

통행차량 특성을 반영한 강교량 피로설계트럭의 피로파괴 신뢰도해석

Reliability Analysis of Fatigue Truck Model Using Measured Truck Traffic Statistics

신 동 구¹⁾ · 권 태 형²⁾ · 박 영 석³⁾

Shin, Dong Ku · Kwon, Tae Hyung · Park, Young Suk

요약 : 교량의 피로파괴에 대한 Miner의 피로손상법칙을 적용하여 여러 확률변수로 표현된 피로파괴 한계상태함수에 대한 신뢰도해석을 국내에서 측정된 통행차량의 통계적 특성을 반영하여 수행하였다. 신뢰도지수의 산정에 필요한 확률변수 가운데 등가모멘트, 충격계수비, 등가하중비는 국내의 최근 측정자료를 분석하여 통계치를 산정하였으며, 피로강도, 활하중 횡분배비, 연행하중비는 국외에서 측정된 문헌자료의 통계치를 적용하였다. 신뢰도해석을 통하여 피로설계트럭의 종류, 교량수명, ADTT, 피로상세, 등가하중비, 피로설계트럭의 총중량 등의 피로손상에 관련된 여러 파라미터가 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석하였다. 본 논문의 피로파괴에 대한 신뢰도해석 결과는 국내 LRFD 설계기준의 피로설계트럭모형과 피로한계상태의 하중계수를 결정할 때 기초 자료로 이용할 수 있을 것으로 판단된다.

ABSTRACT : A structural reliability analysis of fatigue truck model for fatigue failure of highway steel bridges was performed by applying the Miner's fatigue damage rule expressed as a function of various random variables affecting fatigue damage. Among the variables, the statistical parameters for equivalent moment, impact factor, and loadometer were obtained by analyzing recently measured domestic traffic data, whereas the parameters on fatigue strength, girder distribution factor, and headway factor of the measured data available in the literature were used. The effects of various fatigue truck models, fatigue life, ADTT, fatigue detail category, loadometer, and gross vehicle weight of fatigue truck on the reliability index of fatigue damage were analyzed. It is expected that the analytical results presented herein can be used as a basic background material in the calibration of both fatigue design truck and fatigue load factor of LRFD specification.

핵심어 : 강교, 피로트럭, 신뢰도해석, 하중저항계수설계법, 피로손상

KEYWORDS : steel bridge, fatigue truck, reliability analysis, LRFD method, fatigue damage

1. 서론

강교 용접부의 피로손상도는 통행차량의 총중량, 축중량, 축간격, 축수 및 연결부 피로강도 등의 여러 요인에 의해 발생한다. 이와 같은 특성을 실교량 피로설계에 반영하기 위해서는 실제 통행차량의 특성이 반영되고 피로손상을 대표할 수 있는 피로트럭하중모형을 적용해야 한다. 국내외 주요 도로교설계기준에서 피로설계트럭은 차량형식, 총중량, 축수 및 축간격이 매우 다양하게 규정되고 있다. 트럭형식으로는 현 도로교설계기준(건설교통부, 2005)과 AASHTO-LRFD 설계기준(2004)

은 각각 총중량 432kN 및 325kN의 3축 설계트럭을 사용하고 있으며 CHBDC(CSA, 2000)의 CL-625 트럭과 OHBDC(1981)의 OHBD 트럭은 각각 총중량 625kN 및 740kN의 5축 설계트럭을, 영국의 BS5400(1985)은 총중량 320kN인 4축 트럭을, Eurocode(ENV, 1994)에서는 균일분포하중, 2축 탠덤, 3축 트럭, 4축 트럭, 5축 트럭 및 트랙터-트레일러 하중과 더불어 과거 통행차량자료를 직접 사용할 수 있도록 다양한 피로하중모형으로 규정하고 있다. 우리나라 현 도로교설계기준의 피로설계트럭은 국내 통행차량의 축거나 축중 측정 자료에 근거하여 개발되지 않았지만, 미국 등 세계 주요국에서는

1) 정회원·명지대학교 토목환경공학과 교수·공학박사(dkshin@mju.ac.kr)

2) 명지대학교 토목환경공학과 석사과정(kth0les1@hanmail.net)

3) 교신저자. 정회원·명지대학교 토목환경공학과 교수·공학박사

(Tel: 031-330-6412, Fax: 031-336-9705, E-mail: pys@mju.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2007년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

실제 차량통행 측정자료를 수집하고 확률통계적 분석을 통하여 자국의 차량통행 특성에 적합한 피로하중모형을 개발하여 설계 기준에 피로하중모형을 규정하고 있다.

국내에서는 1990년대 초반부터 교량의 실제 통행차량을 측정하여 우리나라 통행차량의 특성이 반영된 피로하중모형을 개발하기 위한 연구가 수행되었다(배두병 등, 1996; 박영석 등, 2000; 박민석 등, 2001; 배두병 등, 2004). 이들 연구에서는 통행차량의 차종, 차종에 따른 통행빈도, 트럭의 축중분포, 축간격 등의 차량통행 자료를 얻기 위해 통행트럭의 고속도로 입출구(Toll gate) 통계자료(배두병 등, 1996)나 BWIM (Bridge Weigh-In-Motion) 시스템(박영석 등, 2000; 박민석 등, 2001; 배두병 등, 2004)을 사용하였다. 이들 국내 연구를 통하여 제안된 피로트럭은 대부분 현 도로교설계기준과 매우 유사한 축간격을 갖는 3축 피로트럭모델로 총중량은 27~40톤의 범위이며 평균 총중량은 33톤 총중량 변동계수는 14.4%이다. 제안된 모든 피로트럭의 총중량은 현 도로교설계기준 피로트럭의 총중량인 43.2톤 보다 작은 값으로 현 도로교설계기준의 피로트럭이 피로에 대한 과다설계의 가능성을 보여 준다고 할 수 있다.

미국에서는 Schilling 등(1977), Schilling(1982, 1984), Nyman 등(1985), Raju 등(1990), Laman(1995) 등에 의해 피로하중모형이 제안되었으며 AASHTO(1996)와 AASHTO-LRFD(2004) 피로설계규정은 이들의 연구결과에 기초하고 있다. Schilling 등(1977)은 실제의 통행트럭 분포와 등가의 총중량을 갖는 단일 피로트럭 개념을 개발하고 총중량 220kN의 피로트럭모형을 제안하였다. Nyman 등(1985)은 Snyder 등(1985)에 의해 미국 7개주에서 수집된 총 27,000여대의 통행트럭 WIM 자료를 신뢰도이론으로 분석하여 3축 피로트럭모형을 제안하였다. 이들은 AASHTO HS-20, Schilling (1982)의 피로트럭, Pavia(1975)의 피로트럭, OHBDC (1981) 피로트럭을 사용하여 지간 길이가 다른 교량의 피로손상을 평가하여 신뢰도지수를 분석하였다. 총중량 325kN인 AASHTO HS-20 트럭은 지간에 따라 신뢰도지수의 변화가 심한 경향을 보였고, 총중량이 740kN으로 가장 큰 OHBDC 피로트럭은 지나치게 큰 신뢰도지수를 갖는 것으로 산정되었다. AASHTO 피로설계트럭과 총중량은 같지만 중륵과 후륵 간 축거가 1.2m 짧은 Pavia의 피로트럭은 지간에 따라 비교적 균일하고 적절한 수준의 신뢰도지수를 갖는 것으로 분석되었다. Raju 등(1990)은 Nyman 등(1985)의 파괴상태함수를 부분적으로 개선하여 Snyder 등(1985)의 통행트럭 측정 자료를 이용하고 여유부재와 비여유부재에 대한 신뢰도지수를 계산하였다. Laman(1995)은 미국 미시건주에 있는 5개의 플레이트 거더교를 대상으로 WIM 시스템을 이용하여 통행차

량 데이터를 획득하고 이를 피로손상법칙으로 분석하여 교량별 3축 및 4축 피로트럭하중모형을 제안하였다.

본 연구의 목적은 추후 신뢰도기반 하중저항계수설계법의 피로트럭모형과 피로한계상태의 하중계수를 결정하는 데에 기초 자료를 제공하기 위한 것이다. 본 논문에서는 Miner의 피로손상법칙(Miner, 1945)을 적용하여 피로파괴에 대한 한계상태 함수(limit state function)를 표현하고, 실제 국내 통행차량의 통계적 특성을 반영하여 현 도로교설계기준의 DB 24하중을 중심으로 피로파괴 신뢰도해석을 수행하였다. 피로한계상태 함수는 Nyman 등(1985)이 제안한 방법에 따라 Miner의 피로손상법칙을 확률변수의 함수로 나타내고 이들 확률변수에 대하여 국내 통행트럭 등의 실측 통계자료를 분석하여 구한 통계치와 문헌에 보고된 결과를 조사하여 구한 통계치를 적용하여 지간별 신뢰도지수를 Rackwitz-Fiessler법(Rackwitz 등, 1978)으로 구하고, 피로설계트럭의 종류, 교량수명, ADTT, 피로상세, 등가하중비, 피로설계트럭의 총중량 등의 피로손상에 관련된 여러 파라미터가 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석하였다. 피로파괴에 영향을 미치는 확률변수 중 피로강도, 활하중 횡분배비, 연행하중비는 국내 통계자료가 불충분하여 문헌에 보고된 자료를 적용하였다.

2. 피로파괴 한계상태함수

강교의 피로는 통행차량에 의한 반복하중의 결과이므로 피로파괴에 대한 한계상태함수(Nyman 등, 1985)는 다음 식으로 표현된다.

$$g = D_f - D(t) \quad (1)$$

위 식에서, D_f 는 누적피로손상의 한계값을 의미하며 $D(t)$ 는 시간에 따른 누적피로손상을 나타낸다. 시간의 경과에 따른 반복하중에 의한 누적피로손상이 Miner 법칙을 따른다고 가정하면 식 (1)의 피로파괴에 대한 한계상태함수는 다음 식과 같이 표현 가능하다(Nyman 등, 1985).

$$g = D_f - \frac{Vt}{N_D} \frac{1}{S^3} (MGIH)^3 L_0 \quad (2)$$

위 식에서, t 는 설계피로수명(일), N_D 는 설계응력반복횟수를 나타내며, D_f , V , S , M , G , I , H , L_0 는 확률변수(random variable)이다. 확률변수 V 는 1일평균트럭통행량

(ADTT), S 는 피로상세별 피로저항계수비, M 은 등가모멘트비(equivalent moment ratio), G 는 거더 활하중 횡분배비(distribution factor), I 는 동적충격계수비(impact factor), H 는 활하중 연행비(headway factor)를 나타내며 아래 식과 같이 정의된다.

$$S = \frac{S_{rt}}{S_D}; M = \frac{M_k}{M_D}; G = \frac{G_k}{G_D}; I = \frac{I_k}{I_D}; H = \frac{H_k}{H_D} \quad (3)$$

여기서, 아래첨자 D 는 설계치를, k 는 고려중인 k 번째 교량을 나타내며, S_{rt} 는 실제 피로응력범위(피로강도)를 나타낸다. 임의 확률변수 L_0 는 교량별 통행트럭의 피로설계트럭에 대한 중량비(loadometer ratio)로 아래 식과 같다.

$$L_0 = \left[\left(\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{w_D} \right) \frac{1}{n} \right]^3 \quad (4)$$

윗 식에서, w_i 는 i -번째 통행차량의 총중량, w_D 는 설계피로트럭의 총중량, n 은 총 통행트럭 대수를 나타낸다.

3. 피로파괴 설계변수 및 확률변수

피로파괴 한계상태식 (2)에는 피로파괴와 관련된 확률변수 $D_f, V, S, M, G, I, H, L_0$ 가 포함되어 있으며 설계변수로는 설계수명 t 와 N_D 가 있다. 본 연구에서 설계변수는 $t=50$ 년, 75년 및 100년을 고려하였으며 $N_D = 2 \times 10^6$ 으로 가정하였다. 식 (2)를 이용하여 피로파괴에 대한 신뢰도해석을 수행하기 위해서는 확률변수에 대한 통계 자료가 필요하며 아래에 확률변수별로 통계자료의 근거를 기술하였다.

3.1 피로손상도(D_f)

피로손상도 D_f 는 Miner 법칙의 정확성에 관련된 대수정규 분포를 보이는 확률변수로 Nyman 등(1985)이 적용한 편심계수 1.0, 변동계수는 0.15를 본 연구에서도 적용하였다. 이는 피로시험시편의 피로수명예측에 Miner 법칙을 적용하면 시편 95%의 실제피로수명이 예측치의 70~130%(± 2σ) 범위 값을 갖는 것으로 가정한 것이다.

3.2 1일평균트럭통행량(V)

1일평균트럭통행량(ADTT) V 는 교량의 위치나 종류에 따라 다른 설계치를 적용하는 값으로 여기서는 1500, 2500, 3500 및 4500대의 경우를 고려하였다. 설계 당시의 초기치 V_0 에 대한 변동계수(δ_V)는 0.05로 가정하였으며 향후 30년간 트럭통행량 증가를 고려하여 변동계수(δ_V)를 산정하였다. 초기 변동계수를 0.05로 가정한 것은 국내 통계자료가 불충분하여 Pavia(1975)의 가정치를 적용한 것이다. 표 1은 건설교통부(2001)에서 8톤 이상 화물차에 대한 향후 30년간 권역별 총통행량 예상치를 요약한 것이다. 전체 권역에 대한 년평균 통행량 증가율(p)은 0.0104, 최대증가율은 부산울산권으로 0.0167, 권역별 증가율의 표준편차(σ_p)는 0.0032이며 변동계수(δ_p)는 0.307로 계산되었다.

표 1. 연도별 화물자동차(8톤 이상) 총통행량 예상치 (단위: 대/일)

권역	2001년	2006년	2011년	2016년	2021년	2026년	2031년	년평균 증가율(p)
수도권	28,354	30,326	32,181	34,163	35,956	37,400	38,527	0.0103
부산울산권	12,545	14,447	15,140	17,291	17,425	19,658	20,638	0.0167
대전권	2,947	3,033	3,076	3,202	3,321	3,435	3,543	0.0062
대구권	3,095	3,460	3,731	3,949	4,093	4,201	4,289	0.0109
광주권	5,838	5,268	4,905	4,767	4,736	4,803	4,892	-0.0059
소계	52,779	56,534	59,033	63,372	65,531	69,497	71,889	0.0104

차량의 연도별 증기분을 고려한 V 의 변동계수는 다음 식으로 계산할 수 있다(Pavia 1975).

$$\delta_V = \left\{ \delta_{V_0}^2 + \left[\frac{\sum_{i=1}^t i(1+p)^{i-1} p}{\sum_{i=1}^t (1+p)^i} \right]^2 \delta_p \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

여기서, t 는 설계수명(년)으로 윗 식을 이용하면 δ_V 는 $t=50$ 년인 경우 0.091, $t=75$ 년인 경우 0.126, $t=100$ 년인 경우 0.164로 계산되었다.

3.3 피로강도(S)

피로상세별 피로저항계수비 S 는 피로강도의 불확실성에 기인

한 확률변수로 국내 자료가 불충분하여 표 2에 요약한 Keating 등(1985)의 피로상세별 피로강도 실험 통계자료를 사용하였다. 표 2에서 평균 편심계수가 상당히 큰 것은 피로강도 S-N 선도에서 95% 하한신뢰도 값을 공칭피로강도로 설정하였기 때문이며, S는 대수정규분포를 보이는 것으로 분석되었다.

표 2. 피로상세별 피로강도 확률변수 S의 통계치

AASHTO detail category	Mean bias factor	Coefficient of variation (%)
A	1.42	21.7
B	1.26	14.1
B'	1.24	13.2
C	1.29	15.3
D	1.26	14.2
E	1.17	9.7
E'	1.24	13.2

3.4 등가모멘트비(M)

통행차량 하중에 의한 작용모멘트비($M=M_k/M_D$)는 표 3에 요약된 국내 5개 교량(매봉철육교는 2001년과 2005년 2차례 측정)에서 측정된 150kN 이상의 차량 60,541대를 이용하여 각 교량의 등가하중을 계산하였다. 설계트럭의 총중량을 단위하중으로 재하시킨 경우의 최대휨모멘트로 정의되는 하중영향계수를 이들 측정된 통행차량의 축중과 축간격을 이용하여 지간별(11~50m)로 구한 후, 측정차량의 총등가하중에 하중영향계수를 곱해 등가모멘트 M_k 를 구하였다. M_D 는 피로설계트럭의 하중영향계수를 구해 총중량 w_L 에 하중영향계수를 곱하여 산정하였으며, 피로설계트럭으로는 현 도로교설계기준의 DB24 하중과 피로설계트럭을 국외의 경우에는 AASHTO-LRFD(2004) 피로트럭, CHBDC(CSA, 2000)의 CL-625 트럭, BS5400(1985) 4축 피로트럭을 고려하였다. 현 도로교설계기준의 DB24 하중은 중륵과 후륵간 간격을 4.2~9m 사이의 값을 적용하도록 규정하고 있으며 많은 국내 피로트럭모형제한 연구(표 3 참조)에서는 중륵과 후륵간 간격을 AASHTO 피로트럭과 동일한 9m로 설정한 바 있다. 여기에서는 DB24 하중의 중륵과 후륵간 간격을 4.2m인 경우(DB24-4로 명명)와 9m인 경우(DB24-9로 명명)를 고려하였다.

표 3. 등가모멘트 산정에 적용된 대상교량

대상교량			통행차량 자료	참고문헌
교량명	위치	도로종류		
송포교	경부고속도로 서울기점 338km	고속국도	BWIM 측정	배두병 등(2004)
은현교	경기도 양주군	일반국도	BWIM 측정	박영석 등(2000)
도곡교	서해안고속도로 서평택-당진 구간	고속국도	BWIM 측정	박민석 등(2001)
매봉철육교	경부고속도로 신탄진-청주구간	고속국도	BWIM 측정	한국도로공사 측정자료(2005)
삼승교	중부내륙 고속도로 여주군	고속국도	BWIM 측정	한국도로공사 측정자료(2005)

현 도로교설계기준의 DB24-9를 적용한 경우에 대한 지간에 따른 교량별 등가모멘트비(M) 계산결과는 표 4에 요약하였다. 표 4에서 5개 교량의 전체 평균이 1.0이하인 것은 통행차량의 총중량이 피로설계트럭의 총중량보다 작기 때문이다. 표 4에서 매봉철육교의 경우 2005년 통행트럭의 평균총중량이 2001년 보다 더 큰 값으로 측정되었기 때문에 등가모멘트비도 2005년이 2001년이 보다 더 크게 산정된 것이다. 아울러, 지간이 길어질수록 M 값은 수렴하는 것을 알 수 있는데 이 것은 지간이 길어질수록 피로트럭이 집중하중에 가깝게 작용하고 지간이 짧을수록 하중 재하위치에 매우 민감하기 때문이다. 교량별 변동성을 나타내는 변동계수는 약 8~12% 정도이며 대수정규분포를 보이는 것으로 분석되었다. 그림 1은 여러 피로설계트럭을 적용하여 구한 지간에 따른 전체 교량의 등가모멘트비 평균치를 그린 것이다. 피로설계트럭의 총중량이 비교적 작은 BS5400, AASHTO-LRFD에서는 등가모멘트의 평균값이 상대적으로 크게 계산된 반면에, 총중량이 상대적으로 큰 현 도로교설계기준과 CHBDC의 CL-625 트럭을 적용한 경우에는 등가모멘트의 평균값이 작게 계산되었음을 그림 1로부터 관찰할 수 있다. 아울러, 우리나라 도로교설계기준에서 총중량은 같지만 중륵과 후륵간 축거가 4.8m 짧은 DB24-4가 DB24-9 보다 지간에 따라 보다 균일한 평균 등가모멘트비를 보여 준다.

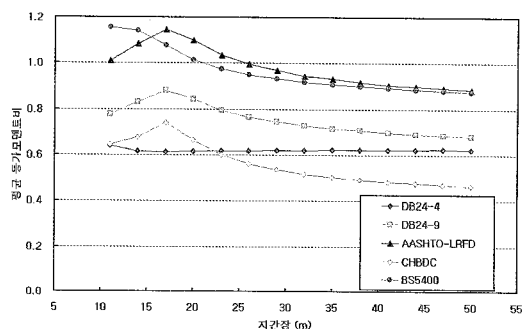


그림 1. 지간별 평균 등가모멘트비

표 4. 각 교량의 지간별 등가모멘트비 통계치 요약
(도로교설계기준 DB24-9)

지간 (m)	교량별 평균						전체 평균	COV (%)
	송포교	은현교	도곡교	매봉 철육교 (2001)	매봉 철육교 (2005)	삼승교		
11	0.872	0.816	0.718	0.734	0.870	0.644	0.776	11.84
14	0.933	0.872	0.776	0.780	0.915	0.713	0.832	10.58
17	0.983	0.911	0.821	0.820	0.963	0.782	0.880	9.53
20	0.938	0.864	0.784	0.781	0.919	0.773	0.843	8.79
23	0.881	0.808	0.737	0.734	0.866	0.744	0.795	8.40
26	0.845	0.772	0.708	0.704	0.830	0.725	0.764	8.12
29	0.820	0.746	0.687	0.683	0.821	0.712	0.745	8.43
32	0.801	0.728	0.672	0.668	0.794	0.702	0.728	8.04
35	0.787	0.713	0.660	0.656	0.781	0.695	0.715	8.02
38	0.775	0.702	0.651	0.646	0.778	0.689	0.707	8.22
41	0.766	0.693	0.643	0.639	0.763	0.684	0.698	8.00
44	0.759	0.685	0.637	0.632	0.755	0.680	0.691	7.99
47	0.752	0.678	0.632	0.627	0.750	0.676	0.686	7.99
50	0.747	0.673	0.627	0.623	0.745	0.673	0.681	8.00

3.5 활하중 횡분배비(G)

활하중 횡분배비는 차량 활하중에 의해 가장 큰 응력이 발생하는 거더에 전달되는 휨모멘트 분배 정도를 나타내는 값이다. 여기에서는 Pavia(1975)가 미국 고속도로상 10개 강합성 교량(연속교 9개와 단순교 1개)에서 10,000여대의 임의 통행트럭의 변형율을 측정하여 통계적으로 구한 활하중 횡분배비 실측치를 이용하였다. Pavia의 측정결과에 의하면 활하중 횡분배비는 0.21~0.52 범위의 값을 보였으며, 변동계수 δ_G 는 0.13으로 분석되었고, 활하중 횡분배비 평균을 이용하여 G의 편심계수 λ_G 는 0.47로 산정되었으며 대수정규분포를 보였다.

3.6 충격계수비(I)

차량의 동적효과를 나타내는 충격계수에 대한 통계는 국내 29개 교량을 대상으로 직접 측정한 결과(신동구 등, 2005)를 적용하였다. 표 5는 국내에서 측정된 충격계수 통계치를 요약한 것으로 전체 교량에 대한 평균충격계수는 0.17이며 변동계수는 44%이고 대수정규분포를 보인다. 표 5로부터 평균충격계수는 0.17로 산정되었으며, 측정위치, 하중조건, 차량조건, 차량속도, 노면조도 등에 따라 변동성을 보이기 때문에 동일 교량에서도 변동성이 큰 것을 표 5의 변동계수(COV)로부터 알 수 있다.

설계시에는 활하중에 충격계수를 더한 값을 적용하므로 동적 충격효과를 포함한 활하중 평균치 $\bar{I} = 1.17$ 이다. 피로설계시 충격계수(I_D)를 AASHTO-LRFD 규정과 같이 0.15로 가정하면 충격계수 측정치와 설계치간 비는 아래와 같이 구할 수 있다.

표 5. 국내 29개 교량의 충격계수 측정치

번호	교량명	충격계수(I)			(1+I)	σ_I	σ_I^2
		평균(\bar{I})	최대	COV(δ_I)			
1	경산1육교	0.181	0.215	0.196	1.181	0.035	0.00126
2	모량교	0.175	0.380	0.715	1.175	0.125	0.01566
3	문천1교	0.097	0.118	0.193	1.097	0.019	0.00035
4	송포교	0.199	0.268	0.355	1.199	0.071	0.00499
5	평사교	0.170	0.310	0.555	1.170	0.094	0.00890
6	감곡육교	0.114	0.168	0.422	1.114	0.048	0.00231
7	대평교	0.122	0.173	0.403	1.122	0.049	0.00242
8	아곡교	0.109	0.161	0.448	1.109	0.049	0.00238
9	지천교-1	0.165	0.230	0.288	1.165	0.048	0.00226
10	담양육교	0.289	0.437	0.254	1.289	0.073	0.00539
11	지리산육교	0.328	0.560	0.510	1.328	0.167	0.02798
12	개진육교	0.161	0.237	0.392	1.161	0.063	0.00398
13	명리육교	0.229	0.485	0.591	1.229	0.135	0.01832
14	군산교	0.112	0.258	0.896	1.112	0.100	0.01007
15	농소리육교	0.149	0.218	0.286	1.149	0.043	0.00182
16	양촌육교	0.229	0.371	0.424	1.229	0.097	0.00943
17	창녕남동강교	0.090	0.153	0.413	1.090	0.037	0.00138
18	부천교(본선)	0.130	0.280	0.563	1.130	0.073	0.00536
19	부천교(R2)	0.126	0.273	0.585	1.126	0.074	0.00543
20	부천교(R3)	0.154	0.328	0.614	1.154	0.095	0.00894
21	보촌교	0.121	0.159	0.239	1.121	0.029	0.00084
22	양촌교	0.195	0.303	0.336	1.195	0.066	0.00429
23	논산천교	0.111	0.188	0.489	1.111	0.054	0.00295
24	대율교	0.181	0.273	0.348	1.181	0.063	0.00397
25	진정교	0.259	0.507	0.396	1.259	0.103	0.01052
26	지천교2	0.150	0.326	0.569	1.150	0.085	0.00728
27	신갈JC교	0.138	0.204	0.528	1.138	0.073	0.00531
28	서하남4육교	0.251	0.352	0.327	1.251	0.082	0.00674
29	산곡교	0.185	0.384	0.552	1.185	0.102	0.01043

*Ramp 상 교량

$$I = \frac{\bar{I}}{I_D} = \frac{1.17}{1.15} = 1.017 \quad (6)$$

충격계수비의 분산은 각 교량 충격계수 측정치 평균값의 분산 (=0.00352)과 전체교량의 분산(=0.00658)을 더한 값이다.

$$\text{Var} [I] = 0.00352 + 0.00658 = 0.0101 \quad (7)$$

따라서, 충격계수비의 변동계수는 다음 식과 같이 계산된다.

$$\delta_I = \frac{\sqrt{0.0101}}{1.17} = 0.086 \quad (8)$$

3.7 연행하중비(H)

동시에 여러 대의 트럭이 교량을 통과할 때의 활하중 효과를 나타내는 활하중 연행비는 통행량, 트럭 통행비율, 도로등급, 운전자의 운행습관 등에 의한 함수로 알려져 있다. 본 논문에서는 Moses 등(1983)이 4개의 교량에서 WIM 장비로 측정하여 분석한 연행하중비 통계치를 적용하였다. Moses 등은 단정간교의 중앙 및 연속교의 지점과 중앙에서의 연행하중비를 측정하고 측정결과를 분석하여 편심계수 $\lambda_H = 1.02$ 및 변동계수 $\delta_H = 0.006$ 를 구하였으며 H는 대수정규분포를 보이는 것으로 보고하였다.

3.8 등가중량비(L_o)

교량별 통행차량 총중량과 피로설계트럭 총중량간 비율의 함수로 식 (4)와 같이 정의된 등가중량비(loadometer)는 국내 측정자료를 이용하여 확률변수의 통계 파라미터를 산정하였다. 교량별 등가중량비는 교량을 통과하는 모든 통행트럭의 중량을 측정하고 식 (4)를 이용하여 설계피로트럭의 중량비를 누적하여 구할 수 있다. 따라서, 등가중량비 계산에는 모든 통행트럭의 중량 데이터가 필요하며, 여기서는 통행차량의 중량자료가 확보된 표 6에 요약한 4개 교량 25,644대의 WIM 트럭중량 자료를 이용하였다. 표 6에서 동천교와 은현교는 국도상 교량이며 매봉철육교와 삼승교는 고속도로상 교량이고, 우리나라 도로교설계기준의 DB24-4 및 DB24-9, AASHTO-LRFD, CHBDC, BS5400의 피로설계트럭에 대한 등가중량비 계산결과는 표 6에 요약한 바와 같다. 피로파괴 한계상태함수에 대한 신뢰도해석 시에는 표 6의 평균값을 적용하였으며, 변동계수 $\delta_{L_o} = 0.1$ 로 가정하였다. 표 6에서 L_o의 평균값은 피로설계트럭 총중량(w_D)의 세제곱에 반비례한 값으로 계산되었으며 L_o는 대수정규분포로 가정하였다. L_o의 변동계수를 0.1로 가정한 것은 우리나라 피로설계트럭 총중량 대비 95% 상한신뢰수준에서 25,644대 통행트럭의 총중량이 w_D + 2σ (518kN) 이하를 만족하는 것으로 분석되었기 때문이다. 그러나, 등가중

량비 산정시 교량 통계 개소수가 충분치 않기 때문에 신뢰도해석에는 등가중량비 변동계수가 0.1, 0.2 및 0.3인 경우에 대한 민감도분석을 아울러 수행하였다.

표 6. 피로설계트럭별 등가중량비

교량명	트럭대수	KHBDC	AASHTO	CHBDC	BS5400
동천교	4,962	0.154	0.339	0.043	0.358
은현교	3,592	0.045	0.098	0.012	0.104
매봉철육교(2005)	3,081	0.100	0.221	0.028	0.233
삼승교	14,009	0.174	0.384	0.048	0.405
평균	-	0.118	0.261	0.033	0.275

4. 신뢰도해석

4.1 신뢰도해석법

피로파괴 한계상태함수의 확률변수(D_f, S, M, G, I, H, V, L_o)에 대한 편심계수 및 변동계수를 적용하여 피로파괴에 대한 신뢰도해석을 수행하였다. g가 확률변수에 대한 비선형함수이므로 아래 식과 같이 Rackwitz-Fiessler법(Rackwitz 등, 1978)으로 정규분포화(equivalent normal) 하였다.

$$\sigma_{x_i}^{*N} = x_i^* \zeta_{x_i} \quad (9)$$

$$\mu_{x_i}^{*N} = x_i^* (1 - \ln x_i^* + \lambda_{x_i}) \quad (10)$$

여기서, 윗 첨자 N은 정규분포화를 의미하며 *는 확률변수의 현 설계점(design point)을 나타내고, δ_{x_i}와 μ_{x_i}를 확률변수 x_i의 변동계수 및 평균이라 정의할 때

$$\zeta_{x_i}^2 = \ln(1 + \delta_{x_i}) \quad (11)$$

$$\lambda_{x_i} = \ln \mu_{x_i} - \frac{1}{2} \zeta_{x_i}^2 \quad (12)$$

이다.

Rackwitz-Fiessler법에서 한계상태함수식 g를 확률변수별로 편미분한 후 각 확률변수의 방향코사인 α*를 구하고 파괴공간 상 현 설계점에서의 x_i*를 아래 식으로 계산한다.

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^2}} \quad (13)$$

$$x_i^* = \mu_{x_i}^{*N} - \alpha_i^* \sigma_{x_i}^{*N} \beta \quad (14)$$

각 확률변수별로 구해진 x_i^* 를 한계상태합수식 g 에 대입하여 $g = 0$ 이 되도록 확률변수 x_i^* 와 신뢰도지수 β 가 수렴할 때까지 반복측차에 의해 β 값을 구한다. 이와 같은 반복측차의 과정은 컴퓨터 프로그램을 작성하여 수행하였다.

4.2 신뢰도해석 결과 및 분석

피로파괴 신뢰도해석을 DB24 하중을 중심으로 수행하였으며, 교량은 단경간교로 가정하였다. 아래에 기술한 신뢰도해석 결과는 피로설계트럭의 종류, 교량수명, ADTT, 피로상세, 등가하중비, 피로설계트럭의 총중량 등이 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석한 것이다. 피로설계트럭의 종류는 전술한 확률변수 가운데 등가모멘트비와 등가중량비에 직접적인 영향을 미치는 확률변수이다.

그림 2는 우리나라 도로교설계기준의 DB24-4, DB24-9, AASHTO-LRFD 피로트럭, CHBDC(CSA, 2000)의 CL-625 트럭, BS5400 피로트럭모형을 이용하여 피로파괴 신뢰도지수를 교량의 지간별로 구한 것으로 교량수명은 75년, ADTT는 2500, 피로상세 C로 가정하였다. 그림 2에서 피로설계트럭별로 β 값이 상당한 차이가 있음을 알 수 있고, 피로트럭의 총중량이 클수록 β 는 크게 산정되며 DB24-9는 2.9~4.5의 범위로 DB24-4는 4.7~5.3의 범위로 계산된 것이다. DB24-4를 적용한 경우가 DB24-9를 적용한 경우보다 신뢰도지수는 더 크고 보다 균일한 값으로 산정함을 알 수 있다. 아울러, 지간이 짧은 경우에는 상당한 변동성을 보이지만 길어질수록 보다 균일한 β 값을 가지며 특정치에 수렴하는 경향을 보이는 것을 관찰할 수 있다. 특히, CHBDC는 차량이 길기 때문에 경간이 짧은 경우에는 차축의 일부만이 교량 위를 통과하여 단경간에서 변동성과 불연속성이 가장 큰 것으로 분석된다. DB24-9와 AASHTO-LRFD 트럭은 중량은 다르지만 축중분포 및 축간격이 동일하여 신뢰도지수 값의 차이가 있지만 지간에 따라 곡선의 형상은 매우 유사한 경향을 보여 주고 있다. 아울러, 총중량이 상대적으로 작은 AASHTO와 BS5400 피로트럭은 신뢰도지수가 2이하의 작은 값으로 산정된 것을 그림 2는 보여 준다. AASHTO-LRFD 보정시에는 피로파괴에 대한 목표신뢰도지수를 2.0~3.0으로 적용한 바 있다 (Moses 등 1988).

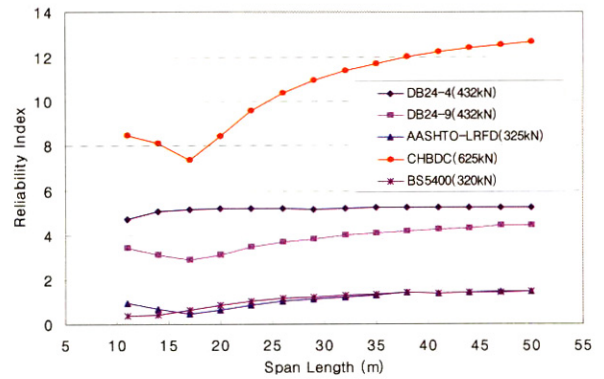


그림 2. 피로트럭 종류별 신뢰도지수(ADTT=2500, t=75년, 피로상세 C)

그림 3과 그림 4는 각각 DB24-9와 DB24-4 하중을 적용하여 피로상세별 신뢰도지수를 지간에 따라 그린 것으로 ADTT=2500 및 t=75년으로 가정하였다. 그림 3과 그림 4로부터 신뢰도지수는 피로등급별에 따라 거의 차이가 없는 것을 알 수 있으며 이는 표 2에서 상세별 평균편심계수가 크면 변동계수도 크고 상세별 평균편심계수가 작으면 변동계수도 작은 값을 갖기 때문으로 분석된다.

피로수명이 피로파괴 신뢰도지수(교량 수명동안 피로파괴 확률)에 미치는 영향을 검토하기 위하여 피로수명이 50년, 75년 및 100년인 경우에 대한 신뢰도지수를 그림 5(DB24-9)와 그림 6(DB24-4)에 나타내었다(ADTT=2500, 피로상세 C). 그림 5와 그림 6으로부터 교량수명이 25년 길어질수록 신뢰도지수는 0.8~1.2 정도 작게 산정되는 것을 알 수 있다. 이것은 파괴상태합수식에서 반복하중의 횟수가 증가하고 누적피로손상이 증가하기 때문이다.

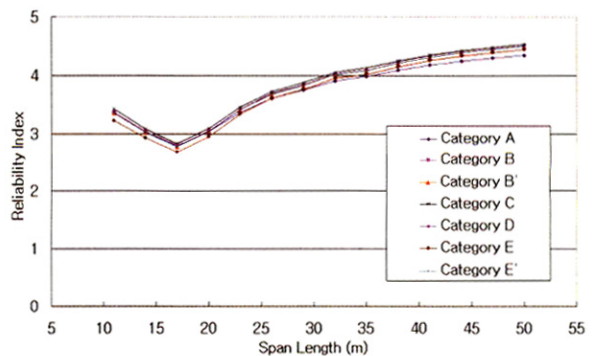


그림 3. 피로등급별 신뢰도지수(DB24-9, ADTT=2500, t=75년)

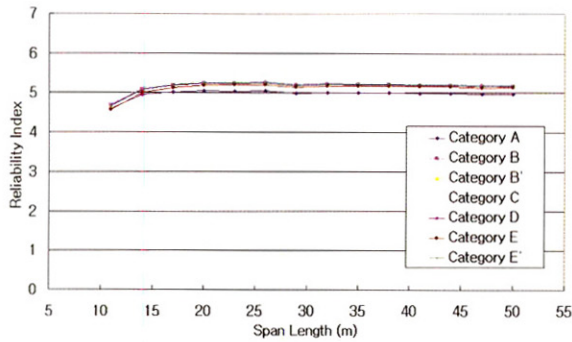


그림 4. 피로등급별 신뢰도지수(DB24-4, ADTT=2500, t=75년)

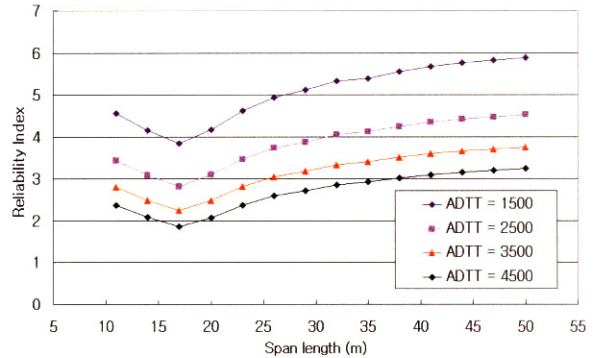


그림 7. ADTT에 따른 신뢰도지수(DB24-9, 피로상세 C)

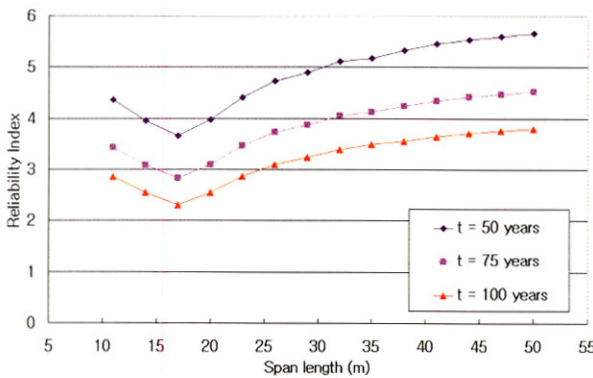


그림 5. 피로수명에 따른 신뢰도지수(DB24-9, ADTT=2500, 피로상세 C)

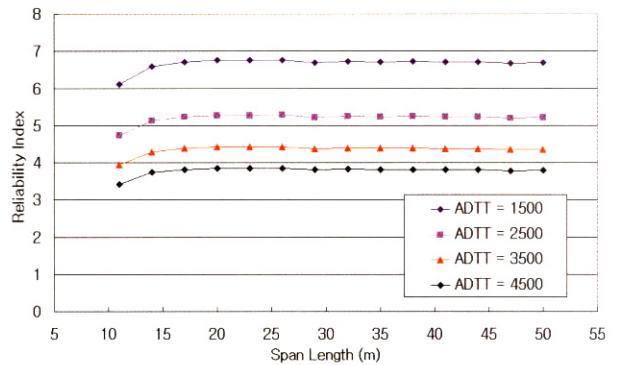


그림 8. ADTT에 따른 신뢰도지수(DB24-4, 피로상세 C)

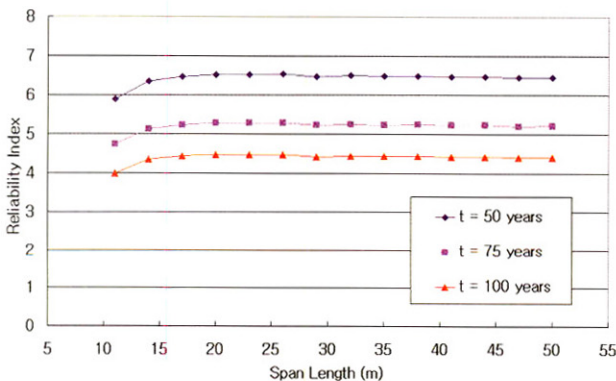


그림 6. 피로수명에 따른 신뢰도지수(DB24-4, ADTT=2500, 피로상세 C)

ADTT가 피로파괴 신뢰도지수에 미치는 영향을 검토하기 위하여 ADTT를 1500, 2500, 3500, 4500대로 가정하고 $t=75$ 년, 피로상세 C인 경우의 신뢰도지수를 그림 7(DB24-9) 및 그림 8(DB24-4)에 나타내었다. 그림 7과 그림 8로부터 1일평균트럭 통행량이 증가할수록 β 값은 큰 차이를 보이는 것을 관찰할 수 있다. 이것은 파괴상태함수식에서 ADTT가 클수록 교량 수명 동안 반복하중 횟수가 증가하게 되어 누적피로손상이 증가하기 때문이다.

피로파괴 한계상태식의 확률변수 가운데 등가중량비는 교량 위치와 교량종류 별로 변동성이 가장 심한 변수이므로(Nyman 등, 1985) 신뢰도지수에 대한 L_0 의 민감도를 분석하였다. 민감도분석에는 피로트럭은 DB24-9 차량, $t=75$ 년, 피로상세 C, 지간은 30m로 가정하였으며, L_0 의 편심계수는 0.05~0.5, 변동계수는 0.1~0.3 범위의 값을 고려하였다. 표 6에 요약한 바와 같이 4개 교량을 통행한 트럭의 실측정치로 산정한 편심계수는 0.118이다. 그림 9에는 변동계수를 0.1로 가정하고, 0.05~0.5 범위의 편심계수에 대한 신뢰도지수 산정결과를 나타내었다. 그림 9로부터 통행차량의 중량 평균 지표인 L_0 값이 신뢰도지수에 미치는 영향은 매우 큰 것을 알 수 있다. 예를 들어 ADTT가 2500인 경우, $L_0=0.1$ 일 때는 $\beta=4.3$, $L_0=0.2$ 이면 $\beta=2.8$, $L_0=0.3$ 이면 $\beta=2.1$ 로 급격히 감소하였다. 본 논문에서는 4개 교량의 통행트럭 중량 통계만을 적용하여 등가중량비를 구하였지만 그림 9의 결과는 피로파괴에 대한 신뢰도지수 계산에 보다 많은 교량에 대한 통행차량 총중량 통계를 확보하여 적용할 필요성을 나타내는 것이다. 그림 10에는 L_0 의 변동성이 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석한 것으로 L_0 는 0.118로 가정하고, δ_{L_0} 는 0.1, 0.2 및 0.3에 대한 신뢰도지

수를 보여 준다. 그림 10으로부터 L_0 의 변동성 파라미터인 δ_{L_0} 에 따라 신뢰도지수에 미치는 영향은 거의 선형적인 변화를 보이고 있으며 ADTT=2500인 경우, δ_{L_0} 가 0.1씩 증가함에 따라 β 는 약 4% 정도 감소하는 결과를 보여 준다. 아울러, ADTT에 따라 곡선의 기울기가 거의 비슷하게 계산되어 ADTT에 따른 신뢰도지수의 감소율은 거의 같은 것으로 분석할 수 있다.

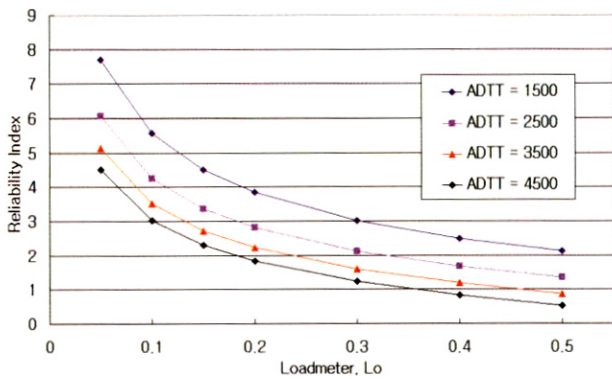


그림 9. L_0 에 따른 신뢰도지수(DB24-9, $t=75$ 년, 피로상세 C, 지간=30m, $\delta_{L_0}=0.1$)

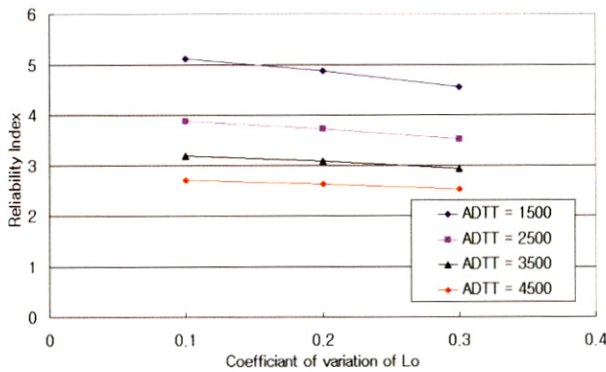


그림 10. δ_{L_0} 에 따른 신뢰도지수(DB24-9, $t=75$ 년, 피로상세 C, 지간=30m, $L_0=0.118$)

그림 11은 피로설계트럭의 총중량이 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석하기 위하여 현 도로교설계기준의 DB24-4 하중과 축중 분배비와 축거는 같지만 총 중량은 400kN, 450kN 및 500kN인 3축 차량과 DB24 트럭에 대한 신뢰도지수를 나타낸 것이다. 피로등급은 파괴확률이 가장 큰 E(그림 3 및 그림 4 참조)로, ADTT=2500, $t=75$ 년으로 가정하였다. 그림 11로부터 피로설계트럭의 총중량은 신뢰도지수에 큰 영향을 미치며, 20m 이상의 지간에서 총중량이 가장 큰 500kN 차량의 신뢰도지수는 약 8.0으로 가장 크게 계산되었고 총중량이 400kN으로 가장 작은 경우에는 약 4.0으로 가장 작게 산정된 것을

알 수 있다. 아울러, 피로설계트럭의 총중량이 50kN씩 증가할 때 마다 신뢰도지수는 약 2.0정도 증가하는 것으로 분석되었다.

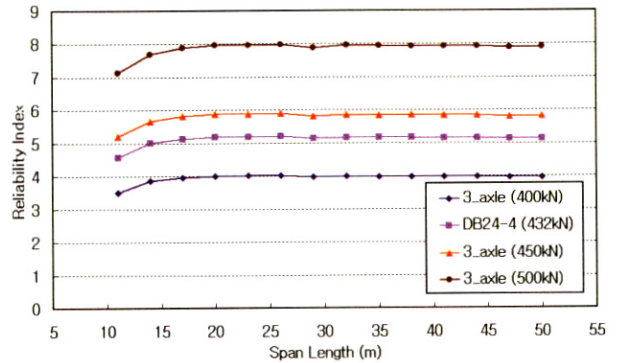


그림 11. 3축 트럭의 총중량에 따른 신뢰도지수(ADTT=2500, $t=75$ 년, 피로상세 E)

5. 결론

교량의 피로파괴에 대한 Miner의 피로손상법칙을 적용하여 여러 확률변수로 표현된 피로파괴 한계상태함수에 대한 신뢰도 해석을 수행하였다. 신뢰도지수의 산정시 ADTT, 등가모멘트비, 충격계수비, 등가하중비 등의 확률변수는 국내의 측정자료를 분석하여 통계 파라미터를 산정하였으며, 피로저항강도비, 활하중 횡분배비, 연행하중비 등의 확률변수는 국외에서 측정된 문헌자료의 통계치를 적용하였다. 피로설계트럭의 종류, 교량수명, ADTT, 피로상세, 등가하중비, 피로설계트럭의 총중량 등의 피로손상에 관련된 여러 파라미터가 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석하고 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 현 도로교설계기준의 DB24 하중에서 중륵과 후륵간 축거가 4.2m인 설계트럭을 적용한 경우가 중륵과 후륵간 축거가 9m인 설계트럭을 적용한 경우보다 신뢰도지수는 더 크고 지간별로 보다 균일한 값으로 산정되었다.
- (2) 각국의 피로설계트럭에 대한 신뢰도지수는 AASHTO-LRFD, BS5400, KHDBC, CHBDC의 순서로 증가하였다.
- (3) 피로상세에 따른 신뢰도지수의 차이는 무시할 수 있는 정도로 작게 산정되었다.
- (4) 피로수명을 50년, 75년, 100년으로 가정하여 신뢰도해석을 수행한 결과, 교량수명이 25년 길어질수록 신뢰도지수는 0.8~1.2정도 작게 산정되었다.
- (5) ADTT를 1500대에서 4500대의 범위로 1000대씩 증가시켜 DB24하중에 대한 신뢰도해석을 수행한 결과 ADTT=1500인 경우 $\beta=6.8$, ADTT=4500인 경우

- $\beta=3.8$ 로 ADTT는 신뢰도지수에 큰 영향을 미치는 것으로 분석되었다.
- (6) 통행차량의 총중량 평균치의 지표인 등기중량비에 대한 피로파괴 민감도분석을 수행한 결과, 등기중량비의 편심 계수가 증가함에 따라 신뢰도지수는 급격한 감소를 보였다. 그러나, 등기중량비의 변동계수의 영향은 상대적으로 작아서 ADTT=2500인 경우, δ_{L_0} 가 0.1 증가함에 따라 β 는 약 4% 감소하였다.
 - (7) 피로설계트럭의 총중량이 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석하기 위하여 현 도로교설계기준의 DB24 하중(중륵과 후륵간 축거 4.2m)과 축하중 분배비는 같지만 총중량이 400kN, 450kN, 500kN인 트럭차량에 대한 신뢰도지수를 계산한 결과, 피로설계트럭의 총중량이 50kN씩 증가 할 때 마다 신뢰도지수는 약 2.0 정도 증가하는 것으로 분석되었다.
 - (8) 피로파괴 한계상태함수에 포함된 여러 확률변수에 대한 실험, 측정, 해석 등을 통한 보다 많은 국내 통계 값이 확충되면 이를 반영하여 추후 신뢰도해석을 다시 수행할 필요가 있다.

감사의 글

이 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

건설교통부 (2001) 국가교통DB-교통수요분석.
 건설교통부 (2005) 도로교설계기준, 한국도로교통협회.
 박민석, 배두병, 황희승 (2001) 고속도로 교량 활하중 정형화에 관한 연구, 한국도로공사 연구보고서, 도로연 01-26.
 박영석, 심낙훈 (2000) 도로교의 피로하중모형에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 제 20권, 5A호, pp. 715-724.
 배두병, 정경섭, 조재병, 황의승 (1996) 강형교의 교통량 분석을 통한 설계 피로하중산정과 발생응력의 모형화 연구, 한국강구조학회 보고서.
 배두병, 황희승 (2004) 강교량 설계를 위한 피로하중모형, 대한토목학회논문집, 제24권, 1A호, pp. 225-232.
 신동구, 박영석, 정태주 (2005) 신뢰도 기반 동적하중허용계수의 보정, 대한토목학회논문집, 제25권, 3A호, pp. 545-553.
 AASHTO (1996) Standard Specifications for Highway Bridges(16th Ed.).
 AASHTO (2004) AASHTO LRFD Bridge Design

Specifications.
 BS5400 (1985) *Steel, concrete and composite bridges, Part 2 Specification for Loads*, British Standards Institution, London, United Kingdom.
 CSA (2000) *Canadian Highway Bridge Design Code*, CAN/CAS-S6-00, Canadian Standards Association International, Toronto, Ontario, Canada.
 ENV (1994) *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures-Part2: Rules for Bridges*, European Committee for Standardization, Brussels.
 Keating, P. B., and Fisher, J. W. (1985) *Review of fatigue tests and design criteria on welded details*, Fritz Engrg. Lab. Report 488-I(85), Lehigh Univ., Bethlehem, Penn.
 Laman, J. A. (1995) *Fatigue load models for girder bridges*, Ph.D Thesis, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA.
 Miner, M. A. (1945) Cumulative damage in fatigue, *J. Appl. Mech.*, Trans. ASME, Vol. 67, pp. A159.
 Moses, F., and Ghosn, M. (1983) *Weighing trucks-in-motion for highway bridge loads*, Final Report, Ohio Department of Transportation, USA.
 Moses, F., Schilling, C. G., and Raju, S. K. (1988). *Fatigue evaluation procedures for steel bridge*, NCHRP 299 Transp. Res. Board, Washington, D.C., USA.
 Nyman, W.E. and Moses, F. (1985) Calibration of bridge fatigue design model, *J. Struc. Eng.*, ASCE, 111(6), pp. 1251-1266.
 OHBDC (1981) *Ontario Highway Bridge Design Code*, Ontario Ministry of Transportation and Communication, Downsview, Ontario, Canada.
 Pavia, A., (1975) Reliability approach to fatigue design of highway bridges, Ph. D Thesis, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio, USA.
 Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978) Structural reliability under combined random load sequences, *Computers and Structures*, Vol. 9, pp. 489-494.
 Raju, S. K., Moses, F. and Schilling, C. G. (1990) Reliability calibration of fatigue evaluation and design procedures, *J. Struc. Eng.*, ASCE, 116(5), pp. 1356-1369.
 Schilling, C. G. and Klippstein, K. H. (1977) Fatigue of steel beams by simulated bridge traffic, *J. Struc. Eng.*, ASCE, 103(8), pp. 425-438.
 Schilling, C. G. (1982) Lateral-distribution factors for fatigue design, *J. Struc. Eng.*, ASCE, 108(9), pp. 2015-2033.
 Schilling, C. G. (1984) Stress cycles for fatigue design of

steel bridges, *J. Struc. Eng.*, ASCE, 110(6), pp. 1222-1234.

Synder, R. E., Likins, G. E. and Moses, F. (1985) *Loading spectrum experienced by bridge structures in the*

United States, Report FHWA/RD-85/012, USA.

(접수일자 : 2006. 9. 14 / 심사일 2006. 11. 6 /
심사완료일 2007. 3. 2)