

확률론적 내진성능평가를 위한 PSC Box 거더교의 지진취약도 해석

Seismic Fragility Analysis for Probabilistic Performance Evaluation of PSC Box Girder Bridges

송종걸* · 김학수** · 이태형***

Song, Jong-Keol · Jin, He-Shou · Lee, Tae-Hyung

Abstract

Seismic fragility curves of a structure represent the probability of exceeding the prescribed structural damage state for a given various levels of ground motion intensity such as peak ground acceleration (PGA), spectral acceleration (S_a) and spectral displacement (S_d). So those are very essential to evaluate the structural seismic performance and seismic risk. The purpose of this paper is to develop seismic fragility curves for PSC box girder bridges. In order to construct numerical fragility curve of bridge structure using nonlinear time history analysis, a set of ground motions corresponding to design spectrum are artificially generated. Assuming a lognormal distribution, the fragility curve is estimated by using the methodology proposed by Shinozuka *et al.* PGA is simple and generally used parameter in fragility curve as ground motion intensity. However, the PGA has not good relationship with the inelastic structural behavior. So, S_a and S_d with more direct relationship for structural damage are used in fragility analysis as more useful intensity measures instead of PGA . The numerical fragility curves based on nonlinear time history analysis are compared with those obtained from simple method suggested in HAZUS program.

Keywords : probabilistic method, seismic performance estimation, seismic fragility analysis, inelastic time history analysis, damage state

요 지

구조물의 지진취약도 곡선은 최대지반가속도, 가속도 스펙트럼(S_a) 혹은 변위 스펙트럼(S_d)등과 같은 지진의 크기를 나타내는 다양한 수준에 대하여 정해진 손상상태를 초과할 확률을 나타내는 것으로 구조물의 내진성능과 지진위험도를 평가하는데 아주 중요하다. 본 논문의 목적은 국내 교량의 대표적인 형식의 하나인 PSC BOX 거더교에 대한 지진취약도를 분석하는 것이다. 이를 위해 실제지진기록을 사용하여 국내 내진설계기준에 적합한 인공지진을 작성하여 예제교량에 대한 비탄성 시간이력해석을 수행하여 Shinozuka 등이 제안한 방법을 사용하여 지진취약도 곡선을 작성하였다. 최대지반가속도에 비해 구조물의 손상을 나타내기에는 S_a 와 S_d 가 보다 적절하므로 지진취약도 곡선을 S_a 와 S_d 단위로 전환하여 나타내었다. 비탄성 시간이력해석에 의해 평가된 최대지반가속도, S_a , S_d 단위의 취약도 곡선을 HAZUS에서 사용하는 간편식을 이용한 지진취약도 곡선과 비교하여 평가하였다.

핵심용어 : 확률론적 방법, 내진성능 평가, 지진취약도 해석, 비탄성 시간이력해석, 손상상태

1. 서 론

1995년 일본에서 발생한 효고현 남부지진은 규모 7.2의 강진으로 사망자는 육천삼백 명, 재산피해는 십조엔에 도달하는 아주 큰 피해를 발생시켰다. 또한 1999년 타이완에서 발생한 Chi-Chi 지진은 규모 7.3의 강진으로 약 2천 4백 명의 사망자가 발생하였고 수많은 건축 및 토목구조물(교량)들이 붕괴 또는 심각한 손상을 입게 되었다.

우리나라는 상대적으로 안정적인 대륙판 내부에 위치하여 있지만 강진활동이 활발한 일본 및 대만과 근접해 있기 때문에 이전부터 지진재해의 위협을 받고 있었다. 특히 최근 기상청에서 수행한 근래 지진발생회수 및 규모에 대한 통계 자료에 따르면 90년대 15~37건이었던 지진 발생수가 2000년대 들어 38~49건으로 급격히 증가한 것으로 나타났다. 따라서 우리나라도 지진안전지대가 아니며 강진 발생가능성에 대한 대비가 필요하다고 판단된다.

*정회원 · 교신저자 · 강원대학교 토목공학과 부교수 (E-mail : songj@kangwon.ac.kr)

**강원대학교 토목공학과 박사과정 (E-mail : jinshou@kangwon.ac.kr)

***정회원 · 건국대학교 토목공학과 조교수 (E-mail : thlee@konkuk.ac.kr)

강진으로 인한 지진재해는 일반적으로 피해규모가 크고 피해지역이 광범위하기 때문에 도시화가 고도하게 진행된 사회에서 강진이 발생하게 된다면 이로 인한 지진재해는 국가 경제발전에 아주 심각한 영향을 줄 수 있다. 따라서 강진이 자주 발생하는 미국, 일본, 대만 등에서는 현재까지 많은 연구자들이 수행한 연구결과들을 바탕으로 하여 각국의 현황에 적합한 구조물의 지진취약도 해석기법을 개발하고 이를 실무에 적용하고 있다. 이중 가장 대표적인 것이 미국의 HAZUS(FEMA, HAZUS-MH-2003)이다. 반면 우리나라의 경우 현재 원자력 발전소, 교량 등을 포함한 대부분의 구조물의 경우에 내진설계를 적용하고 있으나, 아직까지 국내실정에 적합한 지진취약도 해석기법을 사용하여 지진재해를 확률적으로 평가하고 관리하는 시스템을 구축하지 못하고 있는 실정이다. 또한, 현재 국내의 실정으로는 지진취약도 해석기법을 개발하는데 필요 되는 기초자료들이 상당히 부족한 상태이며, 이들을 확보하는데 수많은 인력과 노력뿐만 아니라 긴 시간도 필요하기 때문에 현재로서는 외국에서 개발된 지진취약도 해석기법을 우리나라의 실정에 맞게 수정해서 사용하는 것이 바람직하다고 할 수 있다.

지진취약도 평가를 위하여 본 논문의 해석에 적용한 교량으로는 국내에서 많이 시공되고 있는 교량인 PSC Box 거더교를 선정하였다. 수치해석에 의한 지진취약도 평가를 위해서는 지진취약도 평가대상지역의 특성에 맞는 다양한 종류의 지진가속도 선정이 중요하다. 국내에 계속된 지진은 극히 제한적이므로 지진취약도 해석을 위해서는 현행 도로교 설계기준(2005)에 의한 설계스펙트럼에 대응되는 다양한 인공지진을 생성하여 사용하였다. 비탄성 시간이력해석 결과들로부터 지진취약도 곡선을 평가하기 위해서는 국외에서 많이 사용되고 있는 Shinozuka의 제안식(Shinozuka *et al.*, 2001)을 사용하였다. 현재 지진취약도 곡선은 최대지반가속도(PGA)에 대해서 나타내는 것이 일반적이지만(Shinozuka *et al.*, 2001, 2006) 손상상태와 보다 관련성이 있는 가속도 스펙트럼(S_a)으로 취약도 곡선을 전환하는 방법(Basöz, N. and Mander, J.B, 1999)이 사용되기도 하였다. 이 방법은 구조물을 단주기와 장주기로 간단히 분류하여 적용하기 때문에 정확성이 확보되지 못하므로 본 연구에서는 구조물의 주기를 함수로하여 전환하도록 개선하였다. 본 연구에서는 가속도 스펙트럼(S_a)과 변위스펙트럼(S_d)에 대하여 취약도 곡선을 전환하는 방법을 제시하였으며 이를 이용하여 PGA 단위의 지진취약도 곡선을 S_a 와 S_d 단위로 전환하여 나타내었다. 본 연구에서 제시한 S_a 와 S_d 의 전환방법이 PGA 단위의 지진취약도 곡선보다는 구조물의 지진취약도를 보다 합리적이고 정확하게 나타내리라 판단된다. 지진재해로 야기되는 사회, 경제적인 손실에 신속하게 대응하여 복구하고 관리하는 시스템을 구축하기 위해서는 지진피해를 신속하고 정확하게 평가하는 해석기술의 개발이 중요하다. 이를 위해서는 많은 시간과 노력이 필요로 되는 비탄성 시간이력해석은 적절하지 못하기 때문에 HAZUS 등과 같은 기존의 재해평가 프로그램은 지진에 의한 구조물의 실제 피해사태의 통계적 분석결과와 실험결과 등을 분석한 자료로부터 간단한 지진취약도 곡선을 만들어서 이를 사용한다. 본 연구에서는 HAZUS에서 사용하는 이러한 간편한 지진취약도 함수를 국

내 교량에 적용할 경우에 그 정확성을 분석하기 위하여 비탄성 시간이력해석에 의한 수치적인 지진취약도 곡선과 HAZUS의 간편식에 의한 결과와 비교하여 평가하였다. 이러한 작업을 지역적 특성, 구조물의 특성, 지진의 특성 등의 차이로 인해 HAZUS를 국내에 적용할 때 발생할 수 있는 해석결과의 차이를 좁힐 수 있는 보정방법에 대한 기초자료를 제공할 수 있으리라 판단된다.

2. 지진취약도 평가를 위한 수치적 해석법과 HAZUS의 간편식 비교

입의 강도를 가진 지진에 대하여 구조물에 지진손상이 발생할 수 있는 확률을 나타내는 지진취약도해석에 대한 연구는 여러 사회기반시설물 중 지진에 대한 구조적 안전성 확보가 가장 중요하다고 할 수 있는 원자력 발전소의 격납 구조물에 대하여 먼저 시작되었다. 이와 같이 원자력 발전소 격납구조물의 확률적 내진성능 평가방법으로 사용되고 있던 지진취약도해석이 교량구조물의 확률적 지진안전성 평가방법으로 확장하여 적용된 이후 교량구조물에 대한 지진취약도 해석에 관한 연구도 활발히 수행되어 오고 있다. 현재는 이러한 지진취약도해석을 이용하여 교량의 지진위험도평가 또는 복잡한 도로망에 대한 지진피해예측 등을 위한 자료로 활용되고 있다.

구조물에 대한 지진취약도는 여러 방법에 의하여 분석될 수 있는데, 최근에는 Shinozuka 등이 제안한 방법이 가장 널리 사용되고 있다. Shinozuka 등은 지진취약도 곡선을 대수정규분포함수(log-normal distribution function)로 표현하고, 대수정규분포함수의 중간값(median value)과 대수표준편차(log-standard deviation)를 최우도추정법(maximum likelihood estimation)에 의하여 추정하는 방법을 제안하였다(Shinozuka *et al.*, 2001). 지진취약도 곡선을 그림 1에 나타난 바와 같이 교량에 대한 비선형 지진해석결과를 이용하여 수치해석적으로 분석할 수 있으며, 또한 지진 발생 후 실제지진에 의한 교량의 손상상태를 조사하여 경험적으로 분석할 수도 있다. 본 논문에서는 수치해석적인 분석방법과 HAZUS에 사용하는 근사적이며 간단한 몇 개의 변수만을 이용하여 평가 가능한 HAZUS 간편식을 비교하고 분석하였다.

2.1 수치적 방법: 최우도추정법에 의한 지진취약도 해석

Shinozuka의 최우도추정법을 중심으로 지진취약도 곡선을 분석하는 방법은 최우도함수를 정의하는 방법에 따라 세 가지로 나눈다. 본 연구에서는 가장 널리 사용하는 Shinozuka 제안식을 사용하였으며 이에 대하여 설명하면 다음과 같다. N 개의 교량이 있는 경우, n 번째 교량이 $PGA=a_n$ 인 지진에 의한 손상이 존재하는 경우와 존재하지 않는 경우에 대하여, 손상이 존재하는 경우에는 손상발생확률을 증가시키고 손상

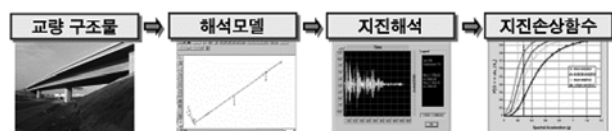


그림 1. 비탄성 시간이력해석을 통한 지진취약도 평가절차

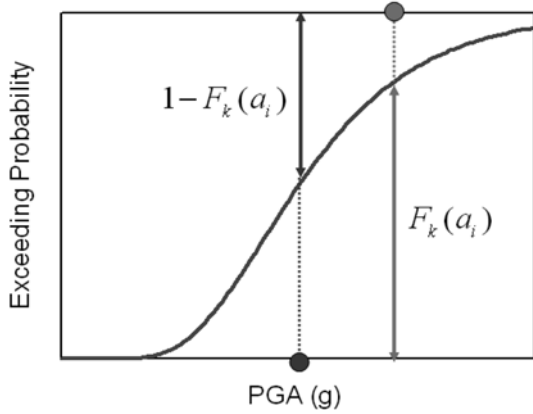


그림 2. 최우도함수의 개념도

이 존재하지 않는 경우에는 손상발생확률을 감소시킬 수 있도록 하는 최우도함수를 이용하여 지진취약도를 분석하는 방법으로 이때 최우도함수는 식 (1)과 같이 정의할 수 있다.

$$L = \prod_{i=1}^N [F(a_i)][1-F(a_i)]^{(1-x_i)} \quad (1)$$

여기서, $F(\cdot)$ 는 지진취약도 함수를 의미하고, a_i 는 i 번째 교량에 작용하는 지진의 PGA값 등의 지진의 강도를 의미한다. x_i 는 랜덤변수 값으로써, 교량이 특정 손상상태에 있는 경우 $x_i=1$, 그렇지 않은 경우에는 $x_i=0$ 의 값을 가진다. N 은 해석에 사용된 교량의 수이다. 이때, 지진취약도곡선의 함수 $F(a_i)$ 는 식 (2)와 같이 대수정규분포함수로 정의할 수 있다.

$$F(a; c, \zeta) = \Phi \left[\frac{\ln(a/c)}{\zeta} \right] \quad (2)$$

여기서, Φ 는 정규분포함수를 의미하고, a_i 는 i 번째 지진의 지진강도와 관련된 값으로 교량의 경우 일반적으로 PGA값을 많이 사용하며, 경우에 따라서는 PGV(peak ground velocity), S_a (spectral acceleration), S_v (spectral velocity), S_d (spectral displacement) 등을 사용할 수도 있다. 그리고 c 와 ζ 는 각각 대수정규분포함수의 중간값과 대수표준편차를 의미한다.

식 (1)의 최우도함수에 대한 개념적인 설명을 그림 2에 나타내었다. 우선 i 번째 교량이 손상을 가진 경우에는 식 (1)의 최우도함수에서 i 번째 교량의 손상정보는 $[1-F(a_i)]^{(1-x_i)} = [1-F(a_i)]^0 = 1$ 이 되어 결국 $[F(a_i)]$ 만 남도록 하게 된다. 따라서 손상발생 확률은 증가하게 된다. 이와 반대로 i 번째 교량이 손상을 가지지 않을 경우에는 식 (1)의 최우도함수에서 i 번째 교량의 손상정보는 $[F(a_i)]^{x_i} = [F(a_i)]^1 = F(a_i)$ 이 되어 $[1-F(a_i)]$ 만 남게 된다. 따라서 이 경우에는 손상이 발생하지

않을 확률($[1-F(a_i)]$)이 증가하도록 작용하는 것이다. 따라서 이 방법은 임의의 손상이 발생된 경우와 그렇지 않은 경우, 즉 손상발생 여부가 중요하거나 또는 손상상태가 한 가지인 경우에 효과적으로 활용될 수 있다. 그러나 이 방법을 여러 손상단계별 가진 교량에 적용하는 경우, i 번째 손상상태에 대하여 추정된 대수표준편차(ζ_i)에 따라 지진취약도 곡선이 서로 교차하는 경우가 발생할 수 있다. 이러한 현상을 방지하기 위하여 각 손상단계별로 중간값(c_i)은 식 (1)의 최우도함수를 사용하여 추정하되, 대수표준편차는 모든 교량의 모든 손상단계별 자료를 이용하는 공통 대수표준편차(Common Log-standard Deviation)를 사용하는 방법이 제안된 바 있다 (Shinozuka, M., et al., 2006).

2.2 간편식 방법: HAZUS에서 사용된 간편식에 의한 지진취약도 곡선

HAZUS에서 교량의 지진취약도 곡선은 최대지반가속도(PGA) 및 영구지반변위(permanent ground displacement)로 표현하고 있으며, 본 절에서는 Basöz와 Mander 등이 HAZUS에 적용을 위해 제안한 교량구조물의 지진취약도 함수의 근사적 정식화 과정을 설명하면 다음과 같다(Basöz and Mander, 1999).

HAZUS에서 사용한 방법은 복잡한 비선형 시간이력해석 대신 최근 많은 연구가 이루어지고 있는 역량스펙트럼방법(capacity spectrum method)의 개념을 근간으로 하여 교량구조물의 지진취약도 함수를 정식화하였다. 역량스펙트럼방법은 기본적으로 교량이 보유하고 있는 역량(capacity)과 지진하중에 의하여 부과되는 요구성능(demand performance)을 하나의 그래프에 나타내어 성능점(performance point)을 구함으로써 교량구조물의 전체적인 비선형 거동을 평가하는 것이다. 지진의 요구스펙트럼(C_d)은 식 (3)과 같이 구할 수 있다.

$$C_d = \min \left(\frac{2.5 \cdot A}{B_s}, \frac{S \cdot A}{T_{eff} \cdot B_L} \right) \quad (3)$$

여기서, A 는 지반운동의 최대지반가속도이고 S 는 지반의 종류에 따라 결정되는 지반계수이며 T_{eff} 는 구조물의 유효주기이다. 그리고 B_s , B_L 는 각각 단주기와 장주기에서의 스펙트럼 수정계수이다. 이는 반복하중에 의한 소성거동 및 소성거동으로 인한 이력감쇠(hysteretic damping)를 함께 고려한 유효감쇠비(effective damping ratio)를 이용하여 구할 수 있다. 교량받침뿐만 아니라 일반설계 및 내진설계 된 교각의 여러 손상상태에 대해 스펙트럼 수정계수는 표 1에 나타낸 바와 같다.

구조물의 유효주기(T_{eff})는 다음 식과 같이 최대변위응답(Δ)

표 1. 여러 손상상태에 대한 스펙트럼 수정계수 (B_s , B_L)

손상상태	연성계수	교각				교량 받침	
		일반		내진		B_s	B_L
		B_s	B_L	B_s	B_L	B_s	B_L
1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	1.61	1.33	1.84	1.44	2	1.5
3	4	1.84	1.44	2.14	1.58	2	1.5
4	7	1.93	1.49	2.26	1.63	2	1.5
5	>12	2	1.54	2.40	1.69	2	1.5

표 2. 손상상태 및 파괴메커니즘

손상상태		파괴 메커니즘
ds ₁	손상이 없음	항복의 발생, 거의 손상 없음
ds ₂	경미한 손상	균열, 박리
ds ₃	중간 손상	연결부위 또는 교대 뒷벽 콘크리트 붕괴
ds ₄	심한 손상	교각 콘크리트 파괴
ds ₅	완전 파괴	상판 낙고, 교각 붕괴

과 밀면전단역량($C_c=F_y/W$)을 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot k}} = 2\pi \sqrt{\frac{W \cdot \Delta}{g \cdot F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta}{C_c \cdot g}} \quad (4)$$

지진에 의한 교량의 최대응답은 역량스펙트럼방법에서의 성능점으로 표현할 수 있으며, 이 경우 교량의 역량(C_c)과 지진하중의 요구(C_d)가 일치할 경우의 교차점을 성능점으로 구하게 되는데, 이와 유사하게 역량(C_c)과 요구(C_d)가 동일할 때의 최대지반가속도를 식 (5)와 같이 나타낼 수 있으며 이 중에 큰 값을 지진취약도 함수를 정의하는데 사용하는 최대 지반가속도의 중앙값으로 사용한다.

$$A_i = 0.4 C_c B_s \quad (5a)$$

$$A_i = \frac{2\pi B_L}{S} \sqrt{\frac{C_c \Delta}{g}} \quad (5b)$$

여기서, Δ 는 구조물의 질량중심에서의 전체변위를 나타내며, 이것은 식 (6)과 같이 교각의 회전각(θ_u)과 교각의 높이를 이용하여 구할 수 있다. 교각의 회전각은 표 2에서 나타낸 손상상태 별로 주어진 변위한계(drift limit)와 동일한 개념이므로 표 3에 나타낸 값을 사용하면 된다.

$$\Delta = \theta_u \cdot H \quad (6)$$

식 (5)의 전체 교량역량(C_c)은 다음과 같다.

$$C_c = C_{cp} + C_d \quad (7)$$

여기서, C_{cp} 는 중요 교각의 밀면전단 역량이고, C_d 는 바닥 판 아칭(arching)작용에 의해 발생하는 추가 역량이다. 추가 역량의 크기는 경간수에 의해 좌우되지만, 매우 긴 교량에 경우에 아칭작용은 발생하지 않으므로, $C_d=0$ 이다. 또한, 아칭작용은 강성이 큰 구조물의 작은 횡방향 변위에 대해서는 발생하지 않으며 가장 취약한 교각을 사용하여 교량역량(C_{cp})을 평가하는 것이 편리하다. 그러므로 식 (5a)과 (5b)을 다음과 같이 다른 형태로 분리할 수 있다.

$$A = 0.4 \cdot C_{cp} B_s \quad (8a)$$

$$A = \frac{2\pi K_{3D}}{S} \sqrt{\frac{C_{cp} \Delta}{g}} B_L \quad (8b)$$

여기서, K_{3D} 는 충분히 큰 변위에서 발생하는 3차원 아칭작용을 반영하기 위한 계수이다. 교각역량은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$C_{cp} = \lambda_Q \cdot k_p \cdot \frac{D}{H} \quad (9)$$

여기서

표 3. 교량구조물의 손상상태에 따른 수평변위한계

손상상태	비내진	내진
ds ₂	0.005	0.01
ds ₃	0.01	0.025
ds ₄	0.02	0.05
ds ₅	0.05	0.075

표 4. 강도감소계수 λ_Q

손상 상태	비내진	내진
ds ₁	1	1
ds ₂	1	1
ds ₃	0.6	0.9
ds ₄	ξ/k_p	0.8
ds ₅	$j\xi/k_p$	0.7

$$k_p = \xi \cdot j \cdot \left(1 + \frac{0.64}{\psi} \cdot \rho_t \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (10)$$

여기서 ξ 는 고정계수로 다기둥 기주(bent)에서 $\xi=1$, 단기둥 캔틸레버 작용에서는 $\xi=0.5$; j 는 내부 지렛대 계수로 보통은 $j=0.8$ 로 가정; $\psi = W_D / (f'_c \cdot A_g)$ 는 기둥에서의 평균 고정하중 축응력의 비; ρ_t 는 교축방향 보강재의 체적비(일반 설계에서는 0.01로, 내진 설계에서는 0.02로 가정); f_y 는 교축방향 보강재의 항복응력(1975년 이전 교량은 $f_y=330$ MPa, 1975년 이후 교량은 $f_y=440$ MPa); $f'_c=28$ MPa로 가정한다. D와 H는 각각 교각의 직경(또는 휨축에 대한 횡방향 깊이)과 교각의 높이를 나타내며, 대부분 교량의 ψ 의 범위는 0.05에서 0.10에 속한다. 식 (14)에서 λ_Q 는 주기하중에 의해 발생하는 강도감소계수로 정의된다. 손상상태와 내진설계 교량에 따른 표 3에 보인 값들은 Dutta(1999)와 ATC-13(1985)의 연구에 기초하여 가정할 수 있다. 내진설계 교량은 보다 작은 강도 저하를 나타내며, 안정적 비탄성 거동을 나타내도록 하는 연성 설계를 포함하고 있다. λ_Q 는 교량 교각의 강도성능이 반복하중에 의해 감소되는 현상을 고려하기 위한 강도감소계수이며 이는 1보다 작거나 같은 값을 교각의 강도성능에 직접 곱하여 줌으로써 고려하게 된다. HAZUS에서 정의하는 손상상태 ds₁의 경우 교각의 손상이 없는 상태를 의미하므로 반복하중에 의한 강도성능의 저하가 발생하지 않아 강도감소계수는 1이 된다. 손상상태 2부터 5까지 4개의 손상단계는 교각의 손상이 고려되므로 반복하중에 의한 강도감소가 생기고, 강도가 감소되는 정도는 손상상태가 심할수록 커지게 된다.

위에서 계산된 최대지반가속도 중앙값 A 와 표준편차(β_s)를 사용하면 PGA 단위로 나타낸 교량구조물의 취약도 함수 $F(A)$ 를 식 (11)와 같이 구할 수 있다. HAZUS의 간편식에서는 모든 손상단계의 표준편차(β_s)는 고정값 0.6을 사용하고 있다. 이것은 Pekcan(1998), Dutta 및 Mander(1998)가 이론적 방법으로 결정한 내용과 Basöz와 Kiremidjian(1997)이 1989년 Loma Prieta지진으로 발생한 구조물의 파괴상황을 파악한 후 수집된 결과를 사용해서 계산된 지진취약도 곡선 등의 자료를 기준으로 해서 HAZUS에서는 0.6을 추천하고 있다.

$$F(A) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_c} \ln \left(\frac{A}{A_f} \right) \right] \quad (11)$$

여기서, Φ 는 정규분포함수를 의미하고, A 는 최대지반가속도이고 A_f 는 대수정규분포함수의 중간값을 의미한다.

3. PSC Box 거더 교량의 제원, 인공지진 및 손상 상태

3.1 교량의 제원

본 연구에서 사용한 교량은 동일한 사각형 중공단면의 교각 3개로 이루어졌으며, 50 m의 동일 경간장을 가진 총 연장이 200 m(4@50 m)인 4 경간 PSC Box 거더교로서 교축 방향으로 교각 높이의 좌우 대칭교량이다. 예제교량의 형상 및 단면 제원은 아래의 그림 3에 나타내었다. 교각의 높이는 좌로부터 각각 14 m, 21 m, 14 m로 설계되었고 교각단면에서 주철근의 배치는 SD40인 D29의 상용철근을 그림 3에 나타낸 것과 같이 2단으로 배근하였다. 시간이력해석에서 상부거더는 탄성 거동한다고 가정하고 비탄성 거동은 교각에서만 발생하는 것으로 모델링 하였다. 교대 및 교각과 상부거더와의 연결은 핀으로 가정하였고 상부거더의 자중은 200 kN/m로 가정하였으며 상부거더의 자중은 집중하중으로 고려하여 교각상부에 작용하는 것으로 모델링 하였다. 예제교량의 비탄성 정적해석과 비탄성 시간이력해석은 IDARC-BRIDGE 프로그램(Reinhorn *et al.*, 1998)을 사용하여 수행하였다.

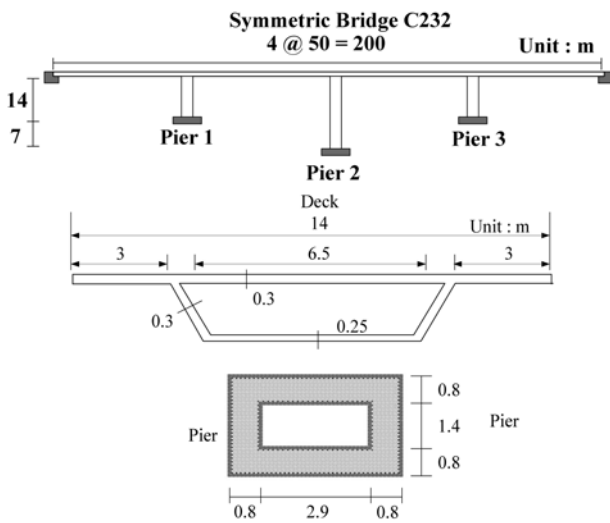


그림 3. PSC Box 거더 량의 형상 및 단면 제원

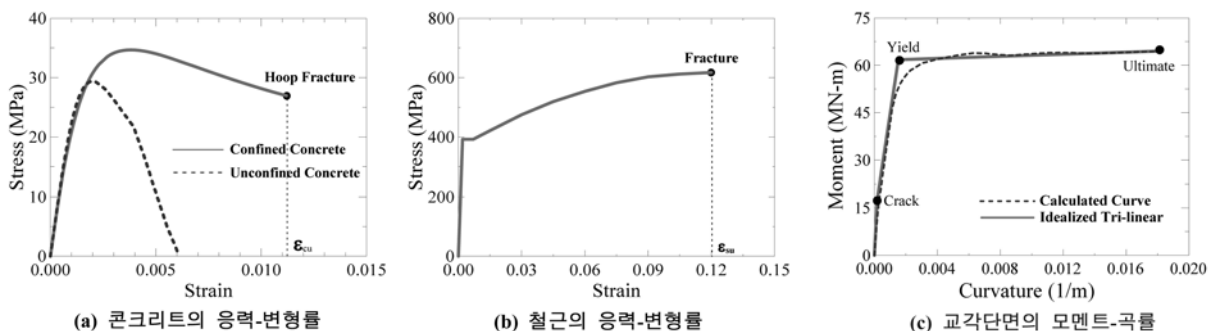


그림 4. 재료의 응력-변형률 특성 및 교각단면의 모멘트-곡률관계

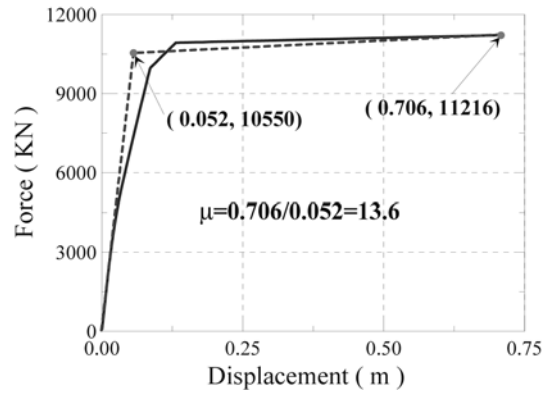


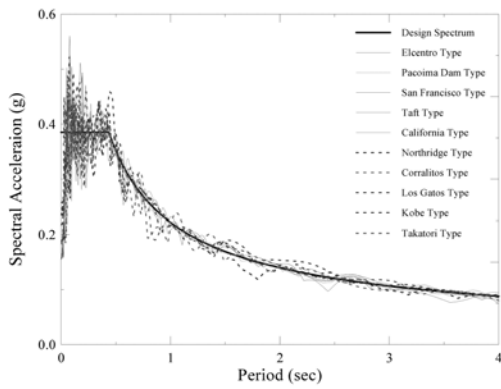
그림 5. PSC Box 거더교 교각의 힘-변위 관계의 근사화 과정을 통해 항복변위 계산

교량에 사용된 콘크리트와 철근의 재료특성을 나타내고 역학적 거동에 관한 중요한 정보를 제공하는 응력-변형률관계 및 교각단면의 모멘트-곡률관계는 그림 4에서 나타내었다. 여기서 교각단면의 모멘트-곡률관계는 IDARC-BRIDGE 프로그램에서 사용되는 모멘트-곡률관계로 입력하기 위하여 Tri-linear형식으로 근사화하였다. 그림 4(c)에서 균열점은 정적해석을 실시하는 과정에서 피복콘크리트가 균열이 발생하는 순간의 모멘트-곡률로 결정하였고, 항복점은 구조해석에 의해 결정된 모멘트-곡률관계와 이상화된 Tri-linear관계에 의해 구조물이 파괴가 일어나면서 흡수된 에너지 면적이 같도록 하여 결정하였다.

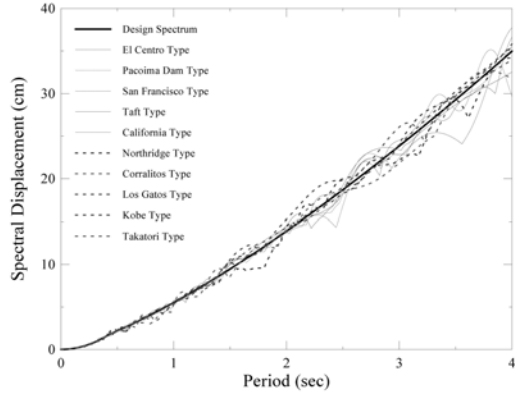
교량의 비선형 정적해석을 통해 구한 각 교각들에 대한 힘-변위곡선은 그림 5에 나타내었다. 이선형(Bilinear) 근사화 과정을 거쳐서 교각별 항복변위는 그림 5에 나타낸 바와 같이 구하였다. 교각의 항복변위는 교각의 변위연성도를 평가하는데 사용되며 교각의 변위연성도는 항복변위에 대한 최대변위의 비로써 계산할 수 있다. 다양한 지진하중에 대한 비탄성 시간이력해석을 통하여 교각별로 최대변위를 구하고 이를 항복변위로 나누어주면 교각의 변위연성도를 간단히 구할 수 있다. 교각의 변위연성도를 표 2에 적용하면 이에 대응하는 교량의 손상상태를 쉽게 판정할 수 있다. 교량의 손상상태를 정의하는데 상판의 낙교, 교좌장치의 손상 등도 고려할 수 있지만 본 논문에서는 지진에 의한 대부분의 비탄성 거동이 교각에 집중이 되기 때문에 교각의 손상만을 고려하였다.

3.2 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진의 생성

교량의 지진취약도 함수를 수치적으로 평가하기 위하여 비

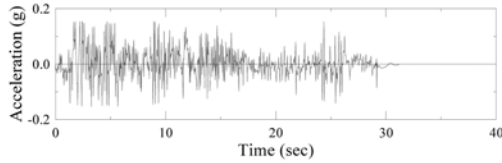


(a) 가속도 응답스펙트럼

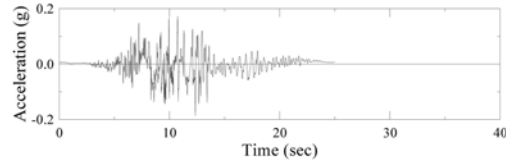


(b) 변위 응답스펙트럼

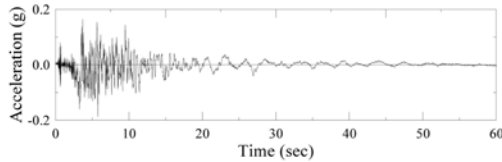
그림 6. 설계 스펙트럼과 인공지진에 대한 응답스펙트럼의 비교



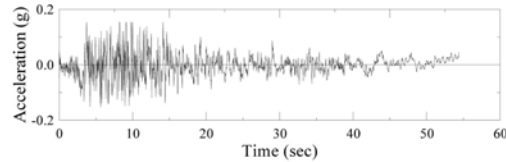
(a) El Centro 파형의 인공지진



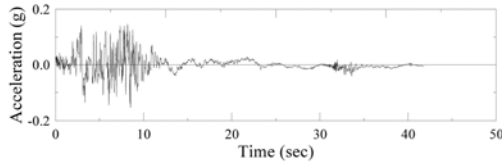
(f) Los Gatos 파형의 인공지진



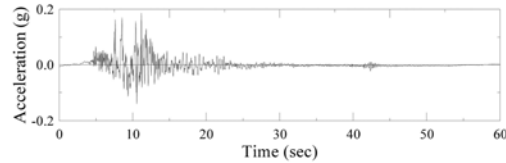
(b) Northridge 파형의 인공지진



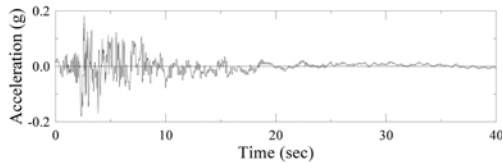
(g) Taft 파형의 인공지진



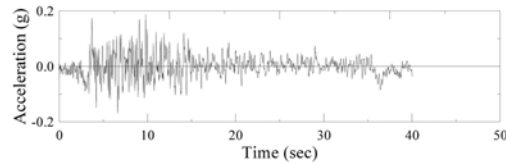
(c) Pacoima Dam 파형의 인공지진



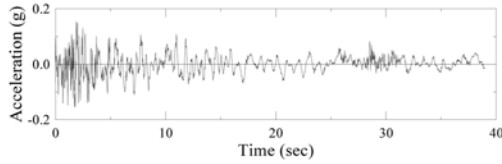
(h) Kobe 파형의 인공지진



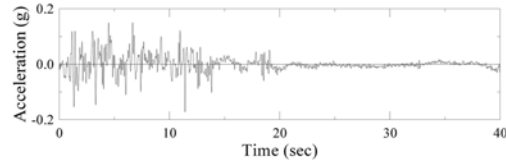
(d) Corralitos 파형의 인공지진



(i) California 파형의 인공지진



(e) San Francisco 파형의 인공지진



(j) Takatori 파형의 인공지진

그림 7. 인공지진 가속도 기록

탄성 시간이력해석에 사용되는 지진하중은 현행 도로교설계 기준(건설교통부, 2005)의 규정에 따라 내진등급은 1등급, 지반종류는 종류 II로 설정하고 SIMQKE를 이용하여 그림 6의 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 주파수 성분과 가속도 크기를 변형하여 구하였으며 이를 그림 7에 나타내었다.

취약도 곡선은 다양한 크기의 지반운동에 대한 손상발생의 여부를 확률적으로 나타내는 곡선이기 때문에 비탄성 시간 이력해석시에 사용하는 지진의 크기가 다양하게 분포되어야 비교적 정확한 취약도 곡선을 얻을 수 있다. 그러므로 본 연구에 사용한 10개의 인공지진에 대하여 최대지반가속도의

분포가 0.05 g~3.0 g가 되도록 하나의 인공지진에 대하여 15개의 가속도 기록을 스케일 조정하여 사용하였다. 또한 취약도 곡선을 최대지반가속도 뿐만 아니라 가속도 스펙트럼과 변위스펙트럼에 대하여 구하기 위해서는 가속도 스펙트럼(S_a) 및 변위 스펙트럼(S_d)을 구하여야 한다. PSC Box 거더 교량의 고유진동주기인 0.73초에 대한 가속도 및 변위스펙트럼 값을 총 150개의 인공지진가속도 기록의 각각의 탄성응답스펙트럼으로부터 구하여 사용하였다.

3.3 손상단계별 변위연성도의 정의

구조물에 대해서 현재 가장 많이 사용되고 있는 손상단계

표 5. 교량구조물의 손상상태에 따른 변위연성도

손상상태	ds ₁	ds ₂	ds ₃	ds ₄	ds ₅
변위연성도	1.0	1.56	3.8	6.6	13.6

의 정의는 앞 절에서 이미 설명한 총 5 단계의 손상단계로 구분하는 것이다. 즉, 손상이 없는 상태(ds₁), 경미한 손상상태(ds₂), 중간 손상상태(ds₃), 심한 손상상태(ds₄) 그리고 완전 파괴상태(ds₅)로 정의한다.

현재까지 구조물의 손상상태를 나타내는 지표로는 손상지수(고현무 등, 2002), 곡률연성도(Choi and Jeon, 2003), 수평변위한계(Basöz and Mander, 1999) 등이 제안되고 있다. 본 연구에서는 교량구조물에 대한 손상상태를 정의하기 위해 변위연성도를 이용한 손상상태 정의법을 사용하였다. 이는 변위연성도가 지진공학분야에 가장 널리 사용되는 변수이며 구조물의 비탄성 거동의 정도를 나타내기에 적절한 값이기 때문이다. 표 5에서 변위연성도로 나타낸 손상상태는 Basöz와 Mander(1999)가 제안한 각 손상상태에 대응되는 수평변위한계를 그 비례에 맞게 예제교량의 교각의 변위연성도로 전환하여 사용한 것이다.

4. 비탄성 시간이력해석과 HAZUS 간편해석에 의한 지진취약도곡선의 비교

4.1 비탄성 시간이력해석에 의한 지진취약도 해석

4.1.1 비탄성 응답에 의한 손상상태의 판별

지진취약도 곡선을 구하기 위하여 시간과 노력이 많이 사용되지만 비탄성 모델링의 정도에 따라서 해석결과의 신뢰성이 확보될 수 있는 비탄성 시간이력해석을 총 150개의 인공지진에 대하여 수행하여 최대변위응답을 구하였다. 본 연구에서는 손상상태를 표 5에 나타낸 바와 같이 변위연성도의 함수로 정의를 하였기 때문에 이를 평가하기 위해서는 교량구조물의 항복변위와 최대변위가 필요하다. 최대변위가 발생하는 교각 2에 대한 항복변위는 그림 5에 나타나 있다.

본 연구에서 예제교량에 대한 지진취약도 해석은 비탄성 시간이력해석에 의한 수치해석적방법과 HAZUS의 근사적 방법을 비교하여 평가하였다. 변위연성도를 사용하여 구조물의 손상상태를 파악하기 위하여 비탄성 최대변위를 사용하여 변위연성도를 계산하였다. 그리고 계산된 변위연성도를 사용하여 예제구조물의 지진손상상태를 판별하였다.

4.1.2 PGA 단위의 지진취약도 곡선

지진취약도 곡선은 어떤 특정한 수준의 지반운동을 받을 때 구조물이 손상상태에 도달하거나 초과하는 확률을 나타내는 것이다. 따라서 특정한 손상상태에 대한 지진취약도 곡선은 여러 수준의 지반운동에 대해 손상상태에 도달하거나 초과하는 조건부 확률을 통해 계산할 수 있다. Shinozuka 등(2001)은 지진취약도 곡선을 2변수 대수정규분포함수의 형태로 나타내었다. 여기서 2변수(중간값과 대수표준편차)는 Maximum Likelihood Estimation 방법에 의해 아래의 식(12)을 사용하여 추정하였다.

표 6. PSC Box 거더교의 각 손상단계에 대한 PGA 단위의 중앙값 및 표준편차

손상상태		ds ₂	ds ₃	ds ₄	ds ₅
PGA	중앙값 (g)	0.500	1.000	1.500	2.500
	표준편차	0.208	0.169	0.185	0.158

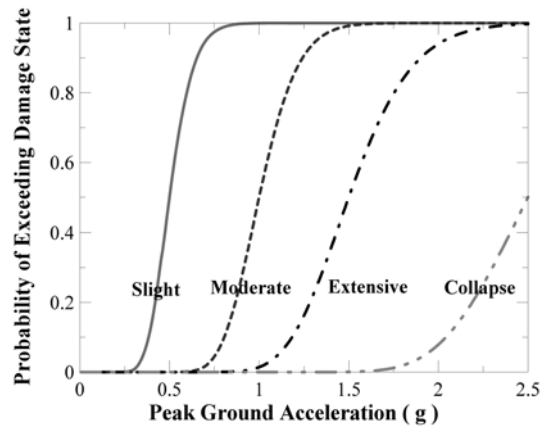


그림 8. 비탄성 시간이력해석에 의한 PGA단위의 지진취약도 곡선

$$\frac{d \ln L}{dc} = \frac{d \ln L}{d \zeta} = 0 \quad (12)$$

위에서 계산된 최대지반가속도에 대한 다양한 손상상태 판별결과를 식 (12)에 적용하면 각 손상상태 별 최대지반가속도의 중앙값과 표준편차를 표 6에 나타낸 바와 같이 구할 수 있다. 이 값이 지진취약도 곡선을 정의하는 값이다. 지진취약도 곡선은 최대지반가속도(PGA)에 대한 지진손상확률을 나타내는 것이 일반적이다. 그림 8에는 표 6에서 구한 최대지반가속도의 중앙값과 표준편차를 사용하여 지진취약도 곡선을 작성하여 나타내었다. 인공지진에 대한 시간이력해석이므로 비교적 취약도 곡선의 표준편차 대략 0.15~0.2의 분포로 작게 나타나고 있음을 알 수 있으며 손상상태 ds₄와 ds₅의 간격이 다른 손상상태에 비하여 크게 나타남을 알 수 있다. 이는 표 5의 손상상태의 정의에서 ds₄와 ds₅의 변위연성도의 차이가 다른 손상상태의 차이보다 크게 정의되었기 때문이며, 대략적인 손상상태에 따른 지진취약도 곡선의 차이가 손상상태에 따른 변위연성도의 차이와 유사함을 알 수 있다.

4.1.3 S_a와 S_d 단위의 지진취약도 곡선

일반적으로 지진취약도 곡선을 PGA 단위로 나타내는 것이 간편하면서도 지진자체의 크기를 하나의 값으로 대표하여 나타내기 때문에 현재까지는 널리 사용된다. 그러나 PGA와 구조물의 손상과의 직접적인 연관성은 구조물의 지진응답을 나타내는 변수(변위, 연성도, 응답스펙트럼 등)에 비하여 약하다고 할 수 있다. 본 논문에서는 PGA 단위에 비하여 구조물의 지진손상과 보다 연관성이 큰 가속도 응답스펙트럼(S_a)과 변위 응답스펙트럼(S_d)의 단위로 지진취약도 곡선을 나타내었다. PGA대신에 S_a와 S_d의 함수로 지진취약도 곡선을 작성하는 절차는 다음과 같다.

1단계: 각각의 입력 지진에 대한 가속도 응답스펙트럼(S_a) 및 변위응답스펙트럼(S_d)을 작성한다.

표 7. 응답스펙트럼해석에 의한 PSC 박스 거더교의 스펙트럴 가속도 및 변위

지진기록	스케일 조정된 지진(PGA 0.5 g)에 대한 응답스펙트럼	
	스펙트럴 가속도(S_a , g)	스펙트럴 변위(S_d , cm)
California	0.771	10.220
Corralitos	0.871	11.546
El Centro	0.890	11.797
Kobe	0.761	10.087
Los Gatos	0.675	8.947
Northridge	0.613	8.126
Pacoima	0.861	11.413
San Fran	0.894	11.850
Taft	0.965	12.791
Takatori	0.826	10.949

표 8. PSC Box 거더교의 각 손상단계에 대한 S_a 와 S_d 단위의 중앙값 및 표준편차

손상상태		ds_2	ds_3	ds_4	ds_5
S_a	중앙값 (g)	0.700	1.600	2.400	4.000
	표준편차	0.153	0.150	0.107	0.137
S_d	중앙값 (cm)	9.800	20.800	31.800	52.700
	표준편차	0.138	0.142	0.107	0.137

2단계: 응답스펙트럼 해석결과로부터 구조물의 고유주기에 대응하는 S_a 및 S_d 값을 구한다. 모든 지진기록에 대한 S_a 와 S_d 의 값을 최대지반가속도(PGA)가 0.5 g로 스케일 조정된 경우에 대하여 구하여 표 7에 나타내었다. 0.5 g 이외의 다양한 최대지반가속도로 스케일된 경우의 S_a 와 S_d 는 표 8에 나타난 값을 최대지반가속도의 선형비례관계에 맞게 구하여 사용하면 된다. 이는 스케일 조정된 지진기록의 최대지반가속도와 S_a 와 S_d 는 선형비례관계이기 때문이다.

3단계: 각 손상상태에 대한 손상기준을 결정한다. 예를 들면 손상기준으로 손상지수, 수평변위한계, 변위연성도 등을 사용할 수 있으며 본 연구에서는 앞에서 설명한 것과 같이 변위연성도를 손상상태를 정의하는 기준으로 사용하였다.

4단계: 각 지진기록에 대한 S_a 및 S_d 값과 손상기준을 이용하여 비탄성 시간이력해석으로부터 구한 구조물의 응답으로부터 각각의 손상상태를 결정한다.

5단계: 손상상태를 결정한 후 지진취약도 계산식을 이용하여 구조물의 지진취약도 곡선을 계산한다.

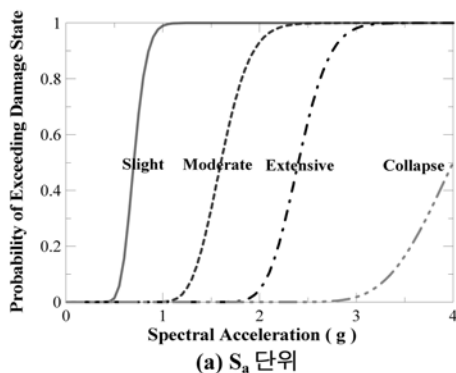


표 9. 손상상태에 따른 HAZUS 간편식에 사용된 주요변수(B_s , λ_Q , θ_u) 및 최대지반가속도의 중간값(A_i)

손상상태	B_s	λ_Q	θ_u	A_i (g)
ds ₂	1.840	1.000	0.010	0.550
ds ₃	2.140	0.900	0.025	0.970
ds ₄	2.260	0.800	0.050	1.360
ds ₅	2.400	0.700	0.075	1.550

위의 과정에 따라서 그림 8의 PGA의 함수로 나타낸 지진취약도곡선을 S_a 및 S_d 의 함수로 나타낸 지진취약도 곡선으로 그림 9와 같이 나타낼 수 있다.

4.2 HAZUS의 간편식을 사용한 지진취약도 곡선

비탄성 시간이력해석 결과를 활용한 지진취약도 해석결과와 HAZUS의 간편식을 사용한 지진취약도 해석결과를 비교, 분석하기 위하여 예제교량에 대해서 HAZUS의 간편식을 이용하여 각 손상상태에 따른 지진취약도곡선을 계산하였다. 표 9은 2.2절에서 설명한 HAZUS의 간편식을 이용하여 예제 교량구조물에 대해 지진취약도해석 할 때 사용되는 중요한 변수(B_s , λ_Q , θ_u)와 이를 사용해 구한 손상단계에 따른 최대지반가속도 중간값(A_i)을 나타낸 것이다.

HAZUS 근사식에 의한 지진취약도 곡선을 표 9의 최대지반가속도 중앙값과 표준편차는 0.6을 사용하여 PGA 단위로 작성하면 그림 10과 같다.

HAZUS에서 교량의 지진취약도 곡선에서 지반운동의 크기를 PGA 단위에서 S_a 단위로 변환하여 지진취약도 함수를 분석하는 경우에 지진요구는 구조물의 주기를 장주기와 단

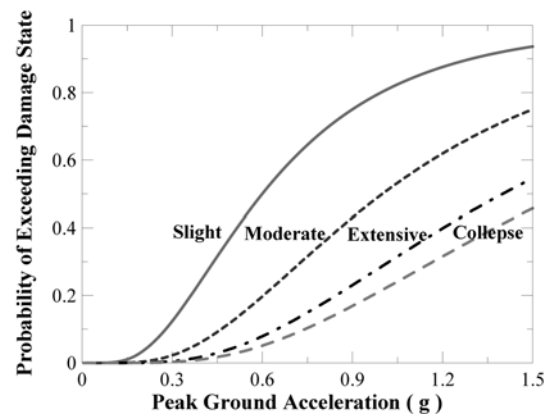


그림 10. HAZUS의 간편식을 이용한 PGA 단위의 지진취약도곡선

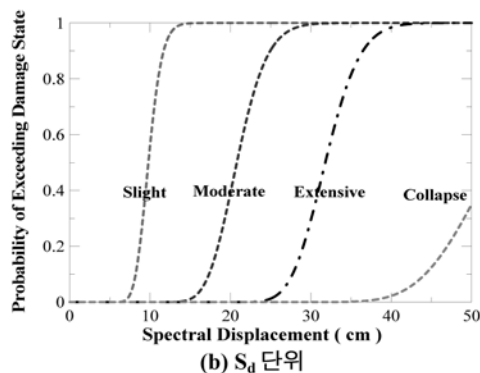


그림 9. 비탄성 시간이력해석에 의한 S_a 및 S_d 단위의 지진취약도곡선

주기로 구분하여 구한다. 이는 HAZUS의 근사식에 의한 지진취약도 함수는 지진가속도 기록을 직접적으로 사용하는 것이 아니기 때문에 응답스펙트럼을 직접적으로 구하지 못하고 구조물을 단순히 단주기와 장주기로만 양분하여 근사적인 개념으로 가속도 스펙트럼(S_a)을 구한다. 단주기 구조물의 경우에는 식 (13)과 같이 주기 0.3초에서의 S_a 을 지진요구도(C_d)로 사용한다.

$$C_d = S_a(T=0.3\text{sec}) = C_a$$

여기서, $S_a(T=0.3\text{sec})=C_a$ 로써 주기 0.3초에 대한 스펙트럴 가속도 값이며, 단주기 영역의 설계스펙트럼에서 제시된 값과의 등가를 위하여 $S_d(T=0.3\text{sec})=2.5A$ 를 사용한다. 한편, 장주기 구조물의 경우에는 주기 1.0초에서의 S_a 을 이용하여 다음과 같이 지진요구도(C_d)를 구할 수 있다.

$$C_d = S \frac{S_a(T=1.0\text{sec})}{T} = S \frac{C_v}{T} \quad (14)$$

여기서, S 는 HAZUS 기술 매뉴얼 상에 제시되어 있는 지반증폭계수이고 $S_a(T=1.0\text{sec})=C_a$ 는 주기 1.0초를 가지는 구조물의 스펙트럴 가속도값이다. AASHTO 코드에서 제시

되어 있는 값을 고려하여 $S_a(T=1.0\text{sec})=A$ 를 일반적으로 사용한다.

S_d 단위의 취약도 곡선은 식 (15)를 이용하여 S_a 단위의 취약도 곡선으로부터 간단히 구할 수 있다.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (15)$$

본 예제교량의 고유주기는 0.73초로서 HAZUS에서 구분하는 단주기(대표주기 0.3초)와 장주기(대표주기 1.0초)의 중간 부근에 속하므로 이를 단주기와 장주기로 구분하기가 모호하다. HAZUS에서 지진취약도 곡선을 PGA단위에서 S_a 단위로 전환하는 개념은 설계스펙트럼이 최대지반가속도에 비하여 어느 정도 증폭되었는지를 이용하는 것이기 때문에 고유주기에 대응하는 설계스펙트럼 값을 사용하면 보다 정확한 S_a 단위의 취약도 곡선을 구할 수 있다. 그림 6a에 나타난 대로 설계스펙트럼에 의하면 고유주기 0.73초의 설계스펙트럼 값은 0.274 g이므로 최대지반가속도 A 가 0.154 g이므로 $S_a=1.78A$ 로 나타낼 수 있다. HAZUS에서는 PGA 단위의 지진취약도 곡선을 S_a 단위의 지진취약도 곡선으로 전환하기 위해서는 단주기에서는 $S_a=2.5A$ 를 장주기에 대해서는

표 10. HAZUS 간편식에 의한 S_a 와 S_d 단위의 지진취약도 곡선의 중앙값의 비교 (표준편차=0.6 적용)

구분		손상상태에 따른 중앙값			
		ds ₂	ds ₃	ds ₄	ds ₅
단주기($S_a=2.5A$)	S_a (g)	1.500	2.500	3.500	4.00
	S_d (cm)	19.883	33.139	46.394	53.022
고유주기($S_a=1.78A$)	S_a (g)	1.068	1.780	2.492	2.848
	S_d (cm)	14.157	23.595	33.033	37.752
장주기($S_a=A$)	S_a (g)	0.600	1.000	1.400	1.600
	S_d (cm)	7.953	13.255	18.558	21.209

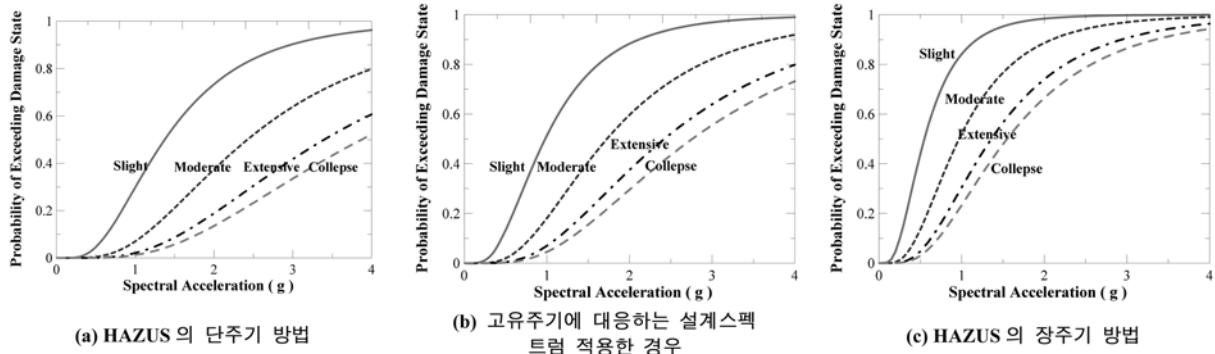


그림 11. HAZUS의 간편식을 이용한 S_a 단위의 지진취약도곡선의 비교

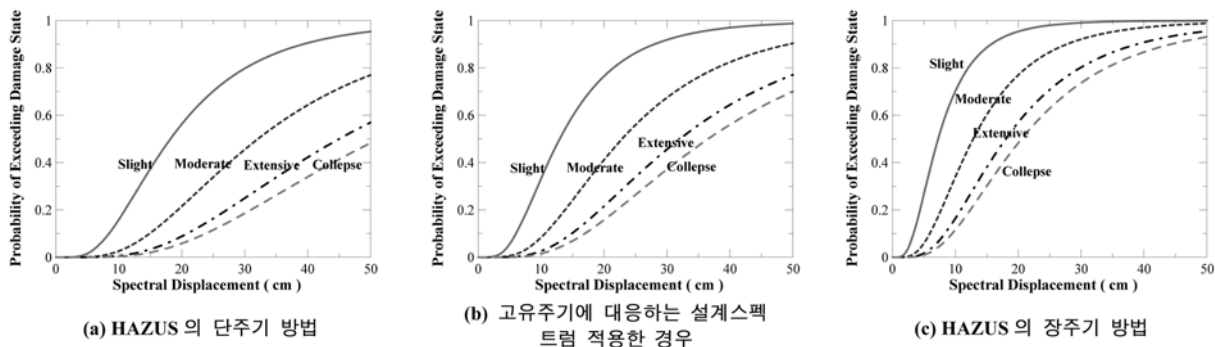


그림 12. HAZUS의 간편식을 이용한 S_d 단위의 지진취약도곡선의 비교

에 대한 PGA 의 중앙값이다. 그러므로 고유주기에 대한 $S_a=1.78A$ 는 HAZUS의 단주기와 장주기의 대략 중간정도의 값을 나타낸다. 단주기, 고유주기와 장주기 모두에 대해 PGA 단위의 취약도 곡선을 S_a 와 S_d 단위의 취약도 곡선으로 전환한 경우의 중앙값을 구하여 표 10에 나타내었다. 또한 그림 11와 그림 12에는 그림 10에 나타낸 PGA 단위의 지진취약도 곡선을 S_a 및 S_d 단위로 전환하여 각각 나타내었으며 전환하는 방법에서 구조물의 주기를 HAZUS에서 구분하는 단주기와 장주기로 나타내었으며 보다 정확한 전환을 위하여 고유주기에 대한 전환에 대한 것도 함께 비교하여 나타내었다.

4.3 지진취약도 해석의 비교

비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 간편식을 이용하여 구한 PGA 단위의 지진취약도 곡선을 그림 13에 비교하여 나타내었다. 그림에서 굵은 선은 비탄성 시간이력해석에 의한 지진취약도 곡선을 가는 선은 HAZUS의 간편식에 의한 지진취약도 곡선을 나타낸다. 손상상태 ds_2 에 대해서 비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 근사식의 지진취약도 곡선의 중앙값은 0.5 g와 0.55 g로 큰 차이가 없지만 표준편차는 0.199와 0.6으로 다소 차이를 나타낸다. 비탄성 시간이력해석에 의한 지진취약도 곡선의 표준편차가 작은 것은 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진을 사용하였기 때문으로 판단된다. 이는 생성된 인공지진들의 주파수 특성이나 파형이 유사하게 만들어졌기 때문에 비탄성 응답 또한 차이가 크지 않았기 때문으로 판단된다. 비탄성 시간이력해석으로부터 구한 지진취약도 곡선은 손상상태가 ds_2 에서 ds_5 로 갈수록 각 손상단계 간의 PGA 중앙값의 차이가 증가하는 반면에 HAZUS의 근사식에 의한 지진취약도 곡선은 손상단계별 차이가 작아지는 경향을 나타낸다. 이러한 경향 때문에 손상상태 ds_5 에서는 비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 근사식의 지진취약도 곡선의 중앙값은 각각 2.5 g와 1.6 g로 큰 차이를 나타낼 수 있다. 이는 비탄성 시간이력해석에는 강도감소의 효과를 반영하지 않았지만 반면에 HAZUS에서는 손상상태별 강도감소의 효과가 표 10에 나타낸 바와 같이 강도감소계수(λ_0)의 적용에 의해 반영되었기 때문에 이와 같은 현상이 발생하였으리라 판단된다. 비탄성 시간이력해석에서 강도감소의 효과를 적절히 반영하기 쉽지 않은 이유는 교각의 비탄성 거동의 특성을 나타내는 그림 4c의 모멘트-곡률 관계 및 그림 5의 교각의 힘-변위 관계는 비탄성 정적해

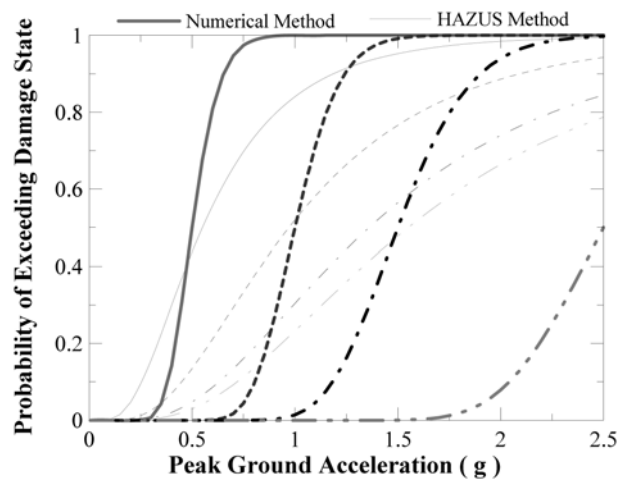


그림 13. 비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 간편식을 이용한 PGA 단위의 지진취약도곡선 비교

석에 의해 구하므로 지진하중과 같은 반복하중에 의한 비탄성 이력거동에 의한 강도감소의 정도를 반영하지 못하기 때문이다. 비탄성 시간이력해석에 비탄성 이력거동에 따른 강도감소의 효과를 적절히 반영한다면 HAZUS와의 취약도 곡선의 차이는 줄어들 것으로 판단된다.

그림 11에 나타낸 HAZUS 간편식에 의한 S_a 단위의 취약도 곡선을 비탄성 시간이력해석으로부터 구한 S_a 단위의 취약도 곡선과 비교하여 그림 14에 나타내었다. HAZUS 단주기에 대한 S_a 단위의 취약도 곡선은 비탄성 시간이력해석으로부터 구한 취약도 곡선보다 S_a 중간값을 전반적으로 과대평가하며 HAZUS 장주기는 이와는 반대의 경향을 나타낸다. 고유주기에 대응하는 설계스펙트럼을 사용하여 S_a 단위로 전환한 지진취약도 곡선이 비탄성 시간이력해석으로부터 구한 취약도 곡선과 가장 유사한 결과를 나타냄을 알 수 있다. 그림 15에 나타낸 S_d 단위의 비교에서도 그림 14의 경향은 동일하게 나타난다. 그러므로 HAZUS에서 사용하는 S_a 단위의 지진취약도 곡선으로 전환하는 방법인 단주기와 장주기를 구분하여 적용하는 방법은 구조물의 고유주기가 단주기와 장주기의 중간영역인 경우에는 그 정확성이 떨어지므로 본 연구에서 제안한 고유주기에 대응하는 설계스펙트럼을 사용하는 방법을 통하여 S_a 단위로 전환하는 것이 정확성을 보다 향상시키는 방법이라 할 수 있겠다.

HAZUS의 제안식은 과거에 손상단계별로 축적된 미국의 지진피해자료에 의해 개발된 것으로 HAZUS의 지진취약도 함수를 국내 교량구조물에 직접적으로 적용하는 것은 지진

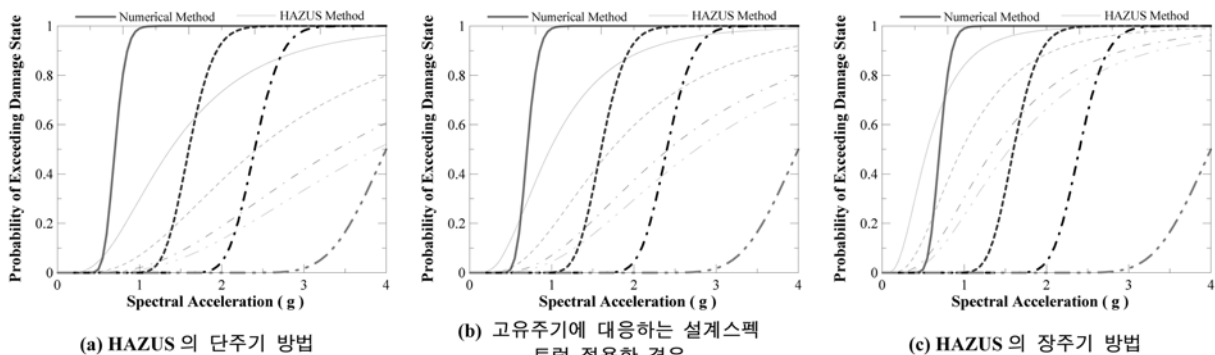


그림 14. 비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 간편식을 이용한 S_a 단위의 지진취약도곡선 비교

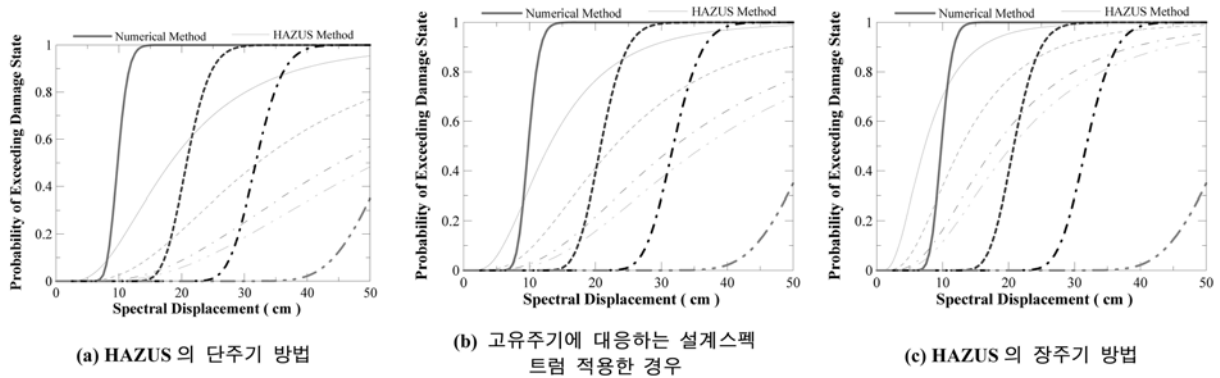


그림 15. 비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 간편식을 이용한 S_d 단위의 지진취약도곡선 비교

취약도 비교에서도 알 수 있듯이 국내교량의 비탄성 시간이력해석과는 차이가 나는 결과를 산출할 수 있으므로 적용할 때 신중을 기할 필요가 있다고 판단된다. HAZUS의 간편식을 국내에 적용하기 위해서는 더 많은 교량에 대한 지진취약도 해석을 수행하고 이를 통하여 HAZUS 간편식에서 사용된 주요한 해석변수(B_s , λ_D , θ_s)를 국내 교량 구조물에 적합하게 보정하여 사용하여야 할 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 연구에서는 국내 교량구조물 중 대표적인 형식의 하나인 PSC Box 거더교에 대한 지진취약도 분석을 위하여 HAZUS의 간편식과 비탄성 시간이력해석 이용한 지진취약도 해석을 수행하였으며 이를 통하여 추후 국내 실정에 맞는 교량구조물의 지진취약도 함수개발에 관한 연구의 기초자료가 되도록 하였다. 이를 통하여 얻은 결과를 간략하게 요약하면 다음과 같다.

1. 손상상태가 ds_2 인 경우에 비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 간편식의 지진취약도 곡선의 PGA 중앙값은 큰 차이가 없지만 비탄성 시간이력해석으로부터 구한 지진취약도 곡선은 손상상태가 ds_2 에서 ds_5 로 갈수록 각 손상단계 간의 PGA 중간값의 차이가 증가하는 반면에 HAZUS의 간편식에 의한 지진취약도 곡선은 손상단계별 차이가 작아지는 경향을 나타낸다. 이러한 경향은 비탄성 시간이력해석에는 강도감소의 효과를 반영하지 않았지만 반면에 HAZUS에서는 손상상태별 강도감소의 효과가 강도감소계수(λ_D)의 적용에 의해 반영되었기 때문으로 판단된다.
2. HAZUS의 간편식은 표준편차를 0.6으로 고정시키고 사용하였지만 본 연구에서 사용된 지진기록은 설계스펙트럼에 대응되는 주파수 성분이 유사한 인공지진이기에 때문에 표준편차는 대략 0.1~0.2 분포로 작은 값을 나타냈다.
3. 비탄성 시간이력해석과 HAZUS의 간편식을 이용한 교량구조물의 지진취약도를 분석한 결과, HAZUS의 결과가 표준편차를 0.6으로 고려한 관계로 중간값이 유사함에도 불구하고, 결과적으로 많은 차이가 보였지만 본 연구의 해석결과의 의하면 중간값의 경우 고유주기에 대한 설계스펙트럼을 적용한 결과가 가장 유사한 결과임을 확인할 수 있다.
4. 일반적으로 구조물의 손상을 나타내기에는 PGA 보다 적

합한 S_a 와 S_d 를 사용하여 지진취약도 곡선을 나타내고 이를 HAZUS 간편식에 의한 경우와 비교하였다. HAZUS에서 사용하는 S_a 단위로의 전환방법에서 단주기와 장주기로 구분하여 적용하는 방법은 간편하기는 하지만 본 예체교량과 같이 고유주기가 단주기와 장주기의 중간영역인 경우에는 정확성이 떨어질 수 있으므로 본 연구에서는 고유주기에 대응되는 설계스펙트럼의 응답값을 직접적으로 사용하는 방법을 제시하였으며 이 방법이 비탄성 시간이력해석과 보다 일치하는 결과를 나타냄을 알 수 있었다.

5. HAZUS의 간편식을 국내 교량구조물에 적용할 경우 수치해석결과와 HAZUS의 간편식의 해석결과는 다소 차이가 있는 것을 확인할 수 있었다. 국내실정에 맞고 정확한 해석결과를 얻을 수 있는 간편식을 도출하기 위해서는 많은 수치해석과 국내 지진피해자료들의 분석에 의한 보완이 필요하다. 그러나 이러한 작업은 많은 노력과 시간이 필요하므로 우선적으로는 본 연구에서 사용한 비탄성 시간이력해석 방법을 보다 다양한 지진기록과 교량형식에 적용하여 HAZUS에서 사용한 중요 변수인 B_s , λ_D , θ_s 등을 국내 실정에 맞게 보정하여 사용하는 것이 합리적이라 판단된다.
6. HAZUS에서 적용한 간편한 방법을 국내실정에 맞게 보정하여 사용한다면 지진에 대한 구조물의 손상정도에 대한 보다 정확한 통계자료를 확보함으로써 지진재해 발생시에 이에 대한 대비책을 수립하는데 효과적으로 사용될 수 있으며 지진재해 예방을 위한 계획의 수립에도 간편하면서 효과적으로 사용되리라 예상된다.
7. 본 연구는 하나의 예체교량과 제한적인 수의 인공지진만을 사용하였기 때문에 HAZUS를 국내실정에 맞게 보정하기 위한 자료로는 아직 부족하지만 본 연구와 유사한 연구들이 지속적으로 수행되고 그 결과들이 누적된다면 이 결과들을 종합하여 HAZUS에서 사용하는 간단한 지진취약도 함수를 국내실정에 맞게 보정하여 적용할 수 있리라 기대한다

감사의 글

본 연구는 2007년도 강원대학교 학술연구조성비와 방재연구소 주요사업 연구과제(과제번호: 11-1660030-000050-01)의 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

- 고현무, 이지호, 강준원(2003) 소성손상모형에 기초한 철근콘크리트 교각의 지진손상평가, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제23권 제5A호, pp. 464-467.
- 김두기, 서형렬, 김상훈(2005) LRB 면진장치가 설치된 엑스트라도즈교의 지진취약도 곡선, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제25권 제2A호, pp. 429-435.
- 김상훈(2003) 다경간 콘크리트 교량의 지진 취약도, **한국지진공학회 논문집**, 한국지진공학회, 제17권 제6호, pp. 35-47.
- 김상훈, 이진학, 김호경(2004) 교량의 지진 취약도 해석 시 사용되는 성능 스펙트럼 기법의 평가, **한국지진공학회 논문집**, 한국지진공학회, 제8권 제1호, pp. 67-76.
- 박주남, 최은수(2007) 취약도 해석을 통한 빌딩구조물의 내진성능 비교 및 평가, **한국지진공학회 논문집**, 한국지진공학회, 제11권 제3호, pp. 11-21.
- 송중걸 등(2007) **교량구조물의 지진취약도함수 국산화 연구**. 연구보고서, 방재연구소.
- 이대형, 박창규, 정영수(2007) 다 경간 교량의 받침조건에 따른 지진취약도 해석, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제27권 제2A, pp. 227-236.
- 이진학, 김상훈, 윤정방 Shigeru Kushiyama(2004) 지진취약도 분석을 위한 확률밀도함수 보간 기법, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제24권 제2A호, pp. 391-399.
- 이진학, 권오순, 박우선(2006) 확률적 접근방법에 의한 지반의 액상화 가능성 평가, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제26권 제5C호, pp. 313-322.
- 이진학, 김상훈(2004) 계측자료를 활용한 교량의 확률적 지진 안전성 평가, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제24권 제5A호, pp. 1093-1102.
- 이진학, 윤진영, 윤정방(2004) 지진취약도분석을 통한 교량의 지진위험도 평가, **한국지진공학회 논문집**, 한국지진공학회, 제8권 제6호, pp. 31-43.
- 한국도로교통협회(2005) **도로교설계기준**, 건설교통부.
- ATC-13 (1985) *Earthquake Damage Evaluation Data for California*. Report ATC-13, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Basöz, N. and Mander, J.B (1999) *Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS*, Prepared for National Institute of Building Sciences, Draft 7.
- Basöz, N. and Kiremidjian, A.S. (1997) *Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta and Northridge, CA Earthquakes*. Technical Report No. 127. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Civil Engineering Department, Stanford University, Stanford, California.
- Choi, E.S. and Jeon, J.C. (2003) Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zone, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 7, No. 1, pp. 41-51.
- 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, Buffalo, NY.
- Dutta, A. and Mander, J.B. (1998) *Capacity design and fatigue of confined concrete columns*, Technical Report MCEER-98-0007, State University of New York at Buffalo.
- (2003) *HAZUS-MH Technical and User's Manual*, FEMA.
- Gasparini, D. and Vanmarcke, E.H. (1976) *SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation*, MIT, Nov.
- Pekcan, G. (1998) *Design of Seismic Energy Dissipation Systems for Concrete and Steel Structures*, Ph.D. Dissertation, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K., and Ueda, T. (2001) *Statistical Analysis of Fragility Curves*, Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NY, USA.
- Shinozuka, M. and Banerjee, S. (2006) Fragility Considerations in Highway Bridge, *Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, NY, USA.
- Reinhorn, A.M., Simeonov, V., Mylonakis, G., and Reichman (1998) *IDARC-BRIDGE: a computational platform for seismic damage assessment of bridge structures*, Technical Report MCEER-98-0011, State University of New York at Buffalo.

(접수일: 2008.7.14/심사일: 2008.8.10/심사완료일: 2009.1.28)