

신뢰도 기반 플레이트 거더교의 여유도 평가 기법

Reliability-based Redundancy Evaluation Method for Steel Plate Girder Bridges

조움돈이¹⁾ · 박용명^{2)†} · 진승훈³⁾ · 황민오⁴⁾ · 정흥진⁵⁾

Joe, Woom Do Ji Park, Yong Myung Jin, Seung Hoon Hwang, Min Oh Chung, Heung Jin

요약 : 교량의 여유도는 주부재의 손상시 하중을 지탱할 수 있는 능력으로서 거더 개수, 지간, 형고, 내부지점, 부부재 등의 다양한 인자가 영향을 미치게 된다. 그러나, AASHTO 및 국내 도로교설계기준과 같은 현행 규정에서는 교량의 여유도를 단지 주거더의 개수로만 정의하고 있고, 그 평가 방법 및 요구 수준은 아직 제시되지 않고 있다. 이에 본 연구에서는 플레이트거더교를 대상으로 심각한 피로손상이 발생한 경우 주요 인자들을 고려하고 신뢰도 기법에 기반하여 교량의 여유도 평가 기법을 제안하였다. 또한, LFRD법 기반의 기준 교량에 대해 손상 시 내하력 해석과 신뢰성 해석을 수행하여 여유도의 요구 수준을 목표 시스템 신뢰도 지수 형태로 제안하였다. 마지막으로 현행 ASD법으로 설계된 단순 및 연속 플레이트거더교의 거더 수에 따른 여유도 수준을 평가 제시하였다.

ABSTRACT : Bridge redundancy is defined as the capability of a bridge to sustain loads after one of its main members incurs damage. It is affected by many parameters, including the number of girders, span length, girder height, internal supports, and secondary members. The present AASHTO and Korean Bridge design codes, however, define bridge redundancy only as the number of girders, and neither the evaluation method nor the required level of redundancy is given. This study presented a redundancy evaluation method for plate girder bridges with severe fatigue damage based on the reliability method, by considering the essential parameters. A required level of redundancy was also proposed as a target system reliability index from the load capacity analysis and reliability analysis of the basis bridge designed by LFRD. Finally, the level of redundancy of simple and continuous plate girder bridges with a variable number of girders designed by ASD was evaluated and presented.

핵심용어 : 플레이트 거더교, 피로 손상, 여유도, 비선형 해석, 신뢰성 기법, 시스템 신뢰도 지수

KEYWORDS : steel plate girder bridge, fatigue damage, redundancy, nonlinear analysis, reliability method, system reliability index

1. 서론

교량의 여유도(bridge redundancy)란 한 개 주거더가 손상된 후 교량 상부 구조가 차량 하중을 지탱할 수 있는 능력으로 정의할 수 있다.(Ghosn 등, 1998) AASHTO standard specifications(2002)과 국내 도로교설계기준(대한토목학회, 2008) 등은 교량의 여유도를 하중경로(load path)의 수, 즉 주거더의 개수로 단순히 평가하고 있다. 예를 들어, 2-거더교의 경우 한 개 거더가 손상되면 단지 한 개의 하중 경로만 남게

되므로 여유도가 없는 교량, 즉 단재하경로 구조(non-redundant load path structure)로 분류하고, 그 구성 부재는 붕괴유발부재(Fracture Critical Member)로 취급하고 있다. 참고로 경제적인 장점에도 불구하고 소수주거더교의 적용을 기피하는 이유도 여유도 문제에 있다고 보인다.

그러나, 여유도에 대한 이러한 단순화된 정의는 교량의 손상시 여유도의 여부를 판정함에 있어서 문제점을 내포하고 있다. 예를 들어, 교폭이 좁은 3-거더교를 현행 기준에 의해 평가할 경우 다재하경로 구조로 취급이 가능하지만, 3차선 이

1) 부산대학교 사회환경시스템공학부, 박사과정(woomdoji@pusan.ac.kr)
2) 교신저자. 부산대학교 사회환경시스템공학부, 부교수
(Tel. 051-510-2350, Fax. 051-513-9596, E-mail : ympk@pusan.ac.kr)
3) 부산대학교 사회환경시스템공학부, 석사과정(enable83@naver.com)
4) 포항산업과학연구원 토목구조연구실 책임연구원(mohwang@rist.re.kr)
5) 전주대학교 토목환경공학과, 부교수(hjchung@jj.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

상의 교량에 3-거더교를 적용할 경우 한 개 거더의 심각한 손상 시에도 과연 붕괴에 대한 안전성 확보가 가능한지는 의문이다. 또한, 국외의 강교량 피로 균열 사례(Daniels 등, 1989; Connor 등, 2005)나 기존의 실험 및 해석 연구(ASCE-AASHTO Committee, 1985; Idriss 등, 1995; 박용명 등, 2006)에 의하면 연속교는 여유도 측면에서 유리한 구조, 즉 부정정성에 의한 구조적 여유도가 크게 작용하여 여유도 측면에서 유리한 이점이 있는 것으로 다수 보고된 바가 있음에도 하중 경로 수에 기초한 현행의 여유도 판정법에서는 이러한 효과를 반영하지 못하는 문제점이 있다.

교량의 손상시 여유도에 대한 정량적 평가 방법 및 요구 수준에 대한 사항이 아직까지도 설계 및 평가 규정에 제시되지 못하는 이유는 여유도의 정의에 대한 연구자들의 견해 차이와 정량적 평가 방법이 아직 정립되지 못한데 그 원인이 있다고 생각된다.

본 연구에서는 현행 기준 상의 여유도 정의를 좀 더 구체화하여 다주거더교로부터 소수거더교에 이르기까지 모든 강합성 플레이트 거더교의 합리적인 여유도 평가가 가능한 정량적 기준을 마련하고자 한다. 이를 위해 본 연구에서 선정한 LRFD법으로 설계된 기준 교량을 대상으로 한 개 거더의 손상시 내하 성능을 해석적으로 평가하고, 이로부터 신뢰성 해석을 수행하여 교량의 손상시 붕괴를 방지할 수 있는 수준의 시스템 신뢰도 수준을 평가하고 제안하였다.

그리고, 현행 ASD법으로 설계된 단순 및 연속 소수주거더교와 다주거더교에 대해 제안한 여유도 평가 기법으로 여유도 수준을 평가하였다.

2. 여유도 평가 방안

2.1 기준 교량 선정

교량의 여유도를 정량적으로 평가하기 위해서는 우선 여유도가 적절하다고 판단할 수 있는 기준을 결정할 필요가 있다. 그러나 이러한 결정은 사람들이 보는 관점에 따라 주관적인 요소가 많이 작용할 수 있고, 또한 여유도의 여부는 여러 가지 상대적인 개념이 내포되어 있기 때문에 쉽게 결정할 수 있는 것은 아니다.

여유도에 영향을 주는 변수로는 거더 개수, 지간의 연속성, 거더 간격, 지간 길이, 설계 시 고려되는 안전 여유, 작용 하중 등이 있다. 예를 들어 막연히 거더 개수로만 평가할 경우 2-거더교보다는 3-거더교가, 3-거더교보다는 4-거더교가 더 높은 여유도를 갖는다는 것은 당연한 사실이지만, 거더 개수 이외의 변수들 중 교폭(혹은 거더 간격)만 고려하게 되더라도

교폭이 넓은 4-거더교가 교폭이 좁은 3-거더교보다 더 높은 여유도를 갖는다고 단정할 수 없을 것이다. 이처럼 여유도에 관련되는 모든 변수들을 고려하여 여유도를 정량적으로 평가한다는 것은 매우 어려운 일이다.

본 연구에서는 상기 언급된 문제를 간소화하기 위한 방안으로 먼저 여유도 평가를 위한 기준 교량(basis bridge)을 선정하였다. 즉, 기준 교량이 갖는 하중 저항 성능을 평가하여 정량적인 여유도 기준을 제안하고자 한다. 기준 교량은 통상 사람들이 생각하기에 여유도가 있다고 판단하는 4-거더교를 기준으로 하되, 2차선 고속도로 표준 폭(12.6m)을 갖는 단순교의 경우로 구체화하였다. 이러한 결정은 다소 주관적인 요소가 내포되어 있지만, 참고적으로 이와 관련된 미국의 NCHRP 연구(Connor 등, 2005)에서 수행한 설문 조사에서도 대부분의 엔지니어들은 거더의 개수가 4개 이상이면 여유도가 있다고 판단한 것으로 조사된 바 있다.

한편, 기준 교량이 갖는 내하 성능은 설계법과 설계 안전 여유에 따라 다르게 평가될 소지가 있으므로, 본 연구에서 채택한 방법은 개별 부재의 신뢰도 지수가 3.5인 경우, 즉 현행 도로교설계기준의 ASD법이 아닌 LRFD법에 부합하도록 설계하였다. 이는 2.2절에서 언급된 여유도의 정도를 시스템 신뢰도 지수에 근거하여 평가하고자 한 본 연구의 의도에서 비롯된 것이며, 또한 LRFD법은 현재 가장 합리적인 설계법으로 인정받고 있기 때문이다.

2.2 여유도의 정량화

서론부에서 언급하였듯이 여유도의 여부를 단지 하중 경로의 수로 판정할 경우에는 합리적인 평가를 기대할 수 없다. 따라서, 본 연구에서는 여유도를 한 개 거더의 손상 상황에 대한 교량의 내하 성능을 평가하고, 이로부터 신뢰성 해석에 의해 도출되는 시스템 신뢰도 지수로 정량화하였다. 신뢰도 지수로 정량화한 이유는 평가 시 공칭 강도나 공칭 하중이 아닌 이들의 불확실성을 고려한 확률론적 접근이 교량의 손상이 노출되는 특정 기간에 대한 평가에 있어서 보다 합리적이기 때문이다.

2.3 피로 손상의 가정

손상의 원인은 여러 가지 형태가 있을 수 있지만, 강교량 손상의 대부분은 피로 균열에 기인하는 것으로 보고된 바 있다.(ASCE-AASHTO Committee, 1985)

본 연구에서 결정한 피로 손상에 관련된 가정 사항은 기본적으로 안전측의 개념에 기초하였다. 먼저, 피로 손상의 정도

는 피로 균열이 하부 플랜지로부터 복부판 상단까지 진전된 것으로 가정하였다. 이와 같은 가정을 둔 배경으로는 미국의 NCHRP 319(Daniels, 1989)에서 수행한 피로 손상 사례 조사의 결과와 비교적 최근의 사례(Connor 등, 2005) 등에서 본 연구에서 가정한 수준의 피로 손상이 적지 않게 보고된 것에 있다. 그리고 피로 손상의 위치는 먼저, 종방향의 경우 활하중에 의해 거더에서 최대 정모멘트가 발생하는 위치와 이에 인접한 가로보가 만나는 곳으로 가정하였고, 횡방향으로는 최외측 거더 한 개에 손상이 발생하는 것으로 하였다.

2.4 평가 활하중의 정의

손상 교량의 여유도 평가는 설계(design)나 평가(rating)의 상황과는 달리 매우 일시적인 상황에 대한 평가이므로 적절한 평가 활하중의 정의가 필요하다. 만약 한 개의 거더가 심각한 손상을 입었다고 가정하면 이러한 상태가 계속 지속되지 않을 것이다. 즉, 손상된 상태는 교량을 통과하는 차량 운전자나 혹은 일반인의 육안으로 충분히 확인 가능할 만큼의 처짐이 발생한다면 즉시 발견되어 차량 통제 등의 조치가 취해질 것이다. 하지만 손상이 발생한 시점으로부터 발견되기까지의 기간을 가늠하기 어렵기 때문에 본 연구에서는 손상이 노출되는 기간을 교량의 정기 점검 주기인 2년(건설교통부, 2003)으로 결정하였다. 다시 말해 심각한 손상은 적어도 2년 주기로 실시하는 정기 점검을 통해서 발견된다는 가정을 전제로 하였고, 또한 안전측의 개념을 고려하여 결정한 것이다.

한편, AASHTO LRFD(2007)에 의하면 교량의 공용 기간은 75년이며, 이를 바탕으로 설계 활하중 모델(HL-93)은 75년 동안의 활하중 효과를 반영하도록 설정하였다. 또한 설계 시 작용하는 활하중의 종방향 및 횡방향 위치는 가장 불리한 응력이 발생하도록 위치시킨다. 설계 시에는 75년 동안의 활하중 효과를 감안해야 한다면 여유도 평가 시에는 상기 언급한 2년 동안의 활하중 효과를 반영하는 것이 합리적이라고 할 수 있다. 왜냐하면 2년을 기준으로 할 경우에는 재하될 활하중의 수준이 확률적으로 다르기 때문이다. 참고로 특정 기간 동안의 활하중 효과는 해당 기간 동안에 발생 가능한 최대 트럭 하중 효과를 신뢰성 해석 시 입력되는 통계 특성치로 고려된다.

본 연구에서 여유도 평가에 적용한 활하중의 크기 및 재하 위치는 뒤의 3.1.3항에 제시하였다.

3. 여유도 평가 전산 해석

3.1 유한 요소 해석

3.1.1 해석 대상 교량

유한요소 해석을 수행하는 궁극적인 목적은 손상 상태 교량의 공칭 활하중 수용 능력을 평가하기 위해서이고, 이 값은 신뢰성 해석을 위한 시스템 공칭 저항 모멘트를 평가하는데 사용된다.

해석 모델은 표 1에 보인 바와 같이 총 51 개의 교량을 고려하였고, 단면은 모두 현행 도로교설계기준(2008)의 ASD법에 부합하도록 설계하였다. 한편, 표 1에서 음영처리된 부분에 해당하는 2차선 단경간 4-거더교는 제시하고자 하는 여유도 수준 평가를 위한 “기준 교량(basis bridge)”으로서 형고비를 변수로 추가하여 LRFD법으로 설계를 수행하였다.

참고로 LRFD법 설계 시 사용된 활하중 모델은 도로교표준시방서 부록편의 하중-저항계수설계법(건설교통부, 1996)에 제시된 바 있는 TL240 하중이며, 그 이외의 하중 조합 방법 및 단면의 저항 강도 산정에 관련된 세부 사항은 AASHTO LRFD 규정(2007)을 참고하였다. 단면 설계 시 AASHTO LRFD를 따른 이유는 국내의 1996년도 하중-저항계수설계법에서는 부재의 신뢰도 지수를 4.0 ~ 4.5 수준으로 설정된데 비해, 현재의 추세는 AASHTO LRFD와 같이 3.5 수준이 타당하다고 판단하였기 때문이다. 한편, 표 2에는 기준교량의 경간 중앙에서의 단면 체원을 수록하였다.

표 1. 해석 대상 교량

교폭	거더 개수	사용재료	거더 간격	바닥판 두께	단순교		2경간 연속교	
					지간	주형고	지간	주형고
12.6 (m)	2	SM520 & $f_{ck}=35\text{MPa}$	6.4m	350mm	30m 40m 50m	L/17	40+40m 50+50m 60+60m	L/18
	3	SM490 & $f_{ck}=27\text{MPa}$	4.5m	300mm	30m 40m 50m	L/18	40+40m 50+50m 60+60m	L/20
	4	SM490 & $f_{ck}=27\text{MPa}$	3.4m	250mm	30m 40m 50m	L/18, L/21, L/24	40+40m 50+50m 60+60m	L/24
16.2 (m)	3	SM520 & $f_{ck}=35\text{MPa}$	5.8m	330mm	30m 40m 50m	L/18	40+40m 50+50m 60+60m	L/20
	4	SM490 & $f_{ck}=27\text{MPa}$	4.4m	300mm	30m 40m 50m	L/21	40+40m 50+50m 60+60m	L/22
	5	SM490 & $f_{ck}=27\text{MPa}$	3.4m	250mm	30m 40m 50m	L/22	40+40m 50+50m 60+60m	L/25

표 2. LRFD법에 의해 설계된 2차선 단경간 4-거더교의
지간 중앙 단면 제원 (단위 : mm)

지간	거더 높이	상부플랜지		하부플랜지		복부판	
		폭	두께	폭	두께	폭	두께
L=30m	L/18	350	15	350	26	1650	11
	L/21	400	17	400	32	1400	11
	L/24	360	15	360	45	1250	11
L=40m	L/18	400	17	400	23	2200	15
	L/21	550	23	550	27	1900	13
	L/24	480	20	480	43	1650	13
L=50m	L/18	500	21	500	21	2800	19
	L/21	500	21	500	34	2400	16
	L/24	600	25	600	40	2100	15

3.1.2 해석 모델 구축

본 연구에서 사용한 해석 프로그램은 ABAQUS(Ver.6.5)이며, 그림 1에 보인 바와 같이 주거더와 바닥판, 그리고 가로보 등 모든 구성 부재를 쉘요소(S4R)로 모사하였다. 그리고 바닥판과 주거더는 완전 합성 거동으로 가정하여 강성이 큰 요소로 강절 연결시켜 일체 거동을 모사하였고, 피로 균열부는 2.3절에서 언급하였듯이 하부 플랜지에서 복부판 상단까지 해당 요소를 제거시켜 모사하였다.

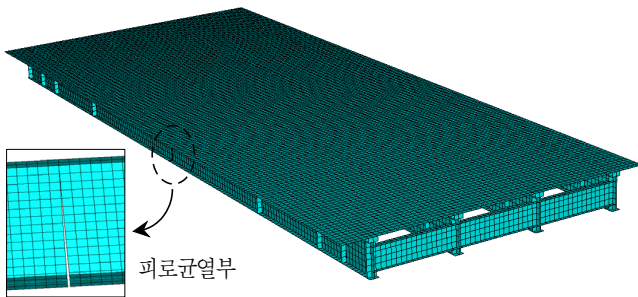


그림 1. 기준 교량의 ABAQUS 모델링 예 (2차선 단경간 4-거더교)

표 3. 사용 재료 별 성질 (단위: MPa)

사용 재료	강재		콘크리트		철근 (SD40)
	SM490	SM520	C27	C35	
극한 강도	320	360	27(2.7)	35(3.5)	400
탄성 계수	210,000	210,000	25,000	28,000	204,000
프와송 비	0.3	0.3	0.17	0.17	-

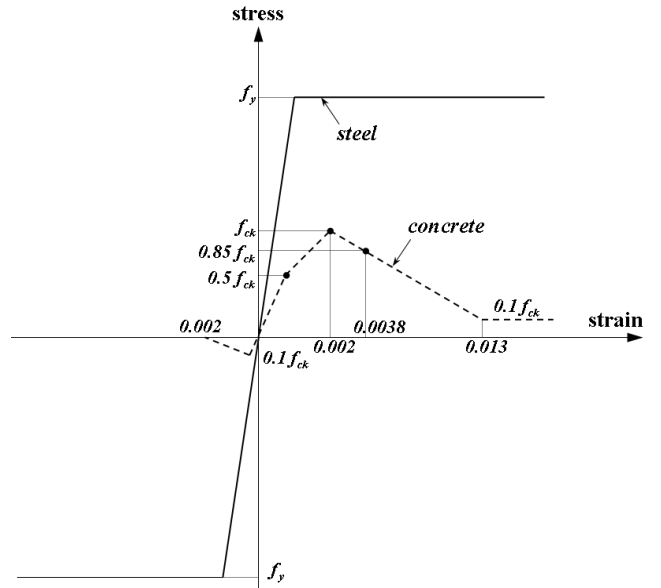
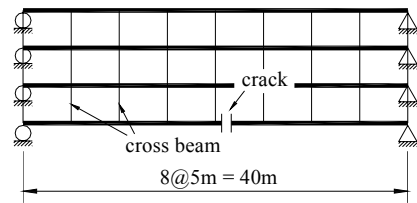


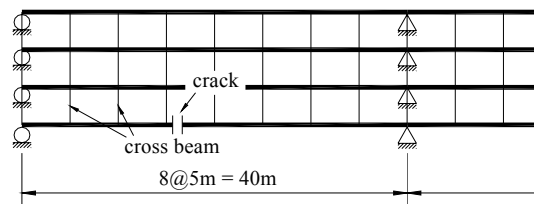
그림 2. 강재 및 콘크리트 재료 모델

표 3에는 해석 시 적용한 사용 재료 별 극한 강도와 탄성 계수, 그리고 프와송 비를 나타내었고, 그림 2에는 강재와 콘크리트의 재료 모델을 나타내었다. 사용재료 중 SM520과 C35는 소수거더교(B12.6m-2거더, B16.2m-3거더)에, SM490과 C27은 다주거더교에 적용되었다.

피로 손상의 위치는 2.3절의 내용에 근거하여 최외측 거더 한 개에 대해 단순교의 경우는 지간 중앙부에, 연속교는 5m 간격으로 설치된 가로보의 위치를 감안하여 40+40m, 50+50m, 60+60m 경우에 대해 각각 단부 지점으로부터 15m, 20m, 25m 위치로 결정하였다. 그림 3에는 4-거더교에 대한 손상 위치의 예를 단순교와 연속교에 대해 나타내었다.



(a) 단순교 (L = 40m)



(b) 연속교 (L = 40+40m)

그림 3. 피로 손상 위치 (4-거더교 예)

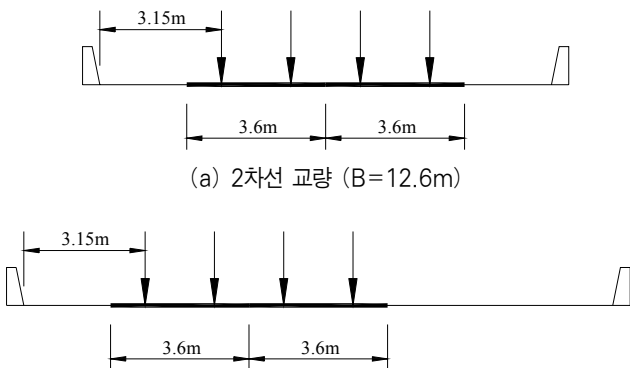
3.1.3 적용 하중

해석 시 적용한 하중은 먼저, 강제 거더 및 가로보 자중 효과는 ABAQUS 고유 기능인 Gravity 하중 옵션을 사용하였고, 합성 전·후의 고정 하중은 선하중으로 재하하였다.

활하중의 횡방향 위치(그림 4)는 ASD법으로 설계된 경우에는 DB-24 하중을 실제 차선에 대해 각각 한 대씩 재하하였고, 3차선 교량인 경우에는 중차량이 주로 많이 주행하는 2차선과 3차선에 각각 한 대씩 재하되는 것으로 가정하였다. 그리고 활하중의 종방향 위치는 그림 5에 보인 바와 같이 전체 구조계에 불리하게 작용하도록 손상부 부근에 재하하였다.

한편, LRFD법으로 설계된 기준 교량에 대해서는 설계 시 반영된 TL240 하중을 적용하였다. 즉, 그림 4와 그림 5에 보이는 집중 하중 이외에 선하중 10.8 kN/m를 추가로 재하해야 한다.

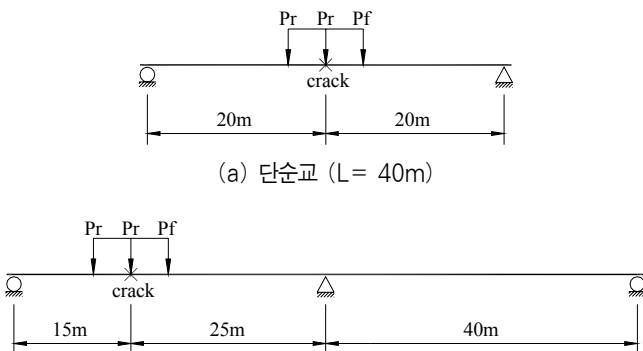
궁극적으로 평가 활하중에 대한 내하 성능을 얻기 위해 기하 비선형성과 재료 비선형성을 고려하고, 차량 하중을 증가시켜 가며 Riks method(ABAQUS Inc., 2006)로 비선형 해석을 수행하였다. 손상시 상태를 감안하여 ASD법으로 설계된 교량에서는 충격계수를 0.3으로 고려하였고, (Daniels 등, 1989) LRFD법의 기준교량에 대해서는 충격치의 상한치인 0.33을 고려하였다. (AASHTO, 2007)



(a) 2차선 교량 (B=12.6m)

(b) 3차선 교량 (B=16.2m)

그림 4. 평가 활하중의 횡방향 위치



(a) 단순교 (L = 40m)

(b) 연속교 (L = 40+40m)

그림 5. 단순교 및 연속교에 대한 평가 활하중의 종방향 위치 예

3.1.4 극한 내하력 결정

교량의 비선형 해석으로부터 최대 하중을 결정하는 것은 연구자의 의도와 사용성 등의 문제로 인해 주관적인 요소가 작용한다. 이와 관련하여 국외의 여러 연구자들에 의해 정의된 바 있는 교량의 극한 상태를 표 4에 정리하였다.

표 4에서 Ghosn & Moses와 Kumarasena의 여유도 평가 연구를 제외하고는 건전한 상태 교량의 극한 내하력 결정에 사용된 것이다. 그리고 Ghosn & Moses가 제시한 붕괴 메커니즘을 적용할 경우 큰 처짐이 불가피하게 되는데, 따라서 이들의 연구에서는 사용성과 관련된 기능성 한계 상태를 별도로 정의하고 있다. 그리고 Kumarasena에 의해 제안된 한계 상태도 손상 상태 교량의 사용성을 고려하여 내하력을 평가하였다.

본 연구에서는 극심한 피로 손상에 대한 사용성 확보는 손상이 노출되는 기간과 손상에 따른 불가피한 큰 처짐 등을 감안했을 때 너무 보수적인 평가가 될 수 있다고 판단하여 일시적인 상황 아래 큰 처짐을 허용하는 하중 개념으로 접근하였다. 이에 손상 상태 교량의 극한 하중은 활하중에 의한 거더 처짐이 L/50에 도달할 때의 하중 또는 그 이전에 발생되는 하중-변위 선도 상의 최대점 중 큰 값으로 정의하였다.

참고로 단경간 및 연속경간 축소 시험체를 대상으로 수행되었던 기존의 여유도 실험 결과에 의하면 각 시험체는 L/40 정도의 큰 처짐에 이르기까지 내하력을 발휘하는 것으로 나타났다. (박용명 등, 2007)

표 4. 국외 연구자들에 의해 제안된 강거더교의 한계 상태 예

연구자 (년도)	한계 상태 정의
Zhou (1987)	다주거더교를 대상으로 두 개의 인접 거더가 항복될 때
Ghosn & Moses (1998)	바닥판의 압축 변형률이 0.0038에 도달할 때 또는 거더의 소성 회전량이 63 mrad에 도달할 때
Estes & Frangopol (1999)	5-거더교를 대상으로 3개의 거더가 항복될 때
Eamon & Nowak (2004)	하중-변위 선도 상의 최대점 또는 모든 거더 처짐의 평균치가 L/100에 도달할 때
Kumarasena (2004)	손상 상태 교량에 대해 거더 처짐이 L/100에 도달할 때
Czarnecki & Nowak (2006)	거더 처짐이 지간의 0.75%에 도달할 때

3.2 신뢰성 해석

비선형 해석으로부터 얻어진 내하력에 기초하여 손상 상태 교량이 보유하고 있는 신뢰도 지수를 산정하고자 본 연구에

서는 모멘트법 중 주로 많이 사용되는 Rackwitz-Fiessler 방법에 의한 신뢰성 해석을 수행하였다. 신뢰성 이론에 관한 기본적인 내용은 기존 문헌(Ang 등, 1984) 등을 참고하기 바라며, 여기서는 본 연구에서 사용한 신뢰도 지수 산정방법과 한계 상태식, 그리고 통계적 특성에 대해서만 기술하기로 한다.

3.2.1 신뢰도 지수 산정방법 (Rackwitz-Fiessler 법)

구조 신뢰성 해석의 궁극적인 목적은 파괴확률을 구하는 것인데, 파괴확률의 수학적 계산은 대부분의 공학 문제에서 다중 적분의 한계에 부딪쳐 불가능한 경우가 많다. 따라서, 파괴확률은 역의 개념인 신뢰도 지수(reliability index, β)를 도입하여 그림 6과 같이 β 는 0으로부터 확률변수 G 의 평균 μ_G 까지의 거리를 표준편차 σ_G 의 비로 나타내며, 파괴확률 (P_f)은 0보다 작은 구간의 면적(빋금친 부분)이 된다. 그림 6에서 ϕ 는 표준정규 확률분포함수이다.

신뢰도 지수의 실용적인 계산 방법은 1970년 Cornell에 의해 제안된 일계이차모멘트(Mean Value First Order Second Moment, MV FOSM)법으로 이는 한계상태식을 각 확률변수의 평균점에서 Taylor 전개를 이용하여 일차항까지 근사한다. 다음, 평균에 대한 확률밀도함수의 이차모멘트인 분산(또는 표준편차)까지를 고려하여 신뢰도 지수를 산정하는 방법이다.

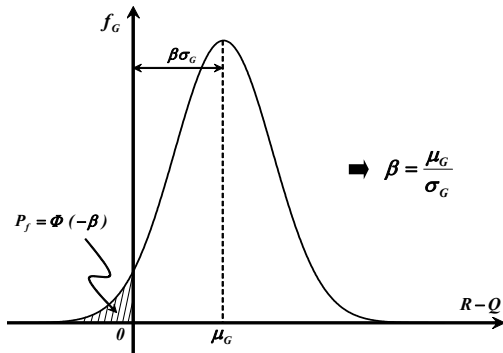


그림 6. 신뢰도 지수의 확률론적 개념

MV FOSM 법은 저항성분(R)과 하중성분(Q)이 모두 정규분포를 따른다고 가정하고, 새로운 확률변수(reduced variable, 축약변수)를 도입하여 축약된 공간(reduced space)상에서 기하학적 개념의 신뢰도 지수, 즉 그림 6의 확률론적 개념이 아닌 축약된 공간 좌표의 원점으로부터 한계 상태식까지의 최단거리가 신뢰도 지수가 된다는 것에 기초한 방법이다. 그러나, 이 방법은 확률변수가 모두 정규분포를 따르고, 한계상태식이 이들 확률변수의 선형함수로 표현될 때에만 정확한 값이 계산된다는 단점과 특히, 비선형 한계상태식을 각 확률변수의 평균점에서 Taylor 전개하는 이유로 인해 역학적으로 동일한 파괴양식에 대한 한계상태식일지라도 어

떤 형태로 표현되는가에 따라 서로 다른 파괴확률이 계산되는 불변성 결여의 문제점을 안고 있다.

이후 Hasofer와 Lind(1974)는 한계상태식을 확률변수의 평균점이 아닌 파괴표면의 특정 설계점에서 표준화함으로써 불변성 결여문제를 해결하였다. 따라서, 이 방법은 일반적으로 AFOSM(Advanced First Order Second Moment)법으로 불리우며, 이 이론을 요약하면 다음과 같다.

우선, 모든 확률변수들이 서로 독립이라는 가정 하에 식 (1)과 같이 표준화된 변수 U_i 를 정의하고, 이로부터 한계상태식은 식 (2)와 같이 표현할 수 있다.

$$U_i = \frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \tag{1}$$

$$g(U_1, U_2, \dots, U_n) = 0 \tag{2}$$

여기서, 신뢰도 지수는 한계상태식의 선형 여부에 관계없이 식 (3)으로 표현되며, 그림 7과 같이 표준화된 좌표의 원점에서 한계상태식까지의 최단거리가 된다. 그림 7에서 MPFP는 가장 최단 거리가 되는 점을 의미하는데, 한계상태식 상에 존재하는 모든 점들 중에서 가장 발현 빈도가 높다는 뜻으로 Most Probable Failure Point를 약칭하여 표기한 것이다.

$$\beta = \min \left(\sqrt{U_1^2 + U_2^2 + \dots + U_n^2} \right) \tag{3}$$

$$= \min \left(\sqrt{\sum (U_i^*)^2} \right)$$

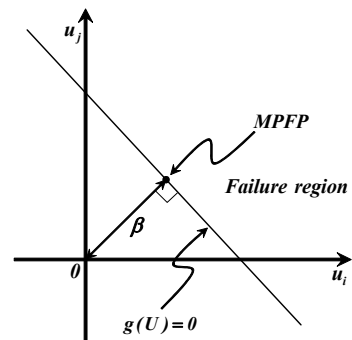


그림 7. Hasofer-Lind 신뢰도 지수의 기하학적 개념

식 (3)의 신뢰도 지수는 결국 원점에서 최단거리를 찾는 최적화 문제가 되며, 방향 여현 α_i 가 도입된 식 (4)~(6)을 이용하여 수치적인 반복 계산을 수행함으로써 구할 수 있다.

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial g}{\partial U_i} \Big|_{U^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial U_k} \Big|_{U^*} \right)^2}} \tag{4}$$

$$U_i^* = \beta \alpha_i \quad (5)$$

$$g(U_1^*, U_2^*, \dots, U_n^*) = 0 \quad (6)$$

AFOSM 법은 한계상태식을 구성하는 확률변수가 모두 정규분포인 경우에만 정확한 값이 구해지며, 비정규분포인 경우에는 신뢰도 지수의 정확도가 떨어진다. 이러한 문제를 해결하기 위한 방안이 Rackwitz와 Fiessler(1978)에 의해 제안되었다. 이 방법의 기본적인 원리는 AFOSM 법과 동일하며, 식 (4)~(6)을 이용한 반복 계산 과정에서 비정규분포 확률변수에 대해서는 식 (7)을 이용하여 등가의 정규분포 확률변수의 평균(μ_X^N)과 분산(σ_X^N)으로 변환하는 것이다.

$$\mu_X^N = X^*(1 - \ln X^* + \lambda_X), \quad \sigma_X^N = X^* \zeta_X \quad (7)$$

여기서, $X^* = \mu_X$ 로 가정하여 대입하고, $\zeta_X^2 = \ln(1 + \sigma_X^2/\mu_X^2)$ 이며, $\lambda_X = \ln(\mu_X) - \zeta_X^2/2$ 이다.

3.2.2 시스템 신뢰도 지수

일반적으로 시스템의 신뢰도는 파괴에 대한 한계상태식의 정의가 많이 복잡하여 해당 연구의 취지에 적합한 특별한 방법으로 접근할 필요가 있다. 교량의 한계상태, 즉 붕괴의 정의가 복잡한 이유는 교량을 구성하는 어떤 부재에 파괴가 발생하여도 3차원적 상호 작용에 의해 하중재분배가 이루어지고, 이러한 재분배 효과는 붕괴에 이르기까지 계속된다. 이러한 거동을 이론적으로 확립하기도 어려운 현실이지만, 또 다른 문제는 붕괴에 대한 정의는 처짐과 관련하여 주관적인 요소가 많이 작용하기 때문이다.

최근 국외의 여러 연구자들에 의해 시스템 신뢰도 지수의 평가에 관련된 연구 결과가 제시된 바 있으며(Nowak, 2004; Eamon 등, 2004; Czarnecki 등 2006), 본 연구에서는 Nowak의 방법에 기초하여 시스템 신뢰도 지수를 산정하였고, 이 연구자의 방법을 간략하게 기술하기로 한다.

Nowak의 방법은 우선 교량 시스템의 저항 모델 구축 시 식 (8)과 같이 교량 위에 놓이는 활하중 횡방향 재하 위치의 확률을 고려하여 보다 합리적인 평가를 도모하고 있다.

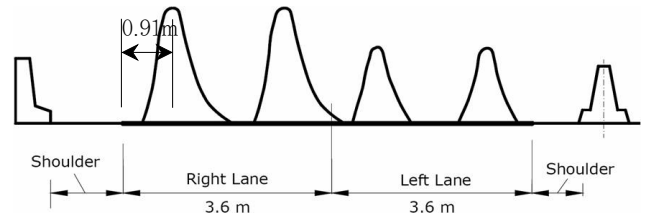
$$R_{system} = \sum_{i=1}^n p_i GVV_i \quad (8)$$

여기서, R_{system} : system resistance
 GVV_i : gross vehicle weight of two trucks side by side corresponding to i-th transverse position of trucks
 p_i : probability of trucks occurring in the i-th position

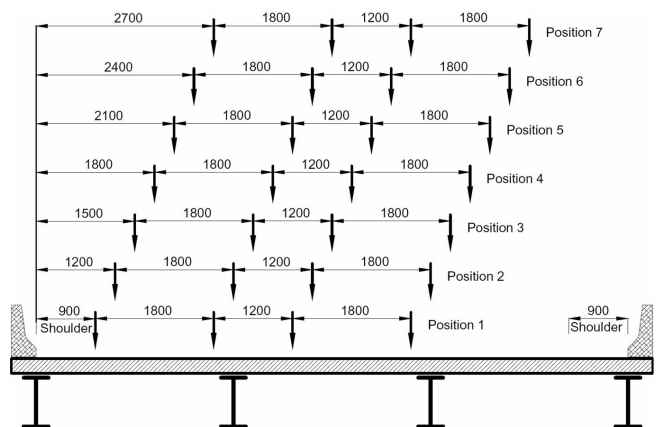
식 (8)에서 p_i 의 값을 구하기 위해서는 활하중 횡방향 위치에 관련된 통계 특성이 추가적으로 필요하다. 이러한 통계 특성으로부터 그림 8과 같이 연속된 확률밀도함수(PDF)를 이산적인(discrete) 형태로 수차례 해석하여 그에 해당하는 p_i 를 반영하여 교량 시스템의 저항 모멘트를 산정한다. 여기서 적용한 확률밀도함수 형태는 대수정규분포이며, 평균과 변동 계수는 각각 0.91m와 0.33이다. 그리고 식 (8)에서 GVV_i 는 비선형 해석로부터 얻어지는 교량의 확정론적 활하중 내하 성능(3.1.4항 참조)이다.

이상의 방법으로 시스템 저항 모멘트를 산정한 후, 다음 절에서 설명될 한계상태식과 통계적 특성치를 이용하여 Rackwitz-Fiessler 법으로 시스템 신뢰도 지수를 산정한다.

참고로 Nowak의 연구에서 적용한 교량 시스템의 통계 특성치는 개별 거더에 적용되는 값에 기초하고 있는데, 이와 같은 적용은 우선 교량 시스템의 통계 자료가 부족한 것에 있고, 또한 안전측의 개념이 적용될 수 있기 때문에 판단된다. 즉, 구조 시스템의 신뢰성 이론에 의하면 일반적으로 개별 요소의 불확실성보다 시스템의 불확실성이 더 작은 값을 갖는 것으로 알려져 있다.(Cornell, 1994)



(a) 활하중 횡방향 위치 확률밀도함수의 예 (Tantawi, 1986)



(b) 확률값(p_i) 결정을 위한 이산적인 활하중 재하 위치 예

그림 8. 활하중 횡방향 위치 확률을 고려하기 위한 방안 (Nowak, 2004)

3.2.3 한계 상태식

신뢰성 해석에 필요한 입력 데이터는 크게 저항성분과 하중 성분으로 분류할 수 있다. 저항 및 하중에 관계되는 요소는

한계상태식에 따라 여러 가지 형태가 있을 수 있지만, 교량 시스템은 주로 휨에 지배되는 구조물이며, 따라서 휨모멘트의 개념으로 접근한다. 즉, 저항성분은 거더 단면이나 교량 시스템이 저항할 수 있는 내력 모멘트가 되며, 하중성분은 그 구조물에 작용하는 하중에 의한 모멘트가 된다.

본 연구에서 교량 시스템의 휨 파괴확률을 구하기 위해 적용한 한계상태식은 식 (9)와 같다.

$$g = M_R^{sys.} - M_{DG}^{sys.} - M_{DC}^{sys.} - M_{DW}^{sys.} - M_{LL+I}^{sys.} \quad (9)$$

- 여기서, $M_R^{sys.}$: 전체 교량의 저항 모멘트
- $M_{DG}^{sys.}$: 전체 교량에 작용하는 강제 자중에 의한 모멘트
- $M_{DC}^{sys.}$: 전체 교량에 작용하는 콘크리트 자중에 의한 모멘트
- $M_{DW}^{sys.}$: 전체 교량에 작용하는 아스콘 자중에 의한 모멘트
- $M_{LL+I}^{sys.}$: 전체 교량에 작용하는 평가 활하중에 의한 모멘트

식 (9)의 한계상태식 g 가 음의 값을 갖는 경우에는 휨 저항 강도가 작용 모멘트보다 작은 경우이므로 전체 시스템의 붕괴가 발생하였음을 의미한다. 그리고 식 (9)에서 $M_R^{sys.}$ 는 비선형 해석 결과에서 극한 상태에 이르기까지 수용 가능한 총 모멘트로 계산하였다.

3.2.4 통계적 특성

최근 우리나라 고유의 LRFDB법 개발과 관련된 연구가 몇 차례 이루어진 바 있다. 먼저, 신동구 등(2007)은 최근 국내에서 생산된 16,000여 구조용 강재 표본의 항복 강도가 갖는 통계 특성을 반영하여 재료 비선형 해석으로 휨강도의 통계적 특성치를 제안하였다. 여기서 제시된 값은 재료 자체의 항복 강도에 대한 통계만이 고려되었기 때문에 다시 신동구 등(2008)은 AASHTO LRFDB(Nowak, 1999)에서 적용한 제작 오차에 기인한 통계적 불확실성 및 설계 상의 계산 오차에 의한 불확실성을 추가로 반영하여 휨강도의 통계적 특성을 좀 더 합리적으로 계산한 바 있다.

그리고 한국도로공사(박민석 등, 2006)에서는 BWIM(Bridge Weigh-In-Motion) 시스템을 개발하고, 이를 고속도로 교량에 적용하여 차량 정보를 수집한 후 교량 설계를 위한 활하중 및 피로하중의 정형화를 위한 연구를 수행한 바 있다.

본 연구에서는 저항 성분 및 활하중 성분의 통계 특성으로 상기의 연구 결과를 활용하였고, 그 밖에 고정 하중에 관련된 통계 자료는 국내 자료가 부족하고 국가 간의 차이가 상대적으로 작을 것으로 판단하여 AASHTO LRFDB(Nowak, 1999) 보정 자료를 준용하였다.

표 5 및 표 6에는 본 연구에서 사용한 통계적 특성을 정리

하였는데, 표 5에는 저항 성분과 고정 하중 성분을, 표 6에는 지간 형식과 길이에 따른 활하중 성분의 통계 특성을 나타내었다. 앞서 언급하였듯이 표에 제시된 통계 특성은 사실상 개별 거더의 신뢰성 해석에 적용하는 것이 타당하나, 교량 시스템 통계 자료의 부족과 안전측의 개념을 고려하여 시스템 신뢰도 지수 산정 시에 적용하였다.

표 6에서 확률 변수를 DB24 하중과 TL240 하중에 대한 것으로 구분한 이유는 국내 도로교 기준의 ASD법에 의해 설계된 교량은 국내 자료에 근거하여 평가해 볼 필요가 있고, LRFDB법으로 설계된 기준 교량은 AASHTO LRFDB 보정 작업에 쓰인 통계 특성을 적용하는 것이 올바른 평가가 되기 때문이다. 후자의 경우, 기준 교량 설계 시 적용된 강도한계 상태 1에 해당하는 하중 조합(1.25M_{DS}+1.5M_{DW}+1.75M_{LL+I}), 특히 여기에 곱해진 하중 계수들은 모두 목표한 신뢰도 지수 3.5 수준이 되도록 설정(보정)된 것이고, 역으로 설정된 하중 조합에 의해 설계된 교량을 대상으로 신뢰성 해석을 수행할 경우에는 보정 작업에서 사용한 통계 특성이 적용될 경우에만 3.5의 신뢰도 확보가 가능하다는 뜻이 된다.

한편, 표 6에서 TL240 하중에 대한 편심 계수가 0.93으로 제시된 것은 당시 통계 자료로부터 2년 동안의 활하중 효과가 반영되었기 때문이다.(Ghosn 등, 1998)

표 5. 저항 강도 및 고정하중 성분의 통계 특성

확률변수	편심계수	변동계수	분포형태	비고
M_R	1.18	0.093	대수정규 분포	국내 자료(신동구 등, 2008)
	1.12	0.1		
M_{DG}	1.03	0.08	정규분포	AASHTO LRFDB 보정 자료 (Nowak, 1999)
M_{DC}	1.05	0.1	정규분포	
M_{DW}	1.00	0.25	정규분포	

표 6. 활하중 통계 특성

확률변수	지간 (m)	편심계수 (2년 기준)	변동계수	분포형태	비고
M_{LL+I} (DB24-2Lane)	30	1.71	0.18	정규분포	국내 자료 (박민석 등, 2006)
	40	1.82			
	50	1.88			
	40+40	1.79			
	50+50	1.86			
	60+60	1.90			
M_{LL+I} (TL240-2Lane)	-	0.93	0.18	대수정규 분포	AASHTO LRFDB 보정 자료 (Nowak, 1999)

4. 신뢰성 해석 결과

4.1 기준 교량의 신뢰도 지수

표 1에 제시된 기준 교량(B12.6m, 단경간 4-거더교)은 비교를 위해 LRFD법 및 ASD법의 두 경우에 대해 설계되었다. 먼저, 이들 설계법 차이에 따른 개별 부재의 신뢰도 지수 (β_m)를 비교하기 위해 그림 9와 같이 지간 길이에 따른 따른 신뢰도 지수의 관계로 나타내었다.

그림 9에 의하면 LRFD법에 의한 기준 교량의 경우는 모두 β_m 이 3.5 수준으로 나타났다. 이에 비해 ASD법의 경우는 모두 3.5를 상회하고, 또한 거더 높이가 커질수록 신뢰도 지수가 더 높아지며, 지간이 길어지면서도 커지는 경향이 있다.

그림 10은 기준 교량의 한 개 거더가 심각하게 손상된 경우의 시스템 신뢰도 지수 β_d 를 설계법 차이에 따라 비교한 것이다. 여기서, β_d 의 아래 첨자는 손상(damaged)을 뜻한다.

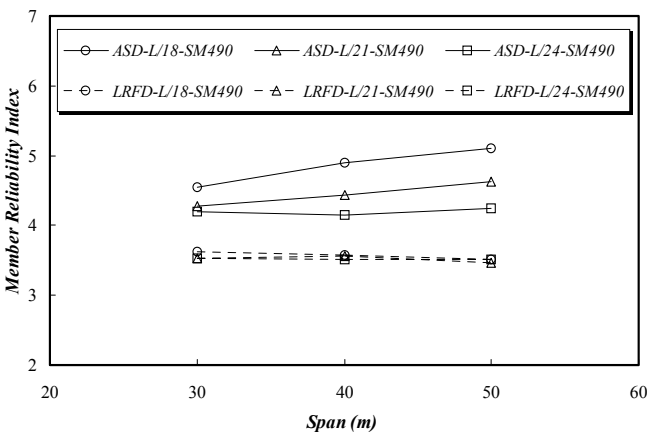


그림 9. 기준 교량의 설계법 차이에 따른 β_m 비교

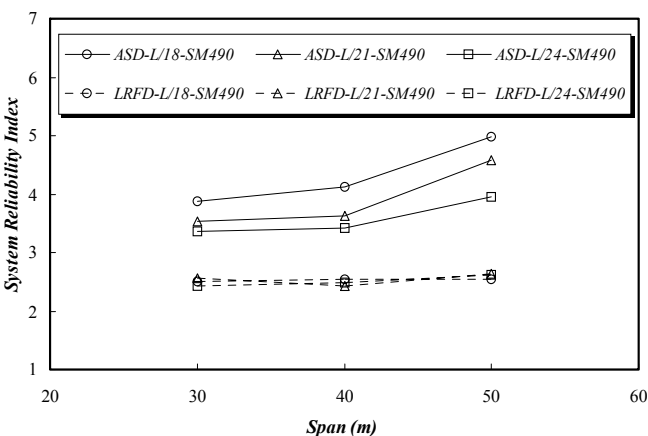


그림 10. 기준 교량의 설계법 차이에 따른 β_d 비교

그림 10에 의하면 개별 부재의 목표 신뢰도인 3.5 수준으

로 설계된 경우 시스템 신뢰도 지수는 지간에 관계 없이 거의 2.5 수준으로 일정하다. 반면, ASD법으로 설계된 경우는 개별 부재의 신뢰도 분포와 같이 거더 높이가 커질수록, 지간이 길어질수록 신뢰도 지수가 더 높아지는 것으로 나타났다. ASD법의 이러한 경향은 설계 시 고려되는 단면의 저항 강도가 항복 모멘트에 기반한 반면 신뢰성 해석은 단면의 소성 모멘트 수준으로 평가된 것이 가장 큰 원인으로 분석되었다.

4.2 여유도 평가를 위한 목표 시스템 신뢰도 지수

미국의 AASHTO LRFD(2007)에서는 강도한계상태에 대한 개별 부재의 목표 신뢰도 지수를 3.5 정도, 즉 파괴 확률이 1/5000 수준이 되도록 설정하고 있다. 그러나 현재까지 손상 상태의 교량이 가져야 할 안전도 수준은 제시된 바가 없다.

본 연구에서는 여유도 평가 기준을 마련하기 위해 2장의 여유도 평가 방안에 근거하여 개별 부재의 신뢰도 지수가 3.5인 LRFD 기반 기준 교량의 손상 상태에 대한 시스템 신뢰도 수준을 목표 지수로 결정하고자 한다.

그림 10에서 비교된 바와 같이 기준 교량이라도 손상 상태 아래 발휘하는 성능은 ASD법의 경우가 클 뿐만 아니라 지간, 거더 높이 등에 따라 차이를 보였다. 또한, ASD법의 경우는 손상 시 신뢰도 수준의 하한치가 3.5에 달하며, 따라서 이를 기준으로 적용하기에는 무리가 따를 것으로 판단된다. 따라서, 조금의 편차는 있지만 LRFD법 기반 기준 교량의 결과를 평균하여 도출된 목표 시스템 신뢰도 지수는 다음과 같다.

$$\beta_d^{target} = 2.5 \tag{10}$$

여기서, β_d 의 값을 단지 2.5, 즉 파괴 확률 1/161로만 생각할 문제는 아니다. 왜냐하면 본 연구에서는 안전측의 개념으로 심각한 손상을 가정하였기 때문이다. 다시 말해 발생 확률이 매우 낮은 상황에 대한 2.5의 신뢰도 수준은 상당히 높은 안전도를 확보하였다고 할 수 있다.

제안된 목표 시스템 신뢰도 지수를 만족할 경우, 그 교량의 여유도는 본 연구에서 고려한 기준 교량 즉, 2차선 단경간 4-거더교가 심각한 손상시 갖는 안전도와 동일한 수준이 됨을 의미한다.

4.3 ASD법 기반 국내 플레이트 거더교의 여유도 평가

그림 11은 여유도 확보를 위해 손상된 교량이 갖추어야 할 목표 시스템 신뢰도 지수를 기준으로 표 1에 제시된 ASD법 기반 국내 플레이트 거더교의 시스템 신뢰도 수준을 비교한

것이다. 참고로 그림에서 2차선 단경간 4-거더교는 $L/21$ 의 거더 높이에 대해 SM490 강재와 27MPa급 콘크리트 압축강도로 설계된 경우만 제시된 것이다.

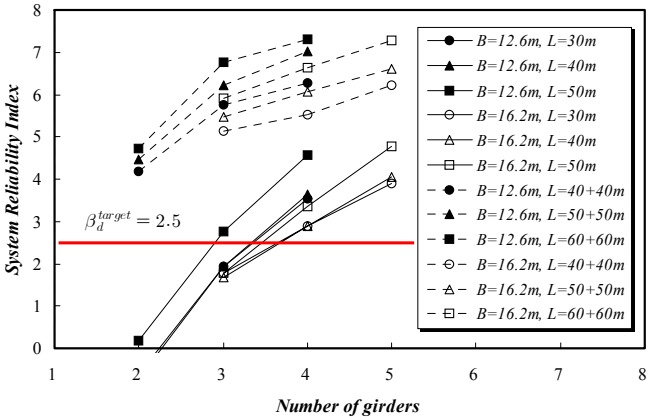


그림 11. 목표 시스템 신뢰도 지수 대비 ASD법으로 설계된 단순 및 연속 플레이트 거더교의 거더 개수에 따른 β_d 비교

그림 11에 의하면 단순교와 연속교 모두 거더 개수가 많아질수록 신뢰도 지수가 높아지는데, 이는 하중 경로 여유도가 많이 확보되기 때문으로 이해할 수 있다. 그리고 단순교의 경우 2-거더교 이외에도 3-거더교가 대부분 기준치에 못 미치는데 비해, 연속교는 2-거더교를 포함하여 모두 상당한 수준의 신뢰도를 확보하는 것을 알 수 있다.

이 결과에 의하면 단순교와 연속교의 구분없이 단지 거더 개수로만 여유도의 여부를 판정하는 관행은 무리가 있고, 단순교에서는 3-거더교의 경우에도 낮은 신뢰도 수준을 보임을 감안하여야 할 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 현행 설계 규정에서 정의하고 있는 하중 경로 수에 기초한 여유도 개념이 아닌 교량 시스템의 신뢰도에 기반한 합리적인 여유도 평가 기법을 제안하였다. 본 연구를 통해 도출된 결론은 다음과 같다.

- (1) 교량의 여유도 기준을 결정하기 위해 통상 여유도가 충분하다고 인식되는 단경간 4-거더교를 기준 교량으로 선정하였고, 본 연구에서 제시한 신뢰도 기반 여유도 정량화 방안에 따라 기준 교량의 손상 상태에 대한 시스템 신뢰도의 수준을 $\beta_d^{target} = 2.5$ 로 제안하였다.
- (2) 제안된 여유도 평가 기법에 의해 ASD법 기반의 국내 플레이트 거더교의 여유도를 평가해 본 결과, 단순교는 2-거더교와 3-거더교가 기준치에 부족한 것으로 나타났고,

연속교의 경우는 2-거더교를 포함하여 모두 상당한 수준의 여유도를 확보하는 것으로 나타났다. 따라서, 단순히 하중 경로 수만으로 여유도의 여부를 판정하는 현행 관행은 합리적이지 않으며, 내부지점 여부 등의 인자를 고려하여 판정하여야 한다.

감사의 글

본 연구는 한국학술진흥재단의 기초연구과제사업(과제번호 : D00415-손상역학과 파괴역학을 이용한 강교량의 전주기 파괴해석 기법)의 연구비 지원으로 수행되었고, 이에 감사드립니다.

참고 문헌

건설교통부 (1996) 도로교표준시방서(부록편) 하중-저항계수 설계편.
 건설교통부 (2003) 안전점검 및 정밀안전진단 세부 지침.
 대한토목학회(2008) 도로교설계기준·해설.
 박민석, 조병완, 배두병 (2006) BWIM 시스템을 이용한 고속도로 교량 차량하중 모형 개발, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제26권, 제1A호, pp.143~153.
 신동구, 김천용, 노준식, 박영석 (2007) 국내 생산 강재를 적용한 강합성 거더 휨저항강도의 통계적 특성, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제19권, 제2호, pp.139~146.
 신동구, 노준식, 조은영 (2008) LRFD법으로 설계된 단경간 및 연속경간 강합성 플레이트 거더 및 박스 거더의 휨에 대한 신뢰도 해석, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제20권, 제1호, pp.183~193.
 박용명, 조움돋이 (2006) 강합성 플레이트 2-거더교의 여유도 평가, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제26권, 제4A호, pp.611~620.
 박용명, 조움돋이, 황민오, 이대용, 윤태양 (2007) 단경간 2-거더교의 여유도 평가 실험 - 수평브레이싱의 효과, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제19권, 제3호, pp.271~280.
 Ang, A. H.-S. and Tang, W. H. (1984) *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*, Vol. I, Vol. II, John Wiley & Sons.
 American Association of State Highway and Transportation Officials (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition*, Washington, D.C., USA.
 American Association of State Highway and Transportation Officials (2007) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition*, Washington, D.C., USA.
 ABAQUS Inc. (2006) ABAQUS/Standard User's Manual (Ver. 6.5).

- Cornell, C. A. (1994) Risk-Based Structural Design, Proceedings of a Symposium on Risk Analysis, Department of Civil Engineering, Univ. of Michigan.
- Conner, R. J., Dexter, R. and Mahmoud, H. (2005) Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, NCHRP Synthesis 354.
- Czarnecki, A. A. and Nowak, A. S. (2006), System Reliability Assessment of Steel Girder Bridges, *Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction*, pp.699~710.
- Daniels, J. H., Kim, W. and Wilson, J. L. (1989) Recommended Guidelines for Redundancy Design and Rating of Two-Girder Steel Bridges, NCHRP Report 319, TRB.
- Eamon, C. D. and Nowak, A. S. (2004) Effect of Secondary Elements on Bridge Structural System Reliability Considering Moment Capacity, *Structural Safety*, Vol. 26, No. 1, pp.29~47.
- Estes, A. and Frangopol, D. M. (1999) Repair Optimization of Highway Bridges Using System Reliability Approach, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 7, pp.766~775.
- Ghosn, M. and Moses, F. (1998) Redundancy in Highway Bridge Superstructures, NCHRP Report 406, TRB.
- Hasofer, A. M. and Lind, L. C. (1974) Exact and Invariant Second Moment Code Format, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 100, No. 1, pp.111~121.
- Idriss, R. L., White, K. R. and Jauregui, D. V. (1995) After-Fracture Redundancy of Two-Girder Bridge : Testing I-40 Bridges over Rio Grande, *Proceedings of the Fourth International Bridge Engineering Conference*, pp. 316~326, TRB.
- Kumarasena, S. (2004) Structural Redundancy of Steel Box Girder Bridges, *Proceeding of the 2004 FHWA Steel Bridge Conference*, San Antonio, Texas, pp.57~68.
- Nowak, A. S. (1999) Calibration of LRFD Bridge Design Code, NCHRP Report 368, TRB.
- Nowak, A. S. (2004) System Reliability Models for Bridge Structures, Bulletin of the Polish Academy of Sciences, *Technical Sciences*, Vol. 52, No. 4, pp.321~328.
- Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978) Structural Reliability under Combined Random Load Sequences, *Computers and Structures*, Vol. 9, pp.489~494.
- Task Committee on Redundancy of Flexural Systems of the ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the structural Divisions (1985) State-of-the-Art Report on Redundant Bridge Systems, *J. of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp.2517-2531.
- Tantawi, H. M. (1986) Ultimate Strength of Highway Girder Bridge, Ph.D. dissertation, Department of Civil Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- Zhou, J. (1987) System Reliability Models for Highway Bridge Analysis, Ph. D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Michigan.

(접수일자 : 2009. 1. 28 / 심사일 2009. 2. 9 /
게재확정일 2009. 9. 24)