

교량의 구조특성에 따른 손상확률과 목표연성도 결정

Damage Probabilities according to the Structural Characteristics of Bridges and the Determination of Target Ductilities

선창호¹⁾ · 이종석²⁾ · 김익현³⁾

Sun, Chang Ho · Lee, Jong Seok · Kim, Ick Hyun

국문 요약 >> 현행의 내진설계의 성능목표는 인명피해를 최소화하기 위한 구조물의 붕괴방지에 있으며 기존구조물의 내진보강도 이를 만족하도록 수행되고 있다. 그러나, 최근의 해외 지진피해사례를 살펴보면 큰 지진에서도 이러한 내진성능목표는 비교적 잘 달성되었지만 엄청난 경제적 손실이 동반되어 새로운 문제점으로 제기되고 있다. 이러한 큰 경제적 손실을 줄이기 위해서는 현행 붕괴방지성능에서 벗어나 구조물의 손상을 제어할 수 있도록 손상확률에 기반하여 내진성능목표를 설정하는 새로운 내진설계개념이 필요하다. 본 연구에서는 다양한 구조적특성을 지닌 교량을 대상으로 하여 비선형지진해석을 수행하여 지진거동특성을 확인하고, 기준손상도에 대한 취약도곡선을 산정하였다. 이로부터 목표손상확률에 따른 교량구조물의 목표연성도의 특성을 분석하였다.

주요어 손상확률, 취약도곡선, 목표연성도, 비선형 내진해석

ABSTRACT >> The target performance of a current seismic design code is to achieve collapse-prevention in order to minimize casualties. Existing structures are also being retrofitted to meet this target performance. This seismic performance seems to have been achieved in recent great overseas earthquakes, but the accompanying enormous economic loss is pointed out as a new problem. A new seismic design concept over the current target performance is required to reduce economic loss, in which a target performance is determined by the damage probability in order to control the damage levels of structures. In this study, the seismic behavior of bridges having different characteristics was investigated by nonlinear seismic analyses, and fragility curves with respect to a reference damage level were derived. Based on these results, the characteristics of target ductilities satisfying a target damage probability were investigated.

Key words Damage probability, Fragility curve, Target ductility, Nonlinear seismic analysis

1. 서론

우리나라는 지진이 자주 발생하는 지각판에서 떨어져 있어 상대적으로 지진의 발생확률이 작지만 도시화, 인구집중화, 시설물의 노후화가 진행되면서 지진에 대한 위험성은 날로 증가하고 있는 실정이다. 지진 시 국가의 주요시설물에 대한 보호는 지진에 의한 시설물의 직접피해를 줄이는 것뿐만 아니라 이들 시설물의 피해가 사회 경제적으로 미치

는 간접손실을 최소화하기 위해서이다. 도로 역시 주요시설물로서 신설 또는 기존시설물 모두 지진에 대한 적절한 대비가 필요하다. 현행 도로교의 내진설계기준⁽¹⁾은 설계지진에 대하여 인명을 보호하고 최소한의 기능을 유지할 수 있도록 교량의 내진성능목표를 붕괴방지 수준에 두고 있다. 기존 교량의 내진보강수준도 내진설계기준에 입각하여 붕괴방지수준을 목표로 하고 있다. 이러한 내진성능목표 수준은 미국, 일본 및 유럽국가와도 유사하다.⁽²⁻⁴⁾ 그러나, 근래 미국(Northridge 지진, 1994) 및 일본(Kobe 지진, 1995)에서 발생하였던 지진의 피해특성을 살펴보면 인명피해는 적지만 엄청난 경제적 피해가 발생하여, 현행의 붕괴방지수준의 내진성능목표에 문제점이 있음을 지적하고 있다.⁽⁵⁾ 이에 지진에 의한 인명과 재산 피해를 최소화하여 한정된 자원으로 마비된 사회기능을 조속히 회복하기 위해서는 사회기반 시설물의 내진성능을 기존의 붕괴방지수준에서 벗어나 적

¹⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부, 선임연구원
²⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부, 교수(대표저자)
³⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부, 부교수
(교신저자: ickhyun@ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 8월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 12. 10 / 수정일 1차 : 2010. 1. 21, 2차 : 2010. 1. 27 / 게재확정일 : 2010. 1. 27)

정한 수준의 손상내로 제어할 수 있는 새로운 설계 패러다임이 요구되고 있다.^{(6),(7)}

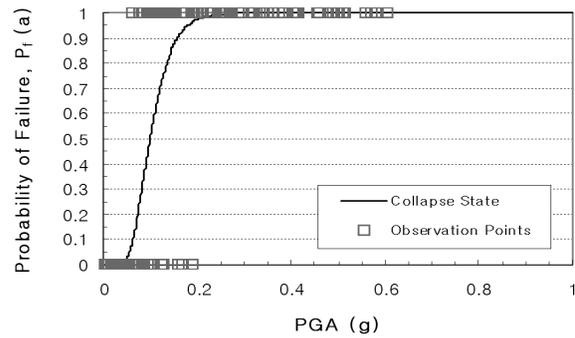
지진 시 구조물의 손상정도는 구조물이 확보하고 있는 역량(Capacity)에 대해 설계지진 시 구조물에 발생하는 응답의 크기(Demand)에 따라 결정할 수 있다. 이 때 구조물의 응답 크기는 구조물의 진동특성과 입력지진의 특성에 따라 달라지게 된다. 동일한 지반운동세기를 지닌 지진일지라도 그 특성에 따라 구조물의 응답이 달라지므로 다양한 특성을 지닌 입력지진을 고려하여 구조물의 손상정도를 확률적으로 평가하여 손상을 제어하는 것이 보다 합리적인 내진성능 확보방안이 될 수 있다.

본 연구에서는 다양한 진동특성(탄성주기)과 강도특성(탄성지진력에 대한 항복강도의 비)을 지닌 교량모델을 대상으로 하여 다양한 형태의 입력지진을 상정하여 지진해석을 수행하였다. 해석결과로부터 교량의 취약도곡선을 산정하였으며, 교각의 극한변위연성도에 따른 손상확률을 산정하여 등손상확률 맵(Contour Map of Equal Damage Probabilities)을 제공하였다. 또한, 목표손상확률을 가정하여 이를 만족하는 목표연성도를 쉽게 확인할 수 있도록 등목표연성도 맵(Contour Map of Equal Target Ductilities)을 작성하여 그 특성을 살펴보았다. 만약, 대상교량의 목표손상확률이 결정되면 이들 맵으로부터 확보해야할 목표연성도를 손쉽게 결정할 수 있다.

2. 손상확률에 기반한 목표연성도 결정법

지진취약도해석은 구조물의 확률적 지진손상 평가방법의 하나로서, 다양한 크기의 지진하중에 대한 구조물의 손상확률을 정량적으로 제시할 수 있으므로 내진해석 및 설계 그리고 내진성능 평가에 매우 유용하게 사용될 수 있다. 최근에는 교량 등의 토목구조물에도 적용되어 내진성능을 합리적으로 평가하기 위한 척도로 사용되고 있으며 국내에서도 지진취약도 곡선을 이용한 연구가 진행되고 있다.⁽⁸⁻¹⁰⁾ 최대지반가속도(PGA, Peak Ground Acceleration)를 기준으로 분석하는 방법과 최대지반속도(PGV, Peak Ground Velocity) 또는 의사스펙트럼속도(Pseudo Spectral Velocity) 등을 기준으로 평가하는 방법이 있으나 본 연구에서는 식 (1)과 같이 Shinozuka가 제안한 방법⁽¹¹⁾을 이용하여 최대지반가속도를 기준으로 지진취약도를 분석하였다.

그림 1은 지진에 대한 교량의 파괴확률을 확률적으로 나타낸 취약도곡선(Fragility Curve)의 예이다. 다양한 주파수 특성과 지반가속도를 지닌 입력지반운동에 대하여 교량의



〈그림 1〉 취약도곡선(Fragility Curve)

지진해석을 수행하면 대상으로 하는 교량은 그림 1에서와 같이 하나의 지진이벤트에 대하여 기준으로 하는 손상 이상의 손상을 입거나(1.0) 또는 기준 이하의 손상으로 안전(0.0)하게 평가되는 이분법적인 결과를 주게 된다. 이러한 해석결과로부터 대상교량의 취약도곡선을 산정할 수 있다.

$$P_f(s) = \Phi\left[\frac{\ln s - \ln \bar{s}}{\beta}\right] \quad (1)$$

여기서, $P_f(s)$ = PGA가 s 인 지진발생시 시설물의 파괴 확률

$\Phi[\cdot]$ = Gaussian 정규 누적확률분포함수

\bar{s} = 파괴를 일으킨 지진의 지표면에서 PGA의 중앙값 (Median)

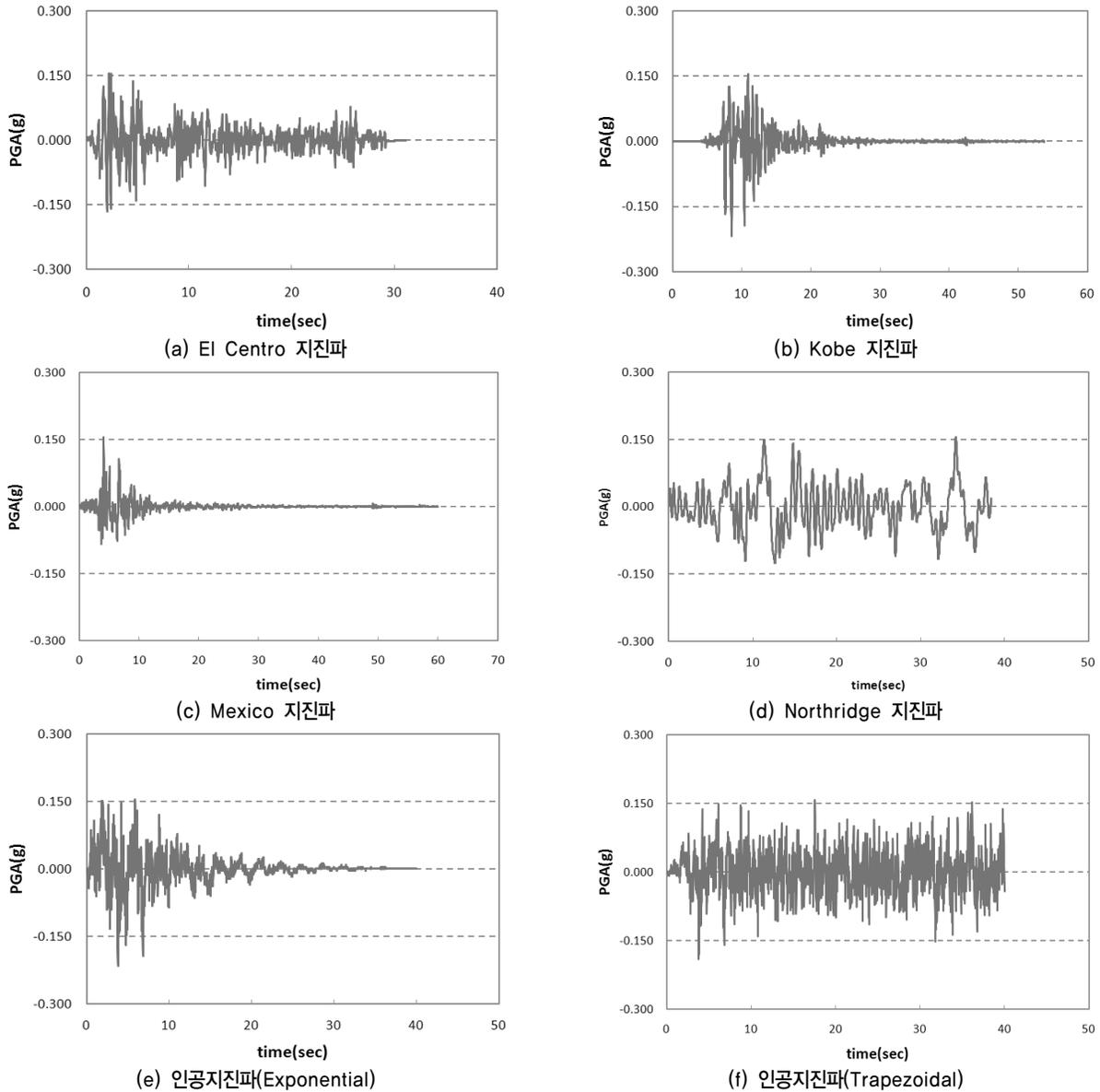
s = 확률변수로서 지표면에서 지진의 PGA 값

β = 파괴를 일으킨 지진의 지표면에서 PGA의 Log값(= $\ln s$)에 대한 표준편차

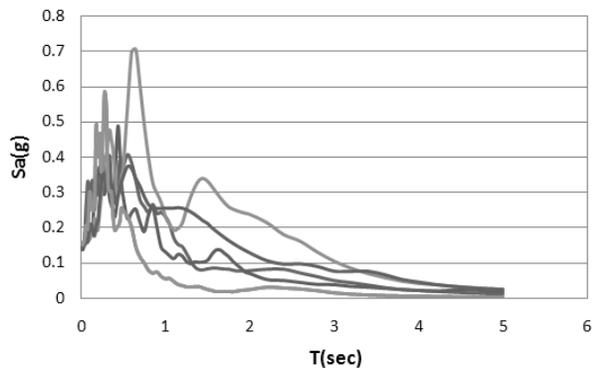
3. 손상확률 평가를 위한 지진해석

3.1 입력지반운동

불확실한 지반운동에 대해서 교량구조물의 응답을 확률적으로 평가하기 위해선서는 다양한 특성을 지닌 입력지진을 상정할 필요가 있다. 본 연구에서는 실제 해외에서 계측된 계기지진 4개(El Centro, Kobe, Mexico, Northridge)와 도로교설계기준의 설계응답스펙트럼에 부합되도록 생성된 4개의 인공지진을 입력지진으로 사용하였다. 인공지진은 인공지진과 생성 상용프로그램 'SIMQKE'를 사용하여 생성하였으며 다양한 특성을 고려하기 위하여 포락선형태(Trapezoidal, Exponential), 지진 지속시간(Exponential; 25초(Exp1), 30초(Exp2))과 강진지속시간(Trapezoidal; 30초(Tra1), 40초(Tra2))을 달리하여 생성하였다. 이들 입력지진의 최대가속



〈그림 2〉 입력지진파



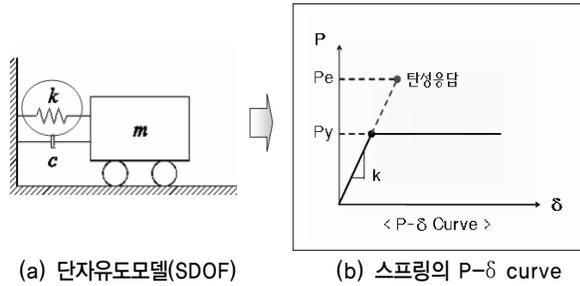
〈그림 3〉 입력지진의 가속도응답스펙트럼

도는 지진파의 형태를 유지하면서 0.005g~1.0g 범위내에서 등구간으로 0.0025g씩 스케일을 조정하여 총 3,200개를 입력지반운동으로 사용하였다. 그림 2는 입력지진(최대지반가

속도 0.154g)의 파형이고 그림 3은 이들 지진의 가속도응답 스펙트럼을 나타낸다. 다양한 주파수 특성을 갖는 지진이 입력지진으로 사용된 것을 알 수 있다.

3.2 교량해석모델 및 변수

다경간 연속교의 경우 상부구조가 교축방향으로 하나의 고정단 교각에 고정되어 있어 고정단 교각은 지진하중에 의하여 큰 손상을 입게 되며 교량 전체의 거동에 지배적인 영향을 미치게 된다. 따라서, 교량을 그림 4(a)와 같이 단일자유도로 모델화하였다. 철근콘크리트 교각은 지진과 같은 반복하중을 받게 되면 부재 항복 후에 강성이 저하된 2차강성이 나타나고 하중이 제거될 때에도 강성저하가 나타난다. 따라서, 교각의 강성을 표현하는 비선형스프링은 이러한 특



(a) 단자유도모델(SDOF)

(b) 스프링의 P- δ curve

〈그림 4〉 해석 모델

성을 잘 반영한 다케다(Takeda)모델⁽¹²⁾을 사용할 수 있지만 본 연구에서는 해석의 편의를 위하여 그림 4(b)와 같이 비선형스프링을 완전 탄소성(Bi-linear) 스프링으로 모델화하였다. 따라서 지진하중과 같은 반복하중을 받을 때 RC교각에서 나타나는 핀칭효과가 반영되지 않아 이력감쇠가 다소 크게 평가되므로 실제 RC교각의 내진성능을 다소 과다평가하게 된다.

교각의 구조적 특성을 반영하기 위해 탄성지진력(P)에 대한 교각의 항복강도(P_y)의 비인 강도비(R)와 교각의 탄성주기(T)를 주요 해석변수로 설정하였으며 (식 (2), 식 (3) 참조), 탄성주기는 0.5초 간격으로 0.5초, 1.0초, 1.5초, 2.0초, 2.5초의 5가지, 강도비는 0.2, 0.4, 0.6, 0.8의 4가지로 하여 총 20가지 경우에 대해 비선형지진해석을 수행하였다.

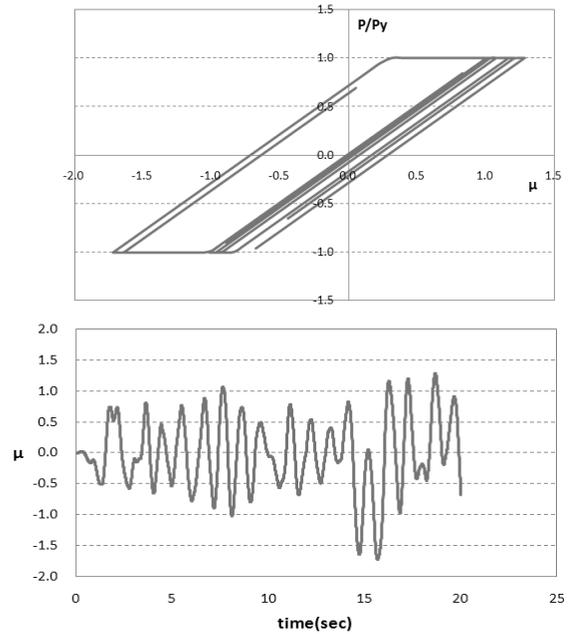
$$\text{탄성주기}(T), \quad T = 2\pi \sqrt{m/k} \quad (2)$$

$$\text{강도비}(R), \quad R = P_y / P_e \quad (3)$$

여기서, m , k , P_y , P_e 는 각각 질량, 강성, 항복강도 및 탄성지진력이다.

3.3 지진해석 결과

3,200개의 입력지반운동에 대하여 비선형지진해석을 수행하였다. 그림 5는 탄성주기 1.0초, 강도비 0.4인 해석모델에 인공지진파(Trapezoidal, 0.15g)를 입력지반운동으로 하였을 때의 해석결과의 예이다. 지진 시 교각의 손상은 상부 구조의 낙교, 받침부 손상, 교각 손상, 기초부 손상 등 다양하게 나타나지만 본 연구에서는 휨에 의한 교각의 손상을 기준으로 하였다. 따라서, 교각에 발생한 응답변위를 항복변위로 정규화한 응답변위연성도(μ =응답변위/항복변위)로 나타내었다. 강도비가 0.4인 모델에 대해 탄성주기를 변수로 하여 입력지진에 대한 최대지반가속도(PGA)-응답변위연성도를 나타내면 그림 6과 같다. 해석모델의 탄성주기에 따라 각 입력지진에 대한 응답에는 차이가 있지만 해석모델의 탄성주기로 길어질수록 그림 6에서의 기울기가 작아져 응답의



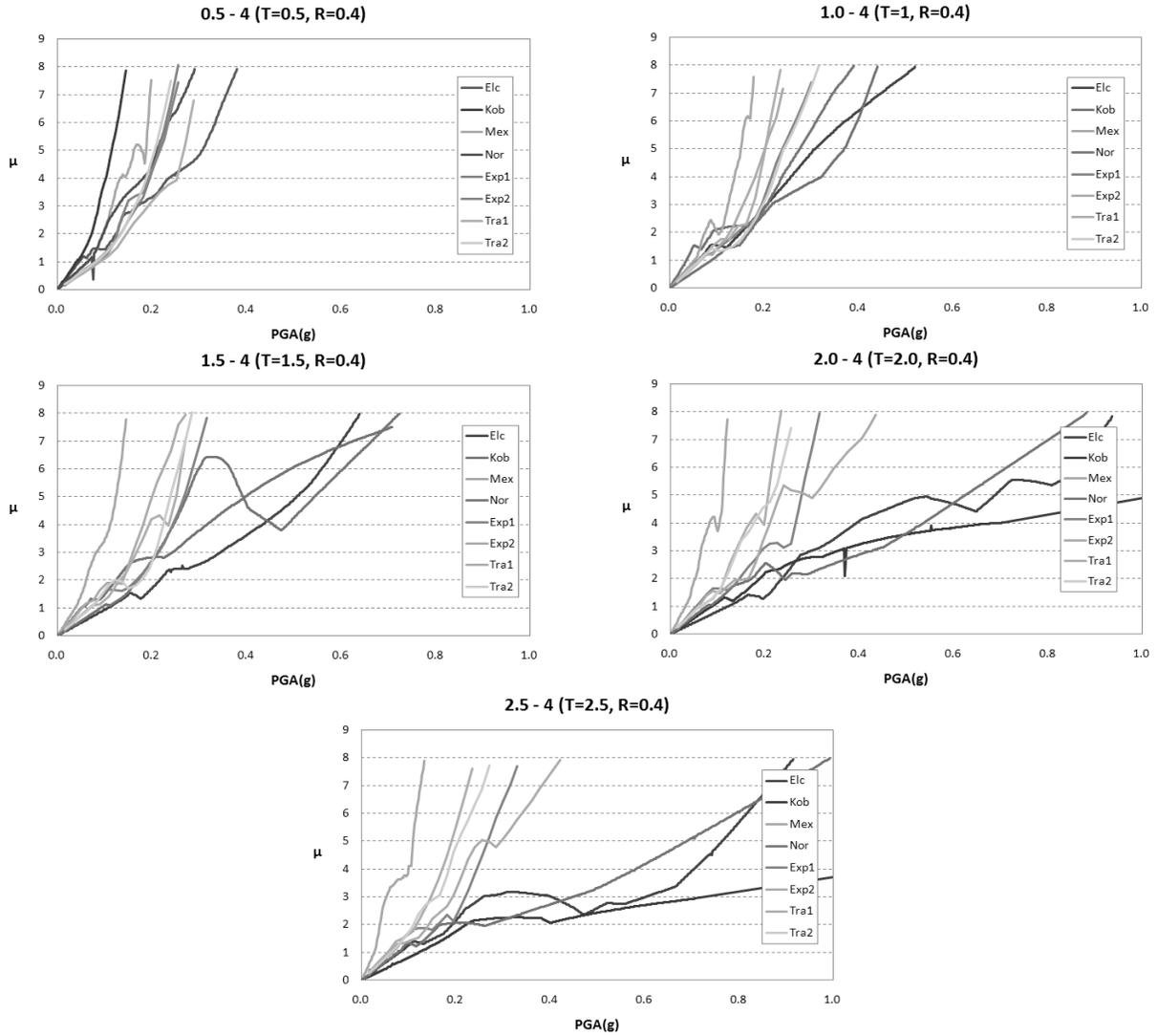
〈그림 5〉 비선형 지진해석결과
($T=1.0$, $R=0.4$, 최대지반가속도=0.15g)

크기가 전반적으로 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 입력지진의 세기가 커질수록 응답의 분산도가 커지고, 특히 탄성주기가 커질수록 이러한 경향이 커진다.

4. 지진취약도 특성 및 목표연성도

4.1 지진취약도 특성

일반적으로 교각의 손상도는 손상정도에 따라 경미한 손상(Slight Damage), 보통 손상(Moderate Damage), 심한 손상(Extensive Damage), 붕괴(Collapse)로 나누고 있다. 현 내진설계에서는 내진성능목표를 붕괴방지에 두고 있지만 손상도로 제어하기 위해서는 붕괴가 아닌 기준손상도가 요구된다. 본 연구에서는 심한 손상을 기준손상도로 하였다. 손상도를 정량화하기 위해 Dutta⁽¹³⁾은 교각높이를 변수로 하는 손상지수를 제안하였고, HAZUS⁽¹⁴⁾에서는 변위연성도의 크기에 따른 손상지수를 제안하고 있다. 그러나, 지진시 교각이 동일한 변위연성도를 경험하더라도 교각이 지닌 극한변위연성도의 크기에 따른 손상도는 다르게 나타날 것이지만 이들 손상지수는 이를 반영하고 있지 않다. 따라서, 본 연구에서는 정영수 등⁽¹⁵⁾이 제안한 식 (4)와 같은 손상지수를 사용하였다. 이 식 (4)에서는 손상도를 극한변위연성도($\mu_{\Delta u}$) 크기에 따라 정의하고 있으며 본 연구의 기준손상도는 심한 손상이므로 $i=4$ 를 사용하였다. 표 1은 극한변위연성도가 2, 3, 4, 5, 6에 대한 응답변위연성도($\mu_{\Delta i}$)의 비



〈그림 6〉 최대지반가속도(PGA)-응답변위연성도의 관계

〈표 1〉 극한변위연성도에 대한 응답변위연성도의 비

$\mu_{\Delta u}$	ρ_s	$\alpha_i (i = 4)$					평균(적용)
		$D/H = 1/3$	$D/H = 1/4$	$D/H = 1/5$	$D/H = 1/6$		
2	0	적용불가	적용불가	적용불가	적용불가	0.90	
3	0.0015	>1.0	>1.0	>1.0	>1.0	0.90	
4	0.0030	0.8861	0.8475	0.8201	0.7991	0.84	
5	0.0045	0.7454	0.7197	0.7014	0.6874	0.71	
6	0.0060	0.6751	0.6558	0.6420	0.6315	0.65	

$$\frac{f_{yl}}{f_{yt}} = 1, \rho_l = 0.01, \frac{f_{ck}A_g}{P} = 10$$

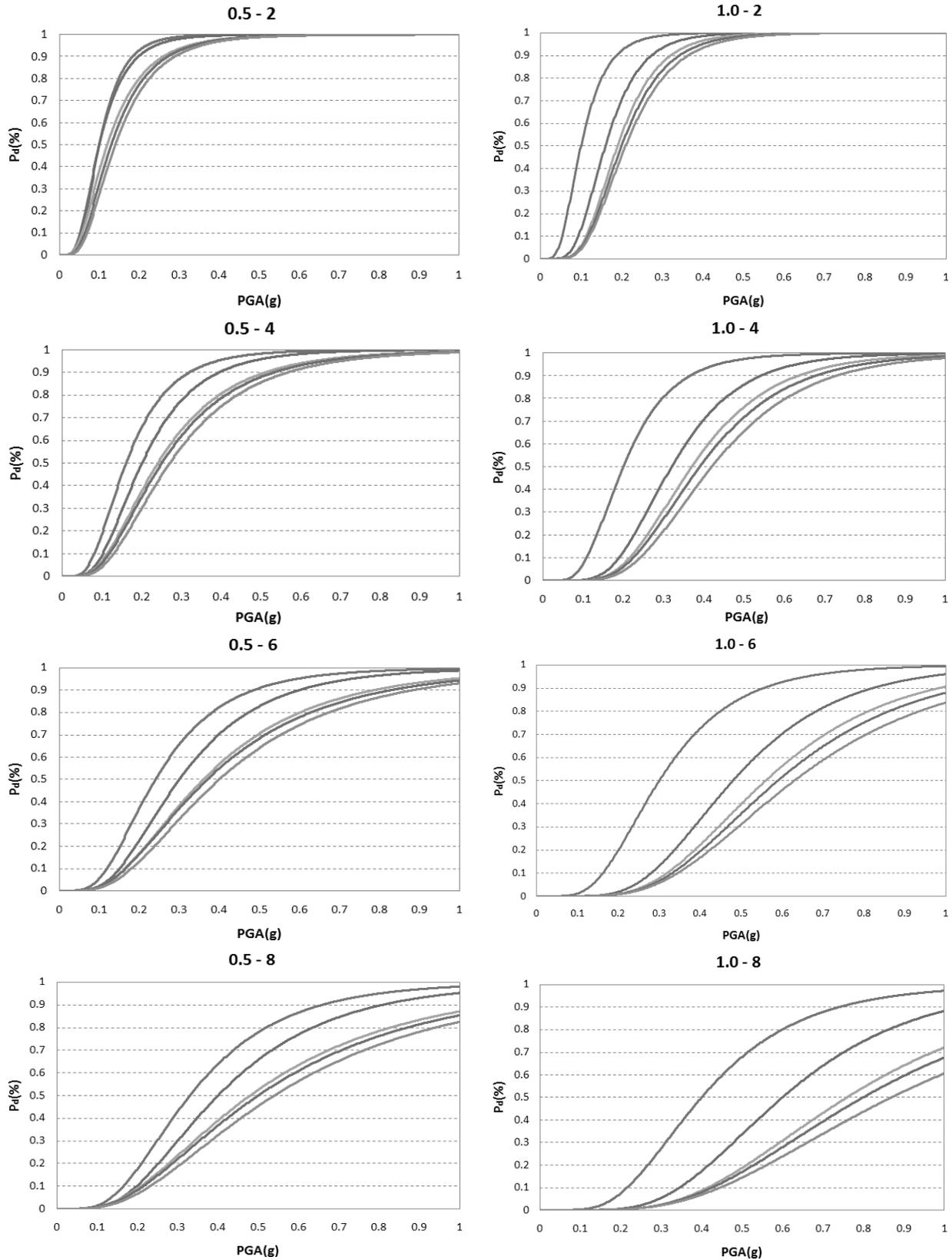
($\alpha_i, i=4$)를 나타낸 것이다. 극한변위연성도가 2, 3인 경우에는 횡철근비(ρ_s)가 작아 식 (4)의 적용이 불가하거나 1.0을 초과하는 값을 나타낸다. 이에 본 연구에서는 0.9를 사용하였으며 극한변위연성도가 3 이상의 경우에는 평균값을 사용하였다. 각 해석모델의 기준손상도(심한 손상)에 대한 취약도곡선(Fragility Curve)은 그림 7과 같다.

$$\mu_{\Delta i} = \alpha_i \times \mu_{\Delta u}$$

$$\alpha_i = \left[0.029 + 0.00361 \left(\frac{D}{H} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{f_{yl}}{f_{yt}} \frac{\rho_l}{\rho_s} \sqrt{\frac{f_{ck}A_g}{P}} \right] \times i^2 \quad (4)$$

$i = 1, 2, 3, 4, 5$

여기서, $D, H, f_{yl}, f_{yt}, \rho_l, \rho_s, f_{ck}, A_g, P, i$ 는 각각 교각

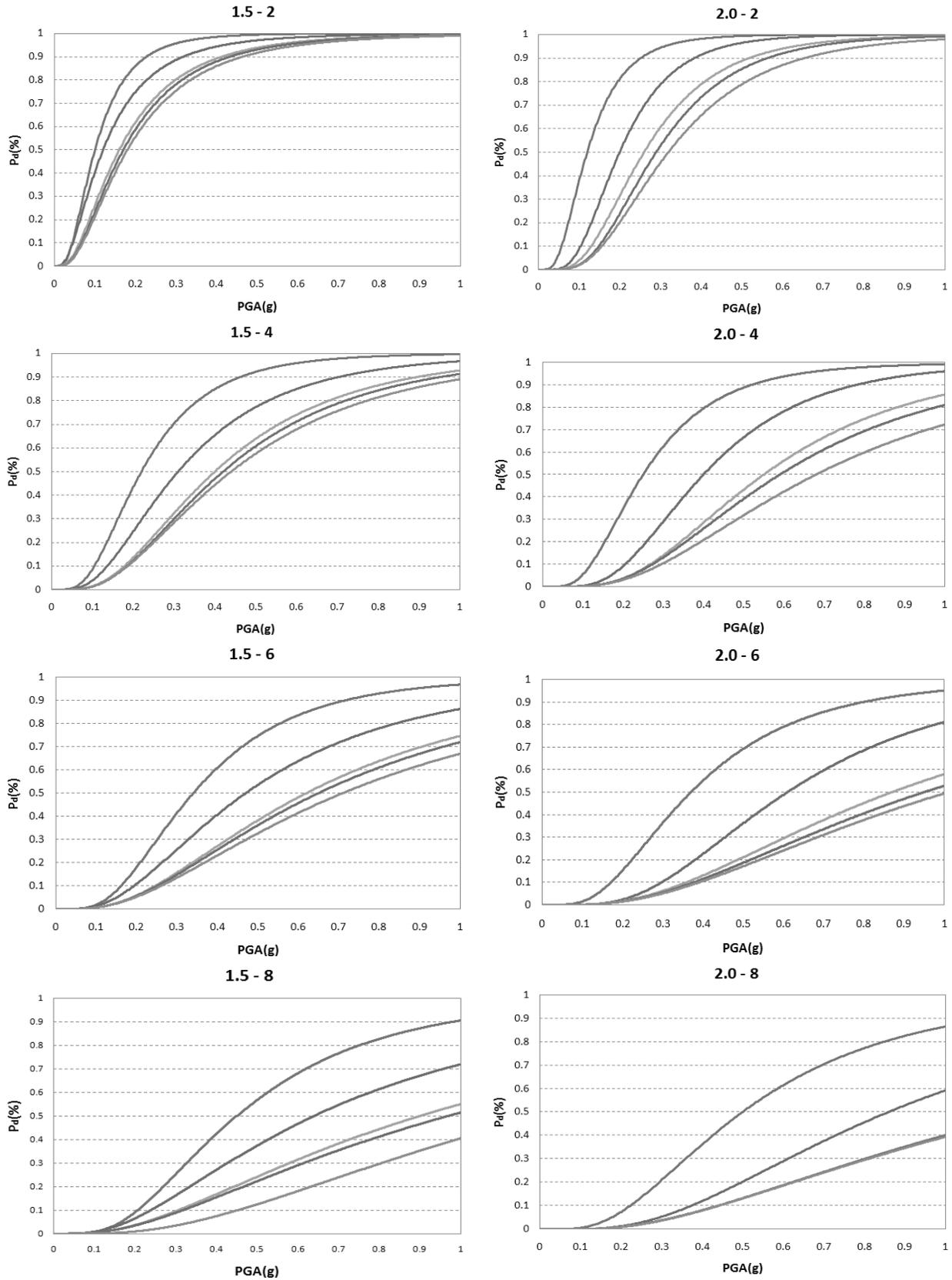


〈그림 7〉 기준손상(심한 손상)에 대한 취약도곡선(모델명; 탄성주기-강도비, 그래프의 곡선은 위에서부터 아래로 극한변위연성도가 2~6이다)

의 단면지름, 교각의 높이, 축방향철근의 항복강도, 횡방향 철근의 항복강도, 콘크리트의 압축강도, 교각의 단면적, 교각의 축력, 손상단계이다.

4.2 손상확률 특성과 목표손상확률에 따른 목표연성도

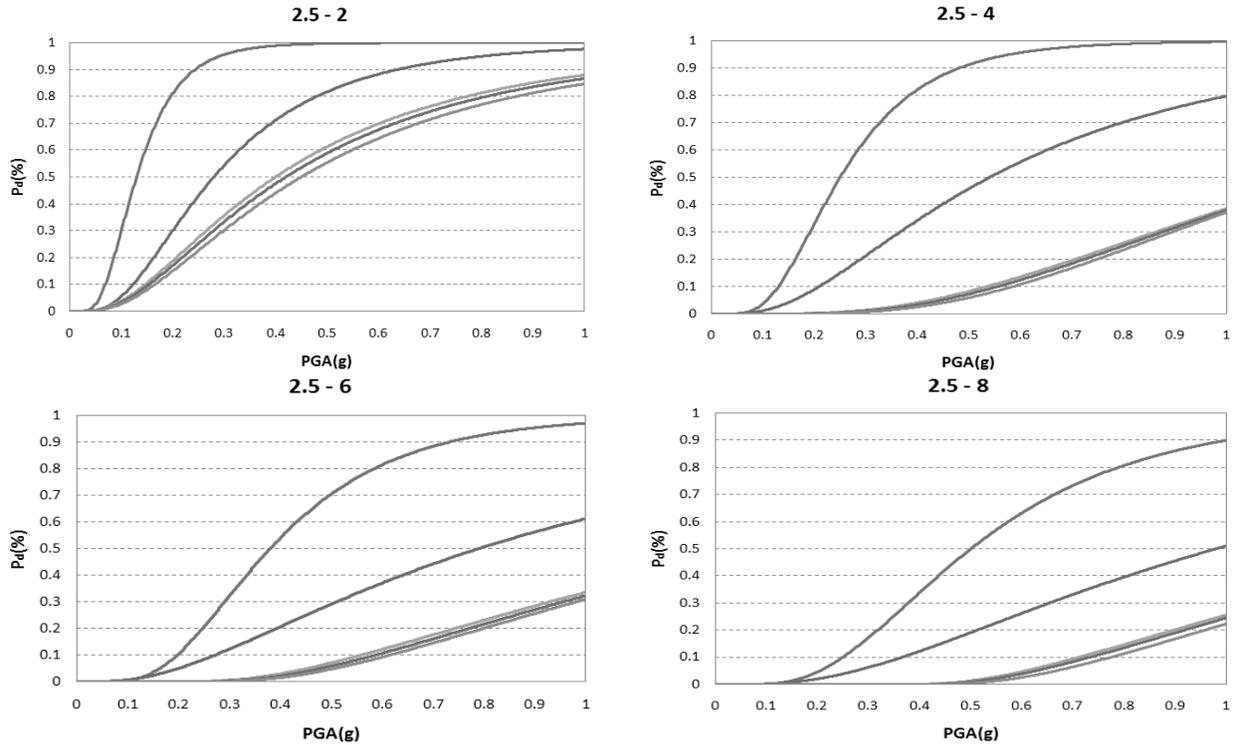
현행 도로교설계기준에서 내진등급 1등급 교량의 설계기준지진의 지반가속도(1지반)는 0.154g이다. 이 지반가속도



〈그림 7〉 기준손상(심한 손상)에 대한 취약도곡선(모델명: 탄성주기-강도비, 그래프의 곡선은 위에서부터 아래로 극한변위연성도가 2~6이다)(계속)

에 대한 해석모델의 손상확률(P_d)은 표 2와 같다. 손상확률이 동일한 값을 연결한 등손상확률 맵은 그림 8과 같다. 그림 8에서 탄성주기가 증가하면 손상확률은 전체적으로 감소

하는 경향을 나타낸다. 극한변위연성도가 $3(\mu_{\Delta u} = 3)$ 이상이 되면 손상확률은 크게 감소하며, 비교적 단주기 모델($T \leq 1(\text{sec})$)에서는 탄성주기가 증가하면 손상확률의 감소



〈그림 7〉 기준손상(심한 손상)에 대한 취약도곡선(모델명; 탄성주기-강도비, 그래프의 곡선은 위에서부터 아래로 극한변위연성도가 2~6이다)(계속)

〈표 2〉 손상확률(P_d)(최대지반가속도=0.154g)

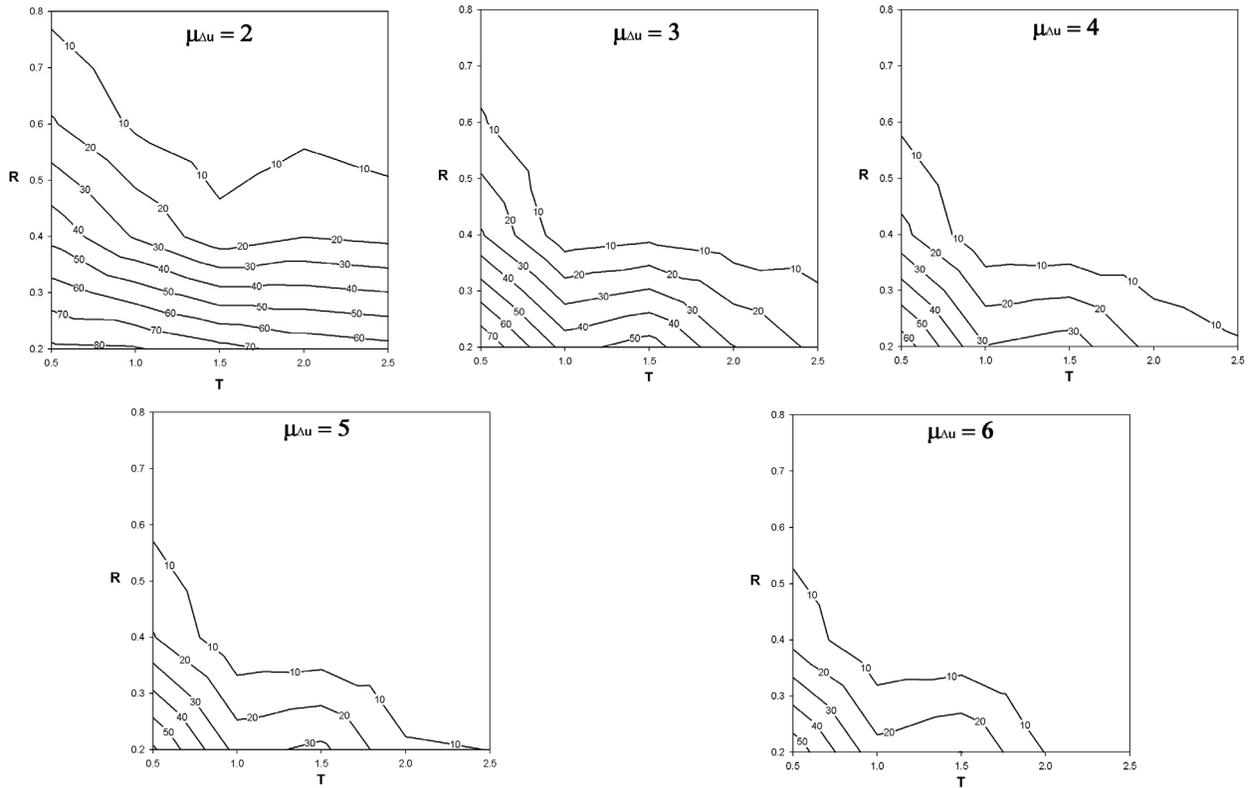
Case No.	주기 (T, sec)	강도비 (R)	손상확률, P_d at 0.154g (%)				
			$\mu_{\Delta u}=2$	$\mu_{\Delta u}=3$	$\mu_{\Delta u}=4$	$\mu_{\Delta u}=5$	$\mu_{\Delta u}=6$
0.5-2	0.5	0.2	82.09	79.24	66.12	61.69	56.76
0.5-4		0.4	47.18	31.10	22.60	20.58	16.65
0.5-6		0.6	20.99	10.84	8.20	8.21	6.18
0.5-8		0.8	7.91	4.13	4.01	3.72	2.87
1.0-2	1.0	0.2	81.09	46.37	30.42	26.69	23.54
1.0-4		0.4	28.91	3.72	1.84	1.54	0.98
1.0-6		0.6	8.24	0.34	0.17	0.14	0.14
1.0-8		0.8	2.34	0.08	0.03	0.03	0.03
1.5-2	1.5	0.2	73.43	55.06	35.04	32.42	30.26
1.5-4		0.4	13.55	6.87	1.06	0.99	0.77
1.5-6		0.6	2.98	1.89	0.26	0.22	0.18
1.5-8		0.8	0.92	1.02	0.11	0.15	0.35
2.0-2	2.0	0.2	66.64	30.42	16.61	11.18	9.58
2.0-4		0.4	19.77	3.32	1.15	1.26	1.12
2.0-6		0.6	7.20	0.70	0.60	0.58	0.55
2.0-8		0.8	3.08	0.41	0.38	0.32	0.24
2.5-2	2.5	0.2	63.52	17.51	11.05	9.92	8.46
2.5-4		0.4	17.11	4.50	0.06	0.03	0.01
2.5-6		0.6	3.83	2.44	0.00	0.00	0.00
2.5-8		0.8	1.46	0.81	0.00	0.00	0.00

(주) 표에서 P_d 가 0.00은 $P_d < 1 \times 10^{-3}$ 임.

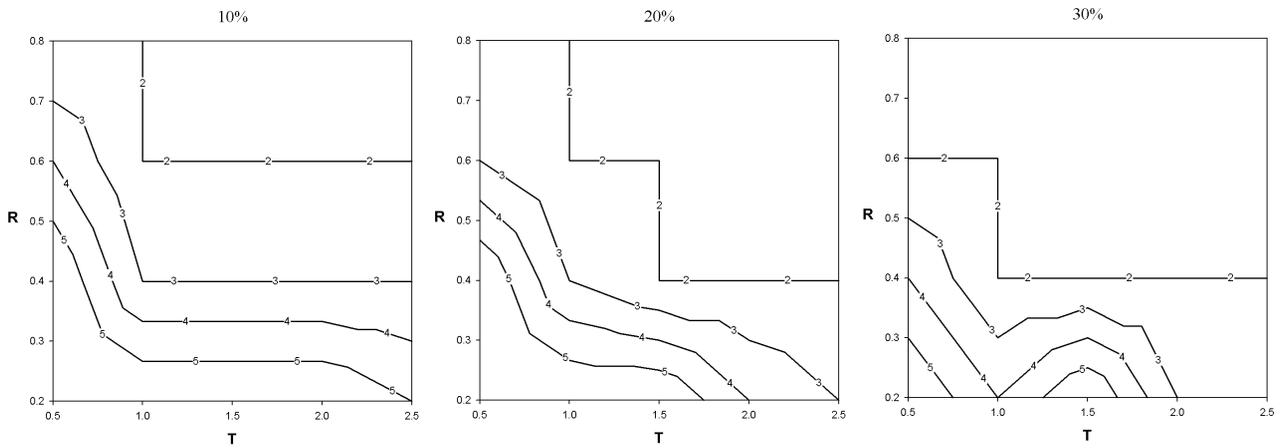
폭도 크다. 한편, 탄성주기가 1~1.5초인 모델에서는 손상확률의 변화가 거의 없고 탄성주기가 1.5초를 넘으면 손상확

률이 다시 감소하는 특징을 보인다.

대상 교량의 기능 및 경제적 중요도에 따라 목표손상확률



〈그림 8〉 등손상확률 맵(단위: %)



〈그림 9〉 등목표연성도 맵

이 설정되면 이를 확보할 수 있는 목표연성도가 산정될 수 있다. 그림 9는 목표손상확률을 각각 10%, 20%, 30%로 설정하는 경우 확보해야 할 극한변위연성도(목표극한변위연성도)의 크기를 나타낸 것이다(목표극한변위연성도의 크기가 같은 점을 연결한 등목표연성도 맵). 강도비가 0.4(현행 도로교설계기준의 응답수정계수인 3을 적용하는 경우 강도비는 0.33이 되므로 강도비가 0.4는 강도측면에서 약간의 안전도가 확보된 수준이 된다)인 교량의 목표손상확률이 10%인 경우(그림 9(a)), 확보해야 할 목표극한변위연성도의 크기는 탄성주기가 1.0초 이하의 비교적 단주기모델에서는

3-5 수준이며, 1초 이상인 모델에서는 3 정도의 수준이 된다(설계측면에서의 안전을 비교려 시). 이와 같은 등목표연성도 맵을 이용하면 목표손상확률을 확보하기 위해 필요한 목표극한변위연성도 수준을 손쉽게 결정할 수 있다. 이는 신설 교량뿐만 아니라 기존 교량의 합리적인 내진보강성능 수준을 결정하는데도 활용될 수 있다.

5. 결론

현행의 붕괴방지수준의 내진성능목표에서 벗어나 지진

시 시설물의 손상을 제어하여 경제적 손실을 최소화하려는 새로운 내진설계개념이 제기되고 있다. 본 연구에서는 교량을 대상으로 비선형 지진해석을 수행하여 구조적 특성에 따른 손상확률과 목표손상확률에 따른 목표연성도 특성에 대하여 분석하였다. 연구 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 교량의 탄성주기(T)와 강도비(R)를 주요해석변수로 하여 다양한 입력지진에 대해 비선형 지진해석을 수행하여 응답(변위연성도)을 산정하였다. 해석모델의 탄성주기로 길어질수록 응답의 크기가 전반적으로 감소하며, 입력지진의 세기가 커질수록 응답의 분산도가 커지고, 특히 탄성주기가 커질수록 이러한 경향이 뚜렷하게 나타났다.
2. 교량의 손상을 제어하기 위한 기준손상도를 “심한 손상”으로 하여 교량해석모델에 대한 지진취약도 곡선을 산정하였고 이로부터 동일한 손상확률을 나타내는 등손상확률 맵(Contour Map of Equal Damage Probabilities)을 작성하였다. 이로부터 구조물의 특성(탄성주기 및 강도비)을 알면 입력지진의 최대지반가속도에 따른 손상확률을 손쉽게 확인할 수 있다.
3. 최대지반가속도가 0.154g일때 모델의 탄성주기가 증가하면 손상확률은 전체적으로 감소하는 경향을 나타내며 비교적 단주기 모델($T \leq 1(\text{sec})$)에서는 탄성주기가 증가하면 손상확률의 감소폭도 크다. 탄성주기가 1~1.5초인 모델에서는 손상확률의 변화가 거의 없고 탄성주기가 1.5초를 넘으면 손상확률이 다시 감소하는 특성을 보인다.
4. 교량의 목표손상확률에 따라 교각이 확보해야 할 목표극한변위연성도의 크기를 나타내는 등목표연성도 맵(contour map of equal target ductilities)을 작성하였다. 이는 신설 교량뿐만 아니라 기존 교량의 합리적인 내진보강성능 수준을 결정하는데 활용될 수 있다.
5. 강도비가 0.4인 교량의 목표손상확률이 10%인 경우 교각이 확보해야할 목표극한변위연성도의 크기는 탄성주기가 1.0초 이하의 비교적 단주기에서는 4-6 수준이며, 1.0-2.0초에서는 3, 그 보다 장주기에서는 2 정도의 수준이다.
6. 본 연구에서는 비선형해석의 편의를 위해 RC교각을 비선형특성을 완전 탄소성(Bi-linear) 스프링으로 모델화하였다. 따라서 지진하중과 같은 반복하중을 받을 때 나타나는 펀칭효과가 반영되지 않아 이력감쇠가 다소 크게 평가되어 교량의 내진성능을 다소 과다평가하게 된다. 향후 교각의 비선형특성을 보다 정확하게 반영하는 모델을 통한 해석이 요구된다.

감사의 글

이 논문은 2004년 울산대학교의 연구 지원에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 도로교설계기준, 한국도로교통협회, 2005.
2. AASHTO LRF Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007.
3. 道路橋示方書-同解説, V 耐震設計編, 日本道路協會, 2002.
4. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures, 2005.
5. Expanding and Using Knowledge to Reduce Earthquake Losses, FEMA 383 Report, 2003.
6. 性能規定型耐震設計法の現象과課題, 日本地震工學會, 2004.
7. Preliminary evaluation of methods for defining performance, ATC58-2 Report, 2003.
8. 이대형, 정영수, 양동욱, “지진 진동수에 따른 교량의 내진성능기반 취약도 해석 방법,” 한국콘크리트학회 논문집, 제21권, 제2호, 187-197, 2009.
9. 이진학, 김상훈, 윤정방, “지진취약도분석을 통한 교량의 지진위험도 평가,” 한국지진공학회 논문집, 제8권, 제6호, 31-43, 2004.
10. 김재천, 변지석, 신수봉, “지반특성을 고려한 FCM 교량의 지진취약도 분석,” 한국지진공학회 논문집, 제12권, 제3호, 37-44, 2008.
11. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. K., and Kim, S. H., “Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development,” *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12, 1287-1295, 2000.
12. Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N., “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 96, No. 12, 2257-2573, 1970.
13. Dutta A. and Mander J. B., “Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges,” Preceeding of the Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering in Transportation Systems, Tokyo, 1999.
14. HAZUS, Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical Manual, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington(DC), 1997.
15. 정영수, 박창영, 박지호, “철근콘크리트 교각의 연성능력에 따른 지진취약도,” 한국콘크리트학회 논문집, 제19권, 제1호, 91-102, 2007.