한국철도학회논문집 제19권 제2호 ▌pp. 187-194 (2016년 4월)
JOURNAL OF THE KOREAN SOCIETY FOR RAILWAY VOL.19, NO.2 ▌pp. 187-194 (April 2016)
ISSN 1738-6225(Print)
ISSN 2288-2235(Online)

사용중 PSC-I 거더 철도 교량의 휨모멘트에 대한 신뢰도 분석

Flexural Reliability Assessment of PSC-I Girder Rail Bridge Under Operation

김기현 · 여인호* · 심형보
Ki Hyun Kim · Inho Yeo · Hyoung-Bo Sim

Abstract It is necessary to determine reliability indexes of existing railway bridges prior to setting up a proper target reliability index that can be used to introduce a reliability based limit state design method to design practice. Reliability is evaluated for a six PSC-I girder railway bridge, which is one of many representative types of double-track railway bridges. The reliability assessment is carried out for an edge girder subjected to bending moment. In the assessment, the flexural resistance and the fixed-load effect were obtained using existing statistical values from previous research on the introduction of limit state design to road bridge design. On the other hand, the live-load effect was determined using statistical values obtained from field measurement for the Joong-ang corridor, on which heavy freight trains are frequently passing. The reliability assessment is performed by AFOSM(Advanced First Order Second Moment method) for the limit state equation, and a sensitivity analysis for the reliability is performed for each factor of the load and resistance effects.

Keywords : Limit state design method, Reliability analysis, Railway bridge, Field measurement

초 록 철도교량의 신뢰도 기반 한계상태설계법 도입 시 목표신뢰도지수 산정을 위하여 기존 철도교량의 신뢰도지수 산정이 선행되어야 한다. 대표적인 복선 철도교량 중 하나인 6주형 PSC-I형 거더교량에 대해 신뢰도지수를 산정하였다. 최외측 거더의 휨모멘트에 대한 신뢰도 해석을 수행하였다. 휨저항강도 및 고정하중효과는 도로교 한계상태설계법 도입 시 적용된 선행연구자들의 평균과 변동계수를 활용하였고, 열차의 활하중 효과는 여객/화물 혼용선 중 중량화차 통행이 빈번한 중앙선에서 현장계측 데이터를 활용하였다. 한계상태방정식에 대하여 개선된 일계이차 모멘트법(AFOSM)으로 신뢰도 분석을 수행하였으며, 하중효과와 저항효과의 각 요소가 신뢰도지수에 미치는 민감도를 분석하여 중요도를 검토하였다.

주요어 : 한계상태설계법, 신뢰도 분석, 철도교량, 현장계측

1. 서 론

철도교 설계기준은 별도로 제정되어 있지 않고 철도설계기준(노반편)[1]의 제8장 교량일반사항, 제9장 강교 및 강합성교, 제10장 콘크리트교, 그리고 제11장에 교량 하부 및 기초 등으로 몇 개의 장에 기술되어 있으며, 기존의 결정론적 설계법인 강도설계법과 허용응력설계법을 기본으로 하고 있다. 반면 도로교 설계기준은 별도의 기준체계를 확보하고 있으며 최근 세계적인 추세인 한계상태설계법(도로설계기준, 2012[2])으로 전환되어 2015년부터 본격적으로 적용되고 있다. 국제적으로 철도교량 설계기준의 표준으로 자리잡고 있는 Eurocode는 신뢰도 기반의 부분안전계수를 도입한 한계상태설계법이며 도로교, 철도교의 구분없이 EN 1991: Actions on structures의 Part2: Traffic loads on bridges(Eurocode 2002[3]) 하중모델에서 화물트럭과 열차하중을 정의하여 하중의 선택에 따라 교량을 설계할 수 있도록 하고 있다. 이러한 경향을 보았을 때 우리나라 철도교량 설계기술의 국제 경쟁력 제고를 위해서는 별도의 철도교량 설계기준 체계를 확립해야 하고 신뢰도 기반의 한계상태설계법의 도입이 시급한 실정이다. 신뢰도 기반 한계상태설계법 도입 시 먼저 수행되어야 할 사항은 적정한 파괴확률의 설정과 그에 대응하는 목표신뢰도지수의 결정이다. 이들은 기존에 사용중인 철도교량이 확보하고 있는 값들과 유사한 수준이어야 기존의 사회적 통념상의 경제성과 안전성에서 크게 벗어나지 않을 것이다. 기존의 설계법으로 설계되어 사용중인 철도교량의 신뢰도 수준을 평가하

*Corresponding author. Tel.: +82-312-460-5664, E-mail: ihyeo@krri.re.kr.
© 2016 The Korean Society for Railway. All rights reserved.
http://dx.doi.org/10.7782/JKSR.2016.19.2.187

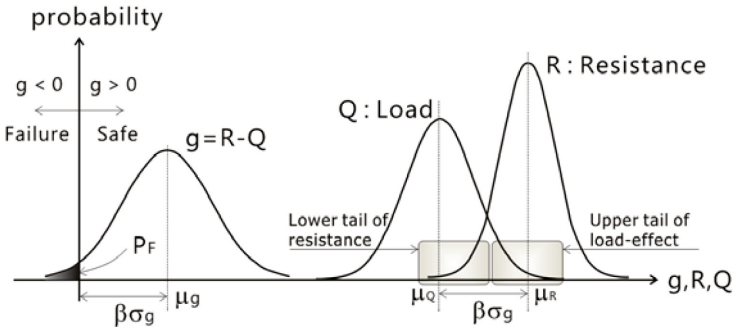

Fig. 1. Reliability and limit state equation (concept from Haldar *et al*. [4]).

는 것이 한계상태설계법 도입 시 목표신뢰도지수 설정을 위해 가장 먼저 수행되어야 할 사항이다. 신뢰도 지수를 산정하는 방법은 이미 오래 전부터 연구되어 왔으며, 여러 설계변수들의 통계특성을 확보하는 것이 중요하다. 이 연구에서는 사용운행중인 노선에서 장기계측을 통해 확보한 실열차 활하중에 대한 통계특성을 이용하여 철도교량에 대한 신뢰도지수를 산정하였다는 점에서 큰 의미를 가진다고 할 수 있다.

일반적으로 식(1)과 같이 정의되는 한계상태방정식(g)에서 구조물의 재료 특성에 기반한 저항(R)의 확률분포는 이미 도로교 한계상태설계법 도입 시 선행연구자들에 의해 확보된 값을 활용할 수 있으며, 하중효과(Q)의 확률분포 중 철도하중에 기인하는 하중효과는 이 연구를 통해 확보하였다. 우리나라 철도노선 중 화차의 만재하중이 가장 클 것으로 사료되는 화물/여객 혼용선인 중앙선에서의 실측데이터를 활용하였으며, 열차하중에 의한 하중효과는 화물차량과 여객차량을 구분하여 살펴보았다.

$$g = R - Q \tag{1}$$

이 연구에서는 일반철도교량으로 가장 널리 사용되는 형식 중 하나인 PSC I형 단순교 형식의 중앙선 안동교를 대상으로 하여 국내외 선행 연구에 의한 재료 및 고정하중 특성과, 이 연구를 통해 얻어진 중앙선 실열차하중 통계특성을 이용하여 안동교의 파괴확률과 신뢰도지수를 산정하였다. 향후 철도교 한계상태설계법 도입 시 목표신뢰도지수를 설정하기 위해 활용될 수 있으며, 신뢰도 이론에 기초한 보정 과정을 거쳐 하중계수와 저항계수를 결정할 수 있을 것이다. 저항특성은 기존 통계특성(평균, 변동계수 및 확률분포 종류)를 이용하여 수치적으로 반복 생성하였으며, 대표적인 통계분포인 정규분포와 대수정규분포의 분포특성을 분석하여 가장 타당한 기존 교량의 신뢰도지수를 산정하였다. Fig. 1에서 보는 바와 같이 한계상태방정식에서 파괴확률 또는 신뢰도지수는 저항효과가 작게 발현될 확률(저항효과 확률분포의 하부꼬리 부분)과 하중효과가 크게 발현될 확률(하중효과 확률분포의 상부꼬리 부분)이 주된 영향을 미친다. 따라서 이 부분의 분포 특성이 전체 신뢰도지수를 결정하는데 가장 큰 영향을 줄 것이라는 점에 착안하여 주요한 확률 모형을 분석하였다.

2. 대상 교량 제원

본 연구에서 분석한 철도교량은 지간 25m의 6주형 단순 PSC I 거더교이며 단순교 중앙에서의 횡단면 및 단면치수를 Fig. 2와 Fig. 3에 나타내었다. 해석에 사용된 강선 및 콘크리트의 재료특성은 Table 1과 같다. Table 1에 보인 텐던 정보는 단면적과

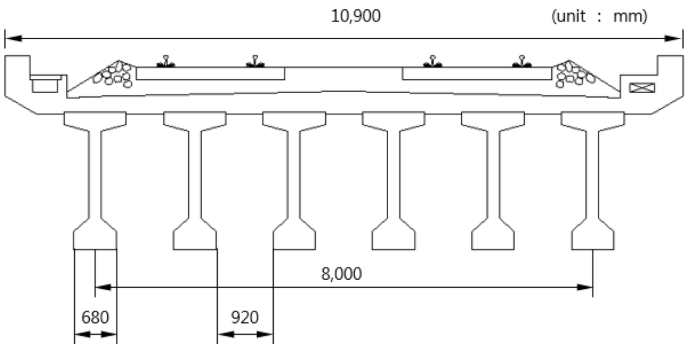

Fig. 2. Cross-section of PSC I girder bridge.

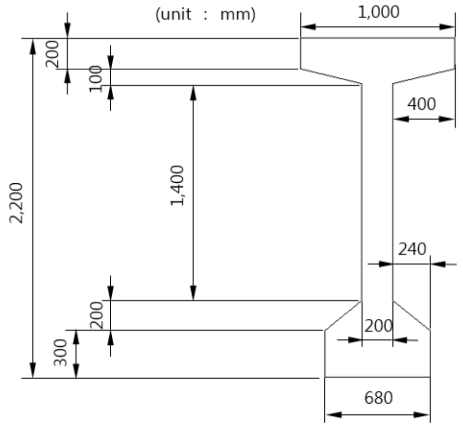

Fig. 3. Dimensions of PSC I girder at mid-span.

Table 1. Statistical information for material properties.

Statistical information	Tendon						Concrete	
	Area, A_p	Elastic modulus, E_p	Yield stress, f_{py}	Ultimate strength, f_{pu}	Yield strain, ε_{py}	Ultimate strain, ε_{pu}	Compressive strength, f_{ck}	Elastic modulus, E_c
Mean [5]	5922.5mm^2	200GPa	1600MPa	1900MPa	0.01	0.052	40MPa	28GPa
Coefficient of variation	0.0125 [6]	0.06 [7]	0.025 [6,8]	0.025 [6,8]	0.01	0.01	0.15 [6]	0.15
Type of distribution	Normal [6]	Normal [7]	Normal [6,8]	Normal [6,8]	Normal	Normal	Normal [6]	Normal

탄성계수, 항복강도, 극한강도, 항복변형률, 극한변형률이고 콘크리트 정보는 압축강도와 탄성계수이다. 해당 교량 설계에 사용한 재료 재료특성값[5]을 Table 1에 평균값으로 정리하였다.

신뢰도 분석을 위하여 평균값과 더불어 변동계수와 확률분포의 종류를 Table 1에 함께 나타내었다. 텐던과 콘크리트의 재료특성 별 변동계수는 해외 문헌자료[6-8]의 값을 적용하였다. 단면의 휨강도 계산 시 텐던의 항복변형률과 극한변형률에 대한 변동성, 그리고 콘크리트 탄성계수의 변동성을 고려하기 위하여 각 재료특성에 대한 변동계수 정보가 필요하다. 강재가 콘크리트에 비해 재료특성이 상대적으로 균일한 점을 고려하여, 강재의 두 인자에 대한 변동성은 나머지 강재 인자의 변동성 수준에서 가정하였고 콘크리트 탄성계수의 변동성은 콘크리트 압축강도의 변동성 수준에서 가정하였다.

3. 신뢰도 분석

휨에 대한 신뢰도 수준 평가를 위한 한계상태방정식은 보다 상세히 다음과 같이 표현된다.

$$g = M_R - (M_{DG} + M_{SLAB} + M_{DB} + M_{LL+IL}) = M_R - (M_D + M_L) \tag{2}$$

여기서 M_R은 단면 휨강도, M_{DG}, M_{SLAB}, M_{DB}는 각각 거더와 슬래브, 자갈도상 자중에 의한 휨모멘트, 그리고 M_{LL+IL}은 교량상에서 측정한 열차 축중에 의한 휨모멘트로서 동적효과가 고려된 휨모멘트이다. 이를 간단히 정리하면 M_D는 고정하중에 의한 휨모멘트, M_L은 활하중에 의한 휨모멘트이다. 이 장에서는 식(2)의 각 성분에 대한 통계특성을 설정하고 그 결과를 이용하여 개선된 일계이차 모멘트법(AFOSM; Advanced First Order Second Moment method)으로 대상 교량 거더에 대한 신뢰도 분석을 수행한다. 최종적으로 각 설계인자의 변동성이 거더 신뢰도지수에 미치는 영향을 분석하기 위하여 민감도 해석을 수행한다.

3.1 휨강도 통계특성

설계도서로부터 입수한 값들은 평균값으로 사용하고 변동성 등 실측에 많은 비용과 시간이 들어가는 항목들은 기존 문헌의 자료를 활용하였다. 휨강도 평가 시 해당 통계특성을 이용하여 랜덤 샘플링으로 많은 단면을 구성하고, 그에 대한 휨강도의 분

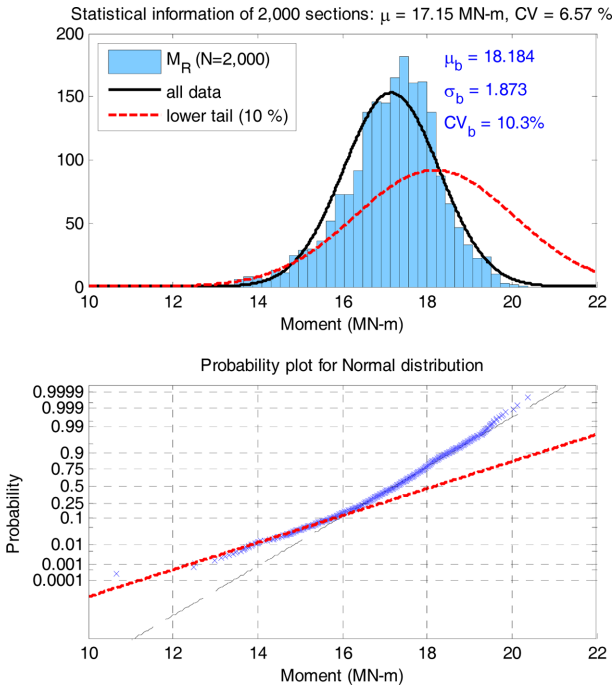

Fig. 4. Distribution of flexural strength.

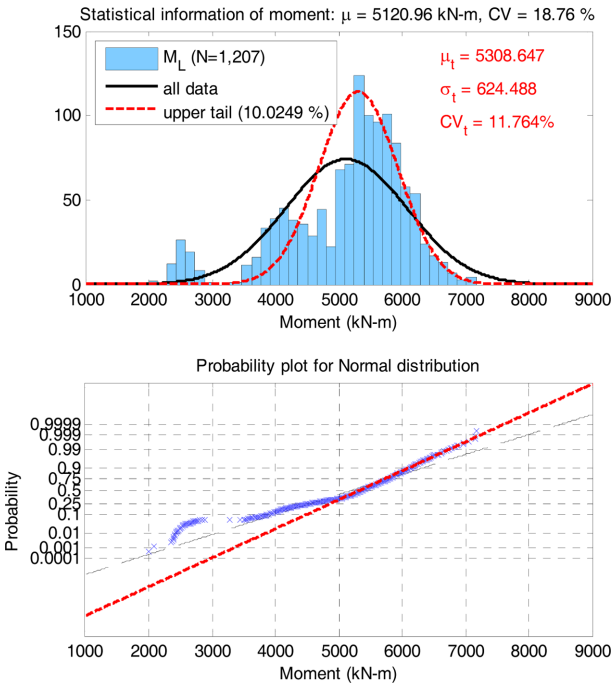

Fig. 5. Distribution of moment caused by train axle load.

포를 저항성분으로 사용하여 신뢰도 분석에 이용하였다. 안동교에 대하여 랜덤 샘플링을 여러 세트 반복해 본 결과 2,000단면 정도면 일정한 통계특성을 보였다.

휨강도 분포의 통계특성을 얻기 위하여 2,000개 단면을 추출한 후 단면의 휨강도를 계산하였다. PSC 보 유효깊이의 변동계수 0.025(Nowak *et al.*(2003)[8])를 고려하여 Fig. 2에 나타낸 각 단면치수에 대하여 변동계수 0.025의 정규분포를 적용하였으며, 재료특성에 대해서는 Table 1에 나타낸 통계정보를 사용하였다. PSC I 거더 단면의 휨강도는 다음 식으로 계산된다.

$$M_R = A_p f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) \tag{3}$$

여기서 f_{ps}는 파괴 시 텐던의 응력, d_p는 거더 상연에서 텐던 도심까지의 거리, a는 등가 사각형 응력블럭의 깊이이다. 콘크리트의 압축력과 텐던의 인장력이 평형이 되는 중립축을 시산법으로 결정한 후 단면의 휨강도를 결정한다.

Fig. 4는 거더 단면 2,000개에 대한 휨강도의 히스토그램 및 그 확률분포 적합, 그리고 경험적 누적분포함수를 정규분포 확률지에 도시한 결과를 보인 것이다. 휨강도의 분포를 나타내기 위하여 일반적으로 대수정규분포가 자주 사용되는데[6,8], 양(+)의 값을 표현하는데 사용되는 대수정규분포는 정규분포에 비하여 낮은 강도가 발생되는 것으로 추정되는, 즉 하부꼬리 부분의 확률밀도함수 값을 작게 산출한다. 신뢰도지수를 산정할 때에는 파괴가 발생할 가능성이 높은 상황, 즉 최대 파괴 가능점(MPFP, Most Probable Failure Point or Design Point) 근처에 대한 정확한 모델링이 중요한데, 대수정규분포가 휨강도 히스토그램의 하부꼬리를 실제보다 작게 표현하면 파괴확률이 작게 평가될 가능성이 있다. Fig. 4의 실선은 해석 대상 거더의 휨강도 2,000개의 히스토그램을 정규분포로 표현한 것으로서, 하부꼬리 부분의 확률밀도함수값을 과소평가하고 있다.

본 연구에서는 단면 휨강도 히스토그램의 하부꼬리를 실제와 유사하게 표현하기 위하여 Fig. 4의 점선과 같이 휨강도 히스토그램의 하위 10% 데이터를 가장 잘 표현하는 정규분포를 결정한 후 이를 신뢰도지수 산정에 이용하였다. Fig. 4에 나타낸 것과 같이 해당 PSC 거더 휨강도의 경우 하부꼬리 10% 데이터를 잘 표현하는 정규분포는 평균 18,184kN-m, 변동계수 10.3%로 계산되었다.

3.2 고정하중 통계특성

고정하중의 통계특성은 거더와 바닥판, 자갈도상의 단위중량과 중량비율, 그리고 기존 자료의 변동성 정보를 고려하여 결정하였다. Fig. 2에 보인 교량 횡단면에 대한 중량비는 거더:바닥판:자갈도상=0.41:0.40:0.19이며, 고정하중에 의한 단순교 중앙점 정모멘트의 평균은 3,506kN-m로 계산되었다.

Table 2. Statistical data for the types of fixed load [9].

Item	Coefficient of variation	Type of distribution
Fixed load *D*1	0.08	Normal
Fixed load *D*2	0.25	Normal
Fixed load *D*3	0.25	Normal

하중 종류별 변동계수는 Table 2의 자료를 활용하였는데, Table 2에서 D1은 강재나 프리스트레스트 콘크리트 같은 공장 제작 부재, D2는 현장타설 콘크리트 부재의 자중, D3는 아스팔트 같은 포장재의 자중에 대한 자료이다. 자갈도상 자중에 대한 변동계수 자료가 없으므로 본 연구에서는 자갈도상에 대한 변동계수에 D3 조건을 적용하였으며, 이에 따라 해당 교량의 고정하중에 대한 변동계수는 11.8%로 계산되었다. 고정하중에 대해서는 정규분포를 가정하여 신뢰도지수를 산정하였다.

3.3 열차하중 통계특성

본 연구에서는 국내 하중특성이 반영된 열차 활하중 통계특성을 얻기 위하여 중앙선 도담~삼곡 구간에서 1개월 이상의 기간 동안 1,207 편성의 모든 통행열차의 윤중을 계측하였다. 다음으로 교량의 동적 거동을 포함하는 윤중 측정값에 대하여 영향선 해석을 통해 단순보 중앙점의 휨모멘트를 계산하였다. Fig. 5는 해당 기간 동안 대상 교량을 통과한 모든 열차에 의한 휨모멘트 히스토그램을 보인 것이다. 계측 대상 구간은 여객화물 혼용선으로서 열차 종류에 따라 다양한 크기의 성분이 나타났다. 해당 구간을 통행한 열차는 기관차 축중을 기준으로, 축중 220kN인 화물열차와 여객열차, 축중 220kN 미만인 여객열차로 구분된다. Fig. 6은 열차하중에 의한 휨모멘트 분포를 열차 종류에 따라 구분한 것이다. 모든 열차에 대한 분포와 화물열차에 의한

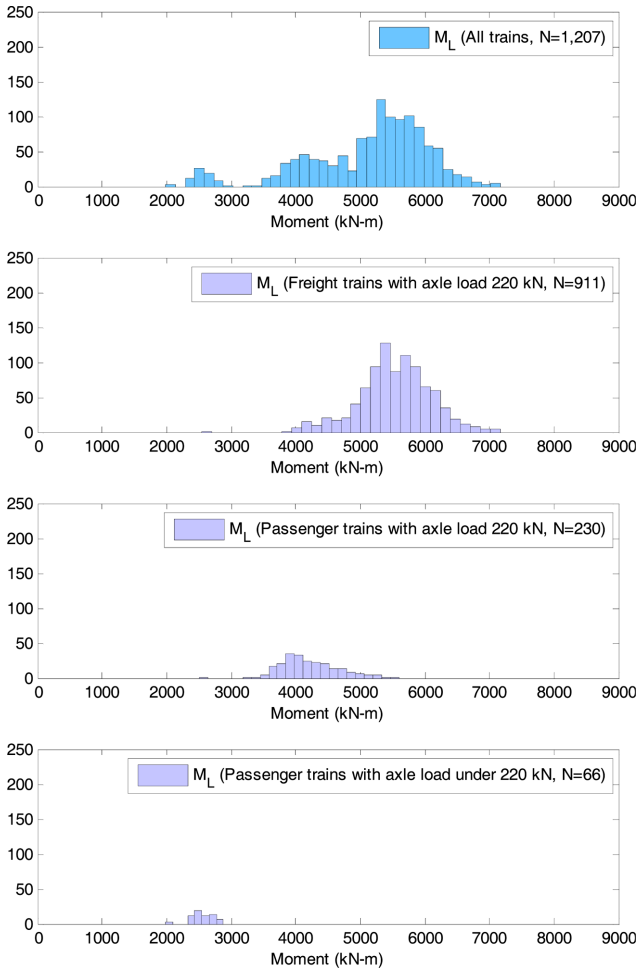

Fig. 6. Classification of train moment by train type.

분포의 상부꼬리 부분은 동일하므로 열차하중 휨모멘트가 큰 부분은 모두 화물열차에 의해 발생함을 알 수 있다. 따라서 해당 교량의 신뢰도 지수는 화물열차에 의해 결정된다.

활하중의 분포는 여러 문헌[10,11]에서 대수정규분포 및 극치분포로 표현된 바 있다. 신뢰도 해석에서는 MPFP 근처의 하중효과 분포, 즉 높은 하중이 발생되는 것으로 추정되는 단면력 히스토그램의 상부꼬리 부분을 정확히 모델링하는 것이 중요하다. Fig. 5의 실선은 휨모멘트 1,207개에 대한 히스토그램을 정규분포로 표현한 것인데 상부꼬리 부분을 적절히 표현하지 못하고 있다. 계측구간의 휨모멘트 히스토그램을 대수정규분포와 극치분포로 적합한 경우에도 정규분포의 경우와 유사하게 상부꼬리 부분의 확률밀도함수값을 과대평가한다.

단면 휨강도의 경우와 마찬가지로, 본 연구에서는 활하중 모멘트의 상부꼬리 부분을 잘 표현하기 위하여 Fig. 5의 점선과 같이 히스토그램의 상위 10% 데이터를 가장 잘 표현하는 정규분포 파라미터를 결정하였다. 대상 교량의 단선재하 및 복선재하 조건에 대한 구조해석을 통해 가장 불리한 상황은 단선재하 시 최외측 거더에 발생하였으며, 이 때 최외측 거더의 하중분담율은 0.348로 계산되었다. 이를 고려하면 최외측 거더에 작용하는 열차하중의 평균과 변동계수는 각각 5,308.647×0.348≒1,847kN-m와 11.8%로 계산된다.

3.4 신뢰도 평가

식(2)의 각 항목에 대하여 이전 절에서 결정된 통계특성을 정리하여 Table 3에 나타내었고, 그에 대응하는 확률분포를 Fig. 7에 도시하였다.

Fig. 7에 보인 바와 같이 고정하중모멘트나 활하중 모멘트에 비하여 휨강도가 충분히 큰 것으로 해석되었으며 AFOSM으로 계산된 신뢰도 지수는 6.65에 이르므로, 대상 교량은 강도한계에 대하여 충분히 안전한 것으로 판단된다.

Fig. 7의 한계상태방정식에 대한 확률분포를 보면 파괴확률, 즉 한계상태방정식 확률분포함수의 가로축 원점 이하 부분 곡선 아래의 면적이 매우 작다. 신뢰도지수가 큰 경우는 그에 대응하는 파괴확률이 매우 작은데, 이런 경우 한계상태방정식 각 인자의 평균이나 변동성의 작은 변화에도 신뢰도지수의 변화폭이 크게 된다. 따라서 정확한 신뢰도지수 및 파괴확률 산정을 위해서

Table 3. Statistical information used for reliability analysis and reliability index for the girder.

Flexural strength	Moment from fixed load	Moment from live load	Reliability index	Failure probability
Mean = 18,184kN-m	Mean = 3,506kN-m	Mean = 1,847kN-m	6.6468	1.4977×10^{-9}%
Coefficient of variation = 10.300%	Coefficient of variation = 11.806%	Coefficient of variation = 11.764%		
Normal distribution that has a best fit to the lower 10% of the data points	Normal distribution	Normal distribution that has a best fit to the upper 10% of the data points		

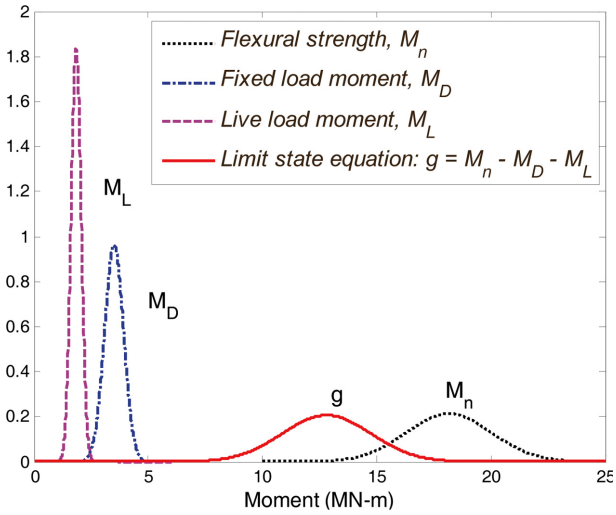

Fig. 7. Representation of the probability distribution for Table 3.

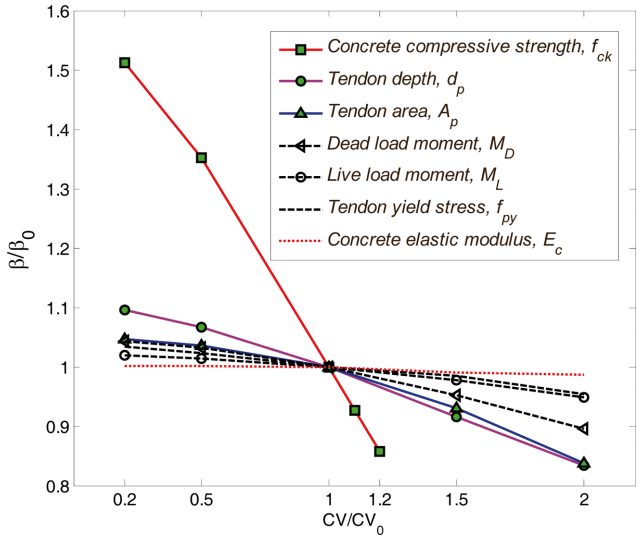

Fig. 8. Sensitivity of flexural reliability with respect to ratio of CV.

는 신뢰성 있는 통계특성의 확보가 매우 중요하다. 이에 본 연구에서는 동일 교량에 대하여 충분히 많은 열차하중 데이터를 확보하여 연구에 활용하였다.

또한 저항성분과 하중성분의 확률밀도함수가 멀리 떨어져 있을수록 확률분포들의 꼬리 부분에서 MPFP가 발생하므로, 각 인자의 꼬리 부분을 정확히 표현하는 확률밀도함수를 해석에 적용하여 대상 교량의 신뢰도지수를 산정하였다.

3.5 민감도 분석

정확한 신뢰도 지수 산정을 위해서는 한계상태방정식의 저항성분 및 하중효과를 결정하는 각 인자의 신뢰성 있는 변동계수 정보의 확보가 중요하다. 전반적으로는 유사하지만 여러 연구마다 약간씩 다른 변동계수 정보를 보이고 있으므로[6-8,10,11], 각 인자가 신뢰도 지수에 미치는 영향을 평가해 볼 필요가 있다. 이에 본 연구에서는 한계상태식 각 인자의 변동성 변화에 대한 3.4절에 구한 신뢰도지수의 민감도 분석을 수행하였다.

Table 3에 보인 각 항목의 변동계수 CV_0 및 신뢰도지수 해석결과 β_0를 기준으로 설정하고, 변동계수의 변화 CV/CV_0가 신뢰도지수 β에 미치는 영향을 알아보았다. 식(2)의 각 인자인 휨강도, 고정하중, 활하중의 변동성을 변화시키면서 신뢰도지수의 변화 β/β_0를 알아보았으며, 휨강도 성분의 경우 Table 1에 보인 설계변수와 PSC 보의 강재 유효깊이의 변동계수를 변화시켰다.

Fig. 8은 민감도 해석 결과를 보인 것이다. 콘크리트 압축강도, 강재 유효깊이, 강재 단면적, 고정하중 모멘트, 열차하중 모멘트, 강재 항복강도, 콘크리트 탄성계수 순으로 민감도가 크게 나타나고 있다. Table 1에 보인 것과 같이 콘크리트의 압축강도와 탄성계수는 다른 설계인자에 비하여 변동계수가 크다. Fig. 8에 의하면 콘크리트 압축강도는 다른 설계인자에 비하여 큰 민감도를 보이는데, 이는 콘크리트 압축강도가 다른 설계인자에 비하여 변동성이 크고 휨강도 산정식에 기여하는 정도가 크기 때문이다. 콘크리트 압축강도는 변동성이 비교적 큰 인자이므로 거더를 제작할 때 품질관리에 주의해야 함을 알 수 있다. 이에 비해 콘크리트 탄성계수도 큰 변동성을 가지는데 민감도는 크지 않다. 그 이유는 콘크리트 탄성계수는 휨강도 산정 시 강재 위치의 콘크리트 decompression 변형률에 해당하는 강재 변형률에만 고려되기 때문에, 극한상태에서의 강재 변형률에의 기여분이 작기 때문이다. 고정하중 모멘트의 민감도가 활하중 모멘트의 민감도보다 다소 큰 것으로 나왔는데, 이는 해당 교량의 고정하중 모멘트 평균이 활하중 모멘트 평균의 두 배 정도로 크기 때문에 신뢰도지수 계산에 미치는 영향이 크기 때문인 것으로 생각된다.

4. 결 론

본 연구에서는 일반선에 공용중인 PSC I 거더의 휨에 대한 신뢰도를 평가하였다. 단면의 휨강도는 각 설계변수에 대한 기존 문헌의 통계특성을 바탕으로 시뮬레이션을 통하여 도출하였고, 고정하중에 의한 모멘트는 고정하중 종류별 변동계수 자료와 중

량 구성비를 고려하여 산정하였다. 열차하중에 의한 모멘트는 해당 교량을 통과하는 열차하중을 실측한 결과를 사용하여 영향선해석으로 얻었다. 특히 단면 휨강도 및 활하중 모멘트의 확률분포들은 각각 하부 및 상부꼬리 부분의 정확한 표현이 가능하도록 확률분포 파라미터를 구하여 신뢰도 분석에 이용하였다. 해당 PSC I 거더의 신뢰도지수는 6.6468(파괴확률 1.4977×10^{-9}%)으로 계산되었다. 다음으로 각 설계변수가 대상 교량의 신뢰도지수에 미치는 영향은 분석하기 위하여 민감도 해석을 수행하였다. 민감도 해석 결과에 따르면 콘크리트 압축강도가 가장 큰 영향을 미치는 것으로 확인되었다.

본 연구와 같은 과정을 향후 타 형식 교량에 대하여 수행하여 국내 열차하중 특성이 반영된 실교량의 신뢰도 수준을 얻고, 동시에 기존 설계기준이 제공하는 신뢰도 수준을 평가한다. 이를 통해 최종적으로는 신뢰도 기반 설계기준에 필요한 목표신뢰도지수 설정에 이용할 예정이다.

후 기

본 논문은 국토교통부 철도기술연구사업(과제번호: 15RTRP-B067919-03)의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

References

[1] Korea Rail Network Authority (2013) *Railroad Design Standard*, KRNA, ISBN 978-89-97477-12-8 93530.
[2] Ministry of Land, Infrastructure and Transportation (2012) *Road Bridge Design Standard (Limit State Design method)*, Korea Road & Transportation Association.
[3] prEN 1991 (1991) *Eurocode 1: Actions on structures-Part2: Traffic loads on bridges*, European Committee for Standardization, Brussels.
[4] A. Haldar, S. Mahadevan (2000) *Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design*, John Wiley & Sons New York/Chichester, UK, 2000.
[5] Korea Rail Network Authority (2011) *Design Report for Joong-ang Corridor*, KRNA.
[6] B. Ellingwood, T.V. Galambos, J.G. MacGregor, C.A. Cornell (1980) *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58*, NBS Special Publication 577, Washington, DC: National Bureau of Standards.
[7] S.W. Tabsh, A.S. Nowak (1991) Reliability of Highway Girder Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 117(8), pp. 2372-2388.
[8] A.S. Nowak, M.M. Szerszen (2003) *Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318)*: Part 1 & Part 2, V.100, No. 3.
[9] E.S. Hwang, I. Paik (2007) *Basic Theory of Reliability and Reliability-Based Design Code*, Korea Bridge Design & Engineering Research Center.
[10] D.K. Shin, C.Y. Kim, I. Paik (2006) Reliability Analysis of Composite Girder Designed by LRFD Method for Positive Flexure, *Journal of the Korean Society of Civil engineers*, 26(3A), pp. 539-546.
[11] I.Paik, H.J. Sang (2011) Reliability Analysis of Concrete Road Bridge Designed with Different Resistance Factor Format, *Journal of the Korean Society of Road Engineering*, 13(2), pp. 147-157.

(Received 3 September 2015; Revised 10 March 2016; Accepted 21 March 2016)

Ki Hyun Kim : kimkh738@krri.re.kr
Korea Railroad Research Institute, 176 Cheoldobangmulgwan-ro, Uiwang-si, Gyeonggi-do, 16105, Korea
Inho Yeo : ihyeo@krri.re.kr
Korea Railroad Research Institute, 176 Cheoldobangmulgwan-ro, Uiwang-si, Gyeonggi-do, 16105, Korea
Hyoung-Bo Sim : hbsim@inu.ac.kr
Incheon National University, 119 Academy-ro, Yeonsu-gu, Incheon, 22012, Korea