철근 부식을 고려한 교량의 지진취약도 평가

신 수 봉¹ · 공 씨 나² · 문 지 호³ · 송 종 겔^{4†}

¹인하대학교 사회인프라공학과 교수, ²강원대학교 건축·토목·환경공학부 석사과정,
³강원대학교 건축·토목·환경공학부 조교수, ⁴강원대학교 건축·토목·환경공학부 교수

Seismic Fragility Evaluation of Bridges Considering Rebar Corrosion

Soobong Shin¹, Sina Kong², Jiho Moon³ and Jong-Keol Song^{4†}

¹Professor, Department of Civil Engineering, Inha University, Incheon, 22201, Korea

²Graduate Student, Department of Civil Engineering, Kangwon National University, Chuncheon, 24375, Korea

³Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Kangwon National University, Chuncheon, 24375, Korea

⁴Professor, Department of Civil Engineering, Kangwon National University, Chuncheon, 24375, Korea

Abstract

Although the deterioration of bridges may occur due to various causes, one of the representative causes is that the chloride used for deicing in the winter penetrates bridge members and results in corrosion. This study aims to quantify the ageing degree resulting from the corrosion of a bridge, apply it to the inelastic dynamic analysis model of the bridge, perform a seismic fragility analysis, and evaluate the relationship between the ageing degree and the seismic fragility curve. It is important to appropriately define the threshold values for each damage state in seismic fragility analyses considering the ageing degree. The damage state was defined using the results of existing experimental studies on the characteristics of the deterioration in the displacement ductility capacity of the pier, according to the ageing degree. Based on the seismic fragility analyses of six types of bridges divided by three types of bearing devices and two pier heights, it was found that the seismic vulnerability tends to increase with the ageing degree. The difference in seismic vulnerability with respect to the ageing degree exhibits a tendency to increase as the damage state progresses from slight to moderate, severe, and collapse.

Keywords : seismic fragility analysis, ageing degree, damage state, corrosion

1. 서론

교량은 사용년수가 지나감에 따라 점차적으로 노후화되고 구조부재의 재료 및 역학적 성질이 저하되어 궁극적으로 구조적 성능이 저하되고 지진하중에 보다 취약하게 될 가능성이 증가한다. 교량의 노후화는 다양한 원인에 기인하겠지만 겨울철에 제설용으로 살포하는 염화칼슘이 교량부재에 침투하여 부식을 유발하는 것이 대표적인 교량 노후화 원인 중 하나라고 할 수 있다. 염화물로 인한 부식은 염화물과 물 사이의 전기-화학반응으로 나타나며 시간이 지나며 부식의 정도는 증가한다. 제설제 살포의 빈도가 지역마다 기후의 차이에 의해 다를 것이므로 지역별 노후화에 대한 지속적인 모니터링이 필요하다고 판단된다. 또한, 바다가 인접한 지역의 교량 또한 지속적인 염

분에 의한 노출로 부식에 의한 노후화가 진행될 가능성이 크다. 지금까지 노후화된 교량의 지진취약도 해석에 관한 연구는 Choe 등(2009)과 Simon 등(2010)에 의해 콘크리트 교각 등을 대상으로 하여 제한적으로 수행되었다. 현재까지 대체적으로 교량에 대한 지진 위험성 평가에 노후화에 대한 영향은 고려하지 않고 진행되어 오고 있는 것이 현실이다.

본 연구의 목적은 교량의 부식에 의한 노후화 정도를 정량화하고 이를 교량의 해석모델에 적용하여 노후화 정도에 따른 지진취약도해석을 수행하고 노후화 정도와 지진취약도 곡선의 관계를 평가하는 것이다. 이와 같은 노후화를 고려한 지진취약도해석은 교량의 사용기간이 지남에 따른 노후화 정도를 근사적으로 정량화하여 교량의 내진보강의 수준의 결정 등과 같은 의사결정에 기여를 할 수 있으리라 예상된다.

[†]Corresponding author:

Tel: +82-33-250-6231; E-mail: songj@kangwon.ac.kr

Received June 29 2021; Revised July 12 2021;

Accepted July 13 2021

© 2021 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

제설용 염화칼슘 등의 살포에 의한 부식의 영향을 정량화하기 위하여 미국에서 조사된 염화물에 의한 부식에 관한 연구결과(Choe *et al.*, 2009; Ghosh and Padgett, 2010; Ma *et al.*, 2012)를 활용하였다. 국내에는 이와 같은 조사결과 자료가 없기 때문에 미국의 조사자료를 활용하여 부식의 영향을 정량화하여 구조해석 모델에 적용하였다. 미국의 염화물에 의한 부식자료 또한 지역에 따라 편차가 크게 나타남으로 그 중에서 가장 일반적인 자료를 선택하여 활용하였다.

노후화 정도를 고려한 지진취약도 해석에 각 손상상태별로 한계값을 적절히 정의하는 것이 중요하다. 본 연구에서는 손상정도에 따른 변위 연성도 능력의 저하 특성에 관한 기존 연구결과를 활용하여 손상상태를 정의하였다. 세 가지 교량받침과 두 가지 교각 높이에 따른 예제 교량들의 지진취약도 해석으로부터 노후화 정도가 증가할수록 지진취약도가 증가하는 경향을 나타냄을 알 수 있었다. 이러한 노후화 정도에 따른 지진취약도의 차이는 손상상태가 경미, 보통, 심각, 붕괴의 상태로 갈수록 증가하는 경향을 나타낸다.

2. 교각의 노후도를 고려한 구조해석 모델

2.1 부식에 의한 교각의 노후화 과정

교량의 노후화 또는 열화 과정은 교각의 철근의 부식, 교각에서 피복 콘크리트의 박리현상, 교량받침의 노후화 등이 대표적인 예이다. 이를 Table 1에 정리하여 나타내었다. 본 논문에서는 이 중에서 교각의 철근의 부식에 의한 노후화의 영향만을 고려한다. 교각에서 철근의 부식은 겨울에 제설용 염화칼슘의 사용으로 인해 주로 발생한다. 또한 바다와 인접한 지역에서도 바다소금기에 노출에 의해 철근의 부식이 야기된다는 것이 일반적인 조사결과이다. Table 1로부터 철근콘크리트 교각의 열화 메카니즘은 부식에 의한 철근 단면적 감소의 유발임을 알 수 있다. 철근 부식에 의한 2차적인 효과로 피복콘크리트의 박리가 발생할 수 있는데, 이는 철근 부식에 의해 녹의 부피가 기존 철의 부피에 비해 2~4배 증가하기 때문에 결과적으로 피복콘크리트에 인장응력을 유발하기 때문이다(Andisheh *et al.*, 2016). Fig. 1에 나타낸 바와 같이 제설용 염화칼슘 등의 사용으로 교각에 염화 화합물(Cl)이 침투하면 주철근과 띠철근에 부식이 발생하여 철근의 단면적이 감소하게 된다. 즉, 반복적인 염화물의 침투에 의해 철근표면의 보호막이 용해되면 부식이 진행되기 시작하고, 시간이 지날수록 부식의 진행에 의해 철근의 단면적이 감소하는데 시간의 경과에 따른 단면적의 감소를 다음과 같이 나타낼 수 있다(Enright and Frangopol, 1998).

Table 1 Deterioration affected structural parameters and mechanism of degradation corresponding to different bridge components

Bridge Component	Deterioration Affected Structural Parameter	Mechanism of Degradation
Reinforced concrete bridge deck	Reinforcing steel	Cross sectional area loss of steel due to corrosion
Steel bridge girders	Steel bridge girders	Girder sectional area loss due to corrosion
Reinforced Concrete(RC) Columns	Longitudinal and transverse reinforcement	Cross sectional area loss of steel due to corrosion
	Concrete cover	Loss of cover/spalling due to expansive forces from the accumulation of rust products
Elastomeric Bridge Bearings	Elastomeric bearing pad	Increase in shear modulus due to aging and temperature effects
	Bearing dowel bars	Cross sectional area loss of steel due to corrosion affecting the ultimate lateral strength of the bearings
Steel Bridge Bearings	Bearing anchor bolts	Cross sectional area loss of steel due to corrosion affecting the ultimate lateral strength of the bearings
	Coefficient of friction	Increase in bearing friction due to accumulation of rust products

Fig. 1 Corrosion deterioration of longitudinal and transverse reinforcement due to chlorides attacks

$$A(t) = \begin{cases} nD_i^2 \frac{\pi}{4} & \text{for } t \leq T_i \\ n[D(t)]^2 \frac{\pi}{4} & \text{for } T_i < t < T_i + D_i/r_{corr}(t) \\ 0 & \text{for } t \geq T_i + D_i/r_{corr}(t) \end{cases} \quad (1)$$

여기서, n 은 철근의 개수, D_i 는 철근의 초기직경, t 는 부식이 진행된 이후에 경과된 시간, T_i 는 부식이 시작되는 시간, $r_{corr}(t)$ 는 부식 비율, $D(t)$ 는 부식 진행된 이후에 t 년이 경과한 후의 철근 직경으로 다음의 식으로 나타낸다.

Table 2 Main descriptors of lognormally distributed constant corrosion rate for deicing salt exposure(Enright and Frangopol, 1998)

Corrosion rate, $r_{corr}(t)$	
Mean(mm/year)	C.O.V.
0.013	0.1
0.025	0.2
0.076	0.3
0.127	0.4
0.254	0.5

$$D(t) = D_i - r_{corr}(t) \times t \quad (2)$$

$r_{corr}(t)$ 는 시간의존적인 특성에 대한 명확한 자료가 부족한 관계로 Table 2에 나타난 바와 같이 교량의 사용주기(100년) 동안에 상수로 적용한다(Akgul and Frangopol, 2004). 부식비율 $r_{corr}(t)$ 의 평균값으로는 Table 2의 중간값에 해당하는 0.076mm/year를 사용하였다.

철근의 부식에 의한 노후화의 정도가 지진응답의 어떠한 영향을 주는지 분석하고 이를 통하여 지진취약도에 미치는 영향도 분석한다. Ghosh와 Padgett(2010, 2012)의 연구결과로부터 노후화 및 열화가 지진에 대해 교량이 보다 더 취약하게 하는 경향이 있음을 알 수 있다.

2.2 예제교량의 모델링

예제교량으로는 강합성 상자형 거더교에 대해 대표적인 제원으로 경간장 50m, 교폭 12m, 경간 수는 3경간으로 국내 교량 현황자료를 참고하여 선택하였다. 교각 높이(h)는 5m와 15m인 두 경우를 적용하여 두가지 예제교량을 생성하였다. 5m의 교각의 형상비(aspect ratio)는 2.5이고 15m 교각의 형상비는 7.5를 나타낸다. 형상비가 작으면 휨-전단 복합거동 또는 전단 지배 거동이 주로 나타나고 형상비가 커지면 휨거동이 주로 나타난다. 예제교량의 제원을 Fig. 2의 종단면도에 나타내었다. 또한, 상부구조 횡단면도는 Fig. 3에 나타내었는데, 교폭은 12m, 콘크리트 바닥 슬래브의 두께는 0.3m이고 거더의 높이는 2.4m,

Fig. 2 Geometric details of composite steel-concrete box girder bridge

Fig. 3 Cross section details of composite steel-concrete box girder

Fig. 4 Pier cross section details

강상자형의 좌·우 벽 두께는 0.01m, 강상자형의 하부두께는 0.012m이며, 2개의 동일형상의 강상자형이 콘크리트 바닥 슬래브에 일체로 연결된 거더 형태이다.

교각 단면의 형상 및 철근 배근의 형태를 Fig. 4에 나타내었다. 교각단면의 형상은 원형으로 지름은 2m이고, 피복 콘크리트 두께는 0.1m이다. 주철근은 55개의 D22 철근이 한줄로 배근되었고, 주철근과 심부콘크리트를 구속하기 위한 띠철근은 D22 철근을 교각의 길이 방향으로 0.15m 간격으로 배근하였다.

2.3 노후도를 반영한 교각의 모델링

교각의 노후도는 제설용으로 살포된 염화물의 침투에 의한 철근의 부식정도로 일반적으로 나타나며, 교각의 노후도(aging degree)는 부식에 의한 철근의 감소된 단면적을 원래의 단면적으로 나눈 값으로서 다음과 같이 정의하였다.

$$\rho(\text{Ageing Degree}) = \frac{A_0 - A(t)}{A_0} \times 100 (\%) \quad (3)$$

여기서, A_0 는 교각 주철근의 부식발생 전의 단면적, $A(t)$ 는 부식이 시작된 이후 t 시간이 지난 후의 주철근의 단면적이다.

교량의 사용수명 연한을 일반적으로 100년이라고 가정할 경우에 예제교량에 사용된 주철근 D22을 대상으로 경과년

수에 따른 노후도를 식 (1)과 식 (2)를 적용하여 계산하여 Table 3에 나타내었다.

Table 3에 나타난 주철근의 부식에 의한 단면적 변화비 ($A(t)/A_0$)를 부식이 발생한 후부터 100년 기간동안에 대하여 Fig. 5에 나타내었다.

본 연구에서는 해석에 노후도 5%, 10%, 25%, 40%에 대하여 수행하였으며, 각 노후도에 대응하는 교량의 노후경과 연수는 제설용 염화칼슘 등의 살포환경 등에 따라 다르겠지만 Fig. 5에 의하면 각각의 노후도에 대해 대략 7년 4개월, 14년 11개월, 38년 10개월, 64년 10개월에 해당한다.

교각에 사용되는 철근으로는 종방향으로 설치되는 주철근과 횡방향으로 설치되는 피철근으로 나눌 수 있다. 피철근은 주철근과 심부콘크리트를 구속하는 역할을 수행하기 때문에 교각의 연성능력을 큰 영향을 미치며, 피철근의 배근 간격을 충분한 연성능력이 발현되도록 내진설계 상세에 따라 정하여야 한다. 교각 철근의 부식에 관한 실험(Cho *et al.*, 2005) 결과에 따르면 피철근의 부식이 주철근의 부식 보다 1.5 배 수준으로 크게 나타난다. 그러므로 본 연구에서도 피철근의 부식량을 주철근의 부식량의 1.5배로 가정하였다. 5%, 10%, 25%, 40%의 노후도에 대응하는 주철근과 피철근의 단면적을 Table 4에 나타내었고 이를 사용하여 노후화 정도에 따른 교각을 *opensees*

Table 3 Ageing degree evaluation reflecting the change in cross-sectional area of main reinforcement bars due to corrosion

t (year)	D(t) (mm)	A(t)/A ₀	Ageing Degree (%)
0	22	1	0
10	21.39	0.932	6.8
25	20.1	0.835	16.5
50	18.2	0.684	31.6
75	16.3	0.549	45.1
100	14.4	0.428	57.2

Fig. 5 Normalized time variant area($A(t)/A_0$) of longitudinal reinforcement in RC columns

Table 4 Area of longitudinal and transverse rebars reduced by the ageing degree

Rebar Types	Ageing Degree				
	0%	5%	10%	25%	40%
	Rebar area(A_s, A_h) reduced by ageing effect(cm^2)				
Longitudinal rebar	3.871	3.677	3.484	2.903	2.323
Transverse rebar	3.871	3.581	3.290	2.419	1.548

프로그램(Mazzoni *et al.*, 2007)을 사용하여 모델링하였다.

입력지진은 미국서부에서 기록된 지진으로 진앙지로부터 10km 이내에서 계측된 근거리(Near-fault) 지진 기록과 진앙지로부터 25km 이상 떨어진 곳에서 계측된 원거리(Far-field) 지진의 각각 40개를 선정하여 사용하였다. 입력 지진의 상세한 정보는 Jeong 등(2019)의 논문에 제시되어 있다.

3. 부식에 의한 노후도를 반영한 지진취약도 해석

3.1 지진취약도 평가 방법

교량의 지진취약도 해석은 지진 발생 시에 전반적인 교량 시스템 또는 교량 부재들에 대한 잠재적인 손상상태를 정량화하여 제공하는 확률론적 기법이다. 이러한 교량의 지진취약도 해석기법을 특정지역에 적용한다면 지진 발생후의 교량의 손상정도를 빠른 시간내에 분석 가능하게 하여, 교통체제상의 중요위치를 차지하는 교량의 긴급복구와 장기적인 내진보강 등의 계획을 수립하는데 효과적으로 활용될 수 있다.

교량이 노후화 됨에 따라 지진취약도에 어떠한 영향을 미치는지 분석할 필요성이 있다. 교량의 노후화 현상이 어떠한 형태로 진행되어 시간이 경과함에 따라 어떻게 되는지도 연구를 통하여 규명이 되어야 할 것이다. 어떠한 교량부재의 노후도가 지진응답에 영향을 보다 크게 주는지도 연구되어야 하는 분야이다. 본 연구에서는 교량의 지진취약도에 가장 큰 영향을 주다고 알려진 교각에 국한하여 노후도를 반영하여 지진취약도 분석을 수행하였다.

교량의 지진취약도 해석은 교량의 해석모델 변수와 지진하중에 내재된 불확실성을 고려하여 손상확률을 계산하는 방법이다. 노후도는 시간이 경과하면서 진행되는 시간 의존적인 특성을 나타냄으로 시간의 함수로서 변수값을 정의하고 분석하는 것이 가장 바람직하다. 노후도를 시간의존적인 함수로 본다면 지진취약도 또한 시간의존적인 함수로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f(t) = P[\text{Demand}(t) > \text{Capacity}(t) \mid IM] \quad (4)$$

여기서, $P_f(t)$ 는 시간 t 에서 교량이 손상상태를 초과할 확률이다. $Demand(t)$ 와 $Capacity(t)$ 는 동일 시간에서의 교량의 지진요구도와 내진성능이다. IM 은 지진하중의 세기로 일반적으로 최대지반가속도, 최대지반속도, 영구지반변위, 가속도 스펙트럼, 변위 스펙트럼 등을 사용할 수 있지만 본 연구에서는 이중에서 가장 널리 사용되는 최대지반가속도(PGA)를 사용하였다.

노후도는 시간의 경과에 따라 진행되는 시간의존적 함수이지만 노후도의 영향을 시간의존적 함수로 고려하기 위해서는 모든 노후화 관련 변수를 시간의존적 함수로 고려하여 평가하여야 하기 때문에 이는 어려운 작업이다. 그러므로 이 연구에서는 노후되지 않은 경우(노후도 = 0%)와 4가지 노후도 경우(노후도 = 5, 10, 25, 40%)로 가정하여 5가지 경우에 대하여 지진해석을 수행하고 지진취약도 평가를 수행하였다. 교량의 지진취약도해석을 위한 지진응답은 다음과 같은 확률론적 지진요구도 모델(Cornell *et al.*, 2002; Nielson and DesRoches, 2007)을 사용하여 평가하며 이를 Fig. 6에 나타내었다.

$$\ln(Demand_{median}) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (5)$$

여기서, $Demand_{median}$ 는 교량부재의 지진요구도의 중앙값, a 와 b 는 Fig. 6에 나타낸 바와 같이 지진응답의 선형회귀곡선의 변수이다. 교량부재의 지진요구도는 대수정규분포(Shinozuka *et al.*, 2000)를 가지는 것으로 가정한다.

교각의 노후도는 지진요구도 뿐만 아니라 내진성능에도 영향을 주는데 교각의 내진성능은 노후도 정도를 철근의 부식에 의한 면적 감소로 모델링하여 교각의 연성도 능력으로 다음과 같이 평가하여 반영하였다.

$$\mu_c = \frac{d_{ultimate}}{d_{yield}} \quad (6)$$

여기서, μ_c 는 교각의 연성도 능력, d_{yield} 와 $d_{ultimate}$ 는 각각 교각의 항복변위의 극한변위를 나타낸다.

Fig. 6. Probabilistic seismic demand model in the lognormal space

일반적으로 지진취약도 함수는 여러개의 손상상태로 구분하여 작성한다. 본 연구에서의 손상상태(damage state, DS_j , $j=0, 1, 2, 3, 4$)는 가장 흔히 사용되는 5가지 분류인 손상 없음(DS_0), 미소손상(DS_1), 중간손상(DS_2), 심각한 손상(DS_3), 완전 붕괴(DS_4)로 구분한다. 교량 구조부재의 지진요구도 및 성능이 대수정규분포를 가진다면 j 번째 손상상태의 지진취약도 함수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_j(IM_i; c_j, \zeta_j) = \Phi \left\{ \frac{\ln(IM_i) - \ln(c_j)}{\zeta_j} \right\} \quad (7)$$

여기서, c_j 와 ζ_j 는 교량의 구조부재의 지진취약도를 나타내는 대수정규분포함수의 중앙값 및 대수표준편차를 나타내며, 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$c_j = \exp \left\{ \frac{\ln(S_{Cj}) - \ln(a)}{b} \right\} \quad (8)$$

$$\zeta_j = \frac{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_{Cj}^2 + \beta_M^2}}{b} \quad (9)$$

여기서, S_{Cj} 와 β_{Cj} 는 j 번째 손상상태에 대한 교량부재의 대수정규분포를 가지는 성능(capacity)의 중앙값과 대수표준편차이다. β_D 는 교량부재의 대수정규분포를 가지는 지진요구도의 대수표준편차이다. Dutta(1999)의 연구에 근거하여 성능에 대한 β_{Cj} 는 0.25로 가정하였으며, 해석방법에 대한 불확실성을 나타내는 β_M 은 0.2로 가정하여 적용하였다.

3.2 교각의 노후도에 따른 지진응답

교량에 적용되는 교량받침으로는 포트받침(Port Bearing, PB)과 탄성고무받침(Rubber Bearing, RB), 납-고무받침(Lead-Rubber Bearing, LRB)이 대표적이기 때문에 이와 같은 3가지 교량받침을 적용한 예제교량을 구조해석에 사용하였다. 교량의 명칭은 B①-②-③으로 명명하였으며, ①은 경간수, ②는 교량받침의 종류, ③은 교각의 높이를 나타낸다. 예를 들면 경간수가 2이고 교량받침이 PB이고 교각 높이가 15m 인 교량의 명칭은 B2-PB-15이다. 예제교량에 적용된 탄성고무받침과 납-고무받침의 제원과 특성을 각각 Shin 등(2020)의 논문에서 제시되어 있다. 경간의 종류는 1개(2경간)이고 교량받침의 종류는 3개(PB, RB, LRB), 교각의 높이는 2가지 경우(5m, 15m)로 총 6가지 예제교량에 대하여 해석을 수행하였다. 6가지 예제교량에 대한 고유치해석에 의한 고유주기를 Table 5에 비교하여

Table 5 Natural period of example bridges

Bridge ID.	Natural Period(sec)
B2-PB-5	0.359
B2-PB-15	1.807
B2-RB-5	1.674
B2-RB-15	2.117
B2-LRB-5	2.798
B2-LRB-15	2.799

나타내었다. 고무받침과 납-고무 받침의 적용으로 교량의 고유주기가 증가하였음을 알 수 있다.

교각의 최대변위를 근거리 지진 40개와 원거리 지진 40개에 대하여 노후화 정도(5%, 10%, 25%, 40%)를 고려한 경우에 세가지 예제교량인 B2-PB-15, B2-RB-15, B2-LRB-15에 대하여 비교하여 Fig. 7에 나타내었다. 그림의 가로축은 40개의 사용지진의 일련번호를 나타내었는데 이는 Jeong 등(2019)의 논문에서 나타난 지진의 일련번호와 동일하다. Fig. 7에는 교각의 최대

변위응답을 노후도에 따라서 비교하여 나타내었다. 최대변위가 비탄성 응답 구간으로 크게 나타나는 경우에 대해서 노후도가 증가함에 따라 변위응답이 증가함을 알 수 있다. Fig. 6의 개별 지진의 최대지반가속도(PGA)와 교각의 최대변위(S_d)의 관계를 로그스케일 나타낸 후 회귀분석하여 식 (5)에 나타낸 선형회귀곡선의 변수 a 와 b 를 Fig. 8에 나타내었다.

3.3 노후도를 고려한 지진취약도 평가

지진취약도 해석을 위해서 구조부재의 손상상태를 정의하여야 한다. 교각의 5가지 손상상태(Moschos et al., 2009)는 Table 6과 같이 교각의 항복변위(d_y), 극한변위(d_u)의 평가에 의해서 교각의 성능상태(DS_j)에 대응하는 성능값(S_{Cj})으로 정의할 수 있다. 교각의 극한변위를 산정하는 일반적인 방법은 반복하중에 의한 실험에 의해 힘-변위관계 곡선을 작성하고 이로부터 교각의 강도가 최대강도에 비하여 상당히 저하되는

Fig. 7 Comparison of the maximum displacement responses of example bridges according to the ageing degrees

Fig. 8 Probabilistic seismic demand model considering ageing degrees

Table 6 Definition of damage states for pier

Damage state		Threshold values of S_{Cj} (d = seismic displacement demand)
DS ₀	None	$d \leq 0.7 \cdot d_y$
DS ₁	Minor / slight	$d > 0.7 \cdot d_y$
DS ₂	Moderate	$d > \min \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \cdot d_y \\ d_y + \left(\frac{1}{3} \right) \cdot (d_u - d_y) \end{array} \right.$ or
DS ₃	Major / extensive	$d > \min \left\{ \begin{array}{l} 3.0 \cdot d_y \\ d_y + \left(\frac{2}{3} \right) \cdot (d_u - d_y) \end{array} \right.$ or
DS ₄	Failure / collapse	$d > d_u$

지점을 극한변위로 잡는데, 강도의 저하가 어느정도 발생한 점을 극한변위로 잡느냐 중요한데 이에 대해 구체적으로 결정된 값은 없지만 대략 교각의 강도가 최고점에서 5% ~ 15% 정도 강도저하가 발생한 지점을 극한변위로 선택하는 경우가 일반적이다. 해석적인 방법으로 교각의 힘-변위 관계를 구하는 것은 비탄성 정적해석방법(pushover analysis)로 구하면 되지만, 해석적으로 구한 교각의 힘-변위 관계로부터 극한변위를 산정하는 방법은 이제까지 구체적으로 제시된 방법이 없기 때문에 본 연구에서는 교각의 변위연성도가 6이 되는 변위를 극한변위로 가정하여 사용하였다. 극한상태의 변위연성도는 보통 3~8 정도를 가지는데 6을 잡은 이유는 Table 6에 나타난 DS₃의 한계치 변위연성도($3.0 \cdot D_y$)의 2배로 선택한 값이다.

철근의 부식에 의해서 가장 크게 영향을 받는 역학적 특성은 인성으로 부식에 의해 인성이 감소하는 것으로 기존 연구(Andisheh *et al.*, 2016)에 의해 밝혀졌다. 부식에 의한 철근의 인성 감소는 교각의 변위연성도 능력을 저하시키며 부식에 따른 변위연성도 능력의 감소는 Ma 등(2012)의 연구에 의해 다음과 같이 제시되었다.

$$\mu_{c-corr} = \mu_{c-pristine} (1 - 1.795\rho) \quad (10)$$

여기서, μ_{c-corr} 는 철근부식에 의해 노후화된 교각의 변위 연성도 능력이고, $\mu_{c-pristine}$ 은 노후화되기 이전의 교각의 변위 연성도 능력을 나타낸다. ρ 는 식 (3)에서 정의한 노후화 정도를 나타낸 값으로 여기서는 백분율 대신에 1 보다 작은 부식에 의해 감소된 면적비를 바로 적용하다. $\mu_{c-pristine}$ 은 6으로 가정하여 사용하였다.

교각의 손상상태를 평가하기 위해 필요한 항복변위(d_y), 극한변위(d_u)의 평가를 위해서 교각에 대하여 비탄성 준정적해석(pushover analysis)를 수행하여 교각의 힘-변위 관계를 구하여 Fig. 9에 나타내었다. 노후도가 증가함에 따라 교각의 성능곡선이 이루는 면적이 작아짐을 알 수 있다. 즉, 교각의 힘-변위 관계곡선이 노후도가 증가할수록 교각의 강도와 변위연성도능력이 작아짐을 알 수 있다. 즉, 노후도가 증가함에 따라 성능곡선이 이루는 면적이 작아지는 것으로부터 지진에너지를 소산키는 능력이 감소함을 알 수 있다. 교각의 힘-변위 관계를 해석적으로 구하는 경우에 봉괴점인 극한변위(d_u)를 정하는 것이 쉽지 않다. 본 연구에선 노후도 정도(ρ)에 따른 μ_{c-corr} 를 구하고 이로부터 $d_u (= \mu_{c-corr} \times d_y)$ 를 산정하였다. 일반적으로 비탄성 정적해석으로부터 구한 힘-변위 관계는 완만한 곡선의 형태를 나타내므로 이를 이를 이선형(bilinear)으로 근사화하여야만 항복변위(d_y)의 평가가 가능하므로 FEMA-273 보고서(Applied Technology Council, 1997)의 이선형 근사화 과정을 이용하여 근사화 한 예를 Fig. 9(c)에 나타내었다. 이선형 근사화과정을 통하여 구한 이선형 변수값을 5m 교각과 15m 교각에 대하여 구하여 각각 Table 7과 Table 8에 나타내었다. 여기에서 구한 항복변위(d_y), 극한변위(d_u)를 Table 6에 사용하여 손상상태를 판별하는 성능의 중앙값(S_{Cj})을 구하게 된다. 지진하중에 의한 변위요구도(d)와 성능의 중앙값(S_{Cj})를 Table 6에 의한 비교에 의해 교각의 손상상태가 무엇인지 판별이 가능하게 된다.

Fig. 8에 나타난 지진응답의 회귀분석 결과와 Table 6에 나

Fig. 9 Comparison of the force-displacement relationship for 5m and 10m piers according to ageing degree

Table 7 Bilinear approximation parameter of force-displacement relationship of 5m height pier

Ageing degree, ρ	F_y (MN)	d_y (m)	F_u (MN)	d_u (m)	μ_{c-corr}
0%	3.20	0.015	4.30	0.09	6.00
5%	2.90	0.014	4.00	0.076	5.46
10%	2.70	0.013	3.70	0.064	4.92
25%	2.35	0.011	2.85	0.036	3.31
50%	1.70	0.009	1.90	0.015	1.69

Table 8 Bilinear approximation parameter of force-displacement relationship of 15m height pier

Ageing degree, ρ	F_y (MN)	d_y (m)	F_u (MN)	d_u (m)	μ_{c-corr}
0%	1.03	0.14	1.45	0.84	6.00
5%	0.94	0.12	1.32	0.66	5.46
10%	0.89	0.11	1.21	0.54	4.92
25%	0.75	0.10	0.96	0.33	3.31
50%	0.63	0.09	0.73	0.15	1.69

타낸 손상상태를 식 (7)에 적용하여 지진취약도 곡선을 작성할 수 있다. 예제교량 중에서 B2-RB-15 교량에 대한 지진취약도 해석을 대표적인 결과로서 Fig. 10에 손상상태별로 노후화 정도에 따라서 비교하여 나타내었다. 노후화 정도가 증가할수록 지진취약도가 증가하는 경향을 나타냄을 알 수 있고 이러한

Table 9 c_j and ζ_j of fragility curve of B2-RB-15 bridge according to ageing degree(Near Fault Eq.)

Ageing Degree ρ	c_j				ζ_j
	DS ₁	DS ₂	DS ₃	DS ₄	All Damage State
0%	0.165	0.308	0.542	0.956	0.792
5%	0.145	0.269	0.473	0.775	0.771
10%	0.135	0.251	0.441	0.658	0.774
25%	0.133	0.241	0.363	0.446	0.807
50%	0.116	0.182	0.209	0.234	0.785

경향은 손상상태가 미소손상(DS₁), 중간손상(DS₂), 심각한 손상(DS₃), 완전 붕괴(DS₄)로 갈수록 노후화 정도에 따른 지진취약도 차이는 급격히 증가함을 알 수 있다. Fig. 9에 나타낸 지진취약도 곡선의 두 변수인 중앙값(c_j)과 대수표준편차(ζ_j)를 구하여 Table 9에 나타내었다. Table 9로부터 노후도가 증가할수록 c_j 값이 작아짐을 알 수 있다. 노후도의 증가에 따라 c_j 가 작아지는 정도는 지진취약도 곡선이 Fig. 9에 나타낸바와 같이 그림의 좌측부분으로 이동하는 정도가 증가하는 것을 의미하고 이는 동일한 크기의 최대지반가속도(PGA)를 가지는 지진에 대해 노후도가 증가할수록 손상될 확률이 증가하는 것을 의미한다.

본 연구에서 사용한 근거리 지진 40개 기록과 원거리 지진 40개 기록에 대한 지진취약도 곡선을 B2-RB-15 교량에 대하여

Fig. 10 Comparison of fragility curve of B2-RB-15 bridge according to different ageing degree

비교하여 Fig. 11에 나타내었다. 근거리 지진에 대한 지진취약도 곡선이 원거리 지진에 비해 좌측으로 보다 치우친 경향을 나타내는데 이는 근거리 지진에 대한 지진취약성이 원거리 지진보다 크게 나타남을 의미한다.

교각의 높이에 따른 지진취약도 곡선을 비교하여 Fig. 12에 나타내었다. 이 경우는 손상상태는 DS4 이고 지진하중은 근거리 지진인 경우에 대한 결과이다. 교각의 높이가 짧은 5m의 경우가 15m 인 경우보다 지진취약도가 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 이는 Table 7과 8에 나타낸바와 같이 교각의 높이에 따른 d_y 와 d_u 의 차이로 인한 손상상태의 한계변위(S_{Cj})의 차이가 지진취약도에 가장 큰 영향을 주었다고 판단된다.

교량받침의 종류에 따른 세가지 교량의 지진취약도 곡선의 차이를 Fig. 13에 비교하여 나타내었다. 교량받침의 종류에 따른 교각의 지진취약도 곡선의 차이는 작게 나타난다. 취약도 곡선의 차이는 작지만 포트받침(PB) 탄성받침(RB), 남-고무 받침을 적용한 순서로 지진취약도가 작게 나타나고 있음을 알 수 있다.

4. 결 론

교각의 노후화는 시간의 경과에 따라 진행되는 시간의존적인 함수이지만 해석의 편의를 위해서 노후화를 몇가지 경우로

Fig. 11 Comparison of fragility curve of B2-RB-15 bridge according to different earthquake type

Fig. 12 Comparison of fragility curve of B2-PB-OO bridges according to different pier height

Fig. 13 Comparison of fragility curve of B2-OO-15 bridges according to different bearing type

정량화하였다. 노후도의 정량화 과정은 기존연구를 반영하여 철근의 면적감소로 반영하여 모델링하였다. 철근의 부식에 의한 노후도를 반영한 교량의 지진취약도 해석을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 철근의 부식에 의한 노후화 정도가 증가할수록 지진취약도가 증가하는 경향을 나타냄을 알 수 있고 이러한 경향은 손상상태가 미소손상(DS_1), 중간손상(DS_2), 심각한 손상(DS_3), 완전 붕괴(DS_4)로 갈수록 노후화 증가할수록 지진취약도가 급격히 증가함을 알 수 있다.
- 2) 부식에 의한 노후화 정도의 차이에 의한 지진취약도 곡선의 차이는 지진요구도인 지진응답의 차이보다는 노후화에 대한 손상상태가 극한값의 저하에 의해 기인하는 것으로 판단된다. 즉, 노후화의 의한 교각의 변위연성도 능력의 저하에 의해 주로 기인한 것이다.
- 3) 교량받침의 종류에 따른 세가지 교량의 지진취약도 곡선의 차이를 Fig. 13에 비교하여 나타내었다. 교량받침의 종류에 따른 교각의 지진취약도 곡선의 차이는 작게 나타난다. 취약도 곡선의 차이는 작지만 포트받침(PB) 탄성받침(RB), 남-고무 받침을 적용한 순서로 지진취약도가 작게 나타나고 있음을 알 수 있다.
- 4) 노후화를 반영한 지진취약도 해석에서 노후화의 정량적인 모델링도 중요하지만, 노후화를 반영한 손상상태의 정의가 지진취약도 해석에 중요하기 때문에 해석으로는 구할 수 없는 노후도와 손상상태의 상관관계에 대한 연구가 추후에 진행된다면 노후도를 반영한 정확한 지진취약도 평가가 가능하리라 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 건설기술연구사업의 연구비지원(21SCIP-B146946-04)에 의해 수행되었습니다.

References

- Akgul, F., Frangopol, D.M. (2004) Lifetime Performance Analysis of Existing Prestressed Concrete Bridge Superstructures, *J. Struct. Eng.*, 130(12), pp.1889~1903.
- Andisheh, K., Scott, A., Palermo, A. (2016) Seismic Behavior of Corroded RC Bridges: Review and Research Gaps, *Int. J. Corros.*, Volume 2016, Article ID 3075184.
- Applied Technology Council (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building (FEMA 273), and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274), ATC 33.
- Cho, S.H., Chung, L., Roh, Y.S. (2005) Estimation of Rebar Corrosion Rate in Reinforced Concrete Structure, *Corros. Rev.*, 23(4-6), pp.329~353.
- Choe, D.E., Gardoni, P., Rosowsky, D., Haukaas, T. (2009) Seismic Fragility Estimates for Reinforced Concrete Bridges Subject to Corrosion, *Struct. Saf.*, 31(4), pp.275~283.
- Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A. (2002) Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines, *J. Struct. Eng.*, 128(4), pp.526~533.
- Dutta, A. (1999) On Energy-based Seismic Analysis and Design of Highway Bridges, Ph.D. Dissertation, Science and Engineering Library, State University of New York at Buffalo.
- Enright, M.P., Frangopol, D.M. (1998) Probabilistic Analysis of Resistance Degradation of Reinforced Concrete Bridge Beams under Corrosion, *Eng. Struct.*, 20(11), pp.960~971.
- Ghosh, J., Padgett, J.E. (2010) Aging Considerations in the Development of Time Dependent Seismic Fragility Curves, *J. Struct. Eng.*, 136(12), pp.1497~1511.
- Ghosh, J., Padgett, J.E. (2012) Impact of Multiple Component Deterioration and Exposure Conditions on Seismic Vulnerability of Concrete Bridges, *Earthq. & Struct.*, 3(5), pp.649~673.
- Jeong, Y.H., Song, J.K., Shin, S.B. (2019) Evaluation of Seismic Response Considering the Ageing Effect of Rubber and Lead-Rubber Bearings Applied to PSC Box Bridge, *EESK J.Earthq. Eng.*, 23, pp.311~319.
- Ma, Y., Che, Y., Gong, J. (2012) Behavior of Corrosion Damaged Circular Reinforced Concrete Columns under Cyclic Loading, *Constr. & Build. Mater.*, 29, pp.548~556.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. (2007) OpenSees: Open System of Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Center, Univ. of Calif., Berkeley, (<http://opensees.berkeley.edu> (accessed May 24, 2021)).
- Moschonas, I.F., Kappos, A.J., Panetsos, P., Papadopoulos, V., Makarios, T., Thanopoulos, P. (2009) Seismic Fragility Curves for Greek Bridges: Methodology and Case Studies, *Bull Earthq. Eng.*, 7, pp.439~468.
- Nielson, B.G., DesRoches, R. (2007) Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges using a Component Level Approach, *Earthq. Eng. & Struct. Dyn.*, 36(6), pp.823~839.
- Shin, S.B., Hong, J.Y., Moon, J.H., Song, J.K. (2020) Seismic Response Evaluation of Composite Steel-Concrete Box Girder Bridge according to Aging Effect of Piers, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 33(5), pp.319~329.

Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J., Naganuma, T. (2000)

Statistical analysis of fragility curves, *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), pp.1224~1231.

Simon, J., Bracci, J.M., Gardoni, P. (2010) Seismic Response and

Fragility of Deteriorated Reinforced Concrete Bridges, *J. Struct. Eng.*, 136(10), pp.1273~1281.

요 지

교량의 노후화는 다양한 원인에 기인하겠지만 겨울철에 제설용으로 살포하는 염화칼슘이 교량부재에 침투하여 부식을 유발하는 것이 대표적인 교량 노후화 원인중 하나라고 할 수 있다. 본 연구의 목적은 교량의 부식에 의한 노후화 정도를 정량화하고 이를 교량의 해석모델에 적용하여 노후화 정도에 따른 지진취약도 해석을 수행하고 노후화 정도와 지진취약도 곡선의 관계를 평가하는 것이다. 노후화 정도를 고려한 지진취약도 해석에 각 손상상태별로 한계값을 적절히 정의하는 것이 중요하다. 본 연구에서는 손상정도에 따른 변위 연성도 능력의 저하 특성에 관한 기존 연구결과를 활용하여 손상상태를 정의하였다. 세 가지 교량받침과 두 가지 교각 높이에 따른 예제 교량들의 지진취약도 해석으로부터 노후화 정도가 증가할수록 지진취약도가 증가하는 경향이 나타남을 알 수 있다. 이러한 노후화 정도에 따른 지진취약도의 차이는 손상상태가 경미, 보통, 심각, 붕괴의 상태로 갈수록 증가하는 경향을 나타낸다.

핵심용어 : 지진취약도 해석, 노후도, 손상상태, 부식