

# PSC-I 거더교의 지진취약도 평가를 위한 HAZUS 방법의 국내 적용성 연구

## Modified HAZUS Method for Seismic Fragility Assessment of Domestic PSC-I Girder Bridges

서형열<sup>1)</sup>                      이진학<sup>2)</sup>                      김두기<sup>3)\*</sup>                      송종걸<sup>4)</sup>  
Seo, Hyeong Yeol              Yi, Jin Hak                      Kim, Doo Kie                      Song, Jong Keol

### Abstract

To reduce the amount of seismic damage, several design codes are being improved considering the earthquake resistant systems, and many researches are being conducted to develop the earthquake damage evaluation techniques. This study develops the Korean seismic fragility function using the modified HAZUS method applicable to PSC-I girder bridges in Korea. The major coefficients are modified considering the difference between the seismic design levels of America and Korea. Seismic fragility function of the PSC-I girder bridge (one of the standard bridge types in Korea) is evaluated using two methods: numerical analysis and modified HAZUS method. The main coefficients are obtained about 70% of the proposed values in HAZUS. It is found that the seismic fragility function obtained using the modified HAZUS method closes to the fragility function obtained by conventional numerical analysis method.

**Keywords** : seismic fragility, analytical formulation, HAZUS, PSC-I girder bridge, fiber element

### 1. 서론

현재 국내에서는 미국, 일본 등과 같이 강진이 자주 발생하는 국가의 지진 대비방안을 도입하여 각종 설계기준에 내진항목을 추가하거나 보완하고 있으며, 동시에 지진재해 평가시스템을 구축하고 있다. 한국형 지진재해 평가 기술을 개발하기 위해서는 우선 핵심기술이 되는 지진취약도 함수를 국내 실정에 맞게 개발해야 하며, 특히 국가 주요시설물 중 육상교통망의 중심에 있는 도로교에 대한 지진취약도함수의 개발이 절실히 요구된다. 그러나 이를 위한 기존 자료가 거의 구축되어 있지 않아 기술 개발에 어려움이 많고, 따라서 이를 극복하기 위해 미국의 HAZUS, 대만의 TELES 및 일본의 DIS 등과 같은 지진재해 평가 기술의 개발현황 및 주요 알고리즘을 분석하여 국내 실정에 맞는 평가기술을 개발하고자 하는 연구가 지속적으로 수행되어 오고 있다(한국방재학회, 2007; 송종걸 등, 2009).

국내에는 고속도로, 국/시/군도 상에 수많은 교량들이 건설되어 있어 모든 교량에 대해 개별적인 지진취약도를 평가하는 것은 매우 어려우며, 미국에서 사용되고 있는 HAZUS(1997)의 경우와 같이 모든 교량에 대해 몇 가지 분류체계를 도입하여 교량을 분류한 후, 각 분류체계

별로 ‘표준교량(standard bridge)’을 선정하고, 이에 대해 간편한 분석 방법을 수행하여 근사적으로 지진취약도를 평가할 수 있도록 하는 것이 보다 현실적인 것으로 판단된다.

이 연구에서도 HAZUS에서 제시한 방법을 토대로 국내 교량구조물들에 대해 국내 실정에 맞게 확립된 분류체계를 도입하여 표준교량 중 한 가지 형식을 선정하고, 이에 대한 간편한 지진취약도 분석을 위해 수정된 HAZUS 방법을 통한 한국형 지진취약도함수를 개발하여 적용함으로써 국내 실정에 맞는 지진재해평가기술을 개발하고자 하였다. 해석교량은 분류체계에 의해 구분된 표준교량 중 ‘PSC-I 거더교’를 선정하였고, 이에 대해 수치해석적 방법으로 지진취약도함수를 구한 후, HAZUS에 제시된 간편한 방법에 의한 지진취약도 함수를 비교하였으며, 이를 국내 실정에 맞는 수정된 HAZUS 방법을 제안하고, ‘한국형 지진취약도 함수 평가 방법’을 제시하였다.

### 2. 교량의 지진취약도함수

지진취약도 함수는 그 목적에 따라 복잡하지만 정확한 분석방법과 정확하지는 않지만 빠르고 이해하기 쉬운 분

1) 정회원, 군산대학교 토목환경공학부 박사과정  
2) 정회원, 한국해양연구원 연안개발·에너지연구부 선임연구원  
3) 정회원, 군산대학교 토목공학과 부교수  
4) 정회원, 강원대학교 토목공학과 부교수

\* Corresponding author : kim2kie@kunsan.ac.kr 063-469-4770  
• 본 논문에 대한 토의를 2010년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 2010년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

석방법으로 나눌 수 있다. 전자는 특정한 교량에 대한 많은 지진 자료를 이용하여 교량 구조물에 대한 비선형 지진해석결과를 이용하여 복잡하지만 정량적으로 분석하는 방법이며, 후자의 방법은 HAZUS 등에서 제시한 바 있는 분석 방법으로 역량스펙트럼법을 기초로 하여 구조물의 다양한 거동 특성 등을 반영하여 몇 가지 계수로서 구조물의 지진취약도를 간편하게 분석할 수 있는 방법이다 (Shinozuka 등, 2002; 김상훈 등, 2004; 이종현 등, 2009; 한국방재학회, 2007).

## 2.1 수치해석을 이용한 지진취약도분석

Shinozuka 등(2002)은 지진취약도 곡선을 다음의 식 (1)과 같이 대수정규분포함수의 형태로 나타내었다.

$$F(a) = \Phi \left[ \frac{\ln\left(\frac{a}{c}\right)}{\beta} \right] \quad (1)$$

여기서  $a$ 는 최대지반가속도(peak ground acceleration; PGA)이고,  $\Phi[\cdot]$ 는 표준정규분포함수이며,  $c$ 와  $\beta$ 는 각각 대수정규분포함수의 중앙값과 대수표준편차로서, 최우도 함수를 이용하여 최우도 추정법에 의하여 추정하였다.

## 2.2 HAZUS에 의한 지진취약도분석

HAZUS에서는 교량의 지진취약도함수를 최대지반가속도(PGA) 및 영구지반변위(PGD)에 기초하여 기술하고 있으나, 국내 교량의 경우 주로 PGA를 기준으로 설계 또는 해석하는 것이 일반적이므로, 여기서는 HAZUS의 이론적 근간이 되는 Basöz와 Mander(1999)의 내용 중 PGA에 관한 내용을 정리하였다. 역량스펙트럼법을 근간으로 하여 정식화된 지진취약도 분석 방법에서 지진의 요구스펙트럼값( $C_d$ )은 다음과 같이 주어진다.

$$C_d = \min \left( \frac{2.5 \cdot A}{B_s}, \frac{S \cdot A}{T_{eff} \cdot B_L} \right) \quad (2)$$

여기서  $A$ 는 지반운동의 PGA(g),  $S$ 는 지반계수,  $T_{eff}$ 는 구조물의 유효 주기이며,  $B_s$  및  $B_L$ 은 각각 단·장주기에서의 스펙트럼 수정계수로서,  $B_s = (\xi_{eff}/0.05)^{0.5}$ 와  $B_L = (\xi_{eff}/0.05)^{0.3}$ 로 제시하고 있다. 여기서  $\xi_{eff}$ 는 이력감쇠까지 고려한 유효감쇠비로서 단순하게 활동하는 받침의 경우  $\xi_{eff}$ 는 0.20으로 가정한다. 교량받침 뿐만 아니라 비내진 및 내진설계된 교각의 손상상태별 스펙트럼 수정계수를 Table 1에 정리하였다.

교량의 최대응답은 역량스펙트럼법에서의 성능점,  $C_c = C_d$ 인 경우의 변위( $\Delta$ )로 구할 수 있고, PGA값(A)은

Table 1 Spectrum modification factors (Basöz & Mander, 1999)

손상상태	연성도계수	교각				교량받침	
		비내진설계		내진설계		$B_s$	$B_L$
		$B_s$	$B_L$	$B_s$	$B_L$		
1 Almost no	1	1	1	1	1	1	1
2 Slight	2	1.61	1.33	1.84	1.44	2	1.5
3 Moderate	4	1.84	1.44	2.14	1.58	2	1.5
4 Extensive	7	1.93	1.49	2.26	1.63	2	1.5
5 Complete	>12	2	1.54	2.40	1.69	2	1.5

다음과 같이 구할 수 있다.

$$A = \max \left( 0.4 \cdot C_c \cdot B_s, \frac{2\pi}{S} B_L \sqrt{\frac{C_c}{g} \Delta} \right) \quad (3)$$

Dutta와 Mander(1998a)는 교량이 횡하중을 받을 때, 구조물의 밀면전단역량은 교각 및 교대에 의하여 주어지는 것을 제시하였으며, 교량 상판은 교대들을 지점으로 하여 바닥판에 아치현상(arching action)이 발생하여 상판에서 추가적인 저항능력이 발생하는 것으로 분석하였다. 따라서 교량 전체의 역량(bridge capacity)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$C_c = C_{cp} + C_{cd} \quad (4)$$

여기서,  $C_{cp}$ 는 지진에 의하여 가장 취약한 교각의 밀면전단역량이고,  $C_{cd}$ 는 바닥판의 아치작용에 의해 발생하는 추가적인 역량이다. 일반적으로 교량이 매우 길거나 강성이 크고 횡방향 변위가 작은 경우에는 아치작용이 발생하지 않는 것으로 알려져 있다( $C_{cd} = 0$ ). 한편 지진에 의한 교량역량은 가장 취약한 교각에 대하여 평가하게 되며, 교량의 아치작용을 무시할 수 있는 경우에는 다음과 같이 지진의 최대지반가속도를 식(5)를 이용하여 구할 수 있다.

$$A = \max \left( 0.4 \cdot C_{cp} \cdot B_s, \frac{2\pi}{S} K_{3D} \sqrt{\frac{C_{cp}}{g} \Delta} B_L \right) \quad (5)$$

여기서,  $K_{3D}$ 는 충분히 큰 변위에서 발생하는 3차원 아치현상을 반영하기 위한 계수이다. 한편, 교량에서 교각의 역량( $C_{cp}$ )은 다음과 같이 몇 가지 기하학적인 요소들로 평가할 수 있다 (Dutta & Mander, 1998a, Mander 등, 1998).

$$C_{cp} = C_r + C_s \quad (6)$$

$$C_r = \xi \frac{jD}{H}, \quad C_s = \xi \frac{n_c \rho_t D^2 jD}{2HBL} \cdot \frac{f_y}{W} \quad (7)$$

여기서,  $C_r$ 은 콘크리트 아치현상에 의해 발생하는 저항 능력이며,  $C_s$ 는 강재의 트러스 작용에 의하여 발생하는 저항능력,  $\xi$ 는 고정계수,  $j$ 는 내부 지렛대 계수이다.  $D$ 와  $H$ 는 각각 교각의 직경과 높이,  $n_c$ 는 교각의 수,  $\rho_t$ 는 철근비,  $f_y$ 는 철근의 항복응력,  $B$ 는 상판의 폭 및  $L$ 은 평균 경간장이다.

최종적으로 교각의 역량은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$C_{cp} = \lambda_Q \cdot k_p \cdot \frac{D}{H}, k_p = \xi \cdot j \left( 1 + \frac{0.64}{\psi} \rho_t \frac{f_y}{f_c} \right) \quad (8)$$

여기서  $f_c$ 는 콘크리트의 압축강도이며,  $\lambda_Q$ 는 주기하중에 의해 발생하는 강도감소계수로 교량의 손상상태 및 내진 설계유무에 따라 Dutta(1999)와 ATC-43(1998)의 연구에 기초하여 Table 2의 값을 사용할 수 있다. Table 2에서 알 수 있듯이 내진설계된 교량은 좀 더 작은 강도감소를 통하여 우수한 성능을 갖도록 하는 연성설계를 포함하고 있다.

한편, 교량의 3D 효과는 Basöz와 Mander(1999)가 제시한 바와 같이 1) 약한 교각과 강한 받침에 놓인 교량, 2) 강한 교각과 약한 받침에 놓인 교량, 3) 일체형 교대와 같이 3가지로 구분하여 적용할 수 있다(Table 3 참조).

비내진 및 내진교량에 대한 여러 가지 손상상태를 예측하기 위해 필요한 수평변위한계를 Table 3에 정리하였다. 이러한 수평변위한계는 약한 교각과 강한 받침으로 이루어진 교량에 대해서는 교각 높이에 대한 비율로 적용할 수 있으며, 또한 약한 받침과 강한 교각으로 이루어진 거더교의 경우에는 수평변위 자체의 값으로 적용하게 된다. 손상상태 2와 3은 받침에서의 초기 손상을 나타낸다.

Table 2 Values for strength reduction factor  $\lambda_Q$  (Dutta, 1999)

손상 상태	비내진 설계	내진설계
1 Almost no	1	1
2 Slight	1	1
3 Moderate	0.6	0.9
4 Extensive	$\xi/k_p$	0.8
5 Complete	$j\xi/k_p$	0.7

Table 3 Drift and displacement limits (Basöz & Mander, 1999)

손상 상태	약한 교각과 강한 받침의 수평변위한계(변위/높이)		약한 교량받침과 강한 교각의 변위한계(m)
	비내진교량	내진교량	
2 Slight	0.005	0.010	0.050
3 Moderate	0.010	0.025	0.100
4 Extensive	0.020	0.05	0.175
5 Complete	0.05	0.075	0.300

손상상태 4와 5는 거더가 놓인 부분이 불안정하게 되고, 거더 플랜지의 폭이 절반이 되는 최초의 낙교 상태와 함께 붕괴, 즉 교량받침이 붕괴되는 상태를 나타내고 있다.

PGA 예측의 불확실성은 Pekcan(1998)의 연구를 바탕으로 내진 요구에 대한 불확실성 계수  $\beta_D$ 를 0.5로 가정하였으며, Dutta(1999)의 연구에 근거하여 역량에 대한 불확실성 계수는 0.25로 가정하였다. 추가적으로 해석 불확실성( $\beta_u = 0.2$ )을 고려하면, 분산계수  $\beta_{SRSS}$ 는 SRSS (the square root of the sum of the square)방법에 의해 0.6으로 산정된다.

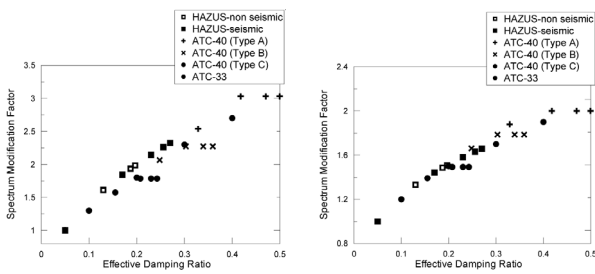
한편, 경사각과 3D 아치효과를 고려하여 표준교량에 대한 지진취약도 함수를 보정할 수 있는데, 이를 위하여 경사각 수정계수  $K_{skew} = \sqrt{\sin\alpha_{skew}}$ 와 길이가 긴 표준교량을 지간의 수를 이용하여 특정 교량으로 변환하기 위한  $K_{3D}$ 를 사용한다(Basöz와 Mander, 1999). 그리고 HAZUS에서는 지반운동을 표현하는데 있어서 PGA 단위보다  $S_a$  단위로 표현하는 것이 합리적이라 하였으나 본 연구에서는 비선형 시간이력해석을 통한 수치해석적 지진취약도함수와 HAZUS에서 제시한 해석적 정식화 방법을 검토하였기 때문에 PGA 단위를 이용하여 한국형 지진취약도함수를 표현하였다.

### 3. HAZUS 방법의 국내 적용성 검토

국내에서는 실제 지진에 의한 교량의 손상 자료를 확보하기 어렵기 때문에 주로 수치해석에 의하여 지진취약도 함수를 산정하고 있다. 그러나 이러한 수치해석적 방법에 의한 지진취약도 평가는 개별 교량에 대한 평가이며, 비선형 지진해석을 수행하기 때문에 복잡하며 많은 해석시간이 필요하다. 그리고 개별 교량마다 해석을 수행하여야 하므로 국내 전체 교량에 적용하기는 매우 어렵다. 이러한 문제를 해결하고 모든 교량에 적용할 수 있는 한국형 지진취약도함수를 개발하기 위한 가장 간편한 방법은 미국 HAZUS에서 제안된 지진취약도함수 분석방법을 국내 실정에 맞추어 수정하여 사용하는 것이며, 이 때 국내·외에서 사용되고 있는 지진취약도함수와 관련된 연구 결과를 활용함으로써 국내 실정에 맞게 보완할 수 있다. 기초적인 관련 연구를 위하여 HAZUS의 방법에 의한 지진취약도함수 산정시 사용되는 주요 계수들의 특성을 분석하였다.

#### 3.1 스펙트럼 수정계수( $B_S, B_L$ )에 대한 분석

HAZUS에서는 요구스펙트럼의 감소를 위하여 스펙트럼 수정계수를 사용하고 있다(Table 1). 이의 국내 적용성 검토를 위해 HAZUS, ATC-33(ATC,1995) 및 ATC-



(a) short period range spectrum (b) long period range spectrum  
 Fig. 1 Comparison of effective damping ratio and spectrum reduction factor

40(ATC, 1996) 등에서 사용하고 있는 스펙트럼 수정계수를 비교하였다. HAZUS에서 제시하고 있는 요구스펙트럼은 ATC-33의 요구스펙트럼과 기본적으로 동일하지만, 스펙트럼 감소계수는 ATC-33에서 주어진 값과 달리 유효감쇠비의 크기에 따라 정의되어 있다. 그리고 ATC-40에서는 역량스펙트럼법에 의한 구조물의 내진 성능을 평가하는 과정에서 가속도-변위 응답 스펙트럼의 관계를 통해 성능점에서의 연성요구도를 고려하여 스펙트럼 감소계수를 제시하고 있다. HAZUS, ATC-33 및 ATC-40에 제시된 스펙트럼 수정(감소)계수의 비교하기 위해 이력감쇠비에 따른 스펙트럼 수정(감소)계수를 산정하여 Fig. 1에 정리하였다.

Fig. 1로부터 HAZUS의 요구스펙트럼이 ATC-33 및 ATC-40과 유사함을 알 수 있다. 이는 곧 스펙트럼 수정(감소)계수는 이력거동에 의한 에너지 소산능력에 따라 결정할 수 있음을 알 수 있고, 만약 HAZUS의 절차를 따라 국내 현실에 맞는 지진취약도함수를 결정한다고 할 때, 국내에서 많이 사용되고 있는 단면형식을 고려하여 재해실험을 수행하고, 그 결과를 반영하여 손상상태별 감쇠비 및 스펙트럼 수정(감소)계수를 결정할 수 있음을 의미한다.

### 3.2 강도감소계수 $\lambda_Q$ 에 대한 분석정리

$\lambda_Q$ 는 교각의 연성( $C_{cp}$ )이 반복하중에 의해 감소되는 현상을 고려하기 위한 계수로 교량의 손상상태와 내진설계의 유무에 따라 달라진다. 손상상태 1의 경우 교각의 손상이 거의 없는 상태이므로 반복하중에 의한 강도저하가 발생하지 않아 내진설계의 유무와 관계없이  $\lambda_Q = 1$ 이 된다. 그러나 나머지 손상상태에서는 교각의 손상이 발생하므로 반복하중에 의한 강도감소를 고려하여야 하며, 강도감소 정도는 손상상태가 심할수록 크다. 한편 동일한 손상상태에서는 내진설계된 교량은 연성거동을 하기 때문에 반복하중에 의한 강도감소가 상대적으로 작은 반면, 비내진설계된 교량은 반복하중에 의한 강도감소가 심하게 일어난다.

HAZUS에서는 Dutta(1999)와 ATC-43(1998)의 연구결과를 기반으로 하여 손상상태별로 내진설계 교량과 비내진설계 교량에 대한  $\lambda_Q$ 를 가정하여 제안하였다. 이들 문헌과 관련 참고문헌(Dutta & Mander, 1998; Mander 등, 1998)을 살펴보면 구속 및 비구속된 콘크리트 교각이 반복하중을 받을 때 받는 손상 및 강도감소현상을 콘크리트의 파괴, 종방향철근의 좌굴, 전단철근의 파괴 등의 파괴모드로 구분하여 각각에 대한 이론을 전개하고 실험으로 검증한 바 있다.

국내에 적용 가능한  $\lambda_Q$ 를 산정하기 위해서는 이와 유사한 연구 사례를 살펴보아야 하는데, 현재까지는 정영수 등(2006)과 김태훈 등(2007)의 연구가 대표적인 사례라 할 수 있다. 이들은 여러 단면형상의 콘크리트 교각에 대하여 실험을 통하여 교각의 내진성능을 평가하고, 그 메커니즘을 분석한 바 있다. 비록 이들의 연구가  $\lambda_Q$ 를 직접적으로 도출하는 것은 아니지만 이들의 연구결과로부터 HAZUS에서 사용한 강도감소계수를 수정하지 않고 사용할 수 있음을 알 수 있었다. 현재는 HAZUS의 값을 그대로 사용하였지만, 향후 국내 교각에 대한 보다 많은 연구가 수행된다면 보다 합리적인 강도감소계수를 제시할 수 있을 것이다.

### 3.3 수평변위한계에 대한 분석정리

HAZUS에서 비내진교량과 내진교량에 대한 여러 가지 손상상태를 예측하기 위해 제시한 수평변위한계를 정리하였다(Table 4). 약한 교각과 강한 받침으로 이루어진 교량에 대해서는 교각의 높이에 대한 수평변위의 비율로 제시되어 있으며, 약한 받침과 강한 교각으로 이루어진 교량의 경우에는 수평변위 자체에 대한 값으로 제시되어 있다.

Dutta와 Mander(2002)는 교각의 관점에서 교각의 손상을 5개 등급으로 나누어 제시하였다. 이는 주로 고속도로에 위치한 내진설계된 교량의 지진취약도곡선을 유도하기 위해 사용한 값으로, 손상상태 2~5의 경우에 HAZUS

Table 4 Comparison of drift and displacement limits on damage states

손상상태	HAZUS		Dutta & Mander (2002)	비율(%)	
	비내진교량	내진교량		비내진교량	내진교량
	A1 (변위/높이)	A2 (변위/높이)	B (변위/높이)	B/A1*100	B/A2*100
1 Almost no	-	-	0.005	-	-
2 Slight	0.005	0.010	0.007	140.0	70.0
3 Moderate	0.010	0.025	0.015	150.0	60.0
4 Extensive	0.020	0.05	0.025	125.0	50.0
5 Complete	0.05	0.075	0.05	100.0	66.7

에서 제시한 내진교량에 대한 수평변위한계의 50~70% 수준이다. 여기서 손상상태 1, 2, 3, 4 및 5는 각각 거의 손상을 입지 않음(almost no damage), 경미한 손상(slight damage), 중간 손상(moderate damage), 큰 손상(extensive damage) 및 붕괴(완전한 손상, complete)를 의미한다.

### 3.4 국내 적용성에 대한 검토

지진에 의한 재해양상은 지역적인 특성에 따라 매우 다르게 나타나므로 외국에서 개발된 지진재해평가기술을 국내에 적용하기 위해서는 각종 기초자료 들을 우리의 실정에 맞게 수정해야 한다. 현재 국내의 실정으로는 지진재해평가기술의 입력자료와 관련된 사항들이 상당히 미비한 상태이며, 충분한 자료를 확보하기까지는 많은 시간과 노력이 필요하다.

미국의 지진취약도함수는 주로 강진 지역을 중심으로 개발되어, 교각의 비선형 거동에 초점이 맞추어져 개발되었으며, 콘크리트의 지진거동을 Low Cycle Fatigue로 고려하여 지진취약도함수를 고려하는 모델이 많이 사용되고 있다. 이러한 지진취약도함수는 유지관리가 적절하게 이루어지고 있는 교량에 대하여 적용이 가능하나, 국내의 경우 내진설계가 도입되기 이전에 설계된 교량이 많이 존재하고 있으며, 또한 유지관리의 소홀로 인하여 설계 시 요구된 거동 특성을 보이지 않는 경우가 많이 있다. 따라서 국내실정을 고려한 지진취약도함수는 1) 중·약진 지역인 국내 지진 발생 여건을 고려한 실질적 지진손상함수의 개발, 2) 우리나라의 설계·시공 특성을 고려한 지진손상함수의 개발, 3) 교량 받침 등 지진 시 교량 응답에 영향을 미칠 수 있는 교량 부속 요소의 건전성 상태를 고려할 수 있는 지진손상함수의 개발, 4) 내진설계가 이루어지지 않은 교량의 조건을 고려한 지진손상함수의 개발 등의 상황을 고려하여 결정되어야 한다.

## 4. PSC-I 거더교의 지진취약도 분석

### 4.1 해석교량의 제원

해석교량은 한국방재학회(2007)에서 제안한 국내 표준교량의 하나인 ‘PSC-I 거더교’로서 하부구조는 동일한 원형단면을 갖는 3개의 교각에 의해 지지되며, 상부구조는 35m의 동일 경간장을 가진 총 연장이 140m인 4경간 교량이다. 이때 상부구조는 2경간 연속으로 P2 교각부에 신축이음장치가 있는 좌우 대칭형이며, 교각의 높이는 12m이며 지름은 2.5m로 모두 동일하다. 교각단면은 D25 주철근(SD40)이 2단으로 65개(외측)와 59개(내측) 철근이 각각 배치되어 콘크리트를 구속하고 있다. 도로교

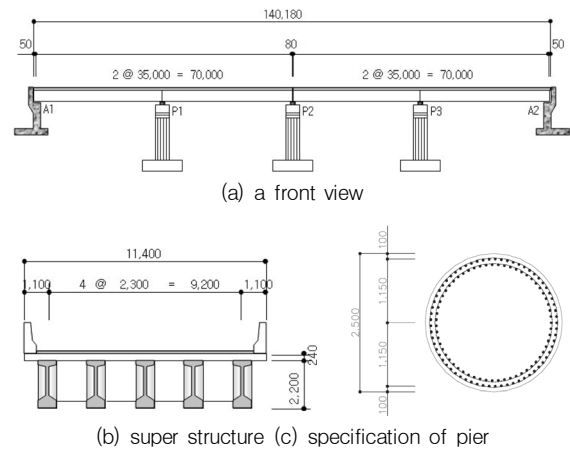


Fig. 2 Specification of Example bridge (unit: mm)

설계기준(2005)의 내진설계조건, 즉 지진구역은 I 구역(지진구역계수  $R=0.11$ ), 내진등급은 내진 I 등급교(위험도계수  $I=1.4$ ) 및 가속도계수  $A=0.154g$ 의 조건을 만족하도록 설계되었다(Fig. 2 참조).

### 4.2 이론적 해석방법에 의한 지진취약도

교량의 교각은 상시에는 상부구조의 수직하중을 견디도록 설계하며 이 경우는 대개 탄성거동을 한다. 그러나 지진하중과 같은 큰 수평하중이 작용할 경우에는 큰 휨모멘트를 받게 되며 특히 RC 부재일 경우에는 휨에 의한 비선형 거동이 복잡하게 나타나기 때문에 이를 고려할 수 있는 적절한 해석기법을 적용하여야 한다. 기존 연구자들의 경우를 살펴보면 교량의 비선형성을 고려한 지진취약도 분석을 위해 교각에서 모멘트가 크게 작용하는 소성힌지 영역에 모멘트-곡률 관계를 적용하여 비탄성 해석을 수행하였다(이진학 등, 2004). 그러나 소성힌지 영역은 축방향으로 분포되어 있기 때문에 근사적인 해석은 가능하나 정확한 해석은 어렵다. 정밀한 해석을 위해서는 3차원 솔리드 요소를 이용한 비선형 비탄성 유한요소해석을 수행하여야 하며, 따라서 많은 계산시간이 요구된다. 이를 보완하기 위해 Spacone 등(1996)은 화이버 요소(fiber element)를 사용하여 보요소의 휨해석 기법을 제안한 바 있으며, 화이버 요소는 간단한 모델링을 통하여 단면에서의 비선형 휨거동을 정확히 표현할 수 있고 전체적으로는 보요소로 구성되기 때문에 빠른 해석이 가능하다.

이 연구에서는 수치해석적으로 교각의 비선형성 거동을 보다 엄밀하게 모사하고 해석시간을 단축하기 위해 화이버 요소를 지원하는 OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) 프로그램을 이용하여 비선형 시간이력해석을 수행하였다(Open Sees, 2006). 해석모델에 있어서 교각부는 화이버 요소를 이용한 비선형 요소로 모델링하였고, 이를 제외한 나머지 부

분은 선형 요소로 모델링 하였다. 경계조건으로는 교각하단부에서 기초와 연결되는 부분은 고정지점으로, 상부구조와 하부구조가 연결되는 부분은 힌지와 롤러를 사용하여 모델링 하였다. 이때 고유치 해석에 따른 고유주기를 살펴보면 교축방향 1차 모드는 2.739초, 교축직각방향 1차 모드는 1.807초이다.

교각의 연성능력을 이용한 손상상태를 정의하기 위해서 비선형 정적해석인 pushover 해석을 통해 구한 밀면 전단력-변위 곡선과 철근의 항복 및 파괴시 변형률을 이용하여 항복변위( $U_y = 0.024\text{m}$ ) 및 파괴변위( $U_u = 0.204\text{m}$ )를 산정하였고, 이를 수평변위한계와 조합하여 최대변위연성도에 따른 손상한계를 산정하였다.

비선형 시간이력 해석은 특정 입력지진에 대한 응답을 구하는 것으로 대상지점에 있어서의 지진의 세기, 지속시간, 주기특성 등과 같이 불확실한 요소를 많이 포함하고 있다. 따라서 이를 이용하여 교량의 지진취약도를 평가하기 위해서는 다수의 입력지진을 이용할 필요가 있다. 그러나 우리나라의 경우 지반가속도 계측이 시작된 지 얼마 되지 않아, 이에 대한 자료가 충분하지 않으며 이 연구에서는 국내 도로교설계기준에 제시된 기반암도두에서 수평방향 가속도설계응답스펙트럼(Acceleration Design Response Spectrum, ADRS)을 이용하여 인공지진파를 작성하였다(한국도로교통협회, 2005) (Fig. 3 참조).

인공지진 작성시 입력지진의 강진지속시간과 PGA 크기 및 랜덤 위상각을 불확실성 인자로 가정하였다. 시간이력의 포락함수  $A_j(t)$ 는 미국토목학회에서 제시한 기준에서 규모 7.0 이상에 대해 추천하는 사다리꼴 형상을 사용하였으며, 총 지속시간은 24초, 강진지속시간은 5초, 10초, 15초의 경우에 대해 각각 PGA를 0.001g~0.6g

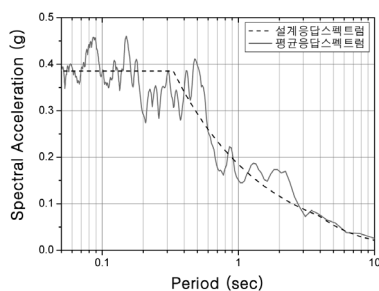


Fig. 3 Example of response spectrum of input earthquake (PGA=0.154g)

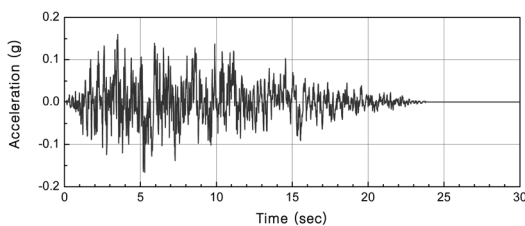


Fig. 4 Example of input earthquake wave (PGA=0.154g)

의 범위 내에서 100개씩 고르게 분포하도록 작성하여 총 300개의 인공지진을 이용하여 지진취약도 분석을 수행하였다. 이때, PGA는 고르게 분포하더라도 지진의 파형에 대한 불확실성을 고려하기 위해 랜덤 위상각을 갖도록 하였다(ASCE, 1999) (Fig. 4 참조).

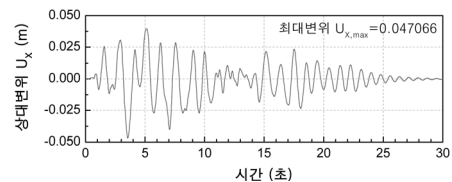
교량의 경우, 지진하중에 의한 손상이 주로 교각부에서 먼저 발생하므로, 본 해석에서는 비선형 시간이력을 통해 교량의 지진해석을 수행한 후, 이를 토대로 지진취약도 평가를 실시하였다. 이때, 교각의 손상상태는 Dutta와 Mander가 제시한 각 손상상태별 수평변위한계를 최대변위연성도로 변환하여 사용하였다. 교각의 수평변위한계에 따른 손상상태를 구분하여, 교각의 손상상태별 최대변위연성도와 교축 및 교축직각방향에 대한 지진해석시 손상상태별로 손상을 일으킨 지진의 수를 Table 5에 정리하였다. Fig. 5는 OpenSees를 이용하여 인공지진(0.2g)에 의한 교축방향 및 교축직각방향으로의 변위를 제시한 것이다.

앞에서 구한 최대 연성도를 이용하여 PGA로 구분된 지진별 손상유무를 판단하고, 이를 최우도추정법을 이용하여 지진취약도함수의 2변수를 구하면 Table 6과 같으며, 이 변수를 이용하여 Fig. 6과 같이 지진취약도함수를 작성하였다.

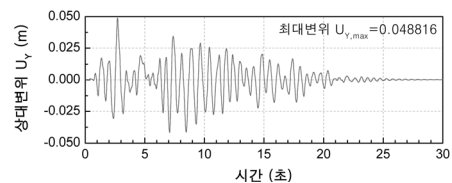
우리나라는 일반적으로 중약진 지진구역으로 구분되며, 본 해석교량은 내진 1등급을 만족하도록 내진설계된 구조물이다. 이 구조물이 내진성능을 지진취약도 곡선을 이

Table 5 Damage states of piers (Dutta & Mander, 2002)

손상상태	설명	수평변위한계 (변위/높이)	최대변위 연성도	손상상태별 손상교각의 수	
				교축	교직
1 Almost No	거의 손상 없음	0.005	1.000	249	245
2 Slight	경미한 손상	0.007	1.333	231	226
3 Moderate	중간 손상	0.015	2.666	191	178
4 Extensive	큰 손상	0.025	4.332	145	114
5 Complete	완전 파괴(붕괴)	0.050	8.497	44	12



(a) Longitudinal direction (P1)



(b) Transverse direction (P2)

Fig. 5 Example of Horizontal displacements (PGA=0.2g)

Table 6 Results of fragility analysis on damage states

손상 상태	교축방향		교축직각방향	
	중앙값	대수표준편차	중앙값	대수표준편차
1 Almost No	0.1031g	0.668	0.1112g	0.729
2 Slight	0.1418g		0.1500g	
3 Moderate	0.2184g		0.2449g	
4 Extensive	0.3112g		0.3724g	
5 Complete	0.5449g		0.6490g	

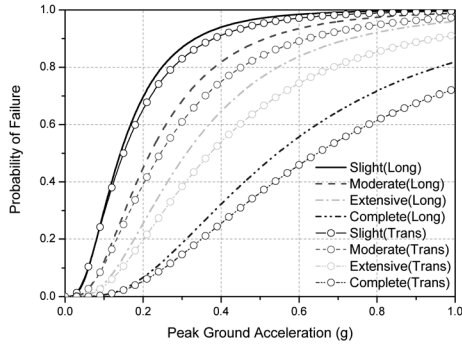


Fig. 6 Analytical fragility curves of pier of example bridge (Long & Trans: longitudinal and transverse direction)

용하여 평가하면, 교각의 기능을 수행할 수 없는 심한손상이 발생하는 손상등급 4(Extensive)의 중앙값이 교축방향에 대해 0.3112g, 교축직각방향에 대해 0.3724g로 설계기준인 0.154g 보다 훨씬 크므로 충분한 내진성능을 갖고 있는 것으로 평가할 수 있다. 그리고 교축방향 및 교축직각방향에 대한 중앙값을 살펴보면 교축방향이 대체로 작아 교축직각방향에 비해 지진에 취약한 것으로 평가되었다. 이것은 교축방향 및 교축직각방향에 대한 구속조건의 차이에 의한 것으로 판단된다. 즉, 교축방향에 대해서는 외측 2개의 교각은 힌지로, 가운데 교각은 풀러로 구속하였고, 교축직각방향에 대해서는 3개 교각 모두 힌지로 구속되어, 교축방향은 2개의 교각이 저항하지만, 교축직각방향은 3개의 교각이 저항하기 때문에 판단된다.

### 4.3 HAZUS 방법에 의한 지진취약도

HAZUS 방법에 의하여 해석교량의 지진취약도함수를 구하기 위해서는 교량의 형식이나 재료물성값과 같은 몇 가지 정보가 필요하다. 본 해석교량의 형식은 1) 내진설계 적용 교량으로, 2) 연속교이며, 3) 단일 교각 및 교대로 이루어진 다경간 교량이다. 경간의 수는 4경간연속이나, 중앙에 신축이음장치가 설치되어 있다. 다음의 Table 7~10은 HAZUS의 분석 방법에 의하여 지진취약도 분석 절차를 나타낸 것이다. Table 7에서는 교각의 재료물성값을 제시하였으며, Table 8에서는 HAZUS에서 제시된 여러 보정계수를, 그리고 Table 9에서는 손상단계별 계수를 산정한 결과를 제시한 것이다. 그리고 최종적으로

Table 7 Material properties of pier

사용재료	압축강도( $f_c$ )	지름(D)	단면적( $A_c$ )	높이(H)		
콘크리트	27.60MPa	2.50m	4.91m <sup>2</sup>	12.00m		
사용재료	철근지름	사용 철근수	철근 단면적	총 철근 단면적	철근비 ( $\rho$ )	항복강도 ( $f_y$ )
강재	0.025m	65	0.00049m <sup>2</sup>	0.0319m <sup>2</sup>	0.0065	414MPa

Table 8 Recommend values in HAZUS

HAZUS 보정계수	값	비고
교량 특성 계수, $k_{3D}$	0.33	연속적인 교량
3D 아치현상 계수, $K_{3D}$	1.17	약한 교각, 강한 받침 교량
$k_p$	0.71	교각 연성계산시 필요한 값
분산계수(대수표준편차), $b$	0.60	추천값
고정계수, $\zeta$	0.50	단주식 캔틸레버 교각
축응력비, $\psi$	0.08	교각에서의 고정하중에 의한 축응력비

Table 9 Factors on damage states

손상 상태	2 Slight	3 Moderate	4 Extensive	5 Complete	비고
지반종류(S)	1.000	1.000	1.000	1.000	기반암
스펙트럼 수정계수( $B_L$ )	1.440	1.580	1.630	1.690	장주기 교량
강도감소계수( $\lambda_Q$ )	1.000	0.900	0.800	0.700	내진설계교량
변위 한계( $\theta_u$ )	0.010	0.025	0.050	0.075	약한 교각
교각 연성( $C_{cp}$ )	0.149	0.134	0.119	0.104	-

Table 10 Median values of example bridge on damage states ( $\beta=0.60$ )

손상상태	2 Slight	3 Moderate	4 Extensive	5 Complete
중앙값	0.428	0.705	0.969	1.151

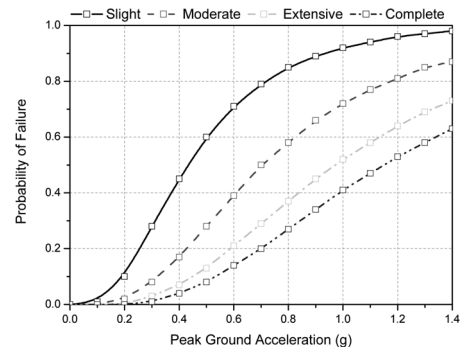
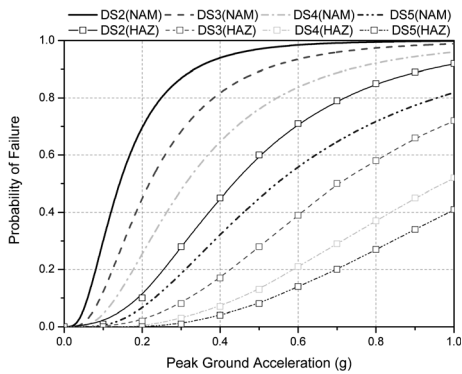


Fig. 7 Seismic fragility curves by HAZUS method ( $\beta=0.60$ )

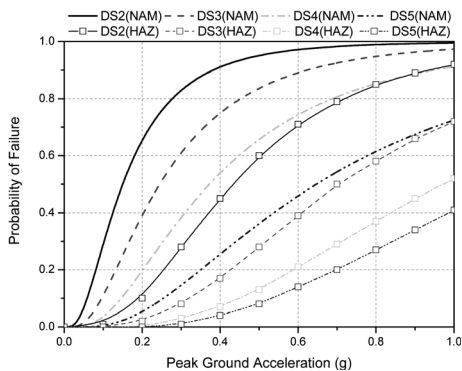
구한 지진취약도함수의 중앙값을 Table 10에서 손상단계별로 정리하고, Fig. 7에서 취약도 곡선을 제시하였다.

### 4.4 해석교량의 지진취약도 비교

해석교량에 대하여 수치해석적 방법을 통해 구한 지진취약도함수와 HAZUS의 분석방법에 의해 구한 지진취약



(a) Longitudinal direction



(b) Transverse direction

Fig. 8 Comparison of seismic fragility curves (NAM: analytical method, HAZ: HAZUS method)

Table 11 Comparison of seismic fragility curves by analytical and HAZUS method

손상 상태	수치해석적 방법				HAZUS 방법	
	교축방향		교축직각방향		중앙값	대수표준 편차
	중앙값	대수표준 편차	중앙값	대수표준 편차		
2 Slight	0.142g	0.668	0.150g	0.729	0.430g	0.6
3 Moderate	0.218g		0.245g		0.700g	
4 Extensive	0.311g		0.372g		0.970g	
5 Complete	0.545g		0.649g		1.150g	

도함수를 다음의 Fig. 8과 Table 11에서 비교하였다.

해석교량에 대해서 수치해석적 방법과 HAZUS의 방법에 의하여 구한 지진취약도함수를 비교하면 수치해석적 방법에 비해 HAZUS에 의해 구한 지진취약도함수의 중앙값이 더 크게 산정되었다. 이는 HAZUS 방법이 강진 다발지역인 미국을 대상으로 개발되어 있는 방법을 별다른 수정 없이 국내 설계기준을 만족하도록 설계된 교량에 적용하여 나타난 결과로 평가된다.

### 5. 수정된 HAZUS 방법에 지진취약도

HAZUS에서 제시한 방법은 미국의 내진설계기준을 근

간으로 개발되었다. 이를 국내 실정에 맞도록 수정하기 위해서는 지진취약도함수를 결정하는 계수인 스펙트럼 수정계수( $B$ ), 강도감소계수( $\lambda_0$ ) 및 수평변위한계( $\theta$ )를 결정하기 위한 많은 실험결과나 측정자료들이 필요하다. 그러나 전술한 바와 같이 국내에는 자료가 충분하지 않아 실험결과를 근간으로 명확한 수정계수를 제시하기에는 어렵다. 그러므로 본 연구에서는 미국과 국내의 내진설계 수준을 비교, 분석하여 별도의 수정계수를 제시하여 지진취약도 평가를 수행하였다.

미국과 국내의 내진설계수준을 비교하면, 국내는 중앙진 지역이고 미국은 강진지역이기 때문에 미국보다 국내 내진설계수준이 작게 산정된다(ASSTO, 2007; 한국도로교통협회, 2005). 이에 본 연구에서는 HAZUS 방법의 주요계수를 국내 실정에 맞도록 수정하였다. 수평변위한계는 Dutta와 Mander가 제시한 값이 HAZUS의 70% 수준이고 일반적으로 교량의 지진취약도분석시 많이 사용되므로 이 값을 수정계수로 택하였으며, 스펙트럼 수정계수와 강도감소계수는 기존값에서 10%씩 감소해 가면서 지진취약도함수의 중앙값을 산정해 수치해석적 방법으로 구한 지진취약도함수와 비교, 분석하여 가장 합리적이거나 판단되는 기존값의 70% 정도를 수정계수로 택하였다 (Table 12 참조).

해석교량에 수정된 HAZUS 방법을 적용하였을 때, 손상상태 2, 3 및 4에 대해서는 과대평가하는 경향이 있지만 구조물의 성능(파괴)과 가장 밀접한 관련이 있는 손상상태 5의 중앙값은 거의 유사거나 작게 산정되었으며, 표준편차도 유사하게 산정되었다. 따라서 국내 교량의 내진설계수준 등을 고려하여 주요계수를 HAZUS의 70% 정

Table 12 Comparison of seismic fragility functions (I)

손상 상태	중앙값						대수표준 편차
	기존 계수	90% 수준	80% 수준	70% 수준	60% 수준	50% 수준	
2 Slight	0.428g	0.306g	0.256g	0.210g	0.166g	0.127g	0.6
3 Moderate	0.705g	0.466g	0.391g	0.320g	0.254g	0.193g	
4 Extensive	0.969g	0.585g	0.490g	0.401g	0.319g	0.242g	
5 Complete	1.151g	0.803g	0.673g	0.551g	0.437g	0.332g	

Table 13 Comparison of seismic fragility functions (II)

손상 상태	수치해석적 방법				HAZUS 방법			
	교축방향		교축직각방향		기존계수		수정계수 (70% 감소)	
	중앙값	대수 표준 편차	중앙값	대수 표준 편차	중앙값	대수 표준 편차	중앙값	대수 표준 편차
2 Slight	0.142g	0.668	0.150g	0.729	0.428g	0.6	0.210g	0.6
3 Moderate	0.218g		0.245g		0.705g		0.320g	
4 Extensive	0.311g		0.372g		0.969g		0.401g	
5 Complete	0.545g		0.649g		1.151g		0.551g	



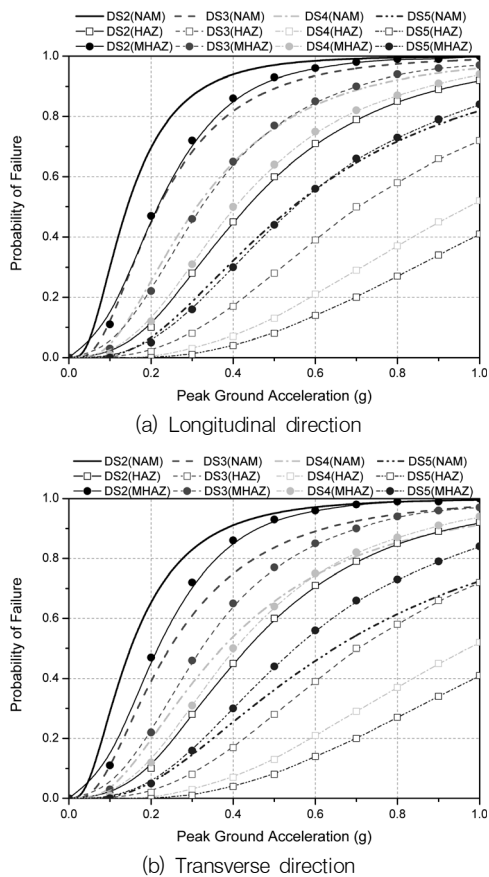


Fig. 9 Comparison of seismic fragility curves(NAM: analytical method, HAZ: HAZUS method, MHAZ: modified HAZUS method)

도 수준에서 수정하여 사용하는 것이 수정된 HAZUS 방법에 따른 한국형 지진취약도함수를 산정하는 가장 합리적인 방법으로 사료된다(Table 13, Fig. 9 참조).

## 6. 결과 및 고찰

이 연구는 국내의 PSC-I 거더교에 대한 지진재해평가 기술을 개발하기 위해서 국내 실정에 맞는 간편하고 해석 시간이 짧은 지진취약도함수의 개발하기 위해 HAZUS의 간편한 분석 방법에 의한 지진취약도함수 산정 방법을 국내 실정에 맞도록 수정하여 한국형 지진취약도함수를 제안하였다.

국내 PSC-I 거더교에 적용 가능한 수정된 HAZUS 방법에 의한 한국형 지진취약도함수를 개발하기 위하여 다음과 같은 절차를 수행하였다. 1) HAZUS의 해석적 정식화를 통한 지진취약도함수 산정에 관한 알고리즘을 분석한 후, 2) 이때 지진취약도함수를 결정하는 주요 계수들을 기존 연구결과 및 참고문헌에 기초하여 국내 적용성을 검토하였다. 그리고 3) 주요 계수의 특성을 분석하기 위해 국내 표준교량 중 하나인 PSC-I 거더교에 대해 수치해석적 방법과 HAZUS 방법에 따른 지진취약도함수를

구해 주요 계수의 변화에 따른 지진취약도함수의 경향을 분석하여, 4) 미국과 국내의 내진설계기준 및 교량형식 등을 고려하여 주요 계수를 국내 실정에 맞도록 수정한 HAZUS 방법에 의한 한국형 지진취약도함수를 산정하였다. 이 연구의 결과를 다음과 같이 간략히 요약하였다.

1. HAZUS에서는 교량구조물의 지진취약도함수를  $S_a$  단위로 표현하는 것이 합리적이라 하였으나 본 연구에서는 비선형 시간이력해석을 통한 수치해석적 방법과 HAZUS 방법을 통한 지진취약도함수를 산정하였기 때문에 PGA 단위를 이용하여 한국형 지진취약도함수를 표현하였다.

2. HAZUS 방법에 사용되는 주요 계수는 스펙트럼 수정계수( $B$ ), 강도감소계수( $\lambda_Q$ ) 및 수평변위한계( $\theta$ ) 등으로 이는 현장조사, 실험 및 기존 문헌 등을 이용하여 미국의 내진특성에 맞게 가정한 계수들이므로 국내 교량에 적용을 위해 기존연구 및 문헌 등에 기초하여 분석하였다. 스펙트럼 수정계수 및 강도감소계수는 제안된 값을 사용하여도 무방하나, 향후 관련연구의 수행에 의해 신뢰할 만한 연구결과가 축적되면 보다 정밀한 보정이 가능할 것이다. 그리고 수평변위한계는 미국 과 국내의 내진설계수준을 비교하였을 때, 제안된 값보다 작아야 할 것으로 사료된다.

3. 국내 실정에 맞고 정확한 해석결과를 얻을 수 있는 간편식을 도출하기 위해서는 많은 수치해석과 국내 지진 피해 자료들이 필요하나 국내에는 이와 같은 자료들이 부족한 상태라 본 연구에서는 미국과 국내 내진설계수준을 비교, 분석하여 주요계수를 HAZUS의 70% 수준으로 수정된 HAZUS 방법에 따른 지진취약도함수를 산정하는 방법을 제안하였으며, 이때 지진취약도함수가 수치해석적 방법에 의한 지진취약도함수와 유사한 경향을 보였다.

## 참고문헌

1. 김상훈, 김두기, 서형렬, 김종인 “내진보강된 콘크리트 교량의 손상도 곡선” 한국구조물진단학회지, 제8권 제1호, 2004, pp. 203-210.
2. 김태훈, 박창영, 정영수, 신현목 “진동대 실험을 통한 철근콘크리트 교각의 지진거동에 관한 해석적 연구” 한국지진공학회 논문집, 제11권 제5호, 2007, pp.49-59.
3. 송종걸, 김학수, 이태형 “확률론적 내진성능평가를 위한 PSC Box 거더교의 지진취약도 해석” 대한토목학회 논문집, Vol. 29, No. 2A, 2009. pp.119-130.
4. 이종현, 이수철 “지진의 변화에 따른 교량의 해석적 손상도 곡선의 안정성” 구조물진단학회지, 제13권 제2호, 2009, pp. 145-152
5. 이진학, 윤진영, 윤정방 “지진취약도분석을 통한 교량의 지진 위험도 평가” 한국지진공학회 논문집, 제8권 제6호, 2004, pp.31-43.
6. 정영수, 박창규, 이호율 “이축반복하중을 받는 2주형 철근콘크리트 교각의 내진성능과 보강” 한국지진공학회 논문집, 제 10권 제3호, 2006, pp.47-55.

7. 한국도로교통협회 “도로교설계기준” 건설교통부, 2005.
8. 한국방재학회 “교량구조물의 지진취약도함수 국산화 연구” 발간등록번호 11-1660080-000029-01, 국립방재교육연구원 방재연구소, 연구보고서, 2007.
9. ASSHTO, ASSHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, 2007.
10. ATC-13, Earthquake Damage Evaluation Data for California. Report ATC-13, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1985.
11. ATC-43, Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Report ATC-43, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1998.
12. Basöz, Nesrin, and Mander, John “Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS” Draft of the report for National Institute of Building Sciences, Draft 7, FEMA/NCEER, 1999.
13. Cheng, C.T. and Mander, J.B. “Seismic Design of Bridge Columns Based on Control and Repairability of Damage” National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report. NCEER 97-0013, 1997.
14. Dutta, A. “On Energy-based Seismic Analysis and Design of Highway Bridges” Ph.D. Dissertation, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, 1999.
15. Dutta, A. and Mander, J.B. “Capacity Design and Fatigue of Confined Concrete Columns” Technical Report MCEER-98-0007, 1998.
16. Dutta, A. and Mander, J.B. “Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges” INCEDE-MCEER Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, June, Tokyo, Japan, 1998.
17. HAZUS, Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency, 1997.
18. Mander, J.B. and Cheng C.T. “Seismic Resistance of Bridge Piers Based on Damage Avoidance Design” National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report. NCEER 97-0014, 1997.
19. Mander, J.B. and Dutta, A. “How can Energy-based Seismic Design be Accommodated in Seismic Mapping” Proceedings of the FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of Seismic Ground Motion for New and Existing Highway Bridges, Burlingame, CA, 1997, pp.95-114.
20. Mander, J.B., Dutta, A. and Kim, J.H. “Fatigue Analysis of Unconfined Concrete Columns” Technical Report MCEER-98-0009, 1998.
21. Neilson, B.G. and DesRoches, R. “Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach” Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Vol. 36, No. 6, 2007, pp.823-839.
22. Open Sees, <http://opensees.berkeley.edu>. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, 2006.
23. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K. and Ueda, T. “Statistical Analysis of Fragility Curves” Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NY, USA, 2002
24. Spacone, E., Filippou, F.C. and Taucer, F.F. “Fibre Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: Part I”. Formulation, Earthquake Eng. & Struc. Dyn., Vol. 25, 1996, pp.711-725.

(접수일자 : 2009년 10월 20일)  
(심사완료일자 : 2010년 12월 14일)

## 요 지

교량구조물의 지진재해평가기술을 개발하기 위해서는 전체 교량에 대한 분류체계별 표준교량을 선정 한 후, 간편한 정식화 방법을 통해 지진취약도를 분석하고, 이로부터 교량의 근사적인 지진위험도를 평가하는 것이 현실적이라 할 수 있다. 본 연구에서는 HAZUS에서 사용 중인 간편하면서도 실용적인 방법을 미국과 국내의 내진설계수준 등을 고려하여 국내 PSC-I 거더교에 적용 가능하도록 ‘수정된 HAZUS 방법에 의한 한국형 지진취약도함수’를 개발하였다. 이를 위해 국내 표준교량 형식 중 하나인 PSC-I 거더교에 대해 수치해석적 방법을 적용하여 해석적 지진취약도함수를 구하고, 수정된 HAZUS 방법을 적용하여 지진취약도함수를 구한 후 그 결과를 비교 분석하였다. 수정된 HAZUS 방법에서의 주요 계수는 수치해석적 방법에 의한 지진취약도함수와 가장 유사한 경향을 보이도록 하는 계수를 선택하는 방법으로 결정하였으며, 강도감소계수의 경우 HAZUS에서 제시한 값의 70% 수준을 사용할 때 해석적 결과와 유사한 지진취약도 함수를 구할 수 있음을 알 수 있었다.

**핵심 용어** : 지진취약도, 해석적 정식화, HAZUS, PSC-I 거더교, 하이버 요소