	Lognormal	Lee 등(2016)	
<i>DC</i>	케이블	1.00	0.06	Normal	이승한(2014)
	거더	1.03	0.08	Normal	Nowak (1999)
<i>DW</i>	1.00	0.25	Normal	Nowak (1999)	
<i>LL</i>	1.00	0.20	Lognormal	황의승(2008) 이승한(2014)	

표 3.9 케이블 저항강도의 통계특성

확률변수	<i>P</i>	<i>M</i>	<i>F</i>	<i>S</i>
편심계수	1.00	1.07	1.00	$1.0 \times 1.07 \times 1.0 = 1.07$
변동계수	5%	5%	10%	$\sqrt{5^2 + 5^2 + 10^2} \approx 12$

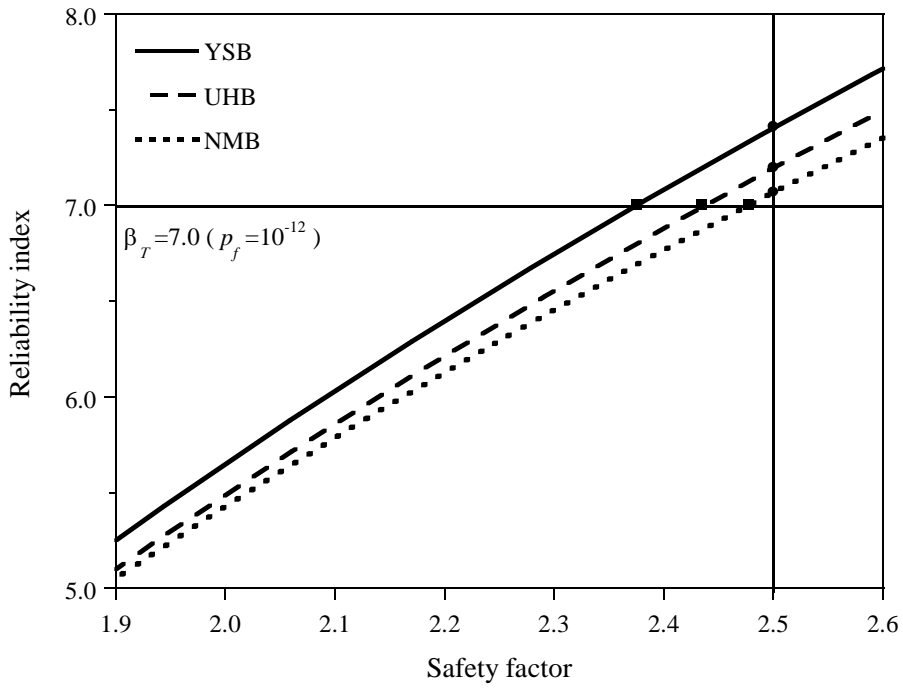


그림 3.7 설계안전율 대비 현수교 주케이블의 신뢰도지수

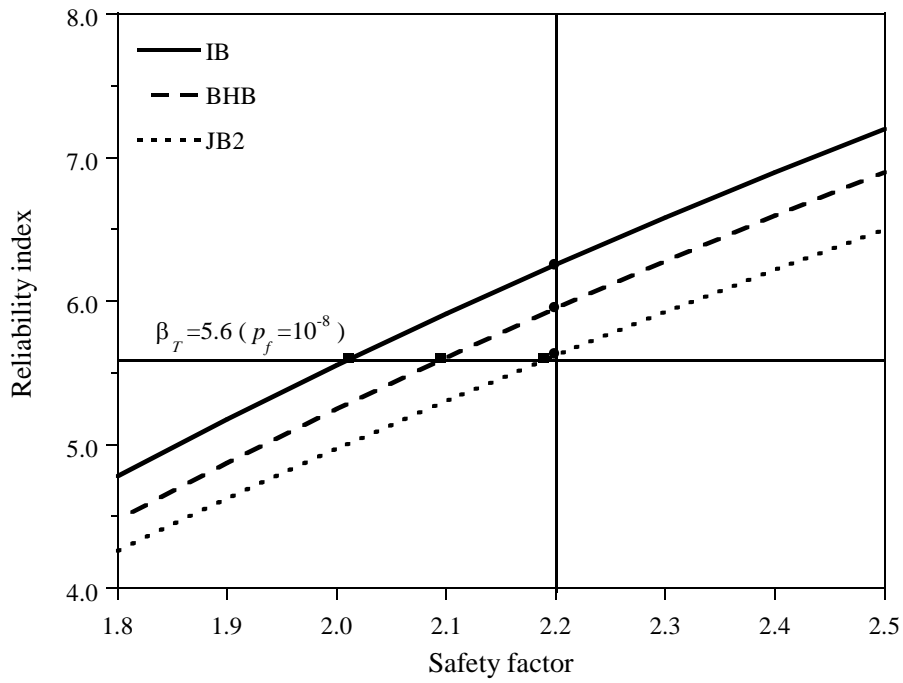


그림 3.8 설계안전율 대비 사장케이블의 신뢰도지수

표 3.10 부재 종류별 목표신뢰도지수

부재타입	현수교 주케이블			사장교 케이블		
	β_T	6.7	7.0	7.3	5.2	5.6
p_f	10^{-11}	10^{-12}	10^{-13}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}

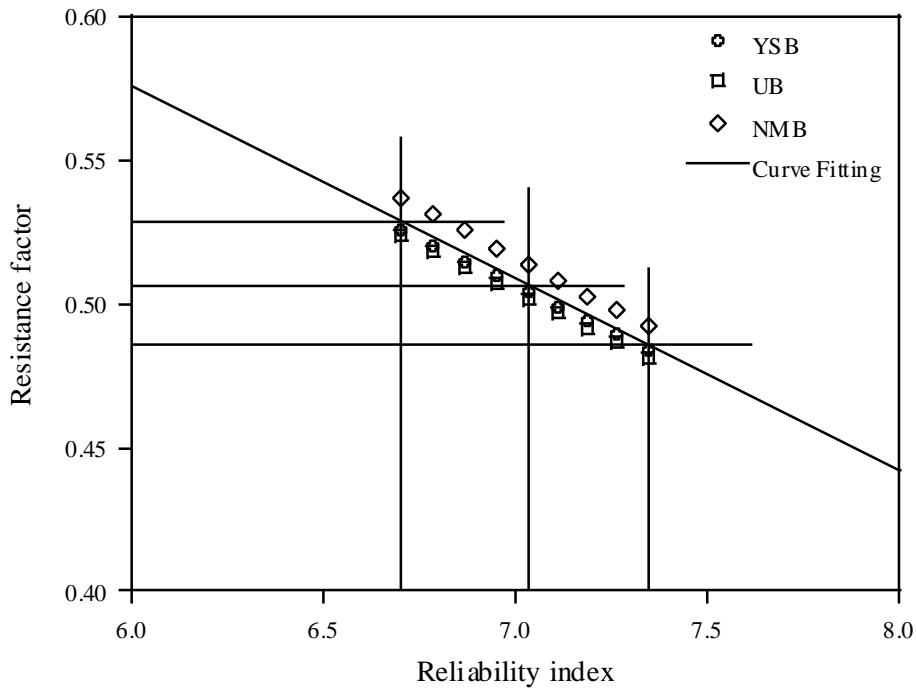


그림 3.9 저항계수 대비 현수교 주케이블의 신뢰도지수

표 3.11 현수교 주케이블의 목표신뢰도지수별 저항계수

목표신뢰도지수	6.7	7.0	7.3
저항계수	0.53	0.51	0.49

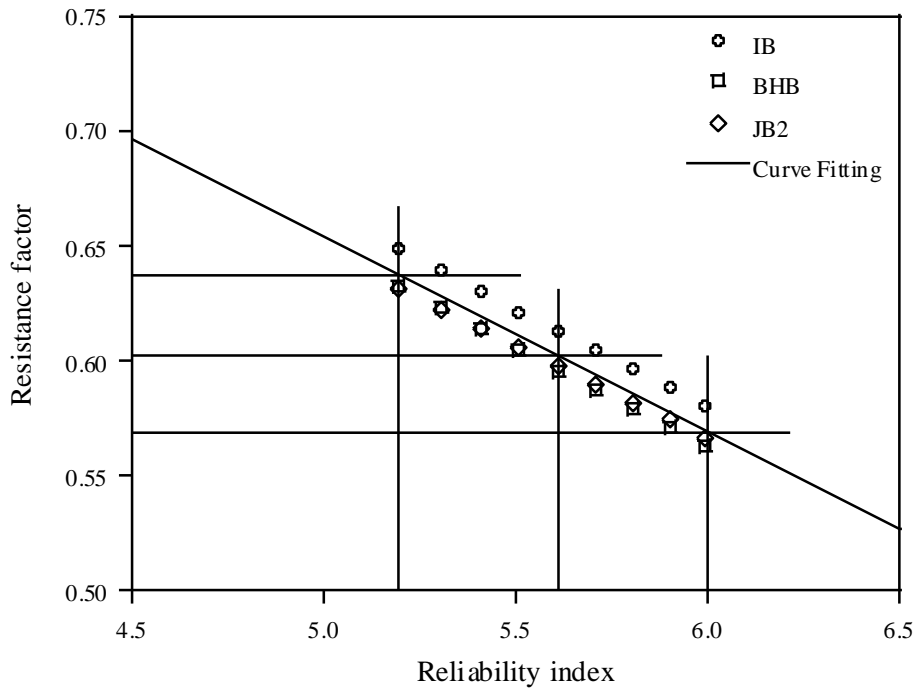


그림 3.10 저항계수 대비 사장교 케이블의 신뢰도지수

표 3.12 사장교 케이블의 목표신뢰도지수별 저항계수

목표신뢰도지수	5.2	5.6	6.0
저항계수	0.64	0.60	0.57

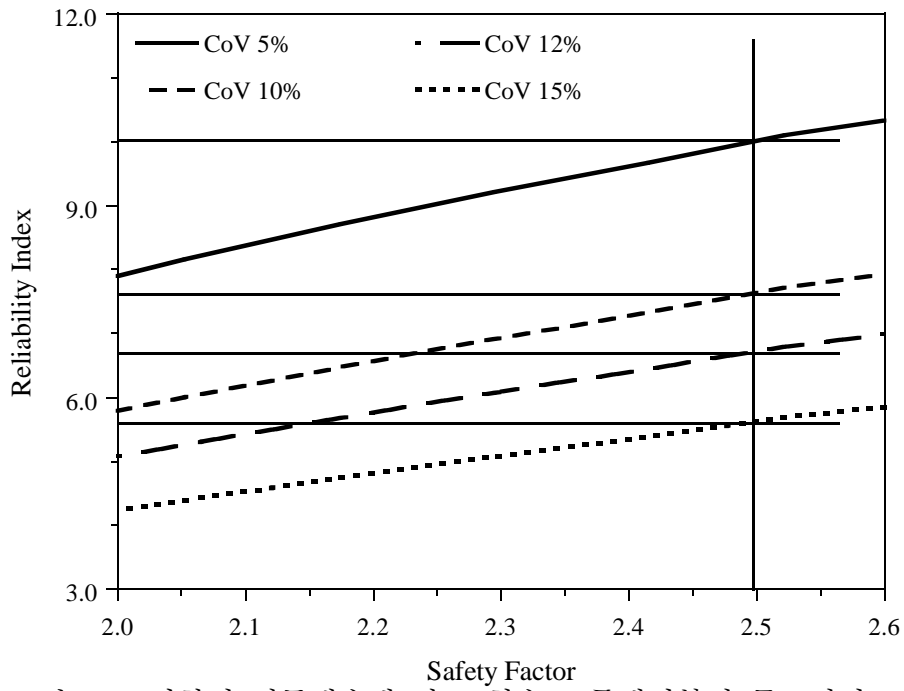


그림 3.11 저항의 변동계수에 따른 현수교 주케이블의 목표신뢰도 (이해성 등, 2016)

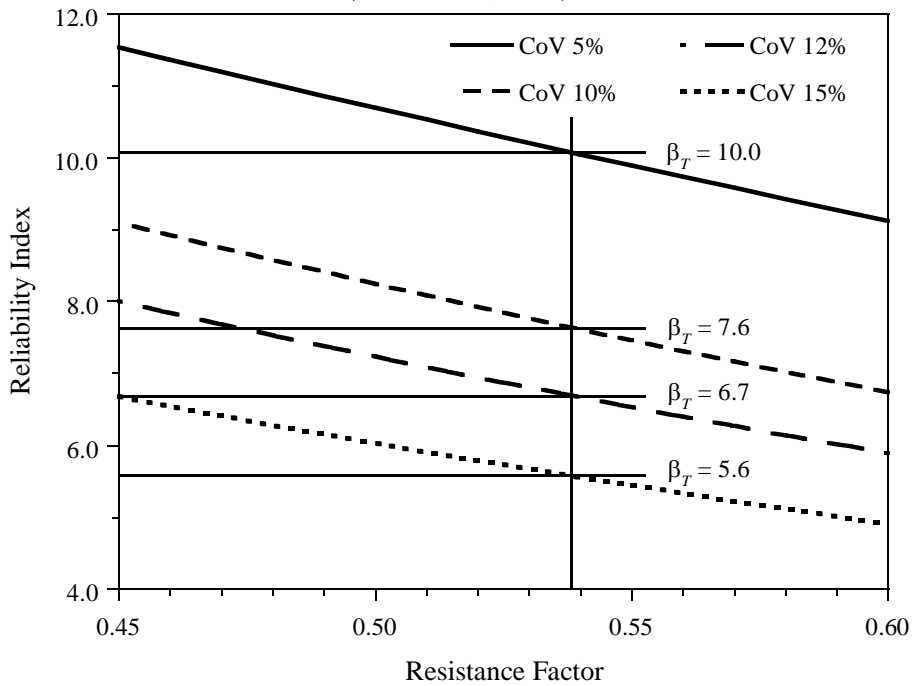


그림 3.12 저항의 변동계수에 따른 저항계수 캘리브레이션 결과 (이해성 등, 2016)

3.2 강도최적화에 기반한 케이블부재 코드캘리브레이션

3.1절에서 서술한 비선형 신뢰도평가기반 코드캘리브레이션은 기존의 케이블교량 모델을 기반으로 수행된 것이다. 교량은 기본적으로 각 시공현장에 따라 그 상황을 반영하여 설계하므로 일반화된 설계규정을 위해서는 다양한 교량에 대한 결과가 필요하다.

일반교의 경우 기존의 설계 및 시공경험을 바탕으로 각 형식별로 효율적인 교량의 규모가 파악되어있고 비슷한 규모의 교량이 다수 존재하므로 기존의 설계사례를 바탕으로 일반화된 설계규정을 도출하는 것이 상대적으로 수월하다. 그러나 케이블교량은 교량별로 현수교, 사장교 혹은 그 둘의 조합으로 결정되는 형식 뿐만 아니라 경간장, 거더설계 등 각 교량별로 주어질 설계조건을 만족시키기 위한 다양한 노력들이 반영되어 각각의 교량이 독자적인 특성을 보이는 동시에 일반교량에 비해 상대적으로 건설된 개수도 적기 때문에 이를 바탕으로 코드캘리브레이션을 수행하는 것에는 한계가 있다.

3.1절에서 수행한 코드캘리브레이션도 기본적으로 주경간장에 따라 고정하중의 비중이 달라져 신뢰도지수에 영향을 미치는 현상을 반영하기 위해 대상교량 선정 시 주경간장이 상대적으로 긴 교량, 중간 교량, 짧은 교량을 각각 선정하였으나 모든 케이블지지교량을 아우르는 결과를 도출했다고 보기에는 한계가 있을 것으로 판단된다.

현수교의 경우 이순신대교는 가장 전형적인 2주탑 3경간 현수교인 반

면 울산대교는 측경간이 따로 존재하지 않으며 새천년대교는 3주탑 4경간 현수교로 기본적인 형식부터 차이가 있다. 또한 사장교의 경우에도 부산항대교는 강박스거더로 설계된 다른 두 교량과 달리 강합성거더를 채택하였으며 콘크리트 사장교는 포함되어 있지 않은 한계가 있다. 이렇게 한정된 기존 교량의 실험교량 모델을 바탕으로 수행된 코드캘리브레이션은 방법론 자체의 특성상 완전히 일반화된 결과를 도출하는 것에는 무리가 있을 것으로 판단된다.

한편 일반교량에 대해서는 2.2절에서 설명한대로 하중효과 및 저항강도를 총 공칭하중효과로 표준화한 후 이를 하중비의 형태로 매개화하여 일반화된 코드캘리브레이션을 수행하는 연구가 진행된 바 있다. 케이블교량의 거동특성은 전술한대로 주경간장의 영향을 받으며 이를 좀 더 자세히 살펴보면 주경간장이 증가함에 따라 전체 하중에서 고정하중이 차지하는 비중 고정하중의 하중비가 증가하고 나아가 교량간의 거동차이가 발생하게 된다. 따라서 Lee 등(2019)과 송상원(2019)이 일반교에 대해 제시하였던 대로 하중비를 통해 일반화하는 접근법을 케이블부재에 적용하는 것은 충분히 타당성이 있을 것으로 판단되나 Lee 등(2019)과 송상원(2019)이 제시한 최적화기반 코드캘리브레이션은 선형 한계상태함수를 대상으로 하므로 이를 대표적인 비선형 부재인 케이블에 바로 적용하는 것은 무리가 있다. 그러나 적절한 선형화 과정만 수반된다면 케이블부재에서도 최적화기반 코드캘리브레이션을 도입하여 보다 일반화된 저항계수를 산출할 수 있을 것으로

로 판단된다. 따라서 이 절에서는 케이블부재의 한계상태함수를 선형화 한 후, 강도최적화 기반 코드캘리브레이션기법을 도입하여 케이블부재의 하중-저항계수를 도출하는 과정에 대해 설명한다.

3.2.1 케이블부재의 한계상태함수 선형화

3.1절에서 정의된 케이블부재의 비선형 한계상태함수를 선형화하여 일반부재와 같은 형태로 표시하기 위해서는 케이블의 장력을 각 하중성분별로 분리하여 나타낼 필요가 있다. 케이블교량은 비선형 구조물이므로 그 강성이 일정하게 유지되지 않으며 따라서 각 하중성분별 장력을 단순히 강성과 하중의 곱으로 산출할 수 없다. 따라서 장력을 하중성분별로 분리하여 표현하기 위해서는 각 하중이 재하되는 이력을 바탕으로 각 하중의 재하 전후의 장력변화를 해당 하중성분에 의한 장력으로 보는 것이 타당할 것으로 판단된다. 이러한 논리에 따라 성분별로 분할한 케이블 장력은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 T_{CB} &= T(q_{CB}) \\
 T_{GD} &= T(q_{CB}, q_{GD}) - T(q_{CB}) \\
 T_{DW} &= T(q_{CB}, q_{GD}, q_{DW}) - T(q_{CB}, q_{GD}) \\
 T_{LL} &= T(q_{CB}, q_{GD}, q_{DW}, q_{LL}) - T(q_{CB}, q_{GD}, q_{DW})
 \end{aligned} \tag{3.25}$$

여기서 아래첨자 CB 와 GD 는 각각 케이블과 거더의 자중을 의미하며 이들을 합하면 1차 고정하중인 DC 에 해당한다. 식(3.25)와 같이 장력을 분

할하여 선형화한 케이블부재의 한계상태함수는 다음과 같이 표현된다.

$$G = S - T(q_{CB}, q_{GD}, q_{DW}, q_{LL}) = S - T_{CB} - T_{GD} - T_{DW} - T_{LL} \quad (3.26)$$

식(3.26)과 같이 선형화된 한계상태함수를 대상으로 신뢰도평가 및 코드캘리브레이션을 수행하기 위해서는 각 성분별 장력의 통계특성이 필요하다. 일반교 모델링 시 흔히 고려되는 일반적인 선형부재의 경우 Nowak (1999)의 연구를 통해 각 성분별 하중효과의 통계특성이 제시되어 있으며 이를 바로 적용 가능하다. 그러나 케이블 장력의 경우 비선형 구조물인 케이블교량의 특성상 이 통계특성을 그대로 적용할 수 있을지에 대한 검토가 필요할 것으로 판단된다. 일반교량의 하중효과에 대해 정의된 기존 통계특성을 장력에 동일하게 적용하는 것이 타당성을 갖기 위해서는 케이블 장력이 일반 선형부재의 하중효과와 유사한 특성을 보여야 하며 이는 장력의 비선형성이 충분히 작아야 함을 의미한다.

전술한 논의사항에 대해 검증하기 위해 하중효과의 통계특성에 대해 검토하였다. 일반적인 선형부재의 경우 하중효과는 다음과 같이 일정한 강성도 k 와 외부하중 q_i 의 곱으로 표현된다.

$$Q_i = kq_i \quad (3.27)$$

q_i 는 외부하중을 나타내므로 하중 자체의 불확실성을 포함하며 k 는 구조물의 강성도이므로 모델링, 구조해석 등과 관련된 불확실성을 포함한

다. 식(3.27)에서 k 를 공칭값과 통계특성을 담당하는 변수로 분리하고 이 중에서 통계특성을 담당하는 변수를 q_i 에 곱하면 불확실성이 통합된 외부 하중변수 \tilde{q}_i 를 정의할 수 있다.

$$Q_i = kq_i = k_0 \frac{k}{k_0} q_i = k_0 \tilde{k} q_i = k_0 \tilde{q}_i \quad (3.28)$$

전술한대로 k_0 는 강성의 공칭값을 의미하며 \tilde{k} 는 크기는 1이고 k 와 동일한 편심계수 및 변동계수를 갖는 확률변수이다. 식(3.28)로부터 Q_i 와 \tilde{q}_i 의 편심계수 및 변동계수 간의 관계를 유도하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \lambda_{Q_i} &= \frac{\mu_{Q_i}}{(Q_i)_0} = \frac{k_0 \cdot \mu_{\tilde{q}_i}}{k_0 \cdot (\tilde{q}_i)_0} = \frac{\mu_{\tilde{q}_i}}{(\tilde{q}_i)_0} = \lambda_{\tilde{q}_i} \\ \delta_{Q_i} &= \frac{\sigma_{Q_i}}{\mu_{Q_i}} = \frac{k_0 \cdot \sigma_{\tilde{q}_i}}{k_0 \cdot \mu_{\tilde{q}_i}} = \frac{\sigma_{\tilde{q}_i}}{\mu_{\tilde{q}_i}} = \delta_{\tilde{q}_i} \end{aligned} \quad (3.29)$$

확률변수에 양의 상수를 곱하는 경우 평균과 표준편차는 원래 확률변수의 평균, 표준편차 각각에 상수배를 한 것과 같으므로 식(3.29)에서 보이는 바와 같이 Q_i 와 \tilde{q}_i 는 동일한 편심계수 및 변동계수를 보인다. 즉 구조계가 선형일 경우에는 하중의 통계특성과 이를 재하한 뒤 구조해석을 수행하여 구한 하중효과의 통계특성이 서로 동일함을 확인할 수 있다.

식(3.25)에서 정의한 케이블 장력을 선형으로 근사하여 표현하면 다음과 같다.

$$T_i \approx k_i q_i \quad (3.30)$$

여기서 k_i 는 i 번째 하중성분에 해당하는 접선강성도를 의미한다. 케이블부재는 비선형 부재이므로 k_i 는 재하되어 있는 하중에 따라 다른 값을 나타내며 식(3.30)가 성립하기 위해서는 비선형성이 작아 k_i 가 비교적 일정한 결과를 보여야 한다.

식(3.30)이 성립하는 경우 식(3.28)에서 수행한 바와 동일하게 접선강성도를 공칭값과 통계특성을 나타내는 두 개의 변수로 분리할 수 있으며 나아가 전체 하중효과의 통계특성을 통합한 하중변수인 \tilde{q}_i 를 정의할 수 있다.

$$T_i \approx k_i q_i = (k_i)_0 \frac{k_i}{(k_i)_0} q_i = (k_i)_0 \tilde{k}_i q_i = (k_i)_0 \tilde{q}_i \quad (3.31)$$

식(3.31)은 식(3.28)과 비교하였을 때 k 가 k_i 로 바뀌고 가장 좌측에 위치한 등호가 근사로 바뀐 것 이외에는 차이가 없으며 따라서 식(3.29)도 다음과 같이 바꿔 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned} \lambda_{T_i} &= \frac{\mu_{T_i}}{(T_i)_0} = \frac{(k_i)_0 \cdot \mu_{\tilde{q}_i}}{(k_i)_0 \cdot (\tilde{q}_i)_0} \approx \frac{\mu_{\tilde{q}_i}}{(\tilde{q}_i)_0} = \lambda_{\tilde{q}_i} \\ \delta_{T_i} &= \frac{\sigma_{T_i}}{\mu_{T_i}} = \frac{(k_i)_0 \cdot \sigma_{\tilde{q}_i}}{(k_i)_0 \cdot \mu_{\tilde{q}_i}} \approx \frac{\sigma_{\tilde{q}_i}}{\mu_{\tilde{q}_i}} = \delta_{\tilde{q}_i} \end{aligned} \quad (3.32)$$

따라서 비선형성이 충분히 작은 경우 식(3.30)이 유효하므로 식(3.31)과 식(3.32)가 성립하며 이는 반대로 말하면 하중에 적용한 통계특성과 구조해석을 통해 구한 하중효과의 통계특성이 유사할 경우 식(3.30)에서 정의한 선형근사가 성립하므로 해당부재의 비선형성이 충분히 작다고 할 수 있으며 더 나아가 케이블 장력의 통계적 거동이 일반 선형부재의 하중효과와 크게 다르지 않으므로 기존에 주어진 통계특성을 장력에 도입하는 것이 타당하다고 할 수 있을 것이다.

또한 이는 동시에 하중효과에 대해 정의된 통계특성을 하중에 직접 적용하여 신뢰도평가를 수행한 3.1절의 비선형 신뢰도평가 결과의 타당성을 나타내는 근거로도 볼 수 있을 것으로 판단된다.

이 연구에서는 몬테카를로 모사(Monte-carlo simulation, MCS)를 적용하여 케이블부재에 대해 장력과 하중의 통계특성간 관계를 비교하였다. 기존의 연구에서 주어진 통계특성은 하중효과에 대한 값이지만 이를 만족하는 하중의 통계특성을 역산하는 것보다는 상대적으로 하중의 통계특성이 주어진 상태에서 그에 해당하는 장력의 통계특성을 계산하는 것이 용이하며 따라서 케이블 장력의 선형화 타당성 검증을 위한 MCS 절차는 다음과 같이 설정하였다.

우선 MCS를 수행하기 위한 각 하중성분별 통계특성을 설정한다. 이 연구에서는 표 3.8의 통계특성을 기준으로 변동계수를 일정한 간격으로 조정하여 각 하중성분당 5개의 변동계수 값을 MCS대상 통계특성으로 설정

하였다. 이렇게 설정한 통계특성을 하중에 적용하여 표본을 생성한 후 생성된 표본을 수치모델에 재하하여 구조해석을 수행한다. 최종적으로는 각 하중 성분별 장력을 계산하고 그 통계특성을 도출하여야 하므로 구조해석은 케이블자중, 거더자중, 포장하중, 차량활하중을 하나씩 순차적으로 추가해가며 구조해석을 수행하여야 한다. 구조해석을 완료한 후에는 하중을 순차적으로 추가하며 계산한 장력을 식(3.25)에 대입하여 각 하중 성분별 장력을 계산한 후 편심계수와 변동계수, 분포타입을 산출하여 원래 하중에 적용하였던 분포특성과 비교한다.

사장교 케이블은 주탑과 거더에 직선에 가깝게 당겨져 고정돼있는 반면 현수교 주케이블은 양쪽 주탑 탑정부를 상대적으로 느슨하게 연결하고 있어 그 거동이 상이하며 그에 따라 주어진 목표신뢰도지수 수준도 다르다. 사장교 케이블과 같이 팽팽하게 당겨진 케이블의 경우 처짐형상 변화로 인한 비선형효과가 감소하기 때문에 상대적으로 비선형효과가 작을 것으로 판단되며 따라서 케이블부재의 비선형성을 검증하기 위한 MCS는 상대적으로 느슨한 현수교 주케이블에 대해 수행하는 것이 적절할 것으로 판단된다. 따라서 MCS는 3.1절에서 제시한 대상교량 중 전형적인 현수교인 이순신대교의 주케이블에 대해 수행하였다. 이를 위한 각 하중별 통계특성은 표 3.8의 통계특성 값을 기준으로 일정한 간격으로 변동계수를 조정하여 총 5개의 변동계수를 설정하였으며 하중변수별 MCS를 위한 통계특성은 표 3.13과 같다.

MCS를 통해 구한 장력의 통계특성 값은 추출된 표본에 따라 달라지며 그 변동성은 표본의 크기가 증가함에 따라 감소한다. 따라서 표본의 크기는 100개에서 시작하여 100,000개까지 10배씩 증가시켜가며 산출되는 장력의 편심계수 및 변동계수를 검토하였다.

그림 3.13, 그림 3.14는 각 하중 성분별 장력에 대해 하중 통계특성 값과 MCS로 추정된 케이블자중, 거더자중, 포장하중 및 차량활하중에 대해 하중에 적용한 통계특성 값과 MCS를 통해 추정된 장력의 통계특성 값을 두 변수씩 묶어 비교한 것이다. 모든 하중변수에 대해 각 그림에서 실선은 하중과 장력의 통계특성이 같은 경우에 대한 기준값을 의미하며 MCS를 통해 구한 장력의 통계특성은 표식으로 나타내었다. 모든 하중성분에 대해 하중의 통계특성과 MCS를 통해 구한 장력의 통계특성간의 오차가 낮아서 서로 유사한 결과를 보이는 것을 확인할 수 있으며 기존 연구에서 제시된 하중효과의 통계특성인 표 3.8의 변동계수에 해당하는 오차는 케이블자중, 거더자중, 포장하중 및 차량활하중의 순서로 6.8%, 4.6%, 0.7%, 0.8%이다.

MCS를 통해 추정된 통계특성 값은 하나의 표본에 대한 값이므로 실제 모집단의 확률모형과는 다른 결과를 도출할 수 있으며 이를 방지하기 위해 MCS를 통해 추정된 결과의 변동성이 감소하여 충분히 수렴한 결과임을 검증할 필요가 있다. MCS를 통해 추정하고자 하는 변수가 상대적으로 간단할 경우 그 변동성은 해석적으로 계산이 가능하다. 그러나 이 연구에서 MCS를 통해 추정된 값은 장력의 편심계수와 변동계수로 이 중에서 편심

계수는 표본의 평균을 공칭값으로 나눈 것이므로 그 변동성을 해석적으로 유도할 수 있으나 변동계수는 표본평균과 표본표준편차의 비로 표현되므로 이에 대한 변동성을 해석적으로 계산하는 것에는 무리가 있을 것으로 판단된다. 따라서 각 추정값의 변동성을 해석적으로 유도하는 대신 앞서 MCS를 수행했던 이순신대교 주케이블에 대해 크기가 10000개인 표본을 총 30개 추출하여 각각의 표본에 대해 편심계수 및 변동계수를 추정하고 그 변동성을 파악하고자 하였다.

표 3.14는 MCS를 통해 구한 각 하중성분별 장력의 표본 편심계수와 표본 변동계수의 변동계수를 정리한 것으로 모든 경우에 1%를 넘지 않는 변동성을 보이는 것을 확인할 수 있다.

그림 3.15와 그림 3.16은 30개의 표본 각각에 대해 실제 하중에 적용한 통계특성과 MCS를 통해 추정된 결과값을 비교한 것으로 케이블자중과 거더자중의 한 장력은 상대적으로 변동계수의 추정값이 하중에 적용한 통계특성보다 작게 도출되었다. 이러한 결과는 T_{CB} 와 T_{GD} 를 계산하기 위한 구조해석을 수행할 때 재하된 하중이 적어 케이블이 충분히 당겨지지 않았으므로 그 비선형성이 상대적으로 크게 발현되었기 때문인 것으로 판단된다. 이 결과를 그대로 반영할 경우 T_{CB} 와 T_{GD} 의 변동계수는 표 3.8의 값보다 작은 5.6%, 7.6%를 적용하는 것이 적절할 수 있다. 그러나 이 연구에서는 표 3.8의 값을 그대로 T_{CB} 와 T_{GD} 의 통계특성으로 적용하였으며 이는

두 변수의 불확실성을 실제보다 크게 간주한 것이므로 상대적으로 안전측의 결과를 나타낼 것으로 판단된다.

그림 3.17과 그림 3.18은 MCS를 통해 추정된 통계특성 값의 수렴여부를 추가로 검증하기 위해 표본 크기가 증가함에 따라 추정된 통계특성 값을 도시한 것으로 앞선 그림 3.15와 그림 3.16에서 확인한대로 T_{CB} 와 T_{GD} 는 변동계수가 입력값과 비교하였을 때 상대적으로 작은 값으로 수렴하고 T_{Dw} 와 T_{LL} 은 입력값과 거의 동일한 값으로 수렴하는 것을 확인할 수 있다.

하중성분별 장력의 분포타입을 추정하기 위해서는 적합성 검정을 수행하여야 한다. 이 연구에서는 K-S 검정을 적용하여 분포를 추정하였으며 K-S 검정을 수행하는 대상 분포는 기존에 이루어졌던 연구(Nowak, 1999; 황의승, 2008; 김세상, 2018)를 바탕으로 정규분포, 표준정규분포, 검블분포 및 감마분포로 선정하였다.

각 하중 성분별 K-S 검정 결과는 표 3.15 - 표 3.18과 같다. 각 표에서 굵은 글씨는 K-S 검정에서 기각되지 않은 결과를 표시한 것으로 모든 하중변수가 공통적으로 표본의 크기가 작은 경우에는 복수의 분포가 K-S 검정을 통과하는 결과를 보였다. 그러나 표본의 크기가 증가함에 따라 본래 하중에 적용한 확률분포와 동일한 분포를 제외한 다른 분포타입은 K-S 검정을 통과하지 못하는 결과를 보여 MCS를 통해 구한 각 하중성분별 장력의 분포는 본래 하중에 적용한 분포와 동일한 분포를 나타내는 것을 확인

하였다.

전술한 결과를 종합하면 케이블교량의 비선형성이 장력의 통계특성에 미치는 영향이 크지 않은 것으로 판단되며 따라서 식(3.25)를 통해 장력을 각 성분별로 분리하여 케이블부재의 한계상태함수를 선형화 하는 것은 충분히 타당할 것으로 판단된다.

한계상태함수의 선형화에 따른 영향을 파악하기 위해 추가적으로 케이블부재에 대한 신뢰도평가 결과를 비교하였다. 그림 3.19와 그림 3.20은 현수교 주케이블 및 사장교 케이블의 실제 설계단면에 대해 3.1절에서 서술한 비선형 신뢰도평가 기법을 통해 수행한 결과와 이 절에서 설명한대로 각 하중성분별 장력을 분리하여 선형화한 한계상태함수에 대해 신뢰도평가를 수행한 결과를 비교한 것이다.

현수교 주케이블의 경우 전반적으로 선형한계상태함수에 따른 신뢰도평가 결과가 비선형 신뢰도평가보다 낮은 결과를 보이며 동시에 균일한 오차 수준을 보이는 것을 확인할 수 있다. 신뢰도지수 오차는 최대 2%미만으로 두 방법론의 결과가 매우 유사하였다. 따라서 현수교 주케이블은 앞서 MCS를 통해 확인한 대로 케이블 장력의 비선형 효과가 크지 않은 것으로 판단되며 현수교 주케이블의 코드캘리브레이션에서 식(3.25)에 의한 선형화를 도입하는 것이 충분히 타당한 것으로 판단된다.

반면에 사장교의 경우에는 위치별로 다른 결과가 도출되었다. 주탑에서 먼 경간 중앙부분에서는 비선형신뢰도평가와 선형한계상태함수에 의한

신뢰도평가 결과가 유사하나 주탑에 가까워 질수록 비선형 신뢰도평가 기법을 적용한 결과가 선형식에 대한 신뢰도평가 결과보다 급격하게 증가하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 현상의 원인을 파악하기 위해 인천대교의 케이블 중 주경간 1/3 지점에 위치한 케이블과 주탑옆의 케이블에 대해 신뢰도평가 결과를 비교하였다. 여기서 주경간 1/3지점은 3.1절에서 서술한 비선형 신뢰도평가 기반 코드캘리브레이션의 대상 케이블이다.

표 3.19는 전술한 두 케이블의 MPFP를 공칭값으로 표준화하여 정리한 것으로 각각의 주경간 1/3지점에 위치한 케이블은 선형과 비선형 신뢰도평가에 의한 표준화된 MPFP가 매우 유사하다. 주탑부의 케이블도 대체로 표준화된 MPFP가 유사한 결과를 보이나 비선형 신뢰도평가의 DC 하중만 다른 변수에 비해 크게 증가하는 것을 확인할 수 있다. 이는 비선형 신뢰도평가에 따른 영향이 DW 및 LL하중의 경우에는 크지 않은 반면 DC 하중에 대해서는 크게 발생하는 것을 의미한다.

이 연구에서 코드캘리브레이션에 고려하는 하중은 전술한대로 케이블 및 거더의 자중, 포장하중, 차량활하중이며 이 하중들은 재하 형태에 따라 케이블에 직접 작용하는 케이블자중과 거더에 작용하여 케이블로 전달되는 거더자중, 포장하중 및 차량활하중으로 구분할 수 있다. 앞서 표 3.19의 결과에서 확인한 대로 포장하중과 차량활하중에 대해서는 비선형 신뢰도평가의 영향이 크지 않았으므로 두 하중과 동일하게 거더에 작용하는 거더자중 또한 그 영향이 크지 않을 것으로 보는 것이 타당하다. DC하중은 케이블자

중과 거더자중을 통합한 것이므로 표 3.19에서 DC하중의 표준화된 MPFP가 증가하도록 하는 요인은 케이블자중으로 보는 것이 타당하다고 판단된다.

물론 사장교 케이블의 경우 단면적이 작으며 따라서 그 자중으로 인해 발생하는 장력도 작다. 또한 DC하중 자체의 변동계수도 다른 변수에 비해 작기 때문에 코드캘리브레이션의 대상이 되었던 주경간부의 케이블에서는 이러한 영향이 크게 발현 되지 않는다. 그러나 주탑 옆에 위치한 케이블의 경우 주탑 가로보와의 강성차이로 인해 거더에 재하되는 거더자중, 포장하중, 차량활하중에 의한 영향이 대부분 주탑 가로보에 의해 지지되며 따라서 해당 하중들로 인해 발생하는 장력이 급격히 감소한다. 이러한 거동으로 인해 주탑부의 케이블은 케이블자중의 영향이 증가하게 되고 케이블자중의 비선형성이 신뢰도지수에 영향을 미치게 되는 것이다. 표 3.20은 인천대교 주경간부와 주탑부의 케이블에 대해 음단위법선벡터를 정리한 것으로 주탑부에 위치한 케이블은 DC하중의 성분이 다른 변수들보다 월등하게 커 신뢰도평가에 지배적으로 작용하는 것을 확인할 수 있다. 이렇게 주탑 가로보와 거더의 상호작용으로 인해 주탑부 케이블은 하중자체의 크기와 변동성이 작은 케이블자중이 신뢰도평가를 지배하게 되어 신뢰도지수가 증가하게 된다.

한편 선형 신뢰도평가의 경우에는 주탑부의 케이블이라 하더라도 비선형신뢰도평가에 비해 낮은 신뢰도평가 결과를 보이는데 이는 각각의 신뢰

도평가에서 고려한 확률변수의 차이에 의한 것으로 판단된다. 비선형 신뢰도평가에서는 하중을 확률변수로 고려하고 있는 반면 선형 신뢰도평가에서는 장력 자체를 확률변수로 고려한다. 선형 구조계의 경우 하중과 하중효과가 선형관계에 있으므로 확률변수를 하중과 하중효과 중 어떤 것으로 설정하더라도 동일한 통계특성 및 거동을 보인다. 그러나 케이블부재는 기본적으로 비선형 부재이고 특히 케이블자중의 경우 앞서 설명한 탄성현수선 요소의 지배방정식에서 확인할 수 있는 것처럼 장력과 비선형 관계를 보인다. 따라서 케이블자중 변수의 경우 공칭값을 기준으로 하였을 때 하중 자체의 변화율과 그로 인한 장력의 변화율이 서로 달라지게 된다. 주경간부의 케이블의 경우 케이블자중이 아닌 다른 확률변수가 신뢰도지수에 더 큰 영향을 미치므로 상대적으로 케이블자중은 변화량이 감소하고 그에 따라 비선형효과도 크게 발생하지 않으나 주탑부 케이블은 전술한대로 다른 변수들이 영향이 작아 MPFP에서 케이블자중의 변화량이 커지므로 비선형 효과도 증가하게 된다. 이러한 케이블자중의 비선형 효과로 인해 인천대교 주탑부 케이블의 경우 자중이 공칭값의 2배로 증가하더라도 그로 인한 장력 증가량은 공칭값의 1.25배 수준에 그치게 되며 표 3.19와 같이 하중이 공칭값의 2.65배로 증가하더라도 장력은 공칭값의 1.34배로 증가하는 수준에 머물게 되는 것이다. 이러한 상황에서 비선형 및 선형 신뢰도평가에서 각 확률변수에 적용한 통계특성은 동일하므로 신뢰도평가 결과에 차이가 발생하는 것이다. 각각의 경우에 대해 표준정규분포공간에서 DC하중의

MPFP를 계산하면 다음과 같다.

$$\frac{q_{CB}^* - \mu_{q_{CB}}}{\sigma_{q_{CB}}} = \frac{q_{CB}^* - q_{CB}^0 \lambda_{q_{CB}}}{q_{CB}^0 \lambda_{q_{CB}} \delta_{q_{CB}}} = \frac{q_{CB}^*/q_{CB}^0 - \lambda_{q_{CB}}}{\lambda_{q_{CB}} \delta_{q_{CB}}} = \frac{2.65 - 1.03}{1.03 \times 0.08} = 19.66 \quad (3.33)$$

$$\frac{T_{CB}^* - \mu_{T_{CB}}}{\sigma_{T_{CB}}} = \frac{T_{CB}^* - T_{CB}^0 \lambda_{T_{CB}}}{T_{CB}^0 \lambda_{T_{CB}} \delta_{T_{CB}}} = \frac{T_{CB}^*/T_{CB}^0 - \lambda_{T_{CB}}}{\lambda_{T_{CB}} \delta_{T_{CB}}} = \frac{1.34 - 1.03}{1.03 \times 0.08} = 3.76 \quad (3.34)$$

신뢰도지수의 크기는 그 기하학적 의미로 인해 표준정규분포 공간상에서 도출한 MPFP의 절대값과 같으며 따라서 크기가 작은 다수의 변수보다 가장 큰 하나 변수가 지배적으로 작용하여 결정된다. 따라서 하중을 확률 변수로 설정한 비선형 신뢰도평가에서는 식(3.33)에서 보이는 바와 같이 케이블자중에 대한 장력의 비선형성으로 인해 DC 하중의 MPFP값이 매우 크기 때문에 신뢰도지수가 크게 산출되는 반면 선형 신뢰도평가에서는 장력 자체를 확률변수로 설정하였으므로 전술한 비선형효과가 반영되지 않아 식(3.34)에서 보이는 바와 같이 DC 하중의 MPFP값이 크게 증가하지 않아 신뢰도지수에 지배적인 영향을 미치지 않는다. 이러한 이유로 신뢰도평가 시 도달한 MPFP의 물리적 상태는 큰 차이가 없음에도 사장교 주탑부의 케이블에서는 비선형 신뢰도평가 결과가 선형 신뢰도평가에 비해 높은 결과를 보이는 것으로 판단된다.

이러한 결과에도 불구하고 사장교 케이블의 코드캘리브레이션에서도 식(3.25)에 따른 선형화는 유효한 것으로 판단되며 그 이유는 다음과 같다. 사장교 주탑부의 케이블의 경우 완성계보다는 처음 거더를 가설하고 케이

블을 긴장하는 가설계 상태가 완성계보다 설계에 지배적인 영향을 미치게 된다. 반면 이 연구에서 수행하는 코드캘리브레이션은 기본적으로 완성계 상태에서 단면결정을 위한 하중-저항계수를 산출하는 것이므로 주탑부에 위치한 케이블은 이 연구에서 대상으로 하는 범위에서 벗어나는 경우에 해당한다. 또한 3.1절에서 코드캘리브레이션의 대상이 되었던 최소 신뢰도지수 발생 위치는 주경간의 1/3지점 인근으로 주탑으로 부터 충분히 떨어져 있어 비선형신뢰도평가 결과와 선형 한계상태함수에 의한 신뢰도지수 결과가 유사한 결과를 보여 비선형효과가 크게 발생하지 않는 것으로 판단된다.

이러한 결과를 종합하였을 때 케이블 교량의 비선형성은 완성계에 대한 코드캘리브레이션을 수행하는데 있어서 주요한 차이를 발생시킬 정도로 크지 않은 것으로 판단되며 따라서 식(3.25)를 통한 선형화 작업이 충분히 타당할 것으로 판단된다.

3.2.2 한계상태함수의 표준화 및 목표저항강도

Lee 등(2018), Lee 등(2019)과 송상원(2019)은 일반교량의 중력방향 차량 활하중 조합에 대해 각 설계변수를 총 공칭하중효과로 표준화한 뒤 이를 하중비로 매개화하여 일반화된 캘리브레이션을 수행하였다. 3.2.1에서 케이블부재의 한계상태함수를 선형화 하였으므로 장력에 대해서도 동일한 형태의 표준화를 적용할 수 있다.

$$(\bar{T}_i)_0 = \frac{(T_i)_0}{B_0}, \quad \bar{S}_0 = \frac{S_0}{B_0} \quad \text{where } B_0 = \sum_i (T_i)_0 \quad (3.35)$$

여기서 B_0 는 총 공칭하중 장력을 의미하며 변수 위의 $-$ 는 해당 변수가 표준화된 변수임을 의미한다. 식(3.35)에 따른 표준화된 한계상태함수는 다음과 같다.

$$G = \frac{S}{B_0} - \sum_i \frac{T_i}{B_0} = \bar{S} - \sum_i \bar{T}_i \quad (3.36)$$

Lee 등(2018), Lee 등(2019)과 송상원(2019)의 연구에서는 일반교량의 중력방향 차량활하중조합에 대한 코드캘리브레이션을 수행하였으므로 온도, 지점침하 등 상대적으로 영향이 작은 하중들을 제외하고 DC , DW , LL 의 총 세 개의 하중성분을 고려하여 코드캘리브레이션을 수행하였으며 이를 위해 표준화된 하중변수들을 고정하중비와 DC하중비라는 두 개의 하중비로 매개화 하였다. 케이블장력의 경우 식(3.25)에서 정의한 것과 같이 DC 하중에 의한 장력을 케이블자중과 거더자중에 의한 두 가지 성분으로 분리되어 표현하는 것이 적절하며 따라서 이를 선행연구에서 수행한 바와 동일하게 하중비만으로 매개화 하기 위해서는 추가적인 하중비 변수를 도입할 필요가 있다. 이 연구에서는 전체 DC하중에서 케이블자중이 차지하는 비중인 CB하중비를 정의하였으며 장력에 대한 고정하중비(ξ), DC하중비(η) 및 CB하중비(χ)는 다음과 같다.

$$\xi = \frac{(T_{CB})_0 + (T_{GD})_0 + (T_{DW})_0}{B_0} = (\bar{T}_{CB})_0 + (\bar{T}_{GD})_0 + (\bar{T}_{DW})_0 \quad (3.37)$$

$$\eta = \frac{(T_{CB})_0 + (T_{GD})_0}{(T_{CB})_0 + (T_{DC})_0 + (T_{DW})_0} = \frac{(\bar{T}_{CB})_0 + (\bar{T}_{GD})_0}{(\bar{T}_{CB})_0 + (\bar{T}_{DC})_0 + (\bar{T}_{DW})_0} \quad (3.38)$$

$$\chi = \frac{(T_{CB})_0}{(T_{CB})_0 + (T_{GD})_0} = \frac{(\bar{T}_{CB})_0}{(\bar{T}_{CB})_0 + (\bar{T}_{GD})_0} \quad (3.39)$$

식(3.37) - 식(3.39)를 이용해 하중성분별 표준화된 장력과 공칭 요구저항강도를 표시하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} (\bar{T}_{CB})_0 &= \xi\eta\chi \\ (\bar{T}_{GD})_0 &= \xi\eta(1-\chi), \\ (\bar{T}_{DW})_0 &= \xi(1-\eta) \\ (\bar{T}_{LL})_0 &= 1-\xi \end{aligned} \quad (3.40)$$

$$\begin{aligned} \bar{S}_0 &= \frac{1}{\phi} \sum_i (\bar{T}_i)_0 \\ &= \frac{1}{\phi} (\gamma_{CB} \xi\eta\chi + \gamma_{GD} \xi\eta(1-\chi) + \gamma_{DW} \xi(1-\eta) + \gamma_{LL} (1-\xi)) \end{aligned} \quad (3.41)$$

한계상태함수를 선형화 및 표준화 하였으므로 이를 바탕으로 목표신뢰도지수 산정작업부터 다시 수행하였다. 목표신뢰도지수는 3.1절에서 수행했던 것과 동일하게 기존의 허용응력설계법 상의 설계안전율과 신뢰도지수 간의 관계를 도출한 후 기존의 설계기준값인 2.5/2.2에 해당하는 신뢰도지수를 바탕으로 결정한다.

표준화된 장력은 식(3.40)과 같이 하중비 변수로 매개화되었으므로 표준화된 한계상태함수에 대한 신뢰도평가를 위해서는 각 교량별 하중비 값

을 알아야 하며 이 연구에서는 3.1절에서 캘리브레이션 대상위치였던 각 교량별 최소 신뢰도지수 위치에 대해 하중비 값을 산출하였다.

현수교의 경우 시공과정 중에 주탑과 케이블만으로 구조계가 성립하며 거더는 완성되기 전까지 이후 추가적인 하중의 형태로 반영된다. 따라서 현수교 주케이블에 대해서는 케이블자중에 의한 장력을 분리하여 별개의 하중효과로 보는 것이 타당하다. 그러나 사장교의 경우 거더의 가설과 케이블 거치가 번갈아가며 수행되므로 케이블만으로 독립된 구조계가 성립할 수 없으며 항상 케이블과 거더가 함께 하중에 저항하게 된다. 따라서 이 둘을 분리하여 별개의 장력 성분으로 나타내는 것보다는 일반교량에서와 같이 하나의 *DC* 하중으로 나타내는 것이 적절할 것으로 판단되며 따라서 사장교 케이블의 경우 고정하중비와 *DC*하중비만을 산출하였다. 각 대상교량에 대해 목표신뢰도지수를 산정하기 위한 하중비를 정리하면 표 3.21과 같다.

표 3.21의 하중비를 대입하여 구한 설계안전율에 따른 신뢰도지수 관계는 그림 3.21, 그림 3.22에 도시하였다. 기본적으로 현수교 주케이블과 사장교 케이블 모두 3.1절에서 확인한 바와 동일하게 새천년대교와 제2진도대교가 가장 낮은 결과를 보였다. 이를 바탕으로 현수교 주케이블과 사장교 케이블의 목표신뢰도지수는 설계안전율 2.5, 2.2에 상응하는 신뢰도지수의 최소값인 7.07, 5.69이며 이에 해당하는 파괴확률은 7.75×10^{-13} , 6.35×10^{-9} 이다.

목표신뢰도지수를 설정하였으므로 다음으로는 강도최적화 기반 코드캘리브레이션을 수행하기 위해서는 역신뢰도해석을 통해 목표강도를 산출한다. 한계상태함수를 선형화하였으므로 현수교 주케이블에 대한 역신뢰도해석은 계산에서 케이블자중에 의한 장력이 추가적으로 고려되어야 하는 부분을 제외하면 Lee 등(2019)과 송상원(2019)이 제시한 방법과 동일하다.

그림 3.23은 현수교 주케이블에 대한 역신뢰도해석 결과의 예시로 계산에 적용된 DC하중비와 CB하중비는 각각 0.825, 0.250이며 가로축은 고정하중비를 세로축은 표준화된 목표저항강도를 도시하였다. 목표저항강도의 경우 총 공칭하중으로 표준화한 값이므로 결과적으로 허용응력설계법의 설계안전율에 해당한다. 목표신뢰도지수 자체를 설계안전율 2.5에 상응하도록 설정하였으므로 목표저항강도는 2.5에 가까운 결과를 보이는 것이 타당하며 실제 그림 3.23의 목표저항강도는 다소 작기는 하지만 2.5에 근접한 결과를 보이는 것을 확인할 수 있다.

사장교 케이블의 경우 전술한대로 케이블자중에 의한 장력과 거더자중에 의한 장력을 합해 하나의 변수로 고려하였으므로 목표신뢰도지수가 변경된 부분을 제외하면 역신뢰도해석은 송상원(2019)이 수행한 것과 완전하게 동일하다. 그림 3.24는 사장교 케이블의 역신뢰도해석 결과를 정리한 것으로 계산에 적용한 DC하중비는 0.7이다. 목표저항강도는 2.2보다 다소 큰 2.3과 2.2 사이의 결과를 보이며 이는 목표신뢰도지수 산정 시 고려하였던 설계안전율 2.2를 감안하면 충분히 타당한 결과로 판단된다.

3.2.3 케이블부재의 강도최적화 기반 코드캘리브레이션

3.2.3.1 최적화 목적함수

목표저항강도를 설정하였으므로 이를 바탕으로 최적화기반 코드캘리브레이션을 수행한다. 현수교 주케이블의 경우 케이블자중에 의한 장력을 추가적으로 고려해야 하므로 현수교 주케이블의 코드캘리브레이션을 위한 최적화문제의 목적함수는 다음과 같다.

$$\text{Min}_{\mathbf{x}} \Pi = \frac{1}{2} \int_{\xi_l}^{\xi_u} \int_{\eta_l}^{\eta_u} \int_{\chi_l}^{\chi_u} \{ \bar{S}_0(\mathbf{x}, \xi, \eta, \chi) - \bar{S}_T(\xi, \eta, \chi) \}^2 d\chi d\eta d\xi \quad (3.42)$$

여기서 \bar{S}_T 는 3.2.2에서 구한 목표저항강도를 의미한다. 사장교 케이블의 경우에는 DC하중에 의한 장력을 케이블자중과 거더자중으로 분리해서 고려하지 않으므로 최적화를 위한 목적함수는 다음과 같다.

$$\text{Min}_{\mathbf{x}} \Pi = \frac{1}{2} \int_{\xi_l}^{\xi_u} \int_{\eta_l}^{\eta_u} \{ \bar{S}_0(\mathbf{x}, \xi, \eta) - \bar{S}_T(\xi, \eta) \}^2 d\eta d\xi \quad (3.43)$$

강도최적화 기반 코드캘리브레이션의 목적함수는 식(3.42)와 식(3.43)에서 보인 바와 같이 적분식으로 구성되어 있으므로 이를 바탕으로 최적화를 수행하기 위해서는 적절한 적분구간을 설정할 필요가 있다. Lee 등(2019)과 송상원(2019)은 전술한대로 일반 선형부재의 코드 캘리브레이션을 위해 기존 실험량의 부재별 하중비를 조사하고 이를 바탕으로 고정하중비와 DC하중비의 적분구간을 설정한 바 있으며 이 연구에서도 동일한 방법으로 적분

구간을 설정하기 위해 3.1절에서 설정한 대상교량을 바탕으로 모든 현수교 주케이블과 사장교 케이블의 요소들에 대해 하중비를 계산하였다.

그림 3.25는 현수교 주케이블의 실교량 하중비 산출 결과를 정리한 것으로 두 그래프는 각각 고정하중비와 DC하중비, 고정하중비와 CB하중비 간의 관계를 도시한 것이다. 현수교 주케이블은 하중비 값이 각 교량별로 매우 일정한 결과를 보이는 것을 확인할 수 있다. 이는 수치모델 상으로는 전체 케이블을 여러 개의 요소로 나누어 모델링하는 것이 일반적이나 물리적으로는 하나의 부재이기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 결과를 바탕으로 기존 현수교 주케이블의 하중비를 모두 포함하는 적분구간을 설정하였으며 현수교 주케이블의 강도 최적화기반 코드캘리브레이션을 수행하기 위한 적분구간은 다음과 같다.

$$0.75 \leq \xi \leq 0.95, \quad 0.75 \leq \eta \leq 0.90, \quad 0.10 \leq \chi \leq 0.40 \quad (3.44)$$

그림 3.26은 사장교 케이블의 하중비를 정리한 것이다. 전술한대로 현수교 주케이블은 실질적으로는 하나의 부재인 반면 사장교의 케이블은 모두 별개의 부재이므로 하중비 값이 상대적으로 넓은 범위에 분포하고 있음을 확인할 수 있다. 사장교 케이블의 최적화 적분구간도 기본적으로는 그림 3.26의 결과를 모두 포함하도록 설정하였다. 사장교 케이블의 강도 최적화기반 코드캘리브레이션을 위한 적분구간은 다음과 같다.

$$0.70 \leq \xi \leq 0.95, \quad 0.50 \leq \eta \leq 0.90 \quad (3.45)$$

3.2.3.2 케이블부재의 reference 최적화

식(3.41)에서 확인할 수 있는 것처럼 하중-저항계수에 의한 요구저항강도는 각 계수간의 비율만 유지되면 계수 값이 달라지더라도 항상 동일하게 도출되며 이는 특정 저항강도를 만족시키는 하중-저항계수를 구하는 문제는 답이 무수히 많은 부정문제임을 의미한다. 식(3.42)와 식(3.43)을 통한 최적화가 부정문제이므로 코드캘리브레이션을 수행하기 위해서는 추가적인 구속조건이 필요하다. 송상원(2019)의 연구에서는 이러한 문제를 해결하기 위해 철근콘크리트 부재의 휨에 대한 저항계수를 일반교설계기준(2012)에서 정의된 값인 0.9로 고정하고 최적화를 수행하였으며 이를 reference 최적화로 정의하였다. 이 연구에서도 유사하게 케이블교량설계기준(2015)에서 정의된 케이블부재의 저항계수를 구속조건으로 설정한 reference 최적화를 수행하였다. 케이블부재의 강도최적화 기반 코드캘리브레이션을 위한 구속조건은 현수교 주케이블에 대해 저항계수 0.53, 사장교 케이블에 대해 저항계수 0.60이다. 이 값들은 케이블교량설계기준(2015)에서 현수교 주케이블과 사장교 케이블 각각에 대해 목표신뢰도지수 6.7과 5.6에 대해 규정된 값이다.

현수교 주케이블과 사장교 케이블의 강도최적화 기반 코드캘리브레이션 결과는 표 3.22와 같다. 케이블교량설계기준(2015)에서 규정된 하중-저항계수와 비교하면 케이블자중에 대한 하중계수는 기존 설계기준값과 유사한 수준을 보이나 거더자중과 포장하중은 최적화기법을 적용한 결과가 기존의

설계기준값보다 높은 결과를 보이며 반대로 차량활하중의 하중계수는 기준값보다 낮은 값을 보이며 이는 케이블의 장력에서 지배적으로 작용하는 하중이 고정하중이기 때문인 것으로 판단된다.

송상원(2019)은 일반교량을 대상으로 한 코드캘리브레이션에서 고정하중비를 차량활하중이 지배적으로 작용하는 구간과 고정하중이 지배적으로 작용하는 구간으로 분할하여 코드캘리브레이션을 수행하였으며 그에 따라 표 3.23과 같은 하중-저항계수를 제시하였다. 표 3.23의 결과를 보면 고정하중비가 낮은 차량활하중 지배구간에서는 고정하중의 하중계수는 최소 1.027에서 최대 1.108정도로 매우 낮은 값을 보이는 반면 차량활하중의 하중계수는 최소 1.707에서 최대 1.752로 현재 설계기준의 값과 유사한 수준의 결과를 보인다. 반대로 고정하중이 지배적인 구간에서는 차량활하중의 하중계수는 감소하고 고정하중의 하중계수가 증가하여 전체적으로 비슷한 수준의 결과를 보인다. 케이블부재의 경우 표 3.9에 제시한대로 고정하중비가 0.63보다 큰 결과를 보이며 이는 송상원(2019)의 연구에서 제시한 고정하중지배구간에 해당한다. 송상원(2019)의 연구에서 제시한 고정하중 지배구간에 해당하는 하중계수를 보면 차량활하중 지배구간과 달리 DC , DW 의 하중계수와 LL 의 하중계수 간의 격차가 감소하여 유사한 수준의 결과를 보이며 표 3.22의 결과 또한 같은 영역에 해당하므로 유사한 경향성을 보인다. 이를 종합하면 기존의 케이블교량설계기준의 하중계수는 활하중계수는 활하중지배 영역에 대해 필요한 하중계수를 만족하도록 설정되어 있

는 반면 고정하중계수는 고정하중지배 영역에서 필요로 하는 고정하중계수에 비해 부족한 것을 확인할 수 있으며 이는 결국 고정하중지배 구간에서 충분한 신뢰도를 확보하기 힘들 것임을 확인할 수 있다.

표 3.22에 제시한 하중-저항계수의 타당성을 검증하기 위해 주어진 계수에 따른 공칭 요구저항강도에 대한 신뢰도평가를 수행하였다. 그림 3.27은 현수교 주케이블에 대해 표 3.22에 주어진 하중저항계수에 따른 신뢰도지수를 도시한 것으로 수평 실선은 목표신뢰도지수인 7.07을 나타내며 검정 점선은 목표신뢰도지수 대비 5%오차구간을 의미한다. 제시된 하중-저항계수에 따른 신뢰도지수 결과는 전체 적분구간에 대한 평균값이며 붉은 실선으로 표시하였다. 제안된 하중-저항계수에 따른 신뢰도지수와 목표신뢰도지수 간의 최대 오차는 약 1.32%로 최적화를 통한 코드캘리브레이션 작업이 매우 균일한 신뢰도를 보장하고 있음을 확인할 수 있다.

사장교에 대해 동일하게 신뢰도지수 검증을 수행한 결과는 그림 3.28과 같다. 현수교와 동일하게 전체 적분구간에 대한 평균값을 붉은 실선으로 표시하였다. 사장교의 경우에도 목표신뢰도지수 대비 오차가 1.59%이하로 매우 균일한 신뢰도지수 결과를 보였다.

3.2.3.3 케이블부재의 sequential 최적화

3.2.3.2의 코드캘리브레이션 결과는 현수교 주케이블과 사장교 케이블 모두에 대해 매우 균일한 신뢰도지수를 보장한다. 그러나 표 3.22의 결과는

현수교 주케이블과 사장교 케이블 각각에 대해 서로 다른 하중계수를 제안하고 있으며 이는 일반적인 선형부재에 대한 값과도 상이하다. 2.1.4에서 서술한 대로 하중계수가 부재별, 하중효과별로 모두 달라지는 것은 실무자로 하여금 과도한 반복 작업을 수행하도록 강제하며 따라서 해당 설계기준의 적용성은 매우 떨어지게 된다.

송상원(2019)은 이러한 상황을 감안하여 하중계수는 하나의 하중조합에 대해 통일된 값을 적용하고 대신 부재의 재료, 하중효과의 종류에 따른 차이는 저항계수를 통해 조정하는 하중-저항계수를 도출하기 위한 순차적인 최적화 방법을 제시하였으며 이를 reference 최적화와 구분하여 sequential 최적화로 정의 하였다. 송상원(2019)이 제시한 sequential 최적화는 다음과 같다. 우선 휨모멘트에 대한 한계상태를 기준으로 고정하중지배구간에서 철근콘크리트부재의 저항계수를 0.9로 두고 reference 최적화를 수행한다. 이후 reference 최적화의 저항계수를 구속조건으로 두고 최적화를 수행하여 차량활하중 지배구간의 하중계수를 산출한다. 전단의 경우 휨에 대해 계산한 두 하중비 구간의 하중계수를 구속조건으로 주되 구간별 가중치를 도입하여 전단 설계를 위한 저항계수를 산출하였다.

케이블부재는 인장에 대해서만 저항이 가능하며 발생하는 장력의 대부분이 고정하중인 부재이다. 따라서 케이블부재에 대해서는 송상원(2019)이 일반부재에 대해 수행했던 복잡한 최적화 과정은 불필요할 것으로 판단되며 대신 일반부재와 동일한 하중계수를 적용하도록 최적화를 수행할 경우

개발될 케이블교량 설계기준의 적용성을 향상시키는 것은 가능할 것으로 판단된다. 하중계수를 일반 선형부재와 동일하게 통일하여 최적화를 수행하였으므로 이는 송상원(2019)이 제시한 sequential 최적화의 연장선상에 위치한 것으로 볼 수 있으므로 하중계수를 구속조건으로 주는 최적화기반 코드캘리브레이션을 sequential 최적화로 정의한다.

송상원(2019)은 sequential 최적화 기법을 적용함과 동시에 설계실무자들의 의견을 반영하여 보다 실무 적용성이 높은 설계 규정을 만들기 위한 계산을 수행하였으며 최종적인 제안 하중-저항계수를 표 3.24와 같이 제시하였다. 제안 하중-저항계수를 위한 코드캘리브레이션에서는 차량활하중 지배구간과 고정하중 지배구간을 구분하기 위한 고정하중비 경계값이 0.63에서 0.55로 변경되었고 기존 설계기준에 익숙한 실무자들의 적용성을 감안하여 최적화를 통해 구한 하중-저항계수를 직접 적용하는 것이 아니라 0.05단위로 절삭하여 소수점 아래 둘째 자리까지 표시하였다.

케이블부재의 sequential 최적화는 표 3.24의 하중계수 중에서 실제 케이블의 고정하중비 결과를 포함하는 고정하중 지배구간의 값을 구속조건으로 설정하였다. 표 3.24의 결과는 일반교의 선형부재에 대한 코드캘리브레이션 결과이므로 케이블자중에 대한 하중계수가 정의되어 있지 않다. 따라서 현수교 주케이블의 sequential 최적화는 거더자중, 포장하중, 차량활하중의 하중계수를 구속조건으로 두고 저항계수 및 케이블자중의 하중계수에 대한 최적화를 수행하였다. 반면에 사장교 케이블의 경우 전술한대로 케이

블자중과 거더자중을 묶어 하나의 *DC* 하중으로 고려하므로 이 경우에는 하중계수는 모두 고정되어 있고 저항계수만을 변수로 고려하여 최적화를 수행하였다.

표 3.25는 케이블부재의 *sequential* 최적화 결과를 정리한 것으로 표 3.22의 결과와 비교하였을 때 유사한 수준의 결과를 보인다. 이를 검증하기 위해 *reference* 최적화 결과에 대해 수행하였던 것과 동일하게 신뢰도평가를 수행하여 비교하였다.

그림 3.29는 현수교 주케이블의 *sequential* 최적화 결과에 따른 신뢰도지수 결과이다. *Reference* 최적화에 따른 신뢰도평가 결과와 매우 유사한 결과를 보이며 목표신뢰도지수 대비 최대 오차는 1.38%이다. 표식은 3.1절에서 코드캘리브레이션을 수행한 대상교량별 최소 신뢰도 위치에 대해 표 3.25의 하중-저항계수를 적용하여 비선형 신뢰도평가를 수행한 것으로 목표신뢰도지수 대비 오차가 최대 1.8%수준으로 발생하였다. 이를 감안하였을 때 표 3.25의 하중-저항계수가 실제 교량에 대해서도 충분히 균일한 신뢰도를 보장하고 있는 것으로 판단된다.

사장교 케이블의 신뢰도평가 결과는 그림 3.30에 도시하였다. 현수교 주케이블의 경우 *reference* 최적화 결과에 따른 신뢰도지수와 *sequential* 최적화 결과에 따른 신뢰도지수가 모두 고정하중비 적분구간 내에서 대칭에 가까운 동일한 형태의 결과를 보인 반면 사장교 케이블의 경우 *sequential* 최적화 결과에 대한 신뢰도지수는 대칭에서 벗어나 고정하중비가 0.7에 가

까운 구간에 대해 reference 최적화 결과에 비해 높은 신뢰도를 확보하는 것을 확인할 수 있다. 이는 sequential 최적화에서 하중계수가 구속조건으로 작용했기 때문인 것으로 reference 최적화를 통해 계산한 최적의 하중계수는 DW하중이 가장 크고 LL이 상대적으로 작는데 반해 sequential 최적화에서는 송상원(2019)이 제시한 값을 준용하는 과정에서 LL하중의 하중계수가 더 크게 설정되어 있어 상대적으로 차량활하중의 영향이 큰 구간으로 갈수록 reference 최적화 결과보다 높은 신뢰도지수를 확보하는 것으로 판단된다. 표 3.22와 표 3.25의 결과를 비교해보면 현수교의 reference 최적화와 sequential 최적화의 하중계수 값이 모든 변수에 대해 유사한 경향성을 보인다. 따라서 하중-저항계수에 따른 신뢰도지수 결과 또한 거의 동일한 결과를 보인다. 반면에 사장교의 경우 sequential 최적화의 하중계수는 reference 최적화의 하중계수와 비교하였을 때 *DC*와 *LL*의 하중계수는 상대적으로 큰 반면 *DW*의 하중계수는 상대적으로 작다. 또한, *DW*와 *LL*의 하중계수 간의 대소관계도 역전되어 있다. 따라서 고정하중비가 감소할수록 *LL*하중계수에 의해 확보되는 안전도가 증가하며 그에 따라 신뢰도지수도 더 큰 결과를 보이게 된다.

Sequential 최적화 결과에 의한 신뢰도지수와 목표신뢰도지수간의 오차는 최대 3.14%로 표 3.22의 계수에 의한 신뢰도지수와 비교하였을 때 오차가 증가했으나 여전히 균일한 신뢰도를 확보하고 있는 것으로 판단된다. 앞서 현수교 주케이블에 대해 수행했던 것과 동일하게 3.1절에서 선정한

사장교 실교량의 최소 신뢰도발생 지점에 표 3.25의 하중-저항계수를 적용하여 신뢰도평가를 수행하였다. 이 결과는 그림 3.30에 표식으로 나타내었으며 목표신뢰도지수 대비 오차가 최대 4.90%로 제시한 최적화 기법을 통해 계산한 하중-저항계수가 의도한대로 목표신뢰도지수 대비 5% 오차 구간 이내의 가까운 신뢰도지수를 보장하고 있음을 확인할 수 있다.

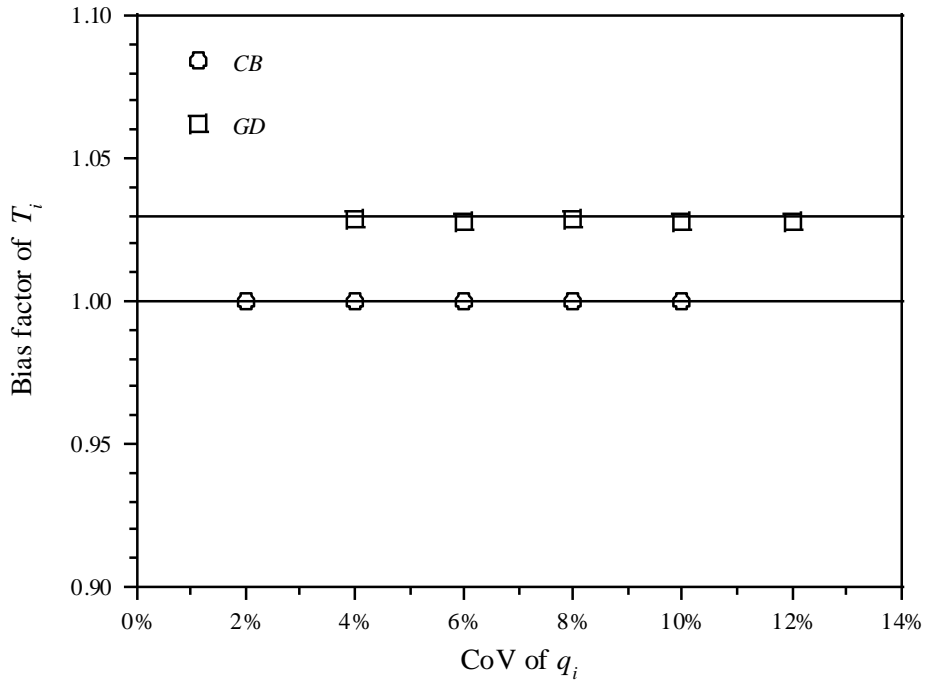
그림 3.31과 그림 3.32는 현수교 주케이블에 대해 표 3.25의 하중-저항계수를 적용하였을 때 DC하중비와 CB하중비에 따른 신뢰도지수 변화를 도시한 것으로 제시한 하중-저항계수가 매우 균일한 신뢰도지수 결과를 도출하고 있음을 확인할 수 있다. 반면에 그림 3.33에서 보이는 바와 같이 사장교케이블의 경우 DC하중비가 변화함에 따라 신뢰도지수의 변동폭이 상대적으로 큰 것을 확인할 수 있다. 이는 전술한대로 표 3.22에 제시된 하중계수와 표 3.24를 준용하여 설정한 표 3.25의 하중계수가 서로 다르기 때문에 발생한 현상으로 파악된다. 표 3.22에서는 DW하중이 가장 큰 결과를 보이며 이는 설계에서 DW하중이 중요한 영향을 미친다는 것을 의미한다. 그러나 표 3.25에서는 기존에 설정된 값을 준용한 관계로 DW하중의 영향이 차량활하중보다 다소 낮게 평가 되었고 이로 인해 DW하중의 비중에 따른 신뢰도 해석 결과의 편차가 증가하는 것으로 판단된다.

신뢰도지수 외에 추가적으로 저항강도 결과를 비교하였다. 그림 3.34와 그림 3.35는 reference 최적화, sequential 최적화 및 케이블교량설계기준(2015)에 대해 목표저항강도 및 하중-저항계수에 따른 표준화된 요구저항강도를

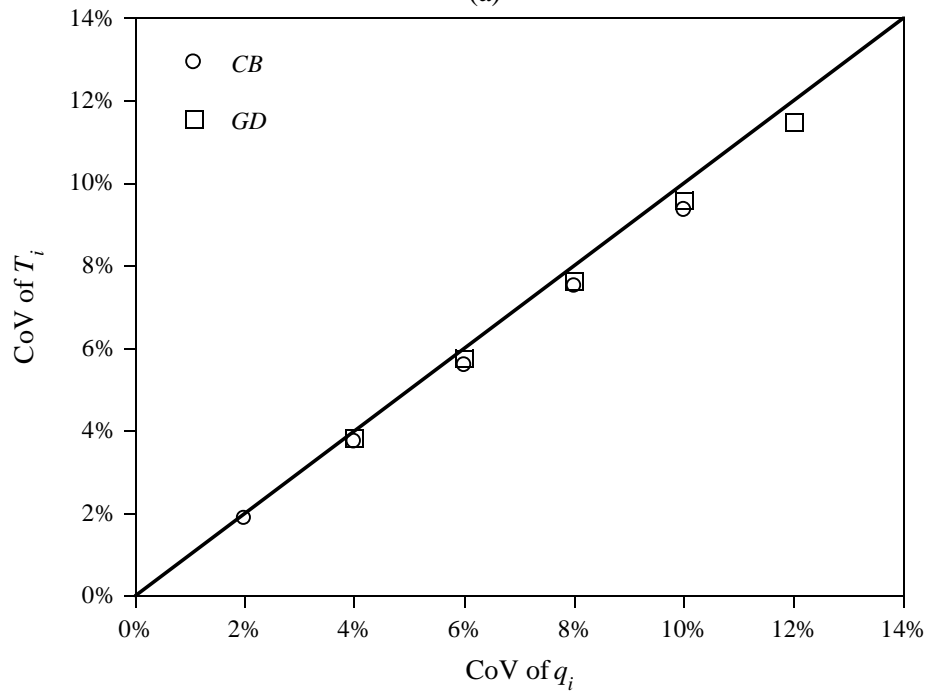
비교한 것이다. 점선으로 표시된 곡선은 목표저항강도를 나타내며 실선은 하중-저항계수에 의한 요구저항강도를 의미한다. 현수교 주케이블과 사장교 주케이블 모두에서 강도최적화 기반 코드캘리브레이션으로 구한 하중-저항계수의 요구저항강도는 전반적으로 목표저항강도의 평균값에 가까운 결과를 보이는 반면 케이블교량설계기준의 경우 하중-저항계수에 의한 요구저항강도가 목표저항강도를 충분히 잘 맞추지 못하는 결과를 보인다. 따라서 기존의 설계기준값 보다는 최적화기법을 통해 산출한 하중-저항계수가 더 균일한 신뢰도지수 결과를 도출하며 신뢰도이론을 통해 정량화된 균일한 안전도를 보장한다는 신뢰도기반 설계기준의 철학에도 더 부합한다고 판단된다. 또한 추가적으로 송상원(2019)의 연구에서 고정하중지배구간에 대해 제시한 하중계수를 적용하여 3.1절에서 서술한 신뢰도평가기반 코드캘리브레이션을 수행한 결과를 바탕으로 요구저항강도를 산출하였으며 이를 그림 3.34와 그림 3.35에 초록색 실선으로 표시하였다. 최적화를 수행하지 않았음에도 단순히 하중계수만을 고정하중지배구간에 더 부합하는 값으로 변경한 것만으로도 요구저항강도가 기존 케이블교량설계기준의 규정값보다 더 목표저항강도를 잘 맞추고 있음을 확인할 수 있으며 이는 전술한 대로 기존의 케이블교량설계기준에서 규정된 하중계수가 케이블부재가 주로 위치한 고정하중 지배구간에 대해서는 충분한 안전도를 확보하지 못하고 있음을 다시 한번 확인할 수 있다.

표 3.13 MCS수행을 위한 하중성분별 통계특성

하중	편심계수	변동계수	확률분포
<i>CB</i>	1.00	2%, 4%, 6% , 8%, 10%	Normal
<i>GD</i>	1.07	4%, 6%, 8% , 10%, 12%	Normal
<i>DW</i>	1.00	15%, 20%, 25% , 30%, 35%	Normal
<i>LL</i>	1.00	10%, 15%, 20% , 25%, 30%	Lognormal

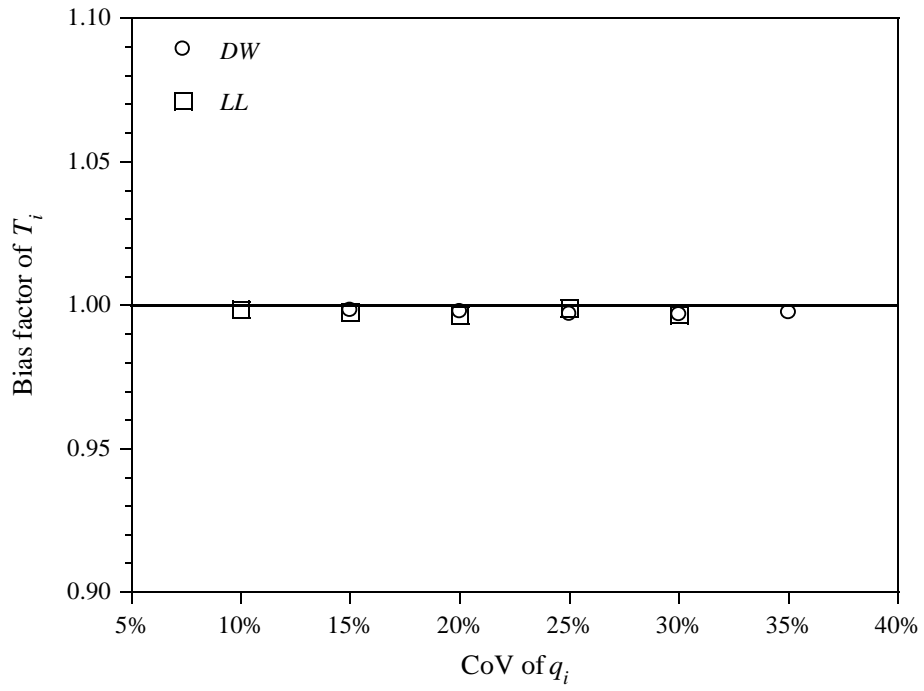


(a)

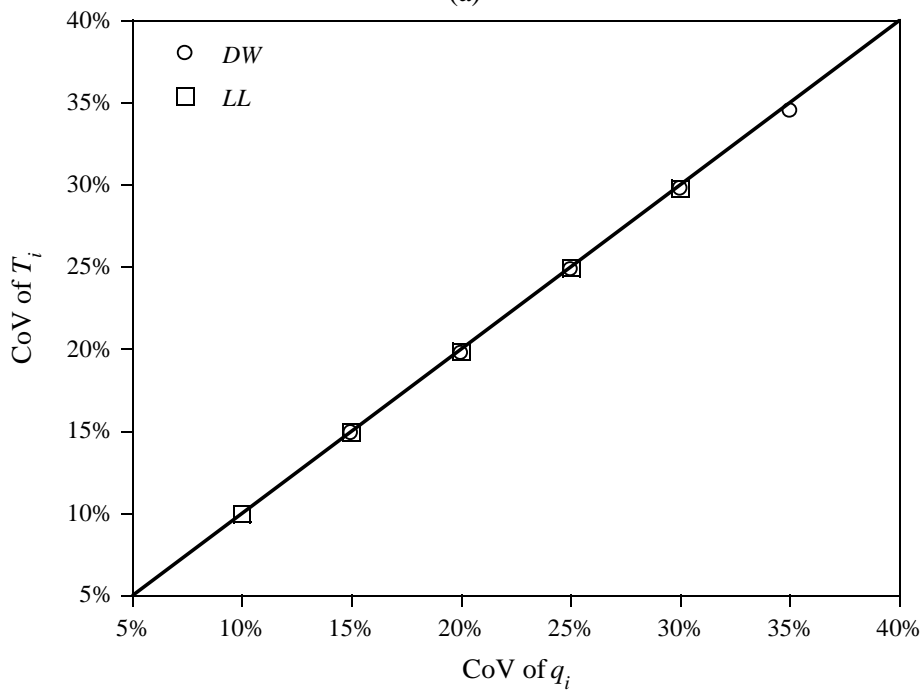


(b)

그림 3.13 CB 및 GD하중의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수



(a)

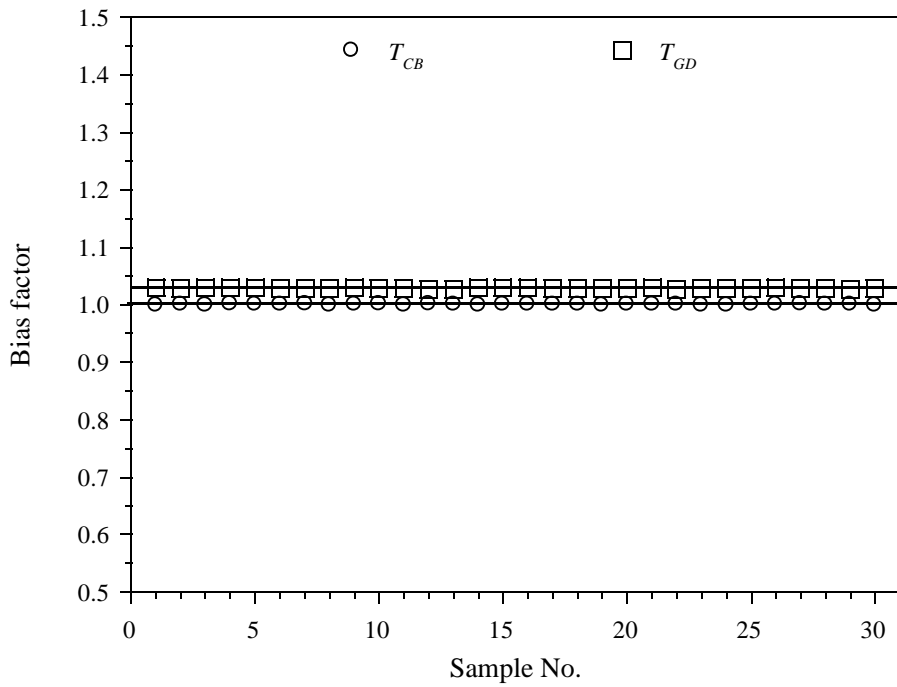


(b)

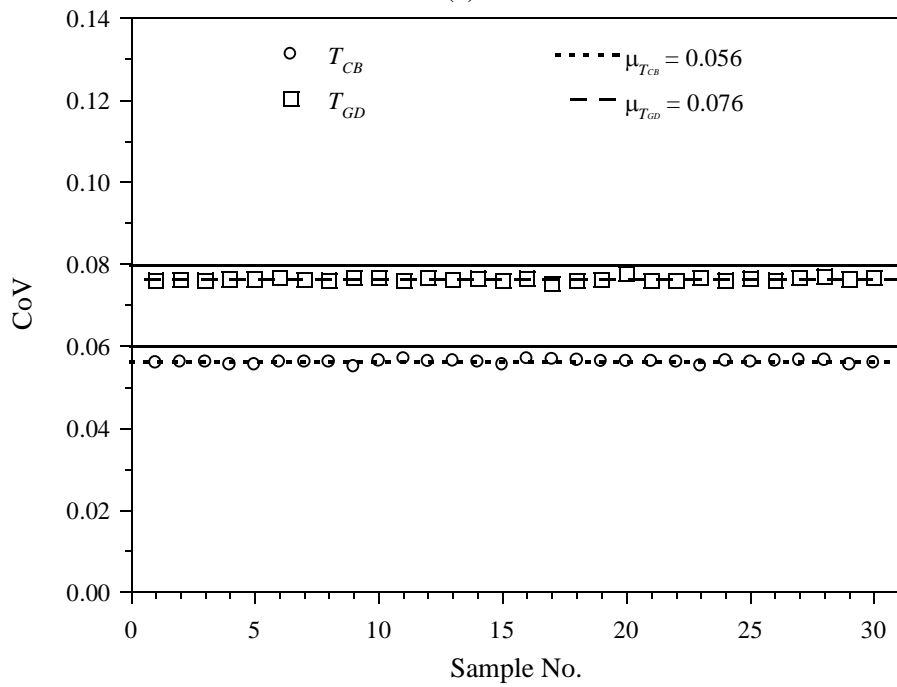
그림 3.14 DW 및 LL하중의 MCS 결과; (a) 편심계수, (b) 변동계수

표 3.14 표본개수 10000개에 대한 MCS 추정값의 변동계수

변수	T_{CB}	T_{GD}	T_{DW}	T_{LL}
표본 편심계수	0.069%	0.064%	0.255%	0.233%
표본 변동계수	0.829%	0.596%	0.820%	0.545%

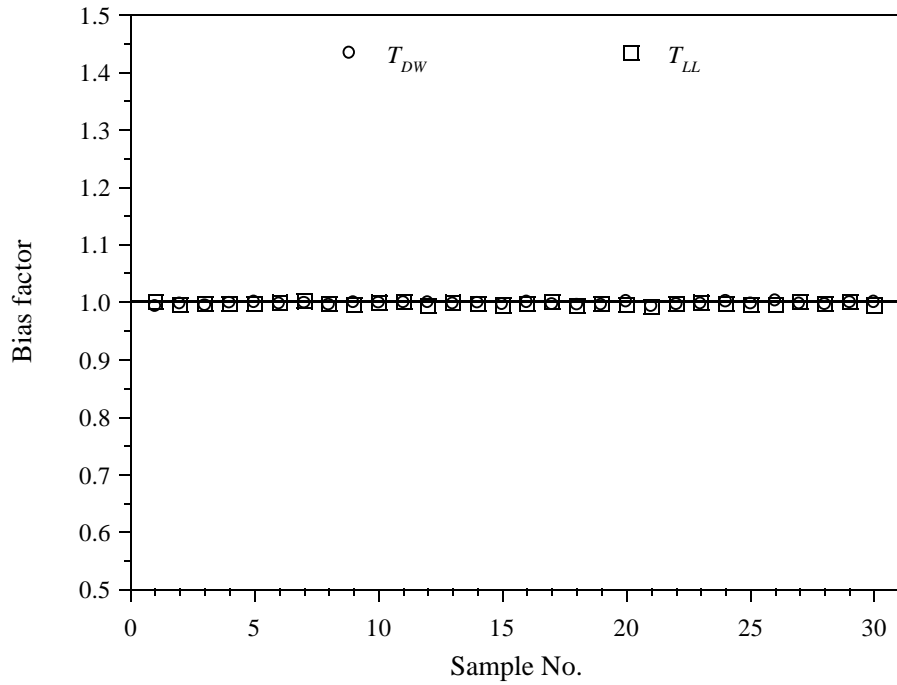


(a)

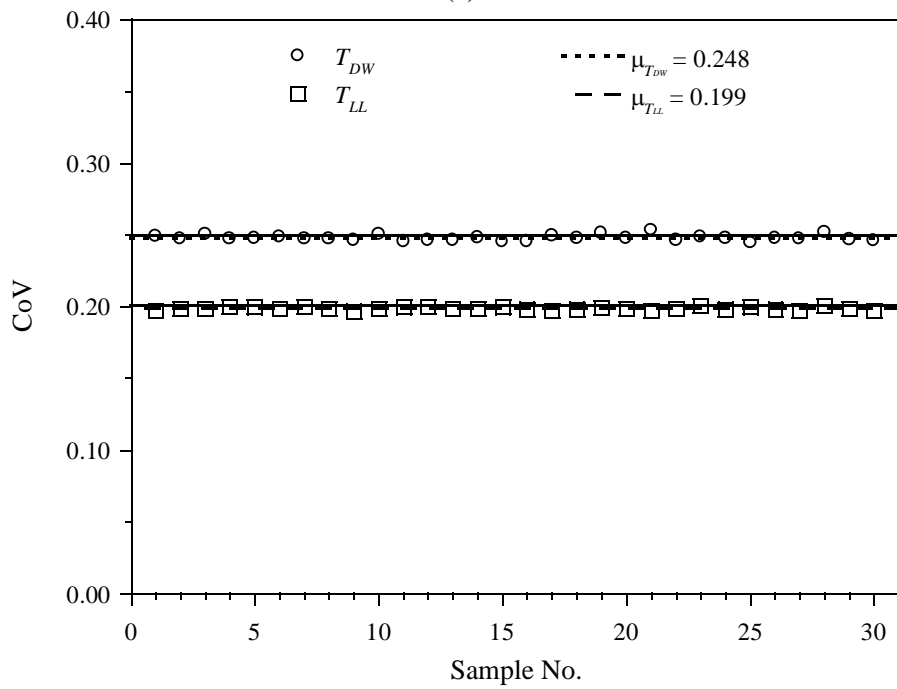


(b)

그림 3.15 표본별 T_{CB} , T_{GD} 의 MCS 결과: (a) 편심계수, (b) 변동계수

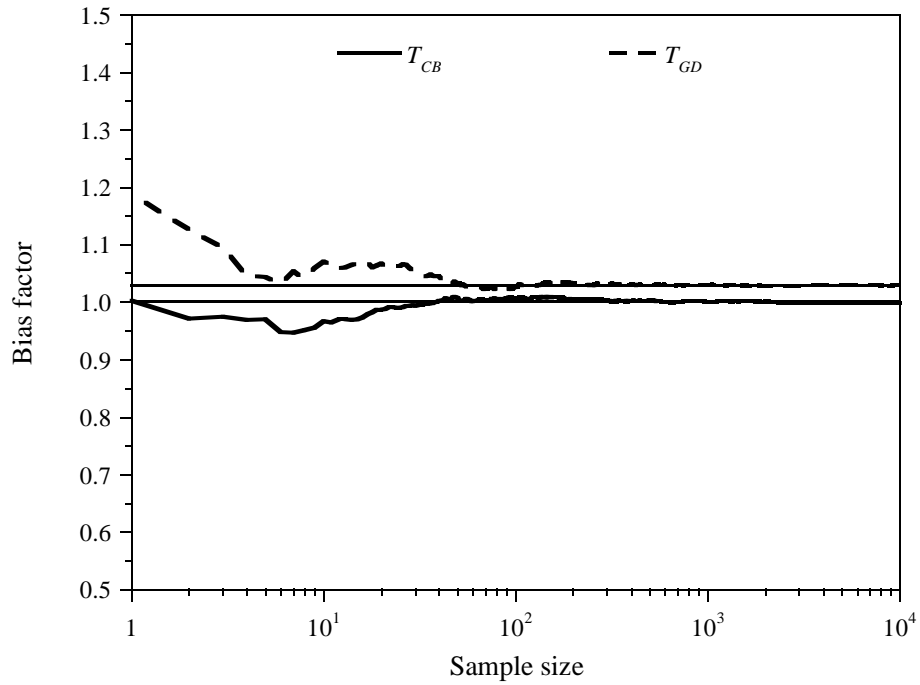


(a)

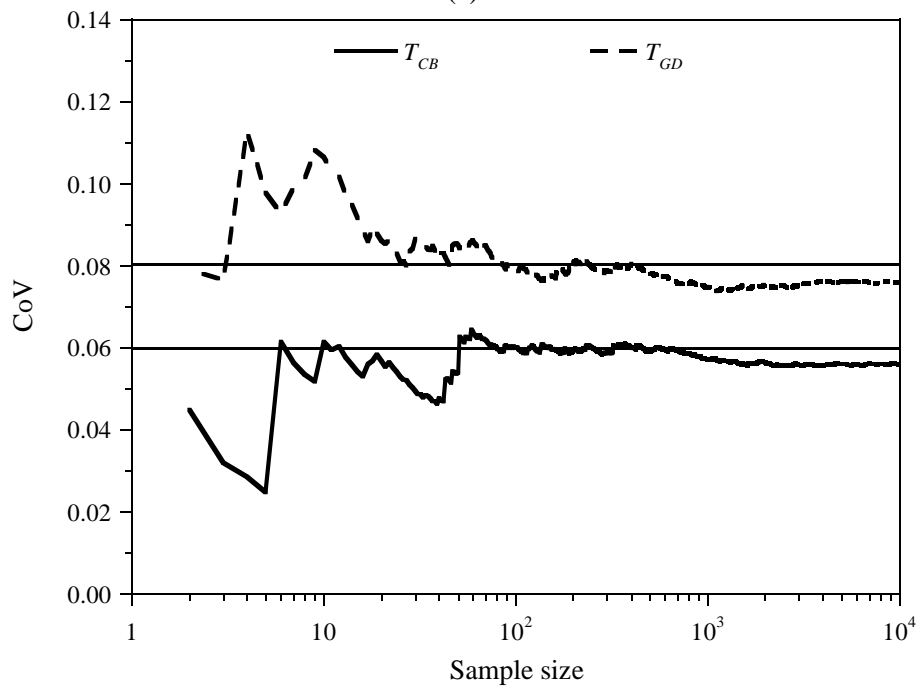


(b)

그림 3.16 표본별 T_{DW} , T_{LL} 의 MCS결과: (a) 편심계수, (b) 변동계수



(a)



(b)

그림 3.17 표본크기별 T_{CB} , T_{GD} 의 MCS결과: (a) 편심계수, (b) 변동계수

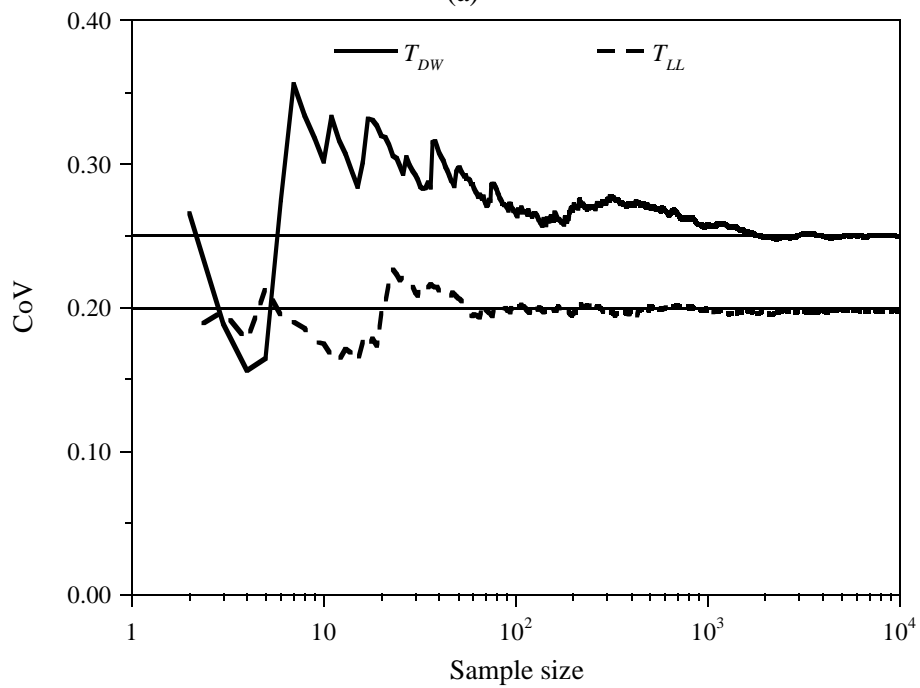
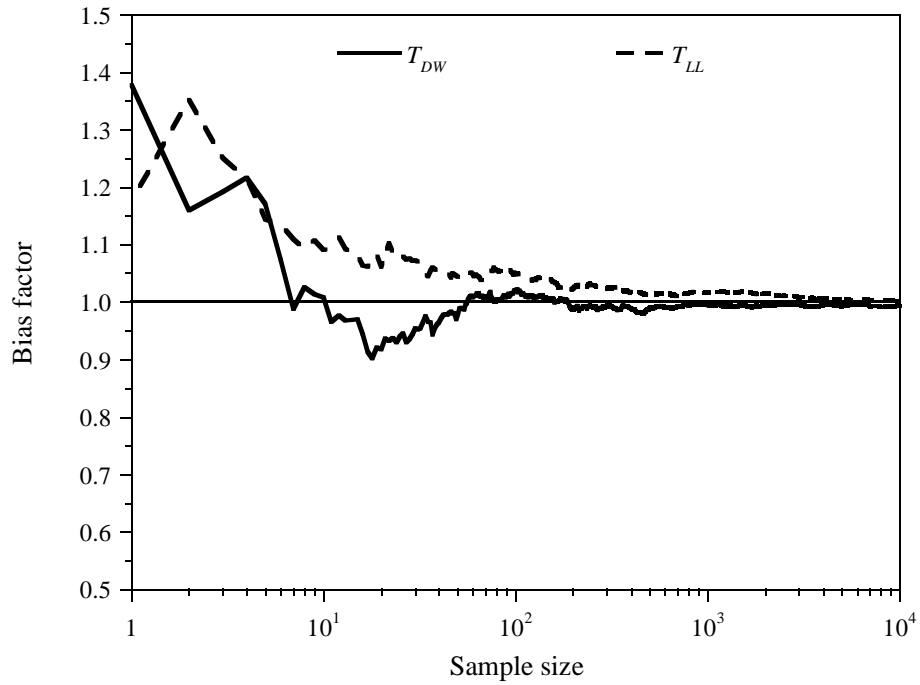


그림 3.18 표본크기별 T_{DW} , T_{LL} 의 MCS결과: (a) 편심계수, (b) 변동계수

표 3.15 CB하중에 의한 장력의 K-S검정 결과

표본크기	정규분포	대수정규	검블분포	감마분포	KS검정 기준값
100	0.0657	0.0544	0.0687	0.0581	0.1630
1,000	0.0300	0.0264	0.0878	0.0274	0.0515
10,000	0.0050	0.0124	0.0734	0.0097	0.0163
100,000	0.0019	0.0118	0.0709	0.0083	0.0052

표 3.16 GD하중에 의한 장력의 K-S검정 결과

표본크기	정규분포	대수정규	검블분포	감마분포	KS검정 기준값
100	0.0506	0.0429	0.0796	0.0435	0.1630
1,000	0.0189	0.0221	0.0687	0.0181	0.0515
10,000	0.0084	0.0234	0.0788	0.0183	0.0163
100,000	0.0024	0.0175	0.0729	0.0125	0.0052

표 3.17 DW하중에 의한 장력의 K-S검정 결과

표본크기	정규분포	대수정규	검블분포	감마분포	KS검정 기준값
100	0.0426	0.0887	0.1074	0.0733	0.1630
1,000	0.0159	0.0545	0.0750	0.0408	0.0515
10,000	0.0052	0.0511	0.0738	0.0354	0.0163
100,000	0.0016	0.0496	0.0717	0.0340	0.0052

표 3.18 LL하중에 의한 장력의 K-S검정 결과

표본크기	정규분포	대수정규	검블분포	감마분포	KS검정 기준값
100	0.1129	0.0731	0.0835	0.0853	0.1630
1,000	0.0438	0.0207	0.0511	0.0170	0.0515
10,000	0.0421	0.0062	0.0330	0.0177	0.0163
100,000	0.0382	0.0019	0.0330	0.0129	0.0052

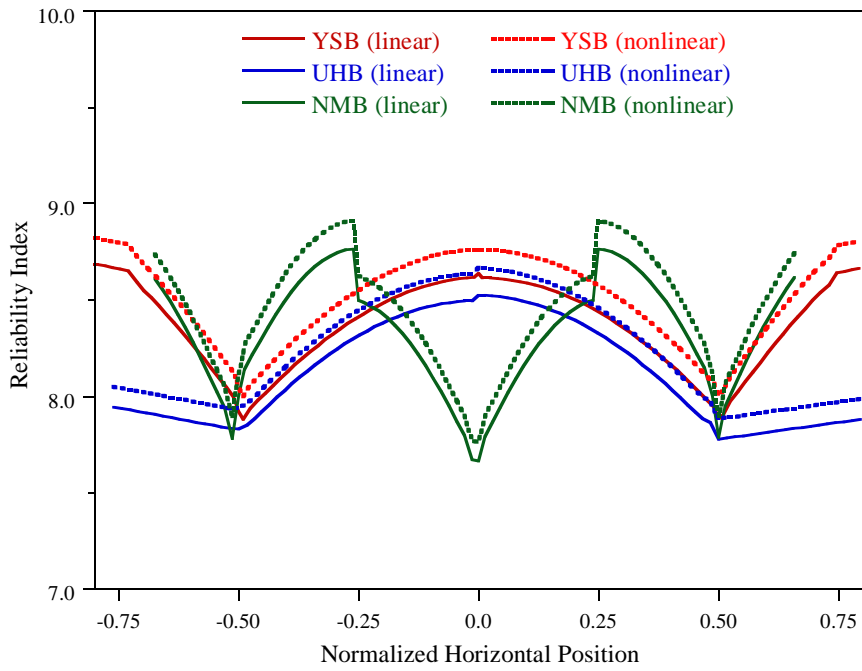


그림 3.19 신뢰도평가 방법에 따른 현수교 주케이블의 신뢰도지수

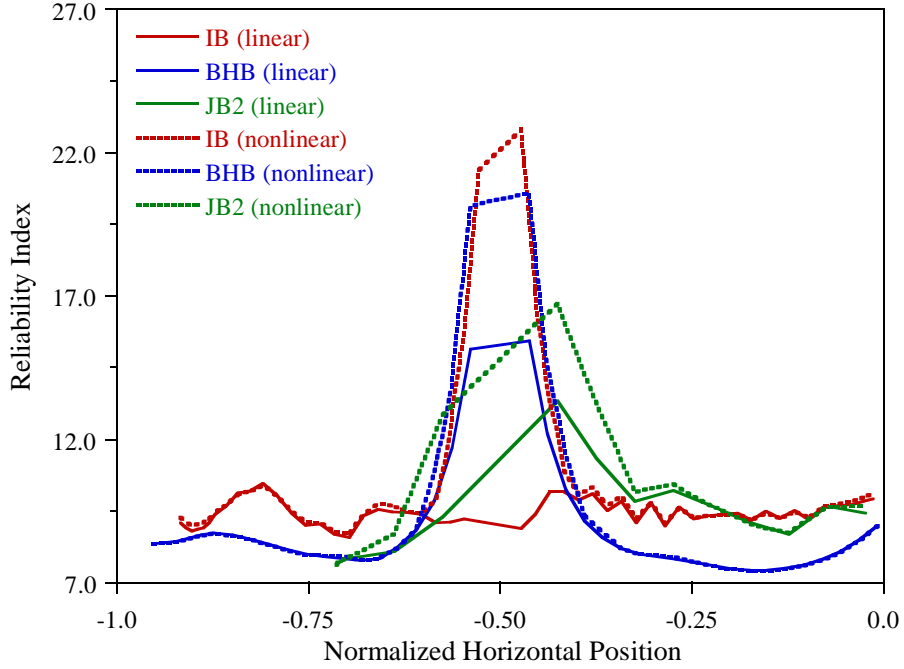


그림 3.20 신뢰도평가 방법에 따른 사장교 케이블의 신뢰도지수

표 3.19 인천대교 케이블의 위치 및 해석방법에 따른 표준화된 MPFP

케이블 위치	해석방법	신뢰도지수	표준화된 MPFP			
			<i>S</i>	<i>DC</i>	<i>DW</i>	<i>LL</i>
주경간	선형	8.96	0.41	1.25	1.64	1.45
	비선형	9.05	0.41	1.23	1.65	1.47
주탑부	선형	9.11	0.40	1.34	1.16	1.14
	비선형	21.38	0.40	2.65	1.16	1.17

표 3.20 인천대교 케이블의 위치 및 해석방법에 따른 음단위법선벡터

케이블 위치	해석방법	신뢰도지수	음단위법선벡터			
			<i>S</i>	<i>DC</i>	<i>DW</i>	<i>LL</i>
주경간	선형	8.96	-0.983	0.125	0.121	0.065
	비선형	9.05	-0.982	0.120	0.129	0.069
주탑부	선형	9.11	-0.902	0.417	0.069	0.084
	비선형	21.38	-0.368	0.930	0.011	0.012

표 3.21 대상교량별 목표신뢰도지수 산정부재의 하중비

교량명	고정하중비 (ξ)	DC하중비 (η)	CB하중비 (χ)
이순신대교	0.906	0.841	0.318
울산대교	0.879	0.758	0.285
새천년대교	0.799	0.787	0.142
인천대교	0.860	0.757	-
부산항대교	0.873	0.811	-
제2진도대교	0.790	0.600	-

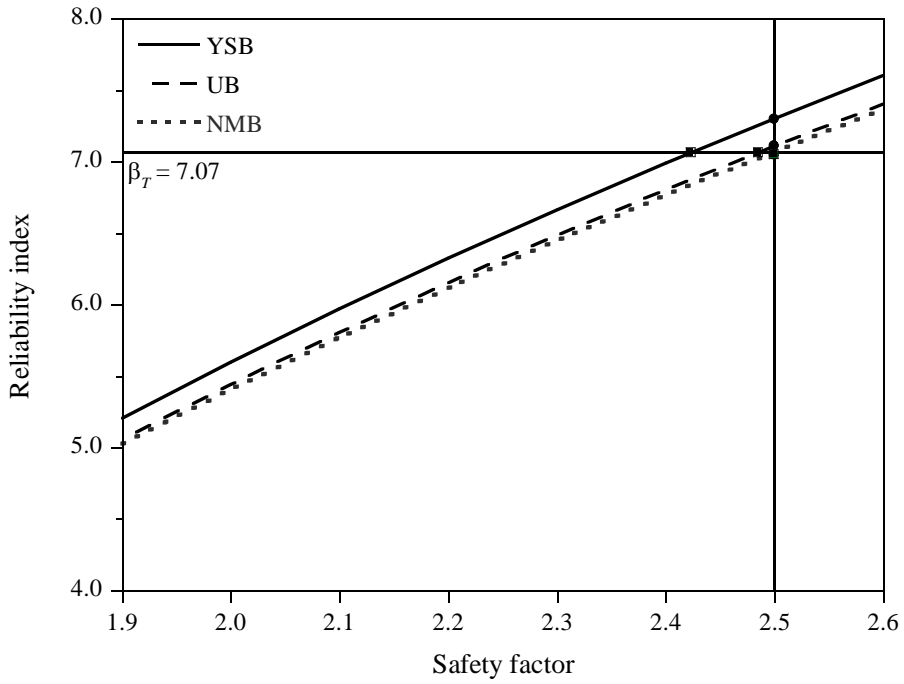


그림 3.21 설계안전율 대비 현수교 주케이블의 신뢰도지수(선형)

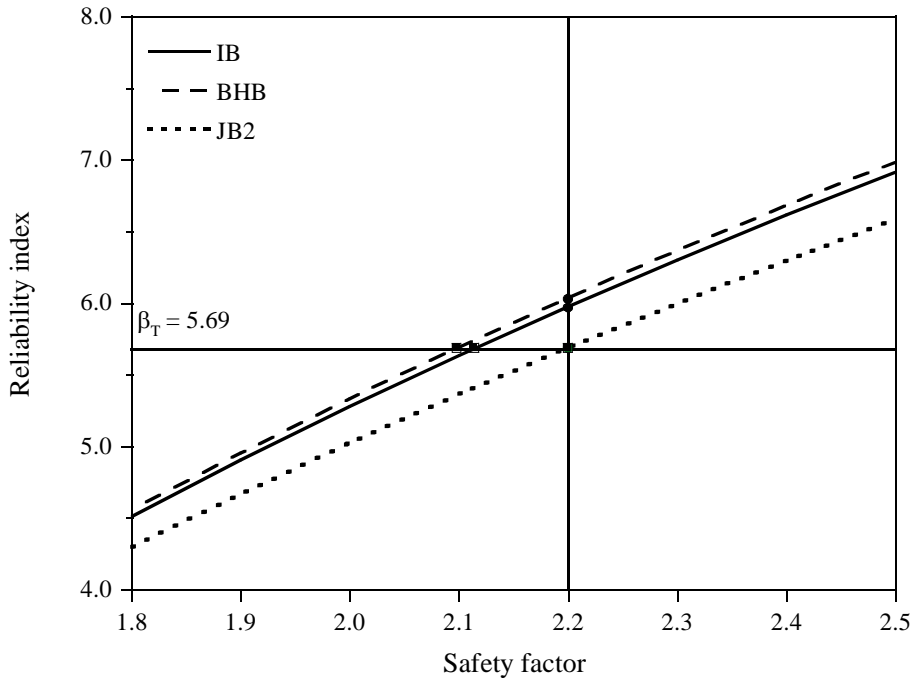


그림 3.22 설계안전율 대비 사장케이블의 신뢰도지수(선형)

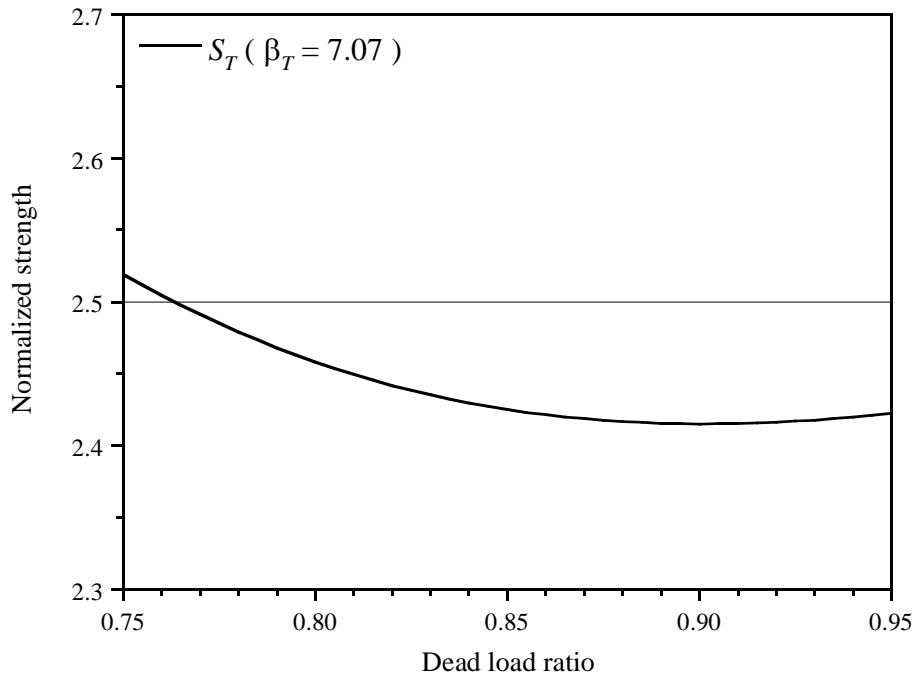


그림 3.23 현수교 주케이블의 목표저항강도($\eta = 0.825, \chi = 0.250$)

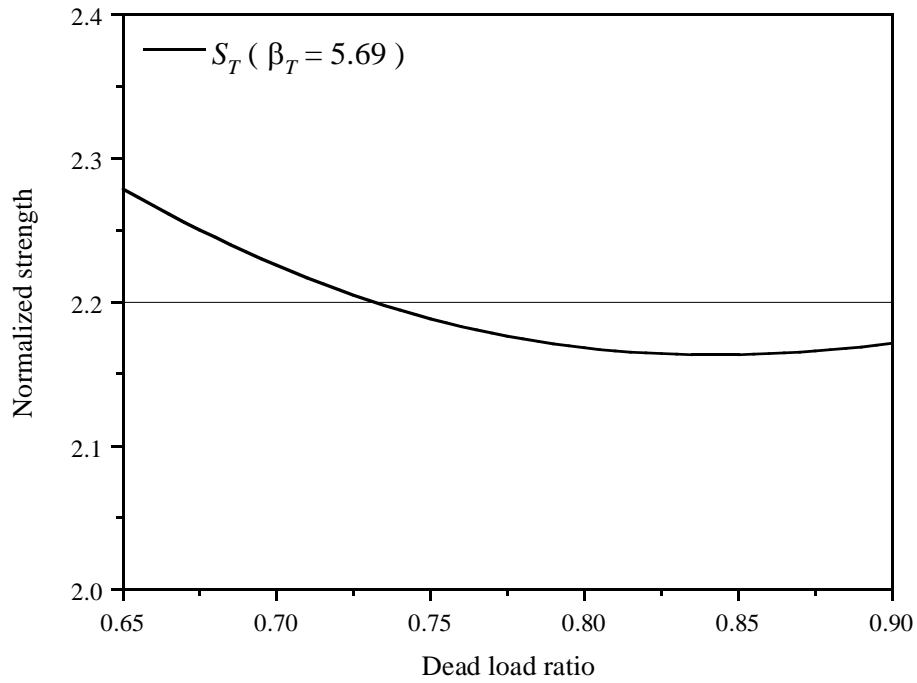
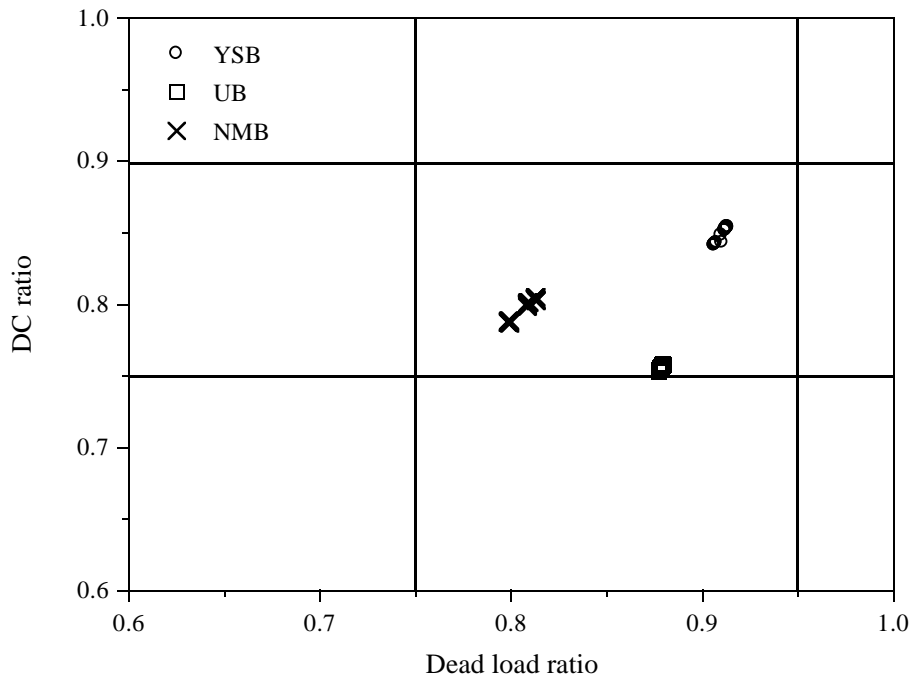
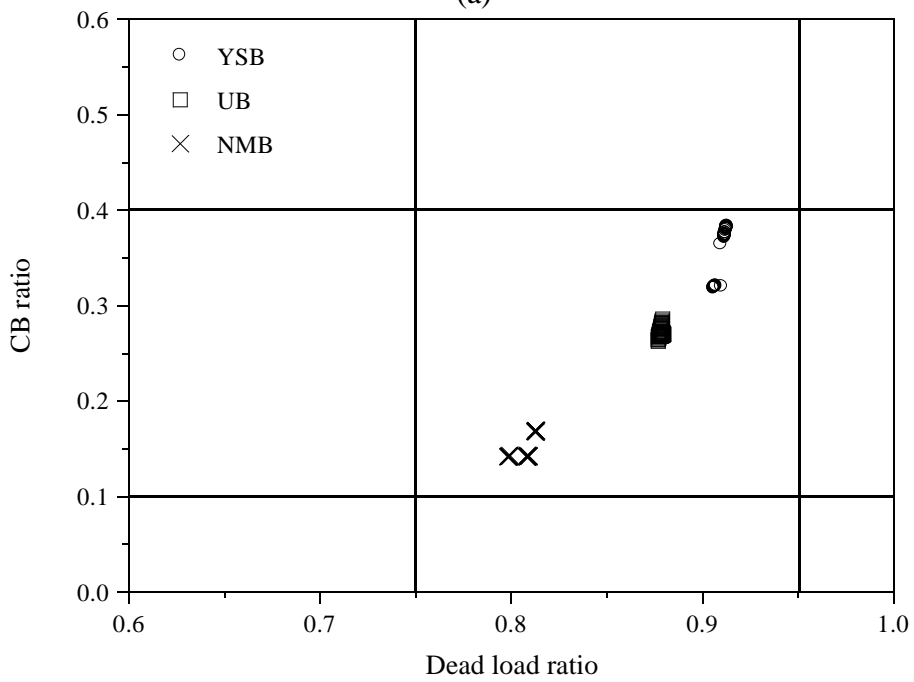


그림 3.24 사장교 케이블의 목표저항강도 ($\eta = 0.700$)



(a)



(b)

그림 3.25 현수교 주케이블의 하중비; (a) $\xi-\eta$, (b) $\xi-\chi$

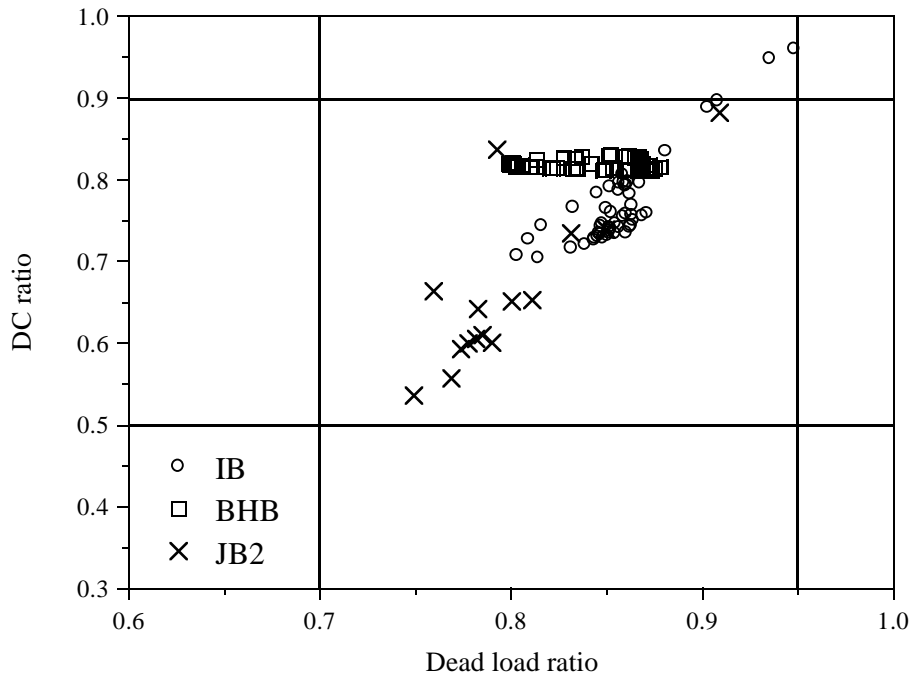


그림 3.26 사장교 케이블의 하중비 ($\xi - \eta$)

표 3.22 케이블부재의 reference 최적화 결과

부재종류	β_T	ϕ	γ_{CB}	γ_{GD} (γ_{DC})	γ_{DW}	γ_{LL}
현수교 주케이블	7.07	0.53	1.096	1.262	1.486	1.510
사장교 케이블	5.69	0.60	-	1.194	1.527	1.345

표 3.23 송상원(2019)이 제시한 reference 하중-저항계수

부재 특성	하중 효과	고정하중비	저항계수 ¹⁾			하중계수		
			ϕ^{RC}	ϕ^{ST}	ϕ^{PC}	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL}
공장 제작	휨	$0.00 \leq \xi \leq 0.63$	0.900	0.939	0.871	1.027	1.054	1.752
		$0.63 \leq \xi \leq 1.00$	0.900	0.970	0.919	1.280	1.408	1.378
	전단	$0.00 \leq \xi \leq 0.63$	0.900	0.918	0.901	1.068	1.092	1.709
		$0.63 \leq \xi \leq 1.00$	0.900	0.940	0.905	1.291	1.395	1.343
현장 제작	휨	$0.00 \leq \xi \leq 0.63$	0.900	0.939	0.871	1.067	1.047	1.750
		$0.63 \leq \xi \leq 1.00$	0.900	0.968	0.915	1.353	1.377	1.342
	전단	$0.00 \leq \xi \leq 0.63$	0.900	0.918	0.901	1.108	1.084	1.707
		$0.63 \leq \xi \leq 1.00$	0.900	0.938	0.904	1.358	1.370	1.317

1) RC: reinforced concrete, ST: steel, PC: pre-stressed concrete

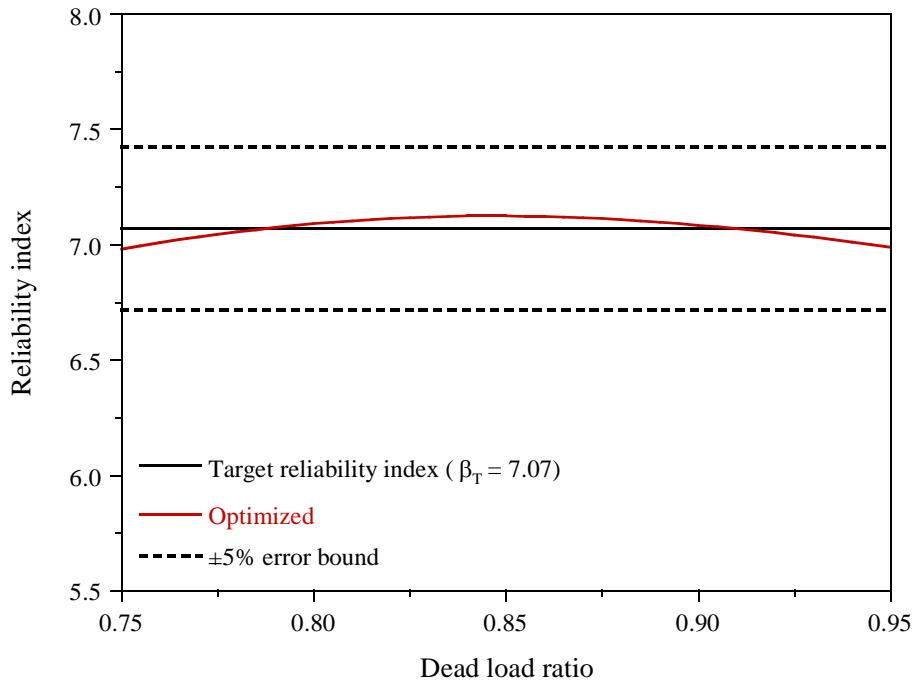


그림 3.27 Reference 최적화에 따른 현수교 주케이블 평균 신뢰도지수

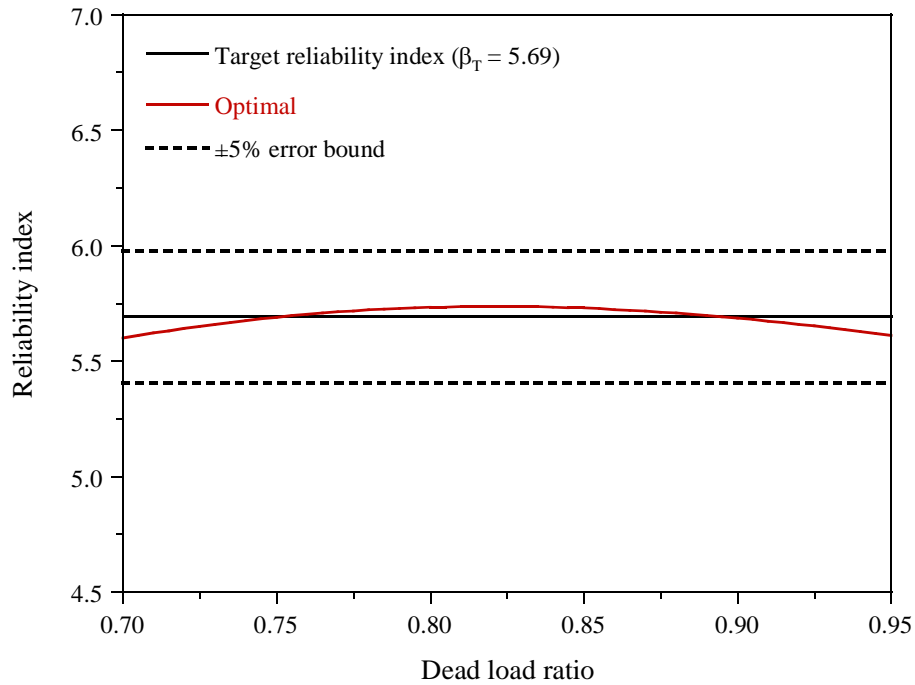


그림 3.28 Reference 최적화에 따른 사장교 케이블 평균 신뢰도지수

표 3.24 송상원(2019)이 제시한 제안 하중-저항계수

하중 효과	고정하중비	저항계수			하중계수			
		ϕ^{RC}	ϕ^{ST}	ϕ^{PC}	$\gamma_{DC}^{1)}$		γ_{DW}	γ_{LL}
					FM	CIP		
힘 및 전단	$0.00 \leq \xi \leq 0.55$	0.90	0.95	0.90	1.05		1.05	1.80
	$0.55 \leq \xi \leq 1.00$				1.25	1.30		

1) FM: 공장제작부재, CIP: 현장제작부재

표 3.25 케이블부재의 sequential 최적화 결과

부재종류	β_T	ϕ	γ_{CB}	γ_{GD}	γ_{DW}	γ_{LL}
현수교 주케이블	7.07	0.51	1.08	1.25	1.40	1.45
사장교 케이블	5.69	0.61	-	1.25	1.40	1.45

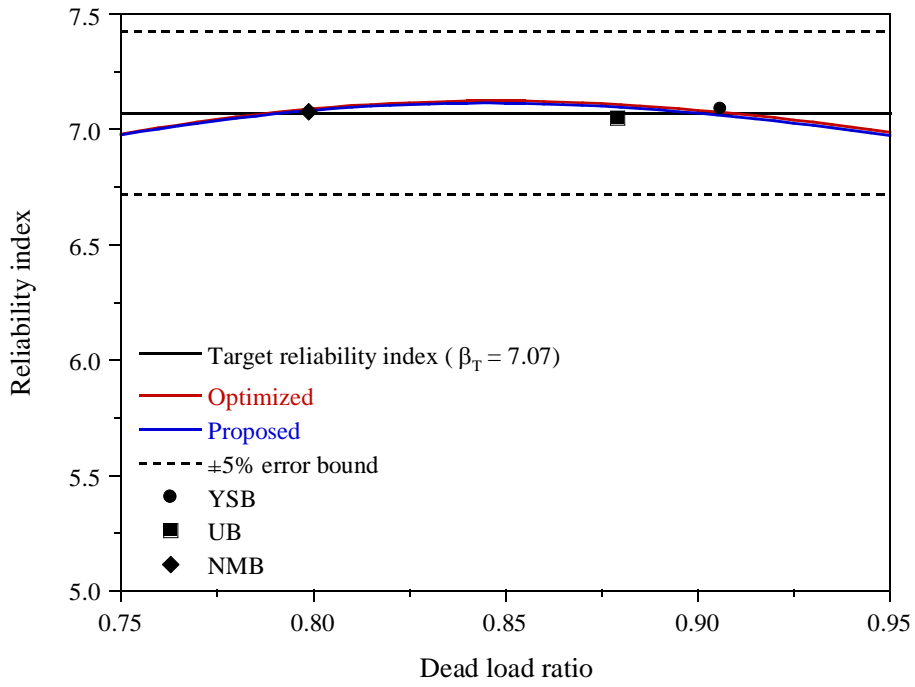


그림 3.29 Sequential 최적화에 따른 현수교 주케이블 평균 신뢰도지수

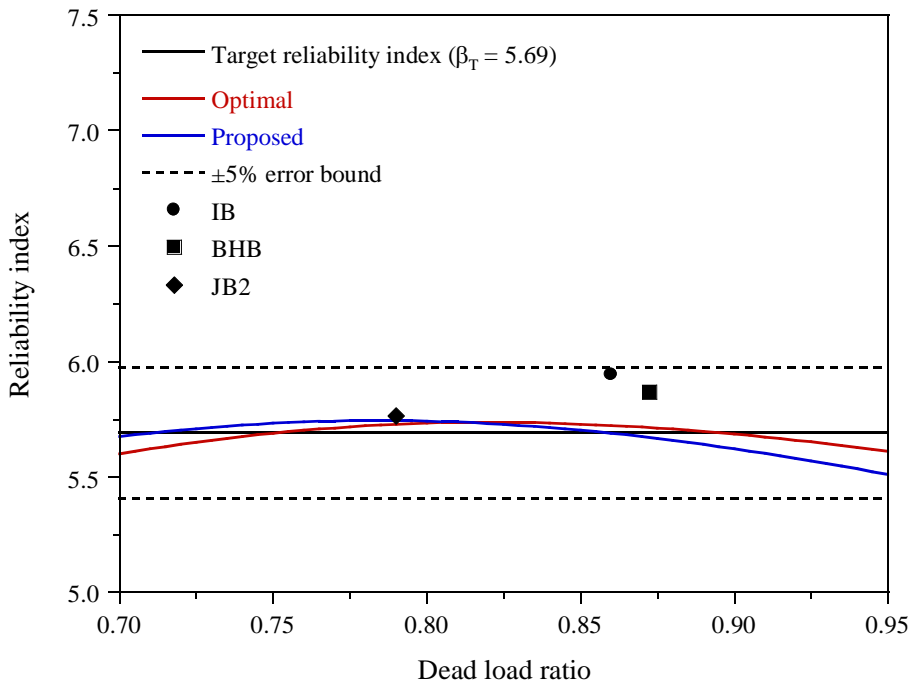


그림 3.30 Sequential 최적화에 따른 사장교 케이블 평균 신뢰도지수

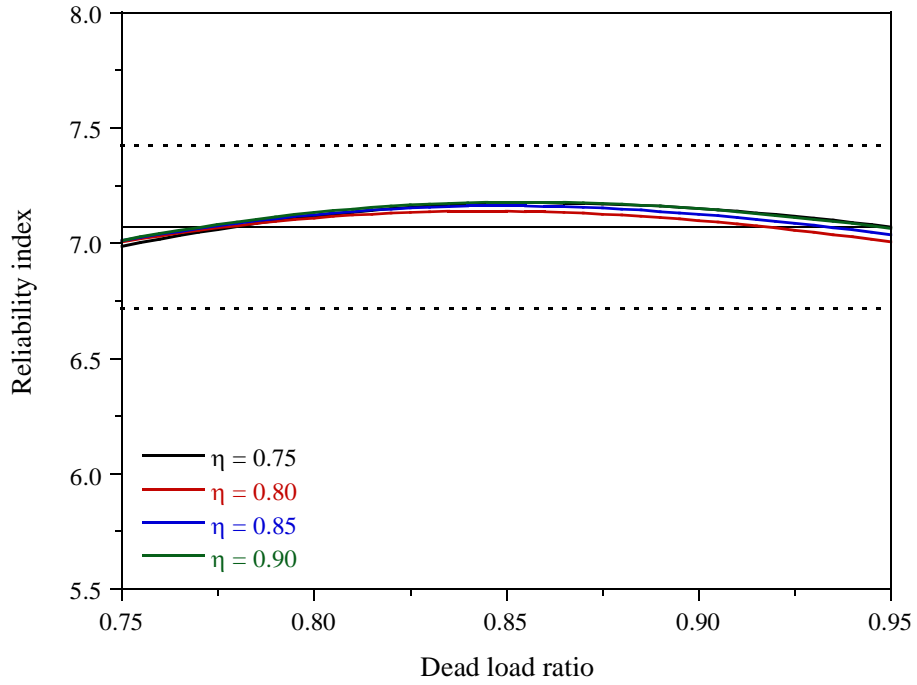


그림 3.31 DC하중비에 따른 현수교 주케이블 신뢰도지수 ($\chi = 0.25$)

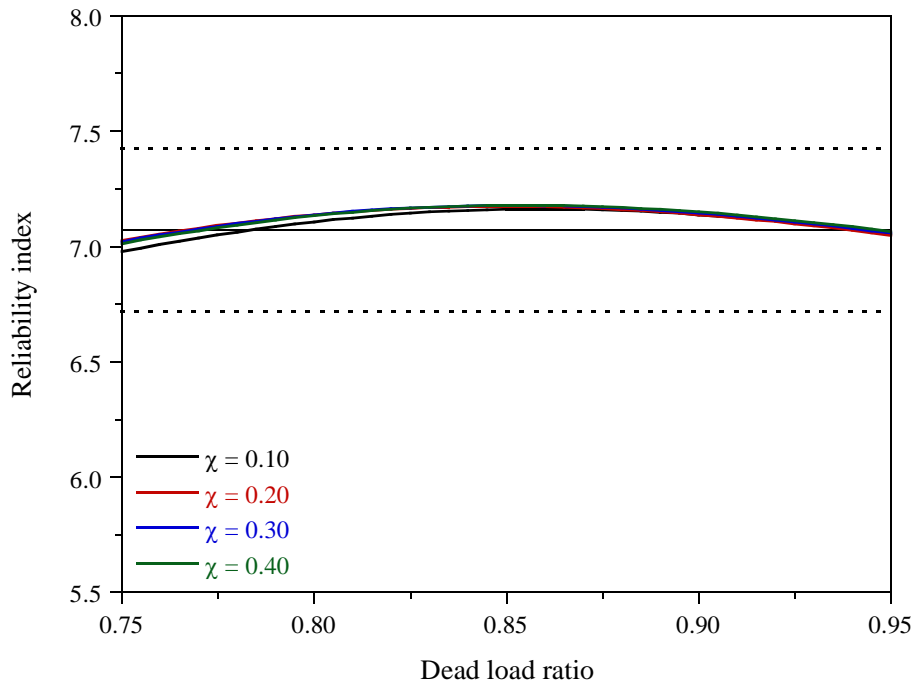


그림 3.32 CB하중비에 따른 현수교 주케이블 신뢰도지수 ($\eta = 0.825$)

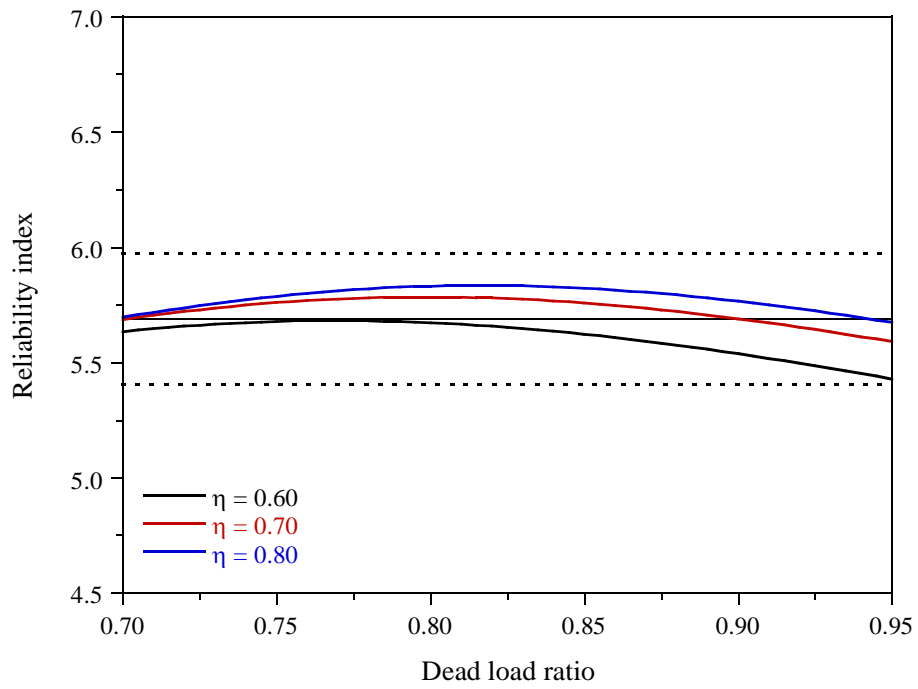


그림 3.33 DC하중비에 따른 사장교 케이블 신뢰도지수

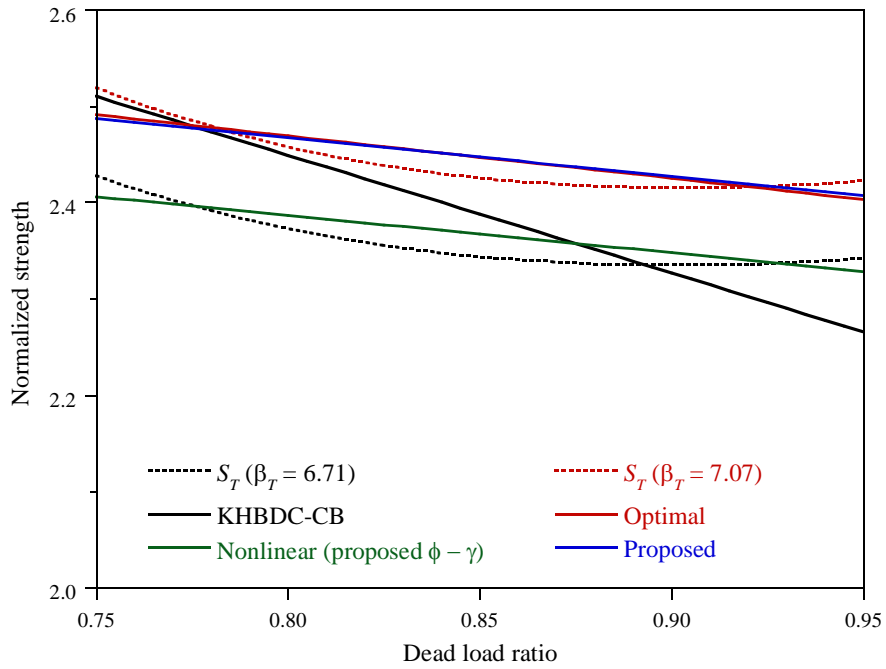


그림 3.34 현수교 주케이블의 목표저항강도 및 요구저항강도 비교

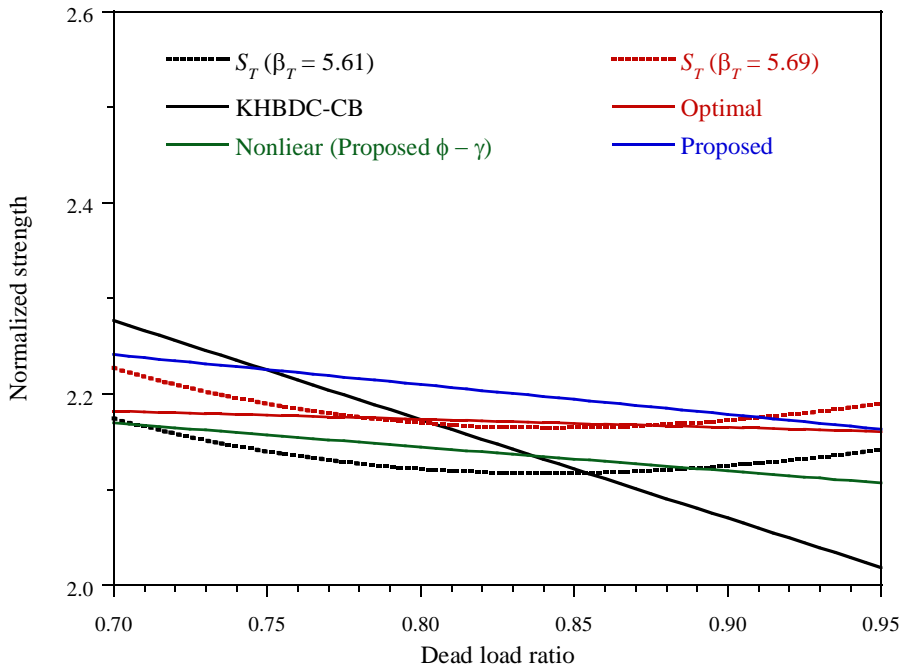


그림 3.35 사장교 케이블의 목표저항강도 및 요구저항강도 비교

4. 거더설계를 위한 최소 고정하중계수 설정

케이블교량의 거더는 실제 사용자들이 통행하기 위한 부재로 일반적인 단중시간 교량의 거더부재와 동일한 역할을 한다. 그러나 동일한 역할을 하는 부재라 하더라도 장대화된 케이블교량에 쓰이는 경우 일반교와 전혀 다른 거동을 보일 수 있다.

일반적인 단중시간 교량의 주 거더는 중력방향 활하중조합에 의한 휨이 설계에 지배적으로 작용하는 요소 중 하나이다. 반면에 현수교 거더의 경우에는 행어를 통해 주케이블에 매달려 있는 형태가 되고 흔히 탄성 지점을 갖는 연속보에 비유되어 휨이 지배적으로 작용하는 것처럼 보일 수 있으나 초기형상해석 등의 영향으로 고정하중에 의해 발생하는 휨 모멘트가 크지 않아 오히려 바닥판 설계, 최소두께 규정 등에 의해 거더의 단면이 결정되는 경우가 발생한다. 이러한 현상으로 인해 전통적인 현수교의 거더설계이론에서도 기본적으로 차량활하중에 의한 모멘트를 위주로 설계를 수행하고 있다. 사장교의 거더의 경우 사장케이블에서 발생하는 장력의 수평성분으로 인해 거더에 압축력이 작용하게 된다. 이러한 압축력은 주탑에 가까워질 수록 증가하게 되며 이러한 구조적 특성으로 인해 주탑 근처에서는 단순한 휨이 아닌 휨과 압축이 동시에 작용하는 부재로 보고 설계를 하는 것이 일반적이다.

이와 같이 케이블교량에서는 중력방향 하중에 의한 휨 자체가 거더설

계에서 차지하는 비중이 낮기 때문에 이에 대한 코드캘리브레이션 자체의 의미가 감소할 수 있다. 그러나 설계에 지배적인 영향을 미치지 않는다고 하더라도 그에 대한 최소한의 안전을 확보하기 위한 규정은 필요하다고 판단되며 일반교와는 다른 케이블교량의 거동 특성상 기존에는 설계에 지배적인 영향을 미치지 않아 주요하게 다루이지 않았던 경우들이 발생할 수도 있으므로 케이블교량의 거더도 중력방향하중의 휨에 대한 코드캘리브레이션이 필요할 것으로 판단된다.

4.1 케이블교량 거더의 하중비

강도최적화 기반 코드캘리브레이션을 위해서는 코드캘리브레이션을 수행할 하중비 구간을 설정하여야 하며 전술한 선행연구에서는 대상부재의 기존 설계 사례들을 바탕으로 하중비 값을 조사하여 코드캘리브레이션 대상 하중비 구간을 설정하였다. 따라서 케이블교량의 거더에 대해서도 실교량 모델을 바탕으로 중력방향 활하중조합에 대한 고정하중비와 DC하중비를 검토할 필요가 있을 것으로 판단된다.

3장에서 선정한 국내의 현수교 및 사장교 대상교량에 대해 극한한계상태1 하중조합에서 거더 휨모멘트의 하중비를 정리하면 다음과 같다.

그림 4.1 - 그림 4.3은 차량활하중이 포함된 중력방향 하중조합에 대해 3장에서 선정한 현수교 대상교량의 거더 휨모멘트에 대해 고정하중비 및 DC하중비를 정리한 것이다. 고정하중비는 전반적으로 0.55이하의 값을 보

여 일반선형부재에 대한 선행연구에서 설정한 차량활하중 지배구간에 포함되는 것을 확인할 수 있다. 한편, DC하중비의 경우 고정하중비와 비교하였을 때 매우 분산이 큰 결과를 보이며 특히 기존의 연구에서 제시된 일반교부재들의 하중비 결과가 대체로 0과 1사이의 DC하중비를 보였던 것에 반해 현수교 거더에서는 DC하중비가 1을 초과하거나 0보다 작은 결과를 보이는 부재가 다수 존재하는 것을 확인할 수 있으며 그 절대값도 매우 큰 결과를 보인다.

그림 4.4 - 그림 4.6은 3장에서 선정한 사장교 대상교량 3개소에 대한 거더 휨모멘트의 하중비를 정리한 것이다. 현수교의 거더에서 고정하중비가 상당히 일관된 결과를 보였던 것에 비해 사장교의 거더는 상대적으로 분포가 큰 것을 확인할 수 있으나 여전히 대부분의 결과가 0.55보다 작아 차량활하중이 지배적으로 작용하는 것을 확인할 수 있다. DC하중비의 경우 현수교 거더와 동일하게 1보다 크거나 0보다 작은 결과가 다수 발생하였다.

이러한 현상이 발생한 것은 케이블교량 설계 시 필수적으로 행해지는 초기형상해석으로 인해 발생한 것으로 판단된다.

고정하중은 기본적으로 중력에 의해 발생하는 하중으로 기본적으로 연직아래 방향으로 작용한다. 따라서 일반적인 교량에서는 고정하중을 DC와 DW로 분리하여 고려한다고 하더라도 방향은 항상 동일하게 작용한다. 또한 교량의 설계는 항상 부재에 불리한 방향으로 하중을 조합하도록 규정되어 있으므로 일반적으로 하중조합에서 고정하중에 의한 하중효과는 그 하

중조합에서 고려하는 주요한 변동하중(차량활하중 등)과 같은 방향을 보이게 되며 일부의 경우에만 DC와 DW가 동시에 변동하중과 반대의 부호를 보인다. 이러한 고정하중의 하중효과는 전술한대로 중력에 의해 발생하는 것이므로 기본적으로 거더의 자중과 거더 상에 재하되는 하중의 경우 케이블교량에 대해서도 동일하게 발생하여야 한다.

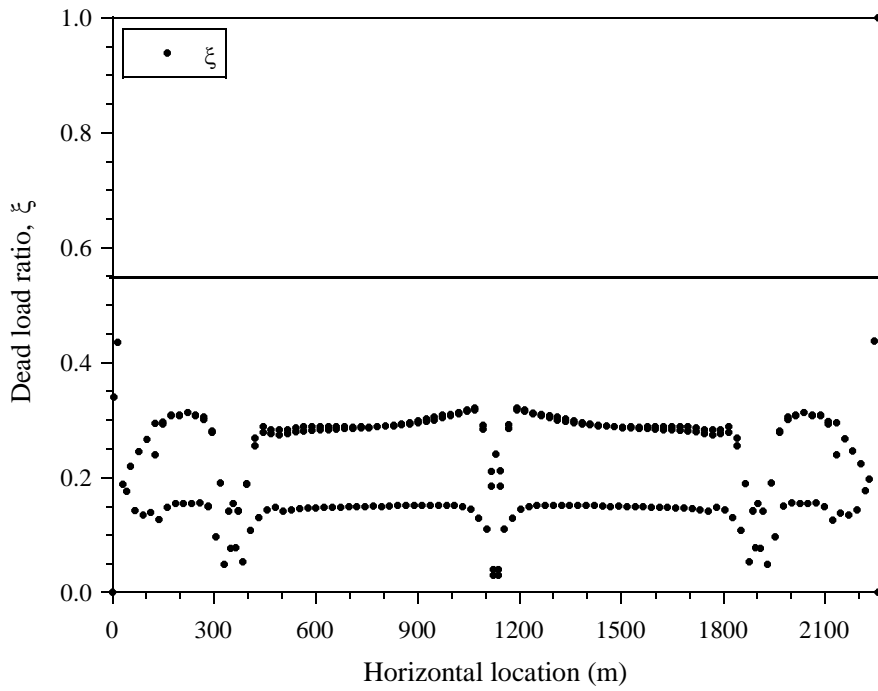
그러나 케이블교량의 경우 케이블이라는 추가적인 부재가 존재하며 이로 인해 기하학적 형상이 강성에 상대적으로 큰 영향을 미치게 된다. 이러한 이유로 케이블교량의 설계에는 초기형상해석이 필수적으로 수반된다. 케이블교량은 기본적으로 케이블부재를 통해 외부하중을 지지하므로 초기형상해석은 기본적으로 모든 고정하중이 재하된 상태에서 거더에서 발생하는 힘을 최소화하는 방향으로 진행되며 전체 고정하중에 의한 휨모멘트는 감소하게 된다. 초기평형상태는 전체 고정하중이 재하된 상태이므로 DW를 제외한 DC하중만 재하된 상태로 해석을 수행하게 되면 기존의 초기평형상태보다 하중이 감소하였으므로 오히려 거더가 들러 올라가는 상태가 되어 초기평형상태보다 휨 모멘트가 증가할 것이다. 이 연구에서는 전술한대로 DC하중만 재하된 상태의 휨모멘트를 DC하중에 의한 모멘트로 보았으며 초기평형상태의 휨모멘트와 DC하중에 의한 휨 모멘트간의 변량을 DW에 의한 모멘트로 판단하였다. 이렇게 고정하중 성분별 모멘트를 분리할 경우 DC와 DW에 의한 모멘트가 서로 합쳐져 초기평형상태의 작은 휨 모멘트를 발생시켜야 하므로 두 모멘트를 방향은 반대이면서 크기가 비슷한 형태

의 결과를 보이게 된다.

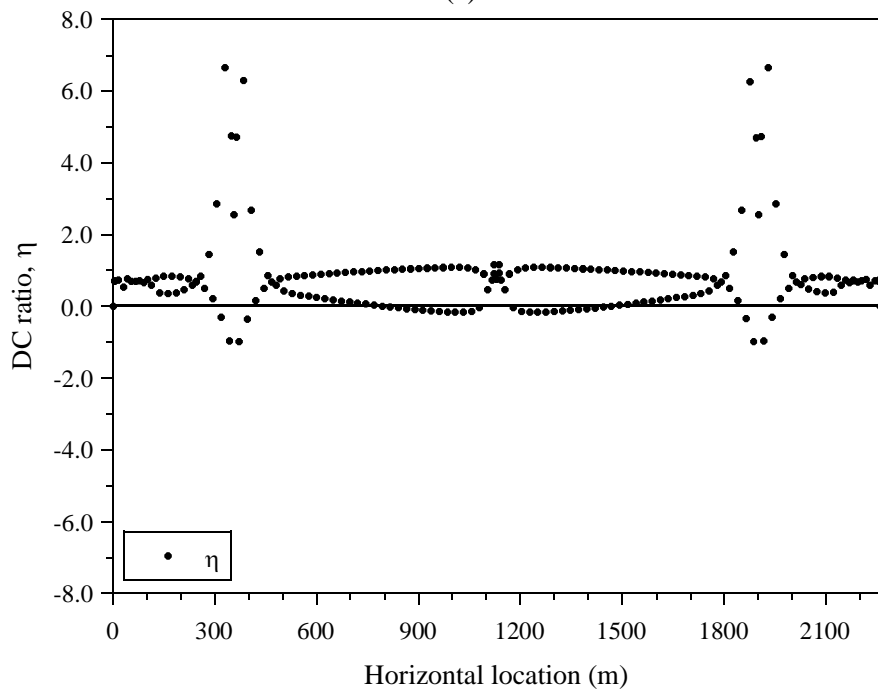
그림 4.7은 대표 사례로써 이순신대교 거더의 고정하중 성분별 휨모멘트를 정리한 것으로 대체적으로 DC 와 DW 에 의한 휨모멘트가 서로 반대의 부호를 보이는 것을 확인할 수 있다. 이와 같이 DC 와 DW 의 모멘트 부호가 반대이므로 DC 하중비는 0과 1사이의 범위를 벗어난 결과를 보이며 또한 DC 와 DW 에 의한 모멘트가 서로 상쇄되어 DC 하중비의 분모가 0에 가까워지므로 DC 하중비의 절대값 자체도 증가하게 된다. 이러한 현상을 확인하기 위해 각 교량별로 고정하중비와 DC 하중비 간의 관계를 도시하였다. 그림 4.8 - 그림 4.13은 앞서 제시한 대상교량의 거더 휨모멘트에 대해 고정하중비와 DC 하중비간의 관계를 도시한 것으로 DC 하중비가 큰 결과를 보일 수록 그에 상응하는 고정하중비는 0에 가까운 결과를 보인다.

하중-저항계수설계법을 통해 설계하는 경우 하중조합은 항상 구조물에 가장 안 좋은 영향을 미치는 방향으로 수행되어야 한다. 따라서 AASHTO LRFD 설계기준 (2014)이나 일반교설계기준(2012) 등과 같은 기존 설계기준에서도 고정하중이 각 하중조합에서 주로 작용하는 변동하중과 반대의 하중효과를 나타내는 경우에 대해 최소 고정하중계수를 적용하여 설계하도록 규정하고 있다. 따라서 케이블교량 거더와 같이 두 고정하중에 의한 모멘트 부호가 서로 반대인 경우에는 DC 와 DW 하중 중 적어도 하나는 최소 고정하중계수를 적용하여야 하므로 케이블교량의 거더에 대한 휨 검토에서

는 최소고정하중계수를 적용한 검토가 필요할 것으로 판단된다. 그러나 기존의 Lee 등(2019)과 송상원(2019)의 연구에서 수행한 코드캘리브레이션은 최대 고정하중계수에 대한 것으로 고정하중의 최소하중계수에 대한 연구는 수행 되지 않았다. 따라서 이 연구에서는 고정하중의 최소하중계수를 고려한 코드캘리브레이션을 수행하였다.

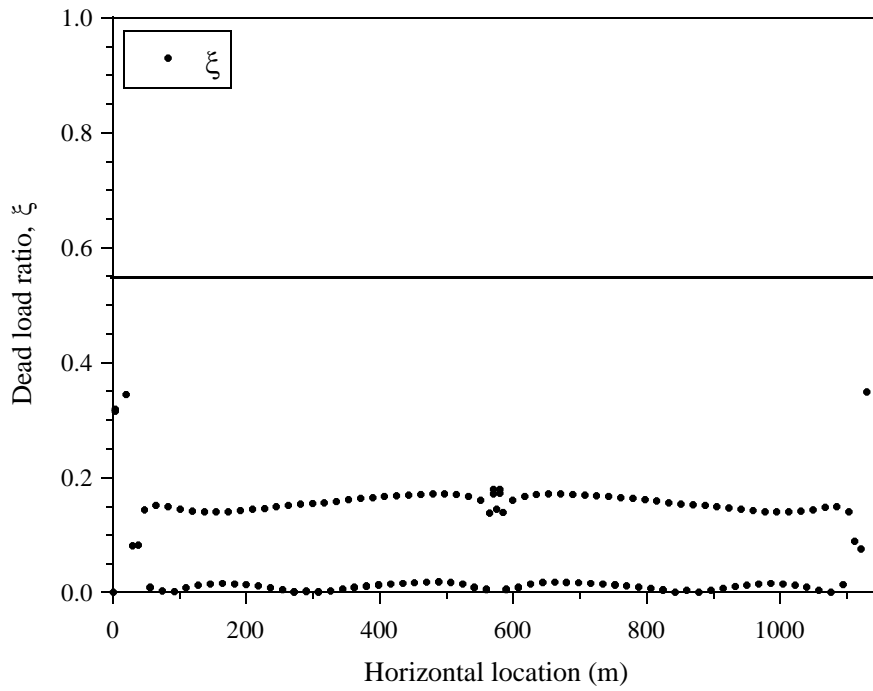


(a)

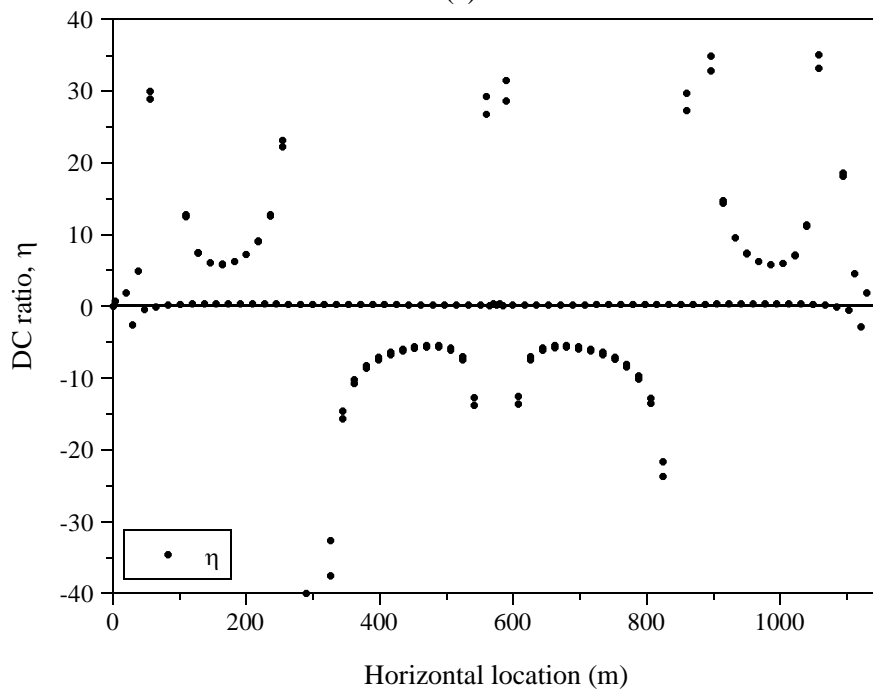


(b)

그림 4.1 이순신대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η

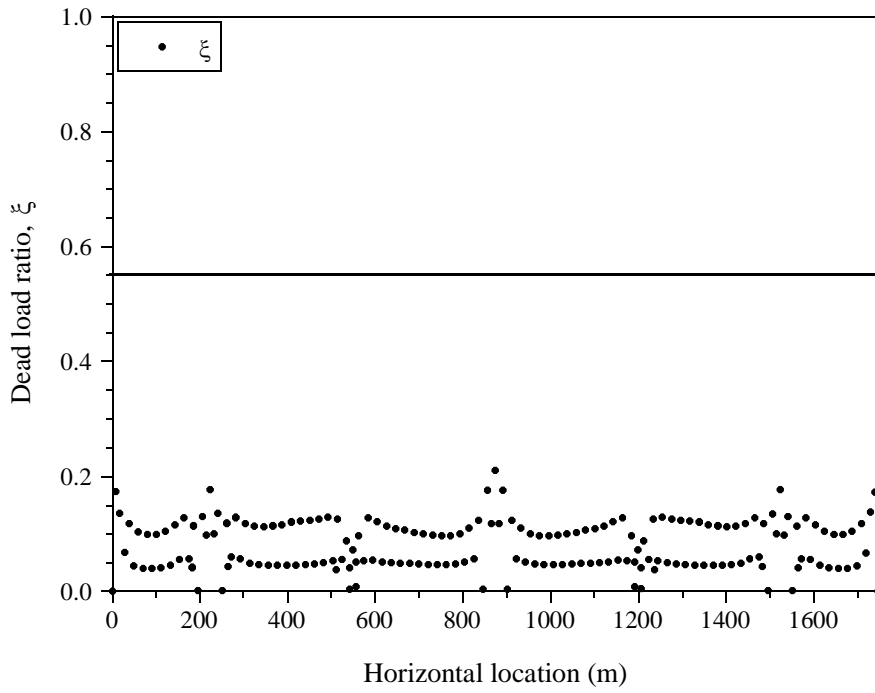


(a)

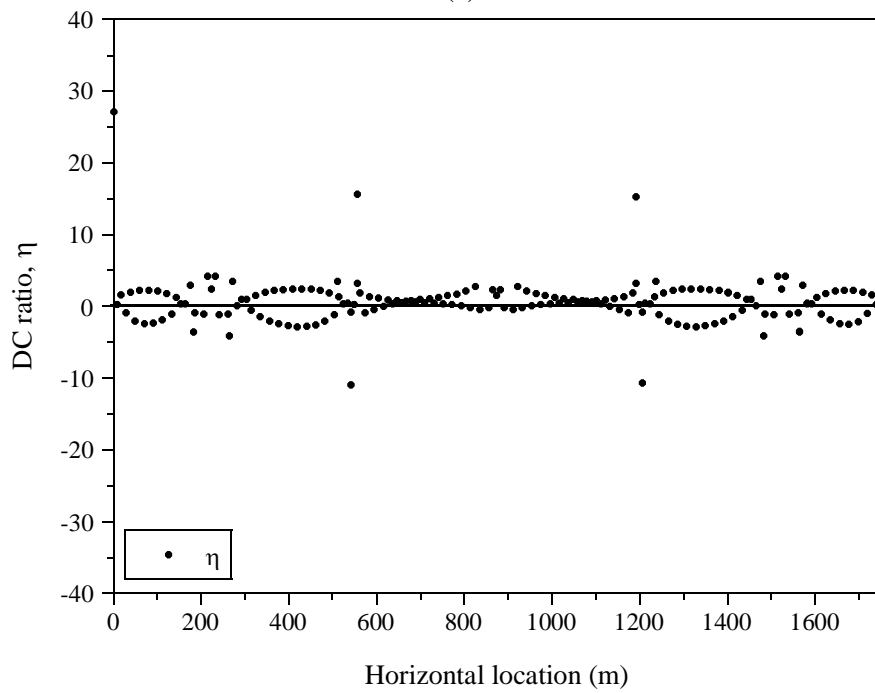


(b)

그림 4.2 울산대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η

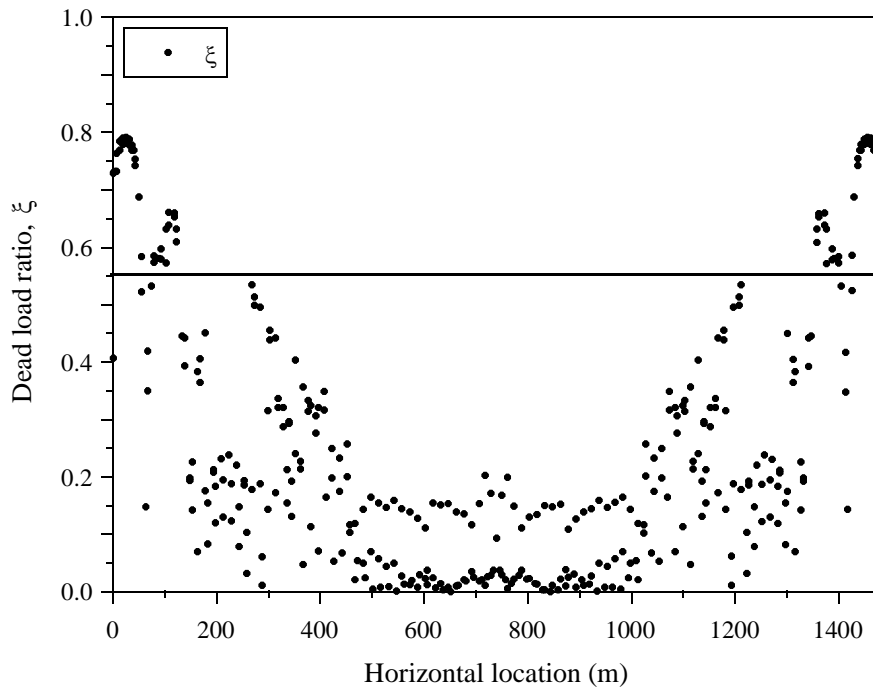


(a)

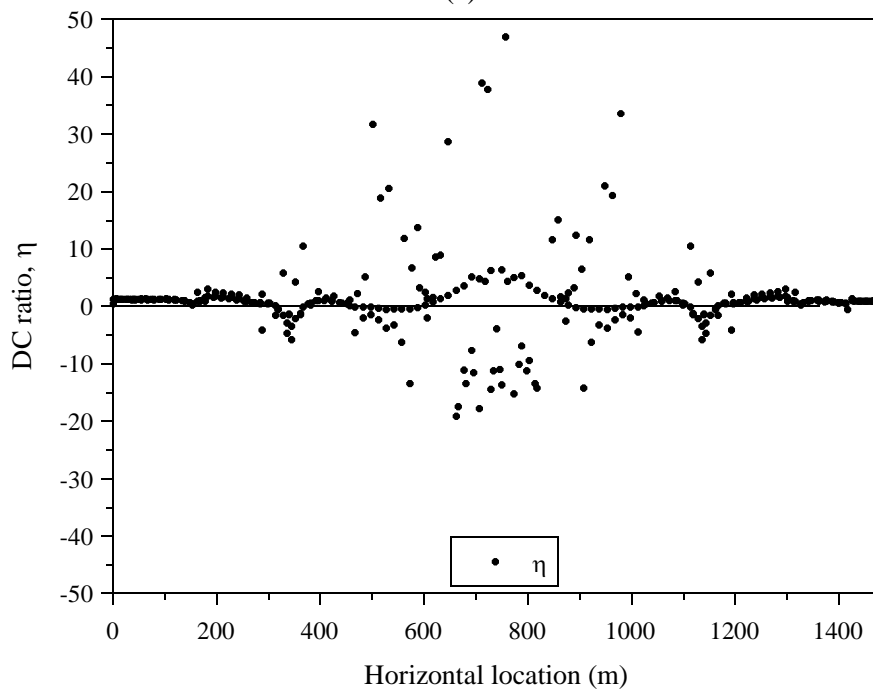


(b)

그림 4.3 새천년대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η

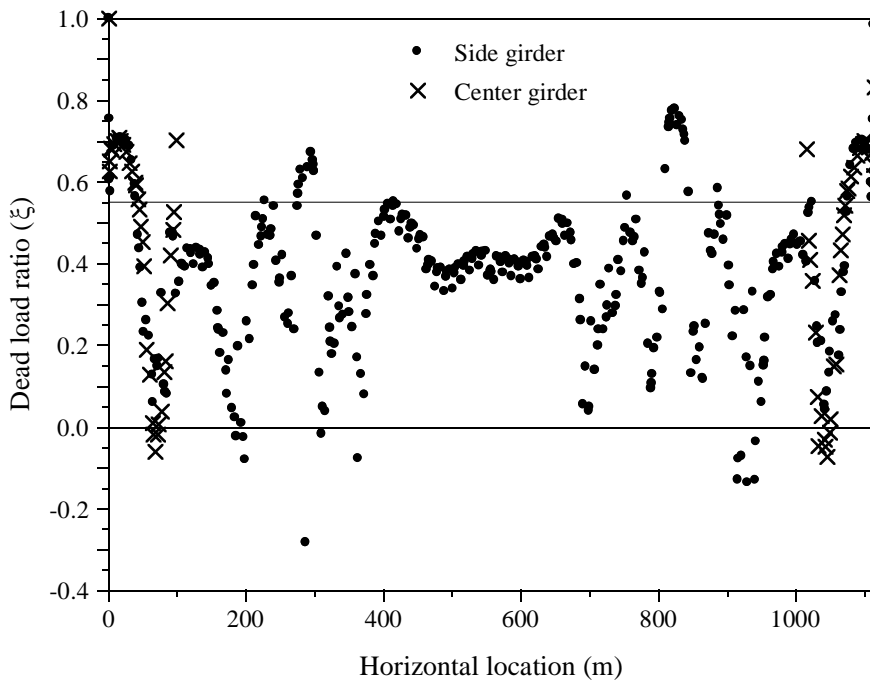


(a)

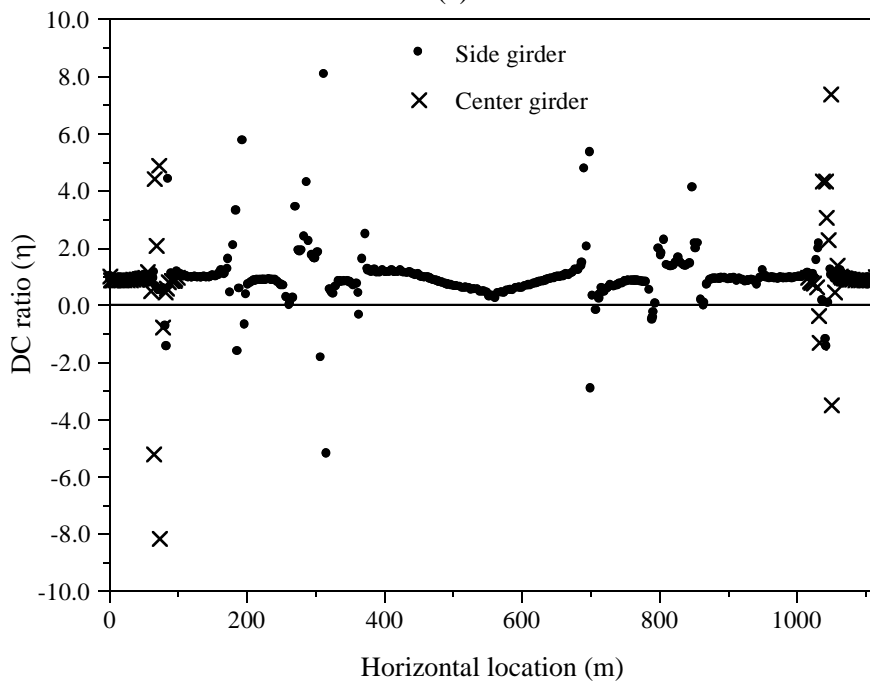


(b)

그림 4.4 인천대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η

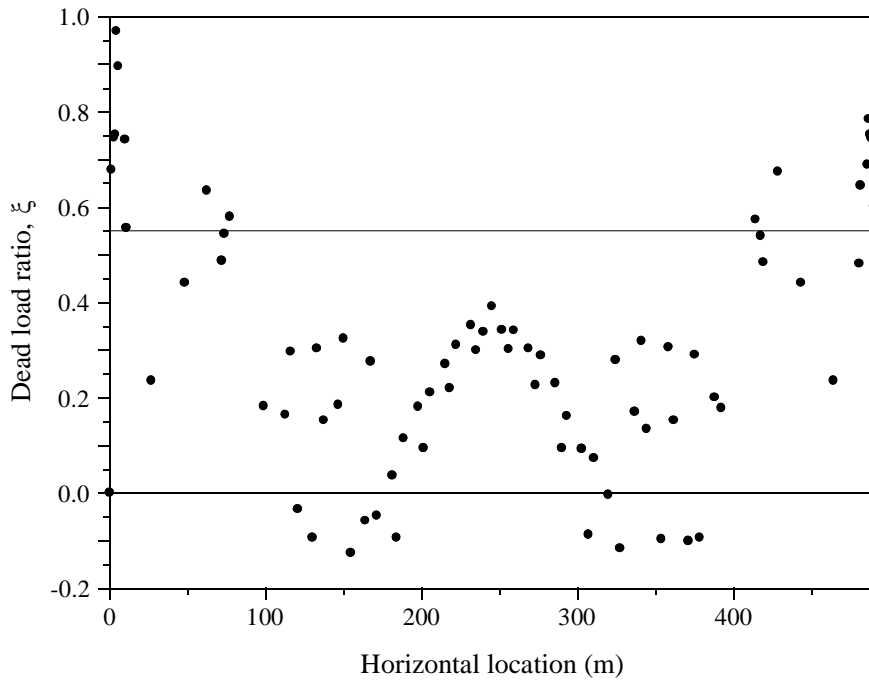


(a)

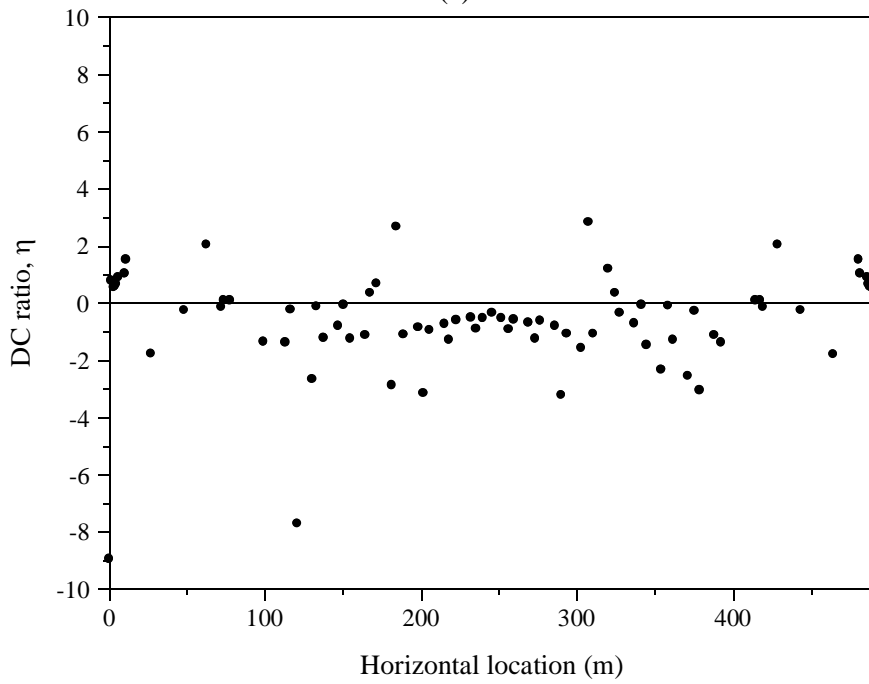


(b)

그림 4.5 부산항대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η



(a)



(b)

그림 4.6 제2진도대교 거더의 하중비; (a) ξ , (b) η

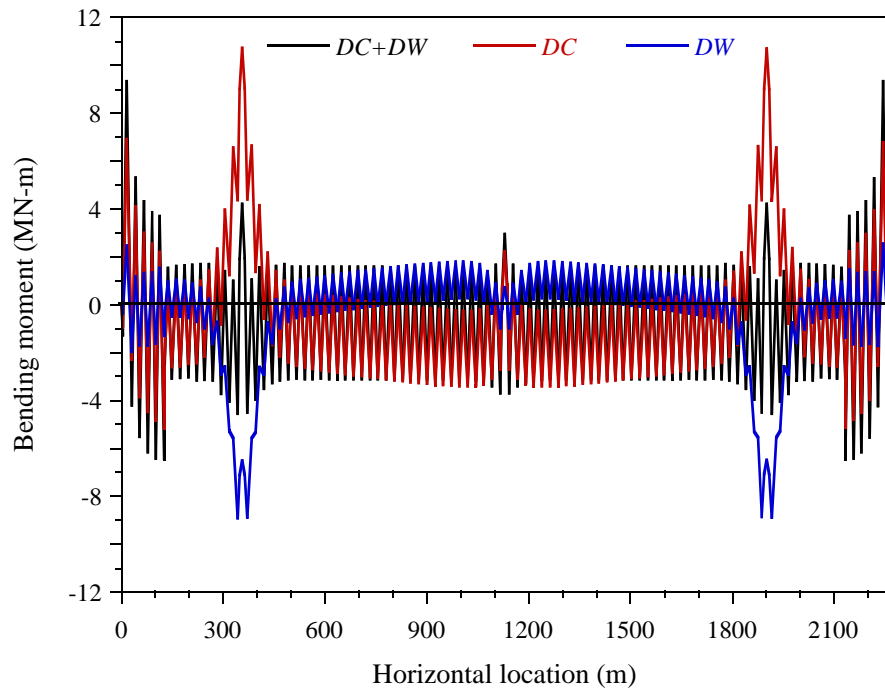


그림 4.7 이순신대교 거더의 고정하중 성분별 휨모멘트

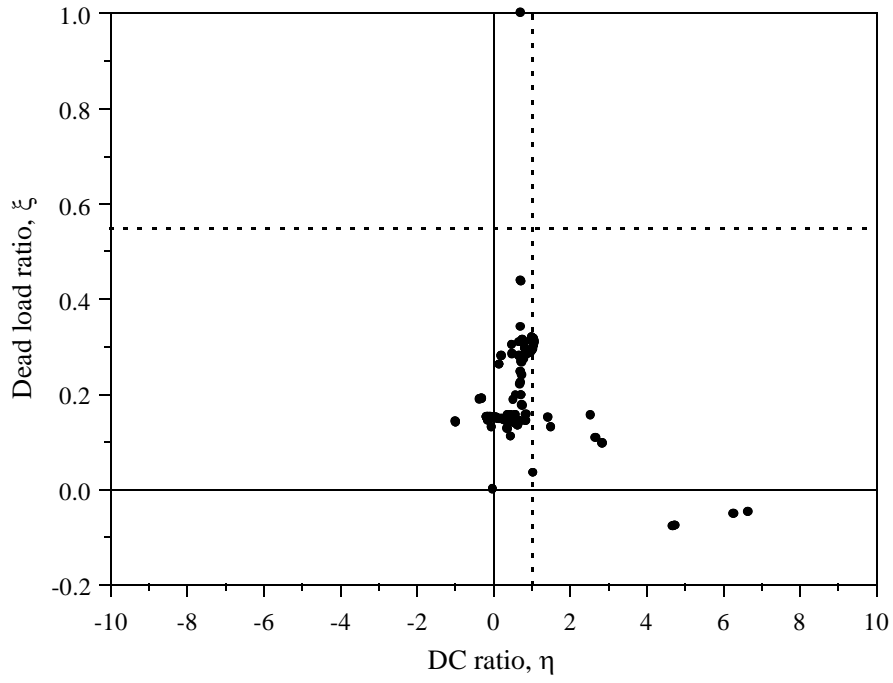


그림 4.8 이순신대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계

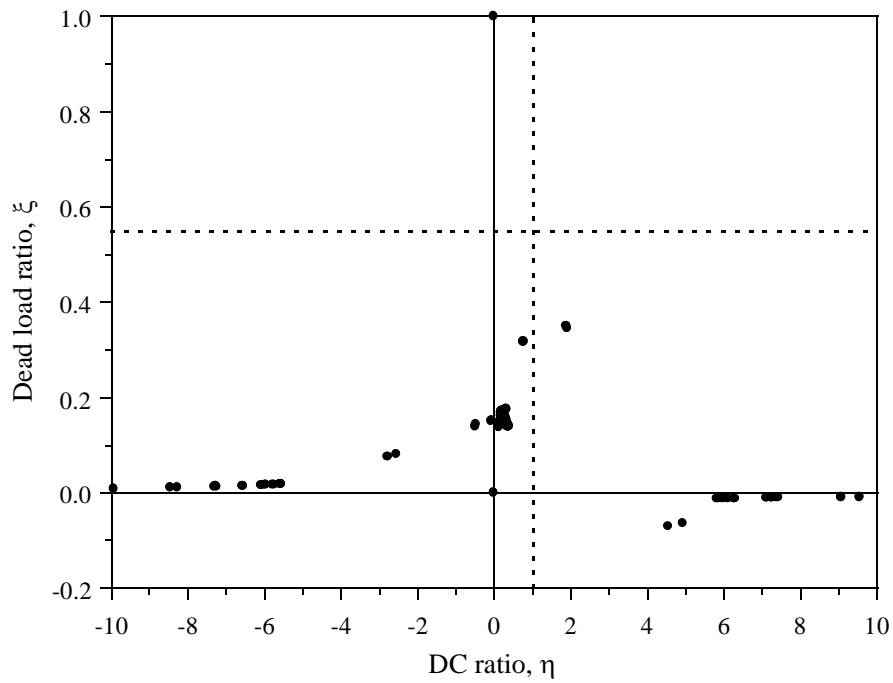


그림 4.9 울산대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계

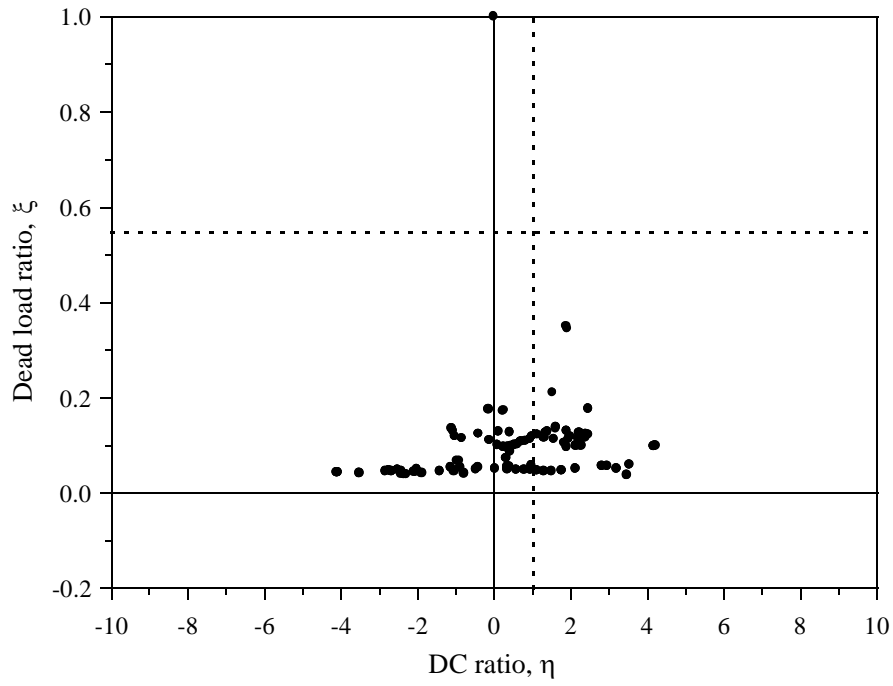


그림 4.10 새천년대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계

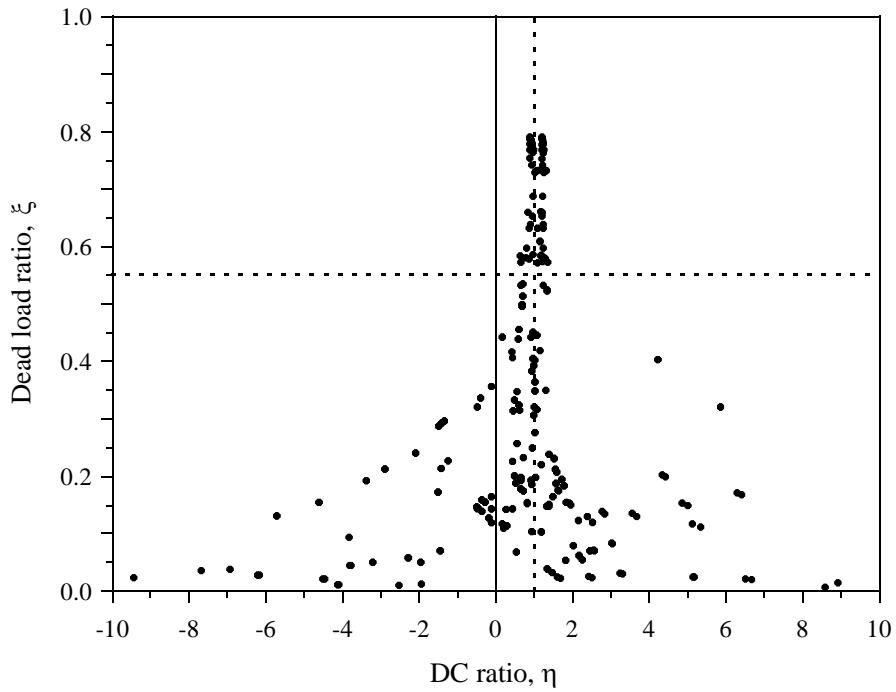


그림 4.11 인천대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계

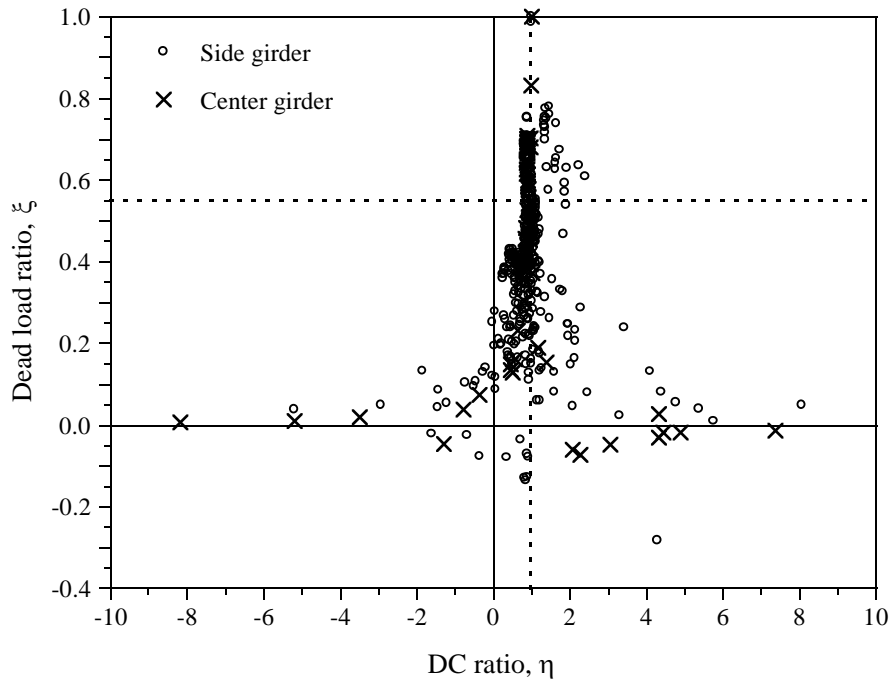


그림 4.12 부산항대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계

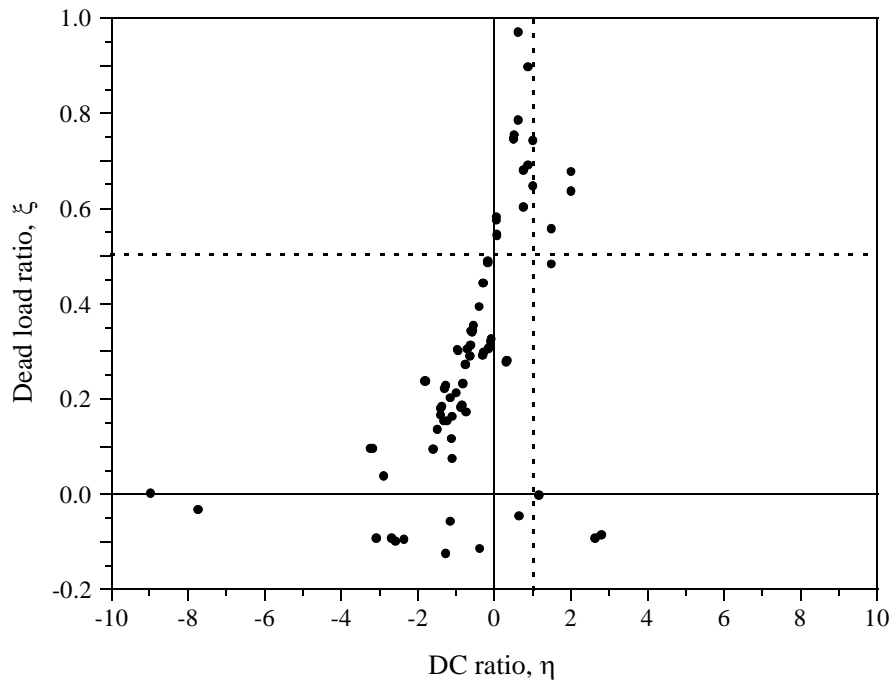


그림 4.13 제2진도대교 거더의 고정하중비 - DC하중비 관계

4.2 거더설계를 위한 최소 고정하중계수 코드캘리브레이션

Lee 등(2019)과 송상원(2019)이 수행한 일반 선형부재의 코드캘리브레이션 및 3.2절에서 수행한 코드캘리브레이션은 모두 강도최적화에 기반하여 수행되었다. 따라서 설계기준 전체의 통일성을 위해 원칙적으로는 최소 고정하중계수의 코드캘리브레이션 또한 강도최적화 기법을 적용하는 것이 적절할 것으로 판단된다.

4.1절에서 서술한대로 케이블교량의 거더에서는 DC 와 DW 하중에 의한 모멘트가 서로 반대방향을 나타내며 이로 인해 DC 와 DW 하중 중 하나만 최소 고정하중계수를 적용하여 설계하게 된다. 따라서 최적화 수행에 앞서 하중비 값에 따른 각 하중성분의 부호를 비교하여 DC 와 DW 하중 각각에 대해 최소 고정하중계수가 산출되는 경우를 도출한다.

표 4.1은 고정하중비와 DC 하중비 구간에 따른 DC , DW 및 LL 하중의 부호 조합을 차량활하중효과를 양수로 고정하여 정리한 것이다. 각각의 하중비는 0보다 작은 구간과 1보다 큰 구간 그리고 그 사이의 구간으로 분류가 가능하며 이에 따른 조합은 총 9가지가 된다.

차량활하중은 영향선을 통해 특정방향의 하중효과가 극대화되도록 재하를 수행하게 되며 하나의 영향선 결과를 바탕으로 방향이 반대인 두 개의 하중효과 결과를 도출할 수 있다. 고정하중비가 0보다 작은 구간은 고정하중효과와 차량활하중효과가 고정하중효과와 반대로 발생하고 그 절대값이 고정하중효과보다 큰 경우를 의미하며 이 경우에는 차량활하중효과의

방향이 반대가 되더라도 각 하중효과의 절대값간 대소 관계에 따라 설계에 지배적인 하중조합으로 작용할 수 있는 가능성이 있다. 반면에 고정하중비가 1보다 큰 경우에는 차량활하중효과와 고정하중효과의 부호가 반대이고 차량활하중효과의 크기가 고정하중효과보다 작은 결과를 보이며 차량활하중효과의 방향이 반대로 바뀔 경우 항상 원래의 조합보다 큰 하중효과를 보이게 된다. 따라서 고정하중비가 1보다 큰 구간은 실제 설계 시 지배적으로 작용할 수 없는 조합이 된다.

고정하중비가 1보다 큰 3가지 경우를 제외한다 하더라도 최소 고정하중계수의 코드캘리브레이션을 위해 고려하여야 하는 하중비 조합은 총 6가지이며 각각의 구간에 대해 최적화를 수행하여 개별적인 계수를 설정하는 경우 3장에서 언급했던 대로 설계기준의 적용성을 크게 저하시키게 된다. 또한 이 6가지 구간 중 고정하중비와 DC하중비가 모두 0과 1사이의 결과를 보이는 경우에 대해서는 이미 송상원(2019)에 의해 연구가 수행되어 하중-저항계수를 제시한 바가 있다. 따라서 이 연구에서는 최대 고정하중계수 및 차량활하중계수는 송상원(2019)이 제시한 표 3.24의 값으로 고정하고 최소 고정하중계수만 추가적으로 설정한 후 실교량의 거더에 대한 신뢰도 평가를 통해 제안된 계수의 적합성을 판단하고자 하였다.

제안 최소 고정하중계수를 설정하기 위해 앞서 검토한 6개의 교량중 대표교량을 선정하고 그에 대해 우선적으로 신뢰도 평가를 수행하였다. 대표교량은 인천대교로 설정하였으며 그 근거는 다음과 같다. 현수교의 경우

고정하중비도 모두 차량활하중지배 구간에만 존재하고 DC하중비도 상대적으로 균일한 결과를 도출하였다. 이는 거더에서 발생한 휨모멘트의 부호조합이 한정적임을 의미한다. 반면에 사장교의 경우 일부 고정하중지배에 해당하는 고정하중비 값을 보이는 결과를 도출하였으며 DC하중비도 현수교에 비해서 보다 넓은 분포를 보였다. 따라서 사장교를 기준으로 제안 최소 고정하중계수를 설정하는 것이 보다 다양한 하중효과의 부호 조합을 도출할 것으로 판단되며 이러한 이유로 가장 전형적인 팬타입 사장교에 해당하는 인천대교를 대상교량으로 설정하였다.

거더의 신뢰도평가 조건은 다음과 같다. 우선 저항강도의 경우 케이블교량이 장대화됨에 따라 광폭 강박스거더의 적용이 증가하는 것을 반영하여 강재의 휨강도를 기준으로 수행하였다. 저항계수는 송상원(2019)의 연구에서 제시한 0.97을 준용하였으며 통계특성 또한 동일한 연구에서 적용된 값을 준용하였다. 하중의 경우 일반교의 거더와 동일하게 DC, DW, LL하중만을 고려하였으며 그 통계특성을 정리하면 표 4.2와 같다.

제안 최소 고정하중계수를 결정하기 위해 우선 인천대교의 거더에 기존 일반교설계기준의 최소 고정하중계수를 준용한 신뢰도평가를 수행하였다. 각 하중비 구간에 따른 하중계수는 표 4.2와 같으며 그에 따른 신뢰도지수 결과는 그림 4.14와 같다.

그림 4.14를 보면 전체적으로 케이블교량설계기준에서 설정한 일반부재에 대한 목표신뢰도지수인 3.72와 비교하였을때 오차가 5% 이내의 결과

를 보여 기존의 설계기준에 규정된 최소 고정하중계수도 상당히 균일한 신뢰도를 확보하고 있음을 확인할 수 있다. 그러나 교량단부에서는 상대적으로 과도한 신뢰도를 확보하고 있으며 주탑부에서는 신뢰도지수가 목표신뢰도지수보다 5%이상 떨어지는 결과를 보인다. 교량단부의 경우 목표신뢰도지수 대비 오차가 5%보다 크기는 하지만 5%에 매우 가까운 오차를 보이고 보다 안전측이므로 현재의 규정을 그대로 적용하더라도 무방할 것으로 판단되는 반면 주탑부는 신뢰도지수가 목표신뢰도지수 대비 부족한 결과를 보이고 그 오차도 5%에 비해 크므로 최소 고정하중계수에 대한 조정이 필요할 것으로 보인다.

그림 4.15는 그림 4.11에 도시한 인천대교의 고정하중비-DC하중비 관계에서 목표신뢰도지수 대비 오차가 5%이상 부족한 부분을 구분하여 표시한 것으로 모두 고정하중비가 0.55보다 작고 DC하중비가 0보다 작은 영역에서 발생하는 것을 확인할 수 있다. 따라서 DC하중의 최소 고정하중계수를 보다 안전측으로 조정할 필요가 있을 것으로 판단되며 기존의 0.9에서 0.8로 조정하여 신뢰도평가를 수행하였다. DC하중의 최소 고정하중계수를 0.8로 조정함에 따른 하중비 구간별 하중계수 조합은 표 4.4와 같다.

표 4.4에 정리한 하중계수 조합에 따른 신뢰도평가 결과는 그림 4.16과 같다. 전체 거더 부재중 신뢰도지수가 목표신뢰도지수 대비 오차가 5%를 초과하는 부재는 교량 단부의 back-stay 케이블 정착부와 주탑부에서 발생하였으며 전체 거더부재의 약 7.7%에 해당한다. 이 중에서 back-stay 정착

부의 거더부재는 하중계수 변경전과 큰 변화가 없었으나 신뢰도지수가 목표신뢰도지수에 비해 부족했던 주탑부에서 신뢰도지수가 목표신뢰도지수 대비 5%이상 부족하던 점이 감소하였으며 남아있는 점의 신뢰도지수 오차도 5%에 매우 가까운 결과를 보이는 것을 확인할 수 있다. 따라서 표 4.4에 제시한 0.80과 0.65의 최소 고정하중계수를 최종적인 제안값으로 두고 다른 케이블 교량 거더에 대해 신뢰도평가를 수행하였다.

그림 4.17 - 그림 4.19는 앞서 선정된 현수교 대상교량의 거더에 표 4.4의 하중계수를 적용하여 휨에 대한 신뢰도평가를 수행한 결과로 수평실선은 목표신뢰도지수를 나타내며 수평점선은 목표신뢰도지수 대비 5%오차구간을 의미한다. 또한 수직점선은 각 교량별 주탑의 위치를 표시한 것으로 울산대교의 경우 측경간이 존재하지 않으므로 주탑의 위치를 별도로 표시하지 않았다.

그림 4.17은 이순신대교의 거더에 대한 신뢰도평가 결과로 교량 단부에서 신뢰도지수가 크게 저하되는 점이 하나 존재한다. 그러나 이는 교량 지점부에서 휨모멘트가 발생하지 않기 때문에 발생한 특이값으로 판단되며 이를 제외하면 모든 결과가 목표신뢰도지수 대비 5%오차구간 내에 위치하며 최대오차는 약 4.0%이다.

그림 4.18에 표시된 울산대교 거더의 신뢰도평가 결과에서도 이순신대교와 동일하게 교량 단부에서 신뢰도지수가 크게 떨어지는 점이 하나 존재하며 이 외에도 목표신뢰도지수보다 5%이상 신뢰도지수가 큰 결과가 두

곳에서 발생한다. 그러나 이를 제외하면 다른 부재에 대해서는 모두 목표 신뢰도지수 대비 5%이내의 오차를 보여 매우 균일한 신뢰도지수를 확보하고 있는 것으로 판단된다. 울산대교의 경우 최대 오차는 목표신뢰도지수 대비 5.3%의 결과를 보였으며 5%오차구간 내의 결과 중에서는 최대 2.3%의 오차를 보였다.

새천년대교의 경우 그림 4.19에서 도시한 바와 같이 거더 상의 모든 부재에서 목표신뢰도지수 대비 5%오차 구간 이내의 신뢰도지수 결과를 보여 제안한 하중계수가 매우 균일한 신뢰도지수를 확보하는 것으로 판단하였다. 새천년대교 거더의 신뢰도해석 결과에서 목표신뢰도지수 대비 최대 오차는 4.4%이다.

그림 4.20 및 그림 4.21은 표 4.4에 정리한 고정하중계수를 적용하여 부산항대교와 제2진도대교 거더의 휨에 대해 신뢰도평가를 수행한 결과로 현수교 결과와 동일하게 가로 실선과 점선은 각각 목표신뢰도지수와 5%오차구간을 의미하며 세로 실선은 주탑위치를 표시한 것이다.

그림 4.20은 전술한대로 부산항대교의 거더의 외측 및 중앙부 거더에 대해 0.8, 0.65의 최소 고정하중계수 조합을 적용하여 신뢰도평가를 수행한 결과이다. 주탑 인근에서 목표신뢰도지수보다 5%이상 큰 결과가 도출되고 그 외의 일부 지점들에서도 목표신뢰도지수 대비 5%이상 작은 신뢰도지수를 보여 앞서 검토한 현수교 거더나 인천대교의 거더에 대한 신뢰도평가 결과와 비교하였을 때 상대적으로 목표신뢰도지수 대비 오차 수준은 늘어

난 것으로 판단되나 목표신뢰도지수 대비 오차가 5%를 초과하는 점은 전체에 대해 약 7.4% 정도로 대부분의 부재에서 목표신뢰도지수와 유사한 신뢰도지수 결과를 보이는 것을 확인할 수 있다.

그림 4.21은 제2진도대교의 거더에 대해 신뢰도평가를 수행한 결과를 정리한 것으로 다른 두 교량과 같이 전체 거더부재 중 약 86%가 넘는 대부분의 부재가 목표신뢰도지수 대비 5% 오차구간 이내의 신뢰도지수를 도출하였다. 다만 주탑 위치에서는 목표신뢰도지수 대비 10% 정도 작은 신뢰도지수를 보이는 결과를 도출하였다.

이상의 결과를 종합하면 실교량의 거더에 *DC*와 *DW*에 대해 표 4.4의 하중계수를 적용하여 신뢰도평가를 수행한 결과 일부 부재에 대해 신뢰도지수가 목표신뢰도지수 대비 5% 이상의 오차를 보이긴 하나 그 수는 전체 거더 부재수에 비해 매우 적으며 전반적으로 5%오차 이내의 신뢰도지수 결과를 보이는 것을 확인할 수 있다. 따라서 제안한 최소 고정하중계수가 충분히 균일한 신뢰도지수 수준을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

현재 국내의 교량 설계기준은 일반교를 대상으로 하는 설계기준과 케이블교량을 대상으로 하는 설계기준으로 이원화 되어있으며 그 두 설계기준 간에는 상이한 규정들이 있으며 이러한 규정들로 인해 케이블교량의 주향로교와 접속교 설계 시 적용하여야 설계규정이 불분명해지는 등 실무에서 혼선이 발생하고 있다. 하중-저항계수도 두 설계기준에서 다르게 규정하고 있는 부분 중 하나로 이로 인한 혼선을 방지하기 위해서는 단중지간

일반교와 케이블교량에 관계없이 일관된 코드캘리브레이션 기법을 바탕으로 한 통일된 하중-저항계수를 설정할 필요가 있다. 이러한 관점에서 제안한 최소 고정하중계수의 단중지간 일반교에 대한 적용성을 검토하였다.

일반교의 경우 전술한대로 DC하중과 DW하중의 하중효과가 항상 같은 방향으로 발생을 할 것이다. 또한 일반교의 경우 기본적으로 선형 구조계이므로 일반교 설계 시 최소 고정하중계수가 적용될 때는 DC와 DW의 최소 하중계수가 동시에 적용될 것이며 그 비는 Lee 등(2019)과 송상원(2019)의 연구에서 제시한 것과 동일할 것이다. 따라서 고정하중비가 0보다 작고 DC하중비가 0.6과 1.0사이에 위치한 구간에 대해 앞서 제시한 최소고정하중계수를 적용하여 신뢰도평가를 수행하였다.

그림 4.22는 일반교에서 발생할 것으로 판단되는 하중비 구간에 대해 표 4.4에 정리된 하중계수를 적용하여 신뢰도평가를 수행한 것이다. 고정하중비는 -0.75에서 0으로 설정하였으며 DC하중비를 0.6에서 1.0까지 바뀌가며 신뢰도지수 결과를 도시하였다. 모든 경우에 대해 목표신뢰도지수 대비 오차가 5%미만으로 발생하는 것을 확인할 수 있으며 따라서 제안한 최소 고정하중계수가 일반교에 대해서도 충분히 균일한 신뢰도를 확보하고 있는 것으로 판단된다.

따라서 이 연구에서 제안한 최소 고정하중계수는 케이블교량 보강거더의 휨 검토에서 시작하였으나 일반교에 대해서도 충분히 균일한 신뢰도지수를 확보하며 따라서 단중지간 일반교와 케이블교량에 상관 없이 적용 가

능한 통일된 최소 고정하중계수가 될 수 있을 것으로 판단된다.

표 4.1 고정하중비 및 DC하중비에 따른 하중성분별 부호

고정하중비 (ξ)	DC하중비 (η)	하중			DC, DW 조건
		DC	DW	LL	
$\xi < 0$ $DL \leq 0$ $ DL \leq LL$	$\eta < 0$	(+)	(-)	(+)	$DC \leq DW $
	$0 < \eta < 1$	(-)	(-)	(+)	-
	$1 < \eta$	(-)	(+)	(+)	$DW \leq DC $
$0 < \xi < 1$ $DL \geq 0$	$\eta < 0$	(-)	(+)	(+)	$DW \geq DC $
	$0 < \eta < 1$	(+)	(+)	(+)	-
	$1 < \eta$	(+)	(-)	(+)	$DC \geq DW $
$1 < \xi$ $DL \leq 0$ $ DL \geq LL$	$\eta < 0$	(+)	(-)	(+)	$DC \leq DW $
	$0 < \eta < 1$	(-)	(-)	(+)	-
	$1 < \eta$	(-)	(+)	(+)	$DW \leq DC $

표 4.2 케이블교량 거더의 코드캘리브레이션을 위한 확률변수의 통계특성

확률변수	편심계수	변동계수	분포타입	참고문헌
S	1.18	0.093	Lognormal	신동구 등 (2006)
DC	1.03	0.08	Normal	Nowak (1999)
DW	1.00	0.25	Normal	Nowak (1999)
LL	1.00	0.20	Lognormal	황의승(2008) 이승한(2014)

표 4.3 거더 신뢰도평가를 위한 하중계수 (기존 최소 고정하중계수)

고정하중비	DC 하중비	ϕ_{ST}	γ_{DC}		γ_{DW}		γ_{LL}
			최대	최소	최대	최소	
	$\eta \leq 0.0$		1.05	-	-	0.65	
$\xi \leq 0.00$	$0.0 \leq \eta \leq 1.0$	0.97	-	0.90	-	0.65	1.80
	$\eta \geq 1.0$		-	0.90	1.05	-	
	$\eta \leq 0.0$		-	0.90	1.05	-	
$0.00 \leq \xi \leq 0.55$	$0.0 \leq \eta \leq 1.0$	0.97	1.05	-	1.05	-	1.80
	$\eta \geq 1.0$		1.05	-	-	0.65	
	$\eta \leq 0.0$		-	0.90	1.40	-	
$0.55 \leq \xi \leq 1.00$	$0.0 \leq \eta \leq 1.0$	0.97	1.25	-	1.40	-	1.45
	$\eta \geq 1.0$		1.25	-	-	0.65	

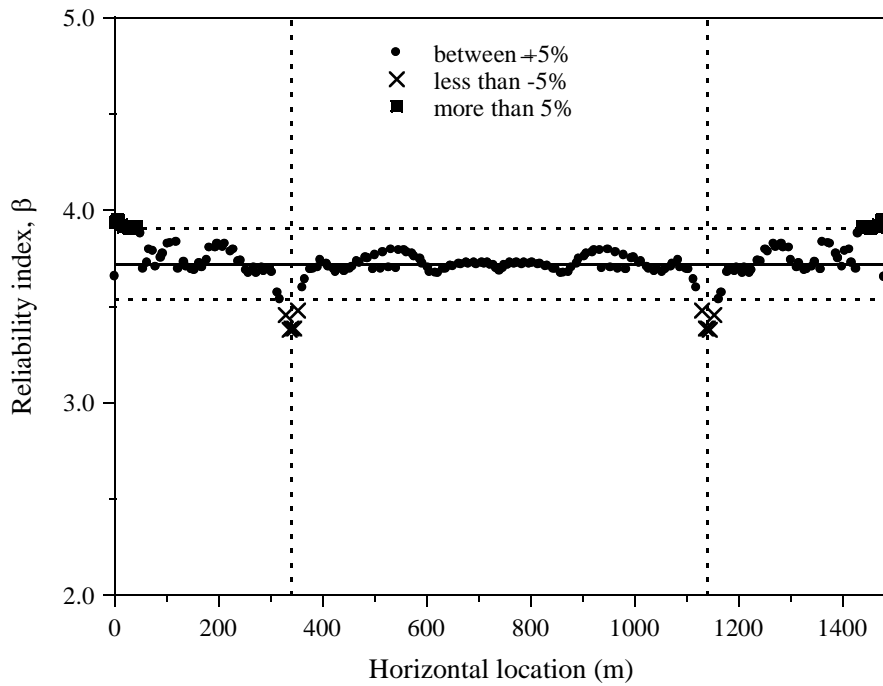


그림 4.14 인천대교 거더의 신뢰도지수 (기준 최소 고정하중계수)

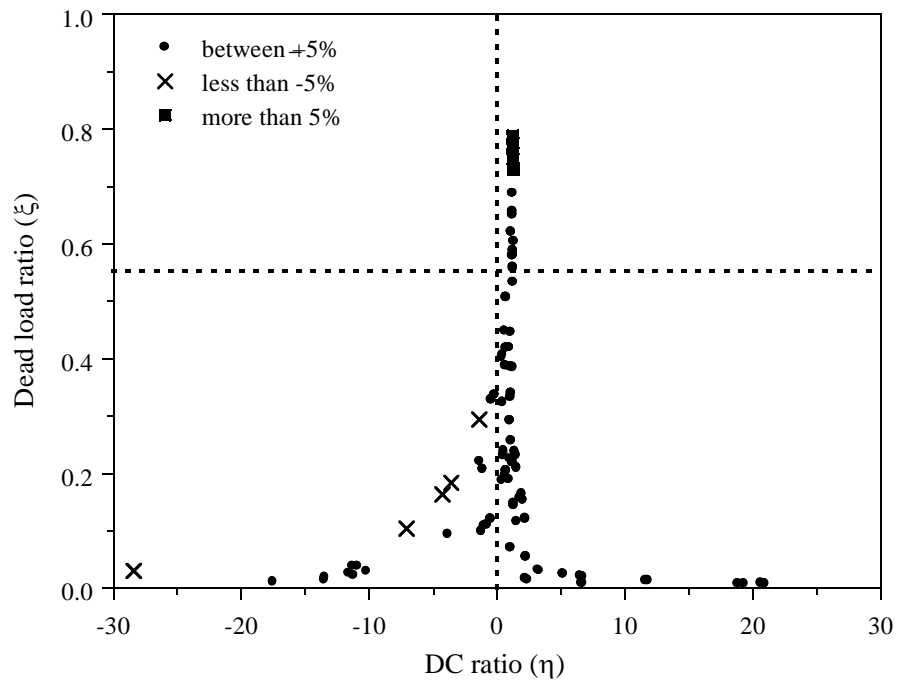


그림 4.15 신뢰도지수 오차 수준에 따른 인천대교 거더의 ξ - η 관계

표 4.4 거더 신뢰도평가를 위한 하중계수 (제안 최소 고정하중계수)

고정하중비	DC 하중비	ϕ_{ST}	γ_{DC}		γ_{DW}		γ_{LL}
			최대	최소	최대	최소	
	$\eta \leq 0.0$		1.05	-	-	0.65	
$\xi \leq 0.00$	$0.0 \leq \eta \leq 1.0$	0.97	-	0.80	-	0.65	1.80
	$\eta \geq 1.0$		-	0.80	1.05	-	
	$\eta \leq 0.0$		-	0.80	1.05	-	
$0.00 \leq \xi \leq 0.55$	$0.0 \leq \eta \leq 1.0$	0.97	1.05	-	1.05	-	1.80
	$\eta \geq 1.0$		1.05	-	-	0.65	
	$\eta \leq 0.0$		-	0.80	1.40	-	
$0.55 \leq \xi \leq 1.00$	$0.0 \leq \eta \leq 1.0$	0.97	1.25	-	1.40	-	1.45
	$\eta \geq 1.0$		1.25	-	-	0.65	

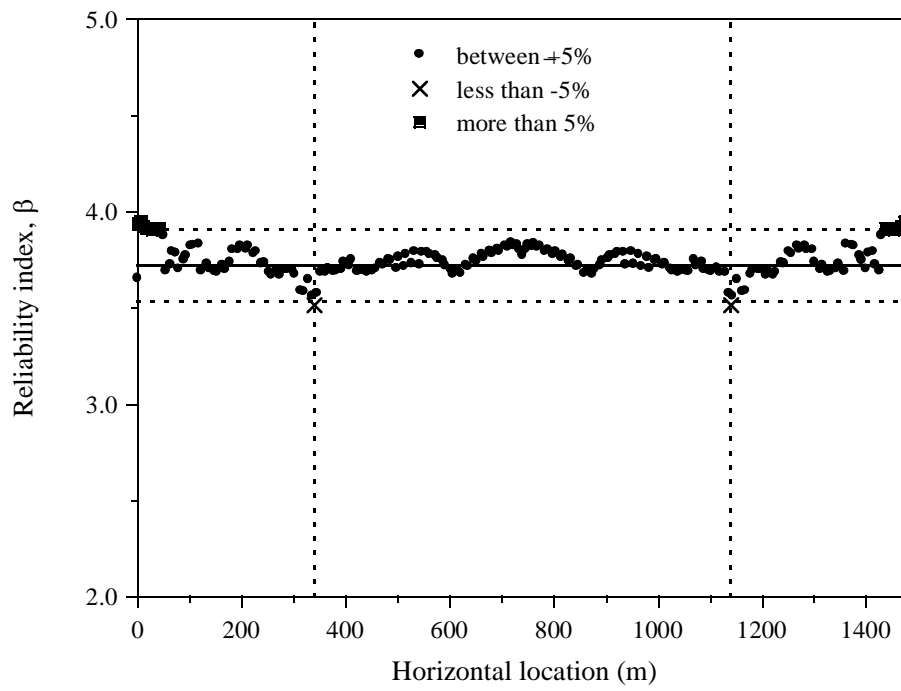


그림 4.16 인천대교 거더의 신뢰도지수

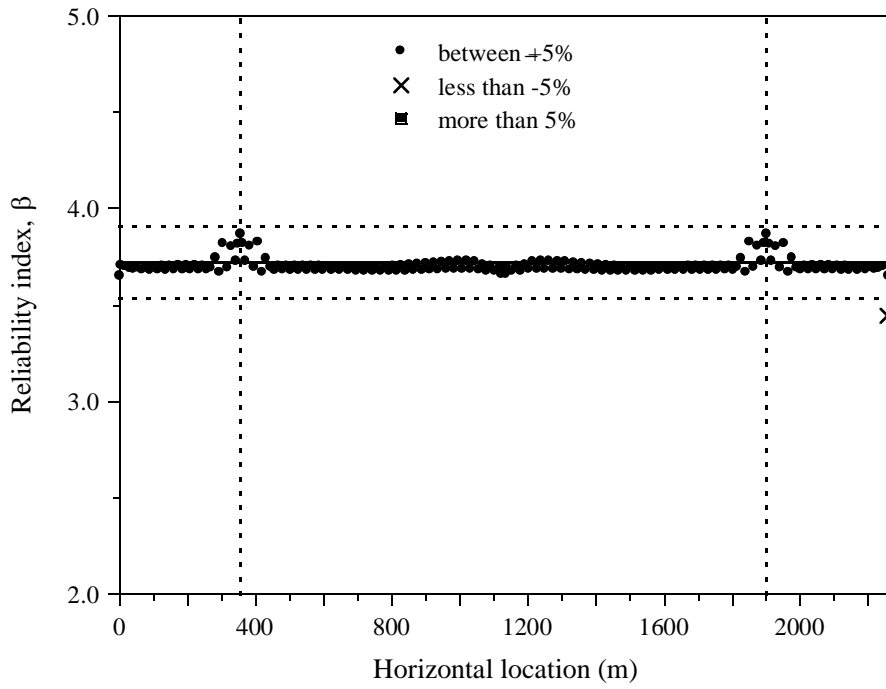


그림 4.17 이순신대교 거더의 신뢰도지수

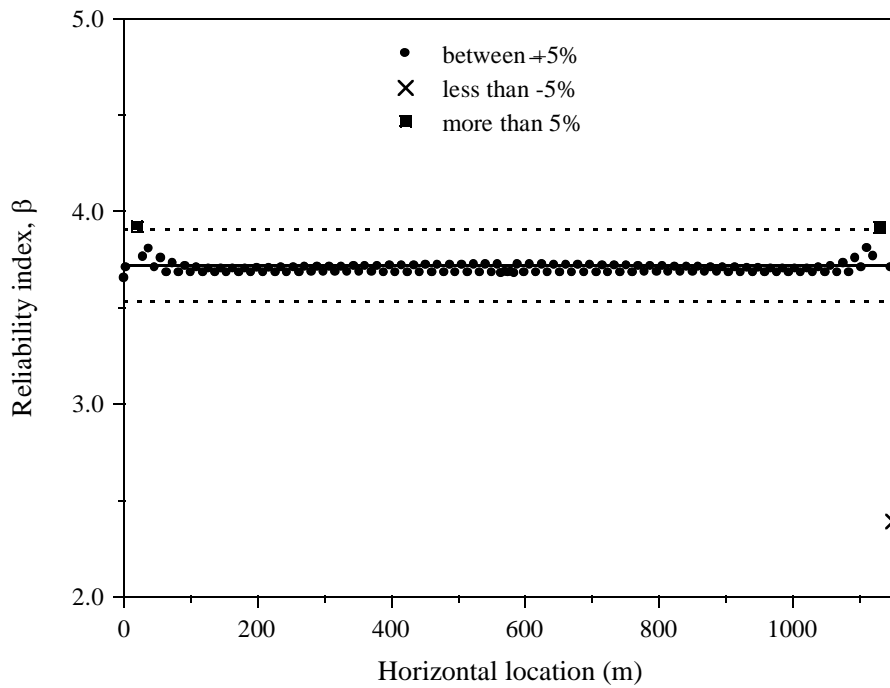


그림 4.18 울산대교 거더의 신뢰도지수

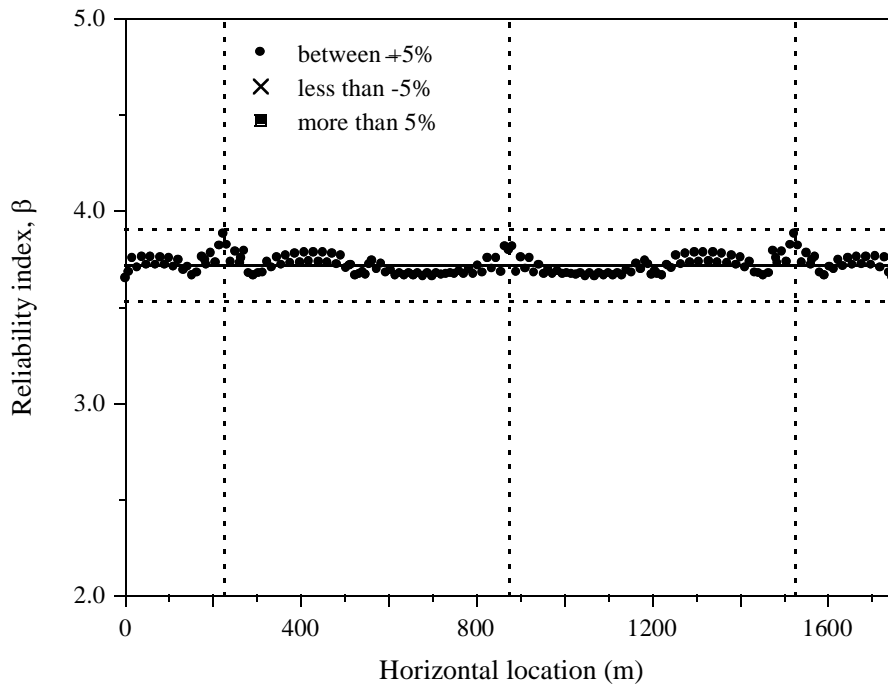
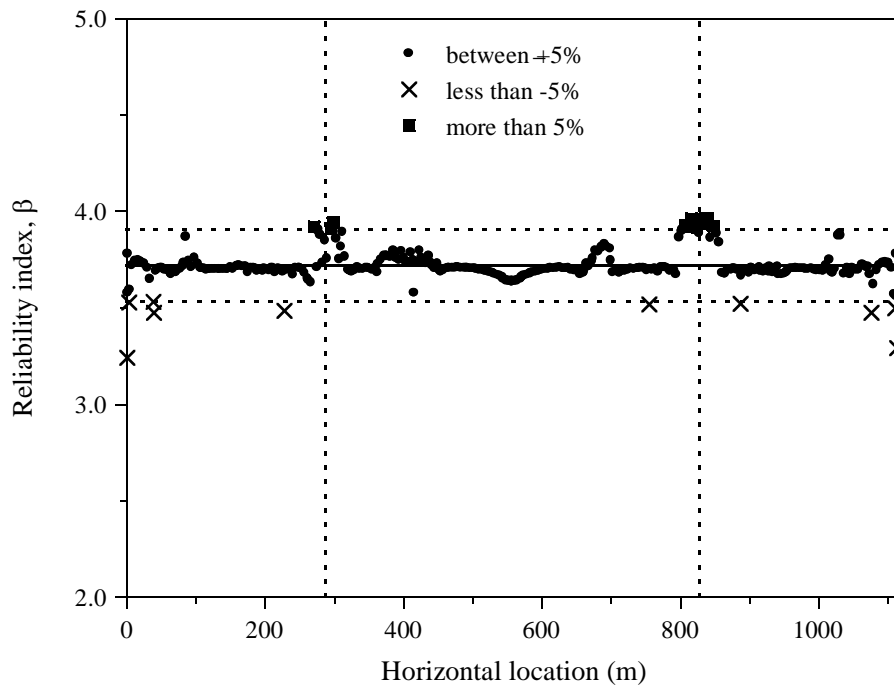
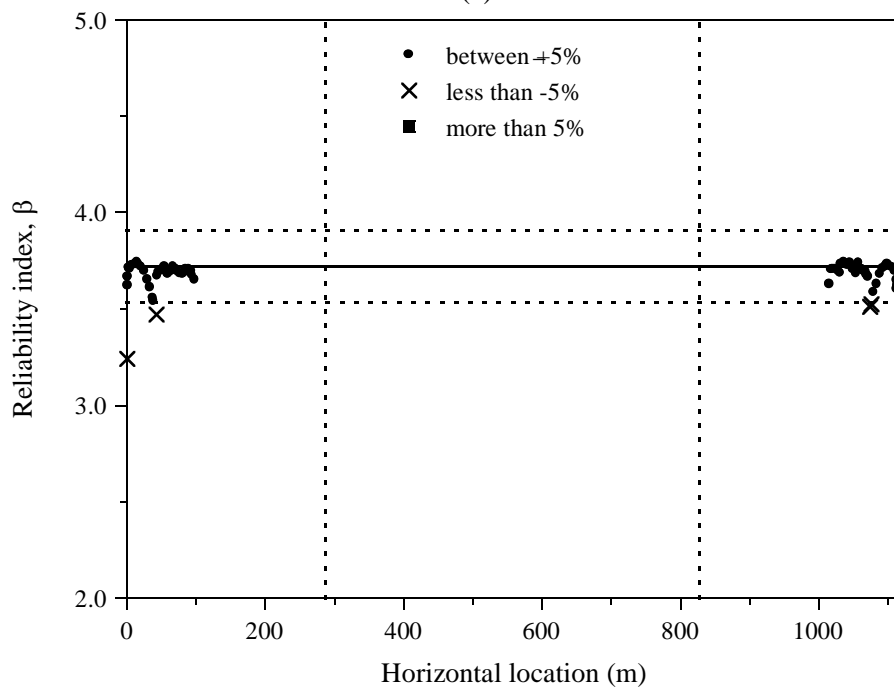


그림 4.19 새천년대교 거더의 신뢰도지수



(a)



(b)

그림 4.20 부산항대교 거더의 신뢰도지수; (a) 외측, (b) 중앙부

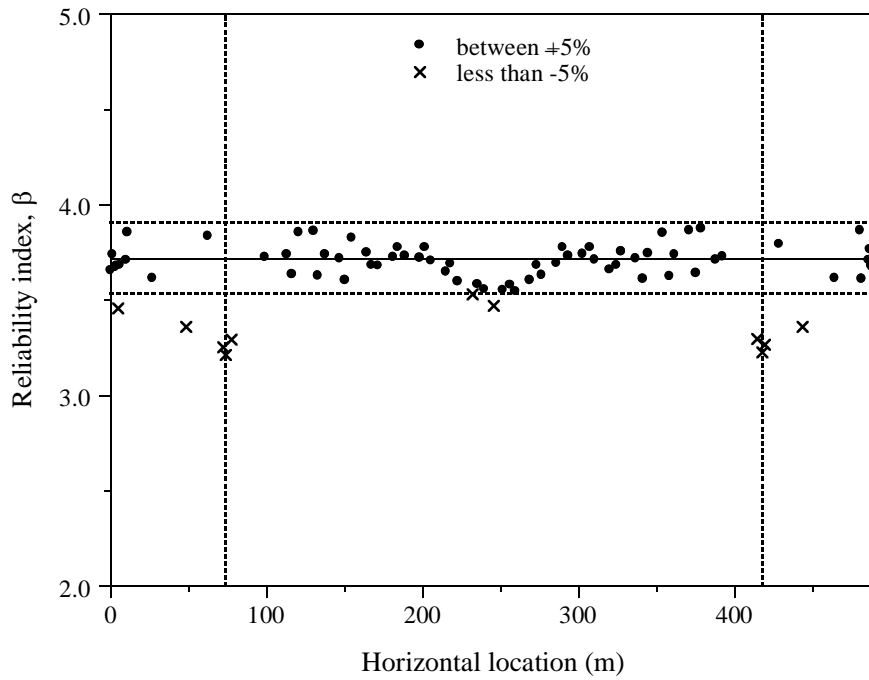


그림 4.21 제2진도대교 거더의 신뢰도지수

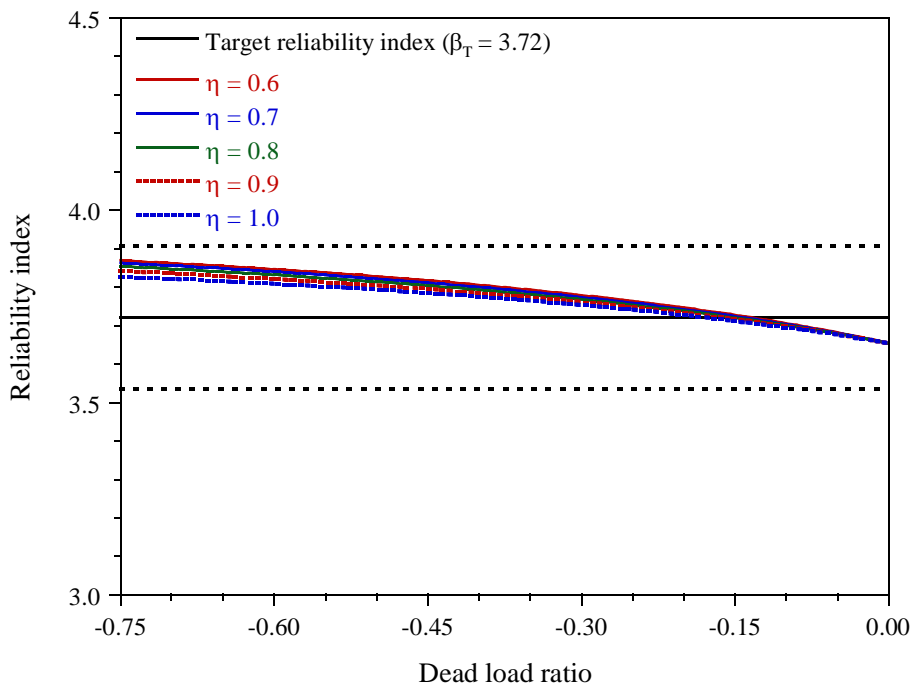


그림 4.22 제안 최소고정하중계수를 적용한 일반교 거더의 신뢰도평가

5. 결론

교량의 설계철학이 기존 설계자들의 경험을 기반으로 한 허용응력설계법에서 신뢰도이론을 기반으로 한 하중-저항계수설계법으로 전환됨에 따라 세계적으로 신뢰도기반 설계기준이 개발되어 실제 설계에 적용되고 있다. 그러나 이러한 설계기준들은 기본적으로 일반적인 단중지간 교량을 대상으로 개발되었기 때문에 비선형 거동을 보이는 케이블교량의 설계에 바로 적용하기에는 무리가 있으며 케이블교량에 맞는 별도의 코드캘리브레이션이 필요하다. 따라서 이 연구에서는 중력방향 차량활하중 조합을 기준으로 케이블교량의 주요 부재중 케이블과 거더의 설계를 위한 하중-저항계수의 코드캘리브레이션을 수행하였다.

케이블부재는 대표적인 비선형 부재로 케이블부재의 설계를 위한 하중-저항계수를 산정할 때도 이러한 비선형성에 대한 고려가 필요하다. 이 연구에서 제시한 케이블부재의 코드캘리브레이션 방법은 두 가지로 하나는 실교량 모델에 대해 케이블부재의 비선형 신뢰도평가 기법을 적용하여 코드캘리브레이션을 수행하는 방법이며 다른 하나는 한계상태함수를 선형화한 후 역신뢰도해석을 통해 목표신뢰도지수를 만족시키는 저항강도를 산출한 후 최적화를 통해 전반적으로 균일한 신뢰도를 확보하는 하중-저항계수를 산출하는 방법이다.

케이블부재의 코드캘리브레이션을 위해 우선 목표신뢰도지수를 설정하

여야 하며 기존에 신뢰도기반 설계기준이 개발된 적이 없는 경우에는 기존의 허용응력설계법 기반의 설계기준에서 정의된 설계안전율에 상응하는 신뢰도지수를 목표신뢰도지수로 설정하는 것이 가장 합리적이다. 따라서 교량 형식별로 3개의 실교량 모델의 케이블부재에 대해 비선형 신뢰도평가를 수행하였으며 그 중 최소값을 기준으로 현수교 주케이블과 사장교 케이블에 대해 각각 2.5, 2.2에 해당하는 신뢰도지수를 계산하였다. 이를 기준으로 설정한 목표신뢰도지수는 현수교 주케이블 및 사장교 케이블에 대해 각각 7.0과 5.6이다.

목표신뢰도지수 설정 이후에는 하중-저항계수를 설정하여야 한다. 각각의 부재들은 지배적으로 작용하는 한계상태가 각기 다르므로 모든 경우에 대해 정확히 목표신뢰도지수를 만족시키기 위해서는 모두 각기 다른 하중-저항계수를 설정하여야 한다. 그러나 실제 설계기준에서는 설계 수행 시 적용성을 고려하여 한계상태별로 하중계수를 동일하게 적용하고 부재 혹은 하중효과별 특성은 저항계수를 통해 고려하는 것이 일반적이다. 이 연구에서도 하중계수를 케이블교량설계기준(2015)의 규정값으로 고정한 상태로 저항계수에 따른 비선형 신뢰도평가를 수행하였으며 각 교량별로 저항계수에 따른 신뢰도지수 변화를 도출하였다. 목표신뢰도지수에 따른 최종 저항계수는 교량별 결과의 회귀분석을 통하여 설정하였다.

케이블교량설계기준 이전에는 케이블교량을 대상으로 한 신뢰도기반 설계기준이 개발된 바가 없었으며 특히 케이블부재의 경우 일반교에는 사

용되지 않으므로 참조할 만한 유사한 코드캘리브레이션 사례도 없다. 따라서 이 연구에서 서술한 비선형 신뢰도평가기반 코드캘리브레이션은 케이블 부재에 대한 코드캘리브레이션 과정을 정립한 최초의 사례라는 의미가 있다. 그러나 이러한 방법의 경우 실교량의 신뢰도평가 결과를 종합하여 최종적인 계수를 결정하므로 보다 일반적인 결과를 도출하기 위해서는 보다 많은 교량에 대한 결과를 종합할 필요가 있다. 특히 케이블교량의 경우 각 교량의 경간구성, 거더형식, 재료 등에 따라 다양한 특성을 보이므로 실교량 신뢰도평가에 기반한 방법은 이러한 특성을 전부 반영하기에는 한계가 있다.

한편 일반 선형부재의 경우 Lee 등(2018), Lee 등(2019)과 송상원(2019)에 의해 한계상태함수를 표준화한 후 최적화 기법을 적용하여 교량의 형식, 부재의 종류 등에 관계없이 일반화된 코드캘리브레이션을 수행하는 연구가 수행된 바 있다. 케이블부재의 경우 한계상태함수가 비선형함수로 정의되므로 이를 선형화하여 송상원(2019)이 수행한 것과 유사하게 최적화를 통해 일반화된 코드캘리브레이션을 수행하는 방법을 제시하였다.

선형화된 한계상태함수를 바탕으로 신뢰도평가 및 코드캘리브레이션을 수행하기 위해서는 각 하중성분별 장력의 통계특성을 알 필요가 있으나 기존의 연구에서는 일반부재의 하중효과에 대한 통계특성만이 정의되어 있다. 따라서 기존 연구에서 제시된 통계특성을 케이블 장력에 적용하는 것이 타당한지 검증할 필요가 있으며 이 연구에서는 MCS를 통해 장력의 통계특

성과 하중의 통계특성이 매우 유사함을 확인하였으며 하중자체의 특성은 일반교와 케이블교량에 대해 다르지 않으므로 일반부재의 하중효과에 대해 정의된 통계특성을 케이블장력에도 적용 가능한 것으로 판단하였다.

케이블부재의 한계상태함수를 선형화 하였으므로 이를 기준으로 목표 신뢰도지수 산정부터 다시 수행하였다. 실교량 모델들에 대해 케이블부재의 하중비를 대입하여 설계안전율에 따른 신뢰도지수를 산출하였으며 이중 최소값을 기준으로 현수교 주케이블 및 사장교 케이블의 목표신뢰도지수를 7.07, 5.69로 설정하였다.

목표신뢰도지수를 설정한 후 역신뢰도해석을 통해 목표신뢰도지수를 정확히 만족시키는 공칭강도인 목표강도를 설정하였으며 목표강도와 하중-저항계수에 의한 요구저항강도간의 오차를 최소화하는 최적화 문제를 통해 하중-저항계수를 산출하고자 하였다.

전술한 최적화 문제는 무수히 많은 해를 갖는 부정 문제이므로 추가적인 구속조건이 필요하다. 이 연구에서는 기존의 케이블교량설계기준(2015)의 저항계수를 구속조건으로 설정하여 최적화를 수행하였으며 이를 *reference* 최적화로 정의하였다. *Reference* 최적화를 통해 구한 하중-저항계수는 매우 균일한 신뢰도를 확보할 수 있으나 부재종류, 파괴모드 등에 따라 모두 다른 하중 계수를 도출하므로 실제 설계기준에 적용할 경우 적용성을 심하게 저하시킨다.

이러한 문제를 해결하기 위해 하중계수를 송상원(2019)이 일반부재에

대해 제시한 값으로 고정된 상태에서 저항계수를 계산하는 최적화를 수행하였으며 이를 전술한 reference 최적화와 구분하여 sequential 최적화로 명명하였다. Sequential 최적화를 통해 계산한 하중-저항계수는 reference 최적화 계수에 따른 신뢰도해석 결과와 비교했을 때 오차는 상대적으로 증가하였으나 여전히 목표신뢰도지수 대비 5% 오차범위 이내의 결과를 도출해 최적화 기법을 통해 계산한 하중-저항계수가 충분히 균일한 신뢰도를 확보하고 있는 것을 확인하였다.

최적화에 기반한 코드캘리브레이션은 기본적으로 한계상태함수를 전체 공칭 장력으로 표준화하여 접근하기 때문에 교량형식에 관계없이 모든 설계 케이스를 하중비로 표현 가능하다. 따라서 이는 앞서 제시한 비선형 신뢰도평가 기반 코드캘리브레이션의 문제였던 제한된 교량 모델 수에 따른 보편적 결과 도출이 어려운 문제에서 자유로워지게 된다. 동시에 최적화를 통해 하중-저항계수를 동시에 조정할 수 있고 실제 교량의 설계사례에서 도출된 하중비 구간을 고려하여 코드캘리브레이션을 수행하므로 기존에 설정된 하중계수를 그대로 준용한 신뢰도평가기반 코드캘리브레이션보다 보다 케이블부재 설계에 적합한 하중-저항계수를 도출할 수 있다는 장점이 있다.

한편, 케이블부재의 목표신뢰도지수는 일반적인 선형부재에 대한 목표신뢰도지수에 비해 매우 높은 값을 보인다. 이는 기본적으로 허용응력설계법 상에서 적용한 설계안전율 수준 자체가 달랐기 때문에 발생한 것으로

판단된다. 이와 관련하여 하중의 변동성이 작은 고정하중이 지배적으로 작용하는 부재임에도 일반 부재보다 월등히 높은 목표신뢰도 수준을 보이는 것이 불합리 한 것으로 비춰질 수 있으나 케이블부재는 기본적으로 부재 거동 자체가 일반 선형부재에 비해 명확히 밝혀지지 않았으며 기존의 설계 안전율도 이러한 상황을 감안하여 높게 설정된 것으로 판단된다. 따라서 향후 추가적인 연구를 통해 케이블부재의 거동을 지금보다 명확하게 파악할 수 있게 될 경우에는 케이블부재의 목표신뢰도지수를 조정하기 위한 근거가 마련될 수 있으며 이를 바탕으로 전문가 집단의 무수한 논의가 이루어 진다면 결과적으로는 이 연구에서 제안한 것 보다 낮은 목표신뢰도지수를 설정하는 것도 가능할 것으로 판단된다.

케이블교량의 거더는 일반적인 단중지간 교량의 거더부재와 동일한 역할을 수행하나 케이블교량 설계 시 수반되는 초기형상해석의 영향으로 전혀 다른 거동을 보인다. 일반교의 거더부재는 일반적으로 1, 2차 고정하중 및 차량활하중에 의한 하중효과가 같은 방향으로 작용한다. 따라서 대부분의 경우 최대 고정하중계수만으로 설계가 가능한 반면 케이블교량의 거더에서는 1, 2차 고정하중의 하중효과가 작용하는 방향이 다양한 조합을 보이며 이 모든 조합에 대해 최적화를 수행할 경우 전술한대로 설계기준의 적용성을 크게 저하시킬 것이다. 이 연구에서는 송상원(2019)이 제시한 최대 고정하중계수를 기준으로 최소 고정하중계수만 추가적으로 설정한 후 실교량에 대한 신뢰도평가를 토대로 타당성을 검토하는 형태로 진행하였다.

최소 고정하중계수값을 제안하기 위해 인천대교를 대표교량으로 설정하여 신뢰도평가를 수행하였다. 기존의 일반교설계기준에서 제시한 최소 고정하중계수는 인천대교의 주탑부에 대해 충분한 신뢰도를 확보하지 못하는 것으로 판단되어 DC하중의 최소 하중계수를 0.8로 조정하였으며 이렇게 제안된 계수에 대해 각 교량별로 신뢰도평가를 수행한 결과 전반적으로 목표신뢰도지수 대비 5%이내의 신뢰도해석 결과를 보였다.

케이블교량의 거더에서는 바닥판의 국부적 거동이나 휨과 압축이 동시에 작용하는 경우가 지배적으로 작용하므로 이 연구에서 제안한 최소 고정하중계수가 지배적으로 작용할 가능성은 높지 않을 것으로 판단된다. 그러나 설계지배 여부와 독립적으로 최소한의 안전을 확보하기 위한 기준은 필요하며 제안한 계수는 이러한 최소한의 안전확보를 위한 기준값으로써의 의미가 있다. 한편, 현재 국내의 도로교설계기준은 이원화 되어 있으며 궁극적으로는 동일한 설계철학에 기반하여 통일된 기준을 제안할 필요가 있다. 이 연구에서 제안한 최소 고정하중계수는 일반교의 거더에 대해서도 균일한 신뢰도를 확보하고 있다. 이러한 결과를 종합하였을 때 제안된 최소 고정하중계수는 케이블교량의 거더설계에서 최소한의 안전도를 검토하기 위해 제안 되었으나 일반교에 대해서도 충분히 안전하면서 균일한 신뢰도를 확보하고 있으며 따라서 현재 이원화 되어있는 국내 교량설계기준이 통합될 경우 공통의 하중계수로 활용될 수 있을 것으로 보인다.

참고문헌

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (1994). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 1st edition, Washington, DC.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2002). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 2nd edition, Washington, DC.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2014). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 7th edition, Washington, DC.

CEN (Comité Européen de Normalization). (2002). "Basis of structural design." *Eurocode 0*, Brussels.

Hasofer, A. M., and Lind, N. C. (1974). "Exact and invariant second-moment code format", *J. of Eng. Mech.*, ASCE, Vol. 100, No. EM1, pp. 111-121

Imai, K., and Frangopol, D. M. (2001). "Reliability-Based Assessment of Suspension Bridges: Application to the Innoshima Bridge", *J. of Bridge Eng.*, ASCE, Vol. 6, pp.398-413

Irvine, H. M. (1981). *Cable structures*, MIT Press, Cambridge

Kim, J. H. (2018). *Wind Load Factor Base on Wind Load Statistics for Reliability-Based Bridge Design Codes*, Seoul National University. Ph.D. Thesis.

Kim, S. (2018). *Unified Code Calibration for Short- to Medium-span and Long-span Bridges with New Vehicular Live Load Model*, Seoul National University. Master Thesis.

Klureghian, A. D., Zhang, Y., and Li, C. (1994). "Inverse Reliability Problem", *J. of Eng. Mech.*, ASCE, Vol120, No.5, pp. 1154-1159

Lee, H. S., Bae, C., and Kim, J. H. (2018). "Assessment of reliability levels and adjustment of load-resistance factors using optimization for gravitational loads-governed limit states of the AASHTO LRFD bridge design specifications", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 22, Issue 9, pp. 3462-3472

Lee, H. S., Song, S. W., and Kim, J. H. (2019). " Determination of Optimal Load-Resistance Factors for Gravitational Loads-Governed Limit State of Korean Bridge Design Code ", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, Issue 8, pp. 3451-3463

Lee, S. H., Lee, H. H., Paik, I., and Lee, H. S. (2016). "Evaluation of Load and Resistance Factors for the Reliability-based Design of the Main Cables of Earth-Anchored Suspension Bridges", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, Issue 6, pp. 2457-2468

Nowak, A. S. (1999). *Calibration of LRFD bridge design code*, NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington, DC.

PTI (Post-Tensioning Institute). (1998). *Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation*, 3rd edition, PTI.

PTI (Post-Tensioning Institute). (2001). *Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation*, 4th edition, PTI.

건설교통부. (2000). *도로교설계기준*, 한국도로교통협회.

건설교통부. (2005). *도로교설계기준*, 한국도로교통협회.

국토교통부. (2015). *도로교설계기준[한계상태설계법]-케이블교량편*, 국토교통부.

국토해양부. (2012). *도로교설계기준[한계상태설계법]*, 국토해양부.

대한토목학회. (2006). *케이블강교량설계지침*, 대한토목학회.

本州四國連絡橋公團. (1989). *上部構造設計基準*, 本州四國連絡橋公團.

송상원. (2019). *도로교설계기준의 중력방향 한계상태의 하중저항계수 및 재료계수 결정*, 서울대학교. 공학석사학위논문

신동구, 김천용, 백인열. (2006). "하중저항계수설계법(LRFD)으로 설계된 강합성 거더의 휨에 대한 신뢰도해석", 대한토목학회논문집, 26권, 3A호, pp. 539-546

양영순, 서용석, 이재욱. (1999). *구조 신뢰성 공학*, 서울대학교 출판부.

이승한. (2014). *케이블교량의 신뢰도기반 설계를 위한 하중-저항계수 산정*, 서울대학교. 공학박사학위논문

이진호. (2012). *케이블교량의 구조적 비선형성을 고려한 케이블부재의 신뢰도평가*, 서울대학교. 공학석사학위논문

이해성, 김지현, 이호현, 이승한, 백인열. (2016). *도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편 Code Calibration, KBRC TRS 046*. 교량설계핵심기술연구단.

황의승. (2008). *신뢰도기반 도로교설계기준을 위한 활하중모형 개발, KBRC TRS 034*. 교량설계핵심기술연구단.

ABSTRACT

This paper figures out a reliability based code calibration of designs for cables and stiffening girders in cable-supported bridges under gravitational vehicular load combination.

Since a cable is a nonlinear element, it is necessary to calibrate appropriate load and resistance factors. With this purpose, in this paper, two code calibration processes are proposed. First method is based on nonlinear reliability analysis of the cable element. Reliability analyses of cable members in existing cable-supported bridges are performed, and then variations of reliability indices to resistance factors are evaluate while load factors are fixed. Resistance factors which satisfy target reliability indices are evaluated utilizing a best-fit line which is derived from results of the reliability analyses, and this process is adopted to develop Korean Highway Bridge Design Codes (Limit State Design)-Cable-supported bridges.

Since the method which is mentioned before is based on reliability analyses of real cable members, there exist some limits. At first, because of high computational cost, the method needs long computational time. In addition, since the method is based on reliability analyses of existing bridges, it is hard to get generalized results. Thus more generalized approach adopting optimization based code calibration is proposed. In order to calibrate load and resistance factors, a limit state function of cable member is linearized, and then optimization scheme, which is developed for code calibrations of linear ordinary members, is utilized. The limit state function is parameter-

ized by three load ratios, and thus the optimization based code calibration can derive generalized load and resistance factors regardless of structural types of cable-supported bridges. Simultaneously, since the load and resistance factors are evaluated adopting optimization, a strength derived from the factors satisfies uniform reliability indices.

Because of nonlinearity, initial equilibrium state analyses is necessary for designs of cable-supported bridges. In general, initial equilibrium state of cable-supported bridge is determined to minimize bending moment of girders, and thus directions of bending moments induced by DC and DW load become opposite. With this reason, DC ratios of stiffening girders are not within range between 1 and 0. Furthermore, values of the DC ratios become very huge. In case of the stiffening girders, it is hard to determine proper integration ranges of DC ratios for optimizations, instead, reliability analyses adopting proposed values of load and resistance factors are performed with the purpose of verification.

keywords

Cable-supported bridge, Limit state design, Gravitational vehicular load combination, Code calibration, Load-resistance factors

Student Number: 2013-30275