

지진강도 범위를 고려한 철근콘크리트 교량의 지진취약도 해석

이도형* · 정현도** · 김병화***

Lee, Do Hyung* , Jeong, Hyeon Do** , Kim, Byeong Hwa***

Seismic Fragility Analysis of a RC Bridge Including Earthquake Intensity Range

ABSTRACT

In the present study, influence of earthquake intensity range on seismic fragility analysis of a RC bridge has been evaluated. For this purpose, a RC bridge damaged by a past earthquake has been selected, and analytical model of the bridge has been developed for nonlinear dynamic time-history analysis. A total of 25 recorded earthquake motions have been employed for the nonlinear analysis from which maximum lateral drift ratio of piers are obtained. Then, seismic fragility analysis has been conducted for the bridge using the nonlinear analysis results. Probability of exceeding damage has been computed in terms of using the maximum likelihood estimation, and effect of earthquake intensity range of the motions on seismic fragility curves has been assessed analytically. Analytical predictions indicate that the earthquake intensity range is of utmost significance for rationale seismic fragility analysis reflecting a physical damage state of a bridge and seismic performance evaluation of such bridge.

Key words : Seismic fragility analysis, Earthquake intensity range, RC bridge, Damage limit state, Lateral drift ratio

초록

이 연구에서는 지진강도의 범위가 철근콘크리트 교량의 지진취약도 해석에 미치는 영향을 평가하였다. 이 목적을 위해 과거 지진에 의해 손상된 철근콘크리트 교량을 선택하여 비선형 동적 시간이력해석모델을 개발하였다. 총 25개의 계측지진파에 대해 비선형 동적 시간이력해석을 수행하여 교각의 최대 수평변위비를 구한 후, 이 결과를 이용하여 지진취약도 해석을 수행하였다. 지진취약도 해석에서는 최우도법을 사용하여 손상 초과확률을 계산하였고, 계측지진파의 지진강도 범위가 지진취약도 곡선에 미치는 영향을 해석적으로 검토하였다. 예측된 해석결과, 실제 교량의 물리적인 손상상태를 반영할 수 있는 합리적인 지진취약도 해석 및 내진성능평가를 위해서는 계측지진파의 지진강도 범위가 매우 중요함을 알 수 있었다.

검색어 : 지진취약도 해석, 지진강도 범위, 철근콘크리트 교량, 손상한계상태, 수평변위비

1. 서론

2016년 9월 12일 경북 경주시 남서쪽 약 11.6km에서 규모 5.8의 지진이 발생하였다. 규모 5.8의 지진은 국내에서 지진계측이 이루어진 이후 가장 큰 규모의 지진이었지만 다행히 인명피해가 없었고 구조물의 비구조적인 요소에 발생한 피해만이 보고되었다(Lee et al., 2016; Lee and Jeon, 2016). 이후 1년이 조금 지난 2017년 11월 15일 포항시 북구 북쪽 약 9km 지역에서 규모 5.4의 지진이

* 정희원 · 배재대학교 건설환경철도공학과 교수 (PaiChai University · dohlee@pcu.ac.kr)

** 배재대학교 건설환경철도공학과 석사과정 (PaiChai University · 01031565349@naver.com)

*** 정희원 · 교신저자 · 경남대학교 토목공학과 교수 (Corresponding Author · Kyungnam University · bhkim@kyungnam.ac.kr)

Received August 28, 2018/ revised August 31, 2018/ accepted September 3, 2018

발생하였고 포항 및 인근지역의 주거용 필로티 건물에 상당한 피해를 유발하였다. 1년여에 걸친 두 번의 지진은 우리나라에 큰 경각심을 불러 일으켰고 우리나라도 더 이상 지진 안전지대가 아니라는 우려가 커지고 있다. 이와 같은 사실은 지난 10여년에 걸쳐 우리나라가 근접해 있는 환태평양 지역 곳곳에서 발생한 규모 5.0 이상의 강진이 뒷받침해준다. 대표적인 예로 2008년 5월 12일 중국 쓰촨성에서 발생한 리히터 규모 7.9의 강진에 이어, 2011년 3월 11일 일본 도호쿠 지방에서 발생한 일본의 지진 관측 사상 최대인 리히터 규모 9.0의 대지진으로 막대한 피해가 발생하였다.

지진공학은 과거의 크고 작은 지진에 의한 다양한 피해사례 조사와 손상원인 분석 그리고 이에 대한 보수/보강에 대한 실험적, 해석적 연구를 통해 발전하여 왔다. 지진하중에 의한 내진설계 또한 지진에 의한 파괴 양상 및 손상수준에 대한 해석 및 모사실험 연구를 통해 고도와 되어 왔다. 하지만 그럼에도 불구하고 위에 언급된 지진재해는 지진하중 자체의 불확실성 때문에 명확하게 예측하기가 매우 어렵다. 최근 들어 지진하중 자체의 불확실성을 고려하기 위해 확률론적 내진성능평가 방법인 지진위험도 해석이나 지진취약도 해석에 관한 연구가 활발히 수행되어 왔다. 특히 지진취약도 해석은 지반운동의 크기 지수(예를 들어, 최대지반가속도, 최대지반속도, 최대지반변위, 스펙트럴 가속도, 스펙트럴 속도, 스펙트럴 강도 등)에 따른 손상 발생의 확률을 나타내는 것으로, 1980년대 초 원자력발전소의 확률론적 지진 안전성 분석을 위하여 개발되었다. 최근에는 미국, 일본 등을 중심으로 일반 토목구조물에도 적용한 연구가 활발히 수행되어 왔으며, 국내에서도 교량구조물 및 건물 등에 대한 지진취약도 해석이 활발히 수행되어 왔다.

Koh et al.(2003)은 소성손상모형에 기초한 손상지수를 제안하였고, 이를 이용해 지진하중에 대한 손상확률을 계산함으로써 지진취약도 해석 및 지진위험도 평가를 수행하였으며, Yi et al.(2004)은 면진교량에 대해 교각의 회전연성도, 교량받침의 변위, 손상모형 등의 다양한 손상지수를 통하여 지진취약도 분석을 수행하였고, 또한 지진의 평균재현주기를 사용하여 확률밀도함수 보간 기법을 이용한 지진취약도 분석 등도 제안하였다. Kim et al.(2004)은 서로 다른 네 가지 방법의 성능스펙트럼 기법을 통해 구해진 취약도 곡선들을 비선형 시간이력해석 방법에 의해 구해진 취약도 곡선과 비교분석하였고, Kim et al.(2008)은 상이한 지반특성이 FCM 교량의 내진성능에 미치는 영향을 지진취약도 분석방법으로 평가하였다. 한편, 국립방재연구소에서는 교량구조물의 지진취약도합수 국산화연구(National Institute for Disaster Prevention, 2007)를 수행하였다. 이 연구에서는 먼저 모든 구조형식 등에 따른 교량의 분류체계를 제안하였고, 각각의 분류된 교량형식마다 수치해석을 위한 대표교량과 인공지진을 선정하여, 제안된 지진취약도 해석방법의 국내 교량구조물에 대한 적용성을 평가하였다. 이처럼 국내에

서도 지진취약도 해석에 관한 연구가 활발하게 진행되어 왔다.

지진취약도 분석방법은 일반적으로 과거의 지진 피해사례 분석에 의한 경험적인 방법과 많은 계측지진파를 이용하여 구조물에 대한 비선형 해석을 수행하는 해석적 방법이 있다. 국내의 경우에는 지진피해 기초자료 및 계측지진파가 부족하여 해석적 지진취약도 분석에 대부분 의존하고 있다. 해석적 지진취약도 분석 방법은, 비선형 동적 시간이력해석에 사용하는 입력지진파로 인공지진파와 기존의 실제 계측지진파를 배율조정 하여 해석을 수행한다. 하지만 비선형 동적 시간이력해석 시, 입력지진파의 지진강도 범위에 대한 명확한 근거가 없어 매우 큰 지진강도까지 제한 없이 해석을 수행하는 경우가 대부분으로 이는 실제 구조물에서 발생하는 물리적 손상 거동과는 다른 손상초과확률을 나타낼 수도 있다. 따라서 이 연구에서는 지진하중으로 인해 실제 손상을 입은 철근콘크리트 교량을 선택하여 다양한 지진강도 범위에 대한 비선형 시간이력해석을 수행 후, 해석결과에 의한 지진취약도 해석을 수행하여 해석대상 교량의 손상형태에 따른 손상초과확률을 합리적으로 반영할 수 있는 지진강도의 범위를 검토하였다.

2. 해석대상 교량 및 교각의 손상 형태

2.1 해석대상 교량

지진취약도 해석에서 지진강도의 범위를 검토하기 위하여 과거 지진에 의해 손상이 발생한 교량을 선정하였다. 이 연구에서 선정된 교량은 1995년 1월 17일에 발생한 일본 효고현 난부의 교세 대지진에서 손상을 입은 철근콘크리트 교량으로 한신 고가도로 교량 3번 루트(route)의 일부 구간이다(Elnashai et al., 1995). 한신 고가도로 교량은 25~35m의 경간이 반복적으로 구성되어 있어 해석의 편이성을 위해 교각이 손상이 입은 일부 구간을 이 연구의 해석대상 교량으로 선택하였다. 선택된 교량의 구간은 세 개의 교각 P663, P664 및 P665로 지지되는 구간으로 반복적인 교량의 특성을 고려하여 경간 S662와 S665의 한쪽 단부를 교대로 가정하였다(Lee et al., 2005).

교량의 상부구조는 하부 플랜지의 제원이 변화하는 6개의 I형 강 주형으로 구성되어 있고 강 주형의 좌굴 방지를 위해 속이 빈 원형강관이 주형 사이의 브레이싱으로 사용되었다. 하부구조의 경우 모든 교각 단면은 철근콘크리트 원형단면으로 이루어져 있고, 교각 P663의 지름은 2300mm인 반면에 교각 P664와 P665의 지름은 2500mm이다. 모든 교각 단면의 축방향 철근은 두 겹으로 배근되어 있었지만, 바깥쪽 철근은 기초의 밑부분에서 코펄부까지 연속되어 있는 반면에 안쪽 철근은 기초의 밑 부분으로부터 8770mm 높이 까지만 배근되었다. 교각 P663은 기초의 밑 부분에서 코펄부 상부까지의 총길이가 15539mm이고, 교각 P664와 P665

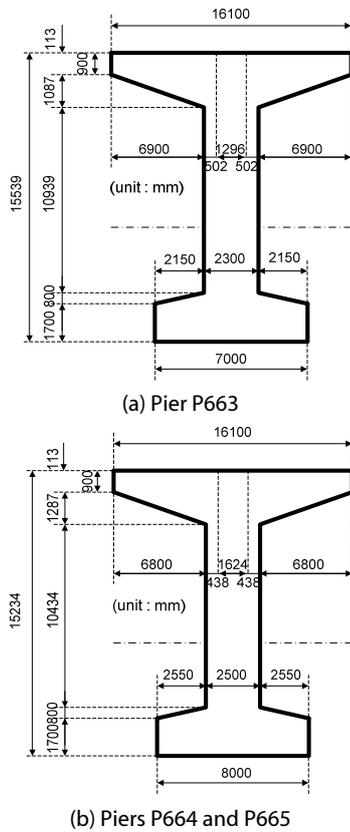


Fig. 1. Dimensions of Piers

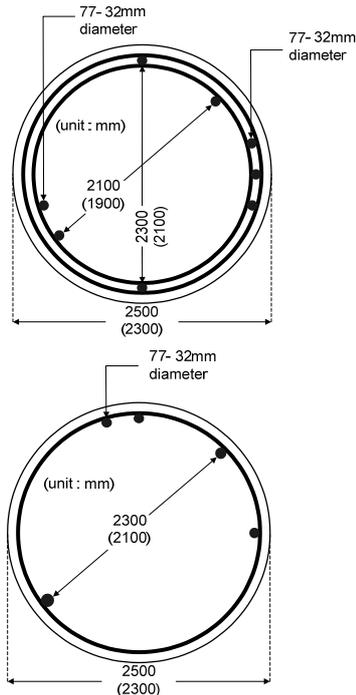


Fig. 2. Cross-Section Details of Piers P664 and P665 (Values in Parentheses Represent Dimensions for Pier P663)

의 총길이는 교각 P663 보다는 약간 작은 15234mm로 동일하다. 교각의 제원 및 단면상세는 각각 Figs. 1 and 2에 나타나 있다.

2.2 교각의 손상 형태

선택된 교량의 상부구조에는 손상이 발생하지 않은 반면에, 교각의 경우 교각의 중앙높이 부분에서 심한 손상이 발생하였다. 본 연구에서 고려하고 있는 세 교각에 발생한 일반적인 손상형태로는, 교각의 중앙높이 부분에서 콘크리트 피복박리가 중앙부위 들레 전체에 걸쳐 발생하였고, 축방향 철근의 좌굴과 함께 원형후프로 이루어진 황구속 철근 일부가 파단되었으며 이에 따라 심부구속콘크리트 또한 파괴되었다. 교각 손상 형태의 대표적인 경우로 교각 P664의 파괴 양상을 Fig. 3에 나타내었다.

3. 해석대상 교량의 해석 모델 및 비선형 동적 시간이력응답

3.1 해석모델

2.1에 기술된 해석 대상 교량에 대한 비선형 해석모델을 개발하였다. 대상 교량의 비선형 해석모델은 화이버(fiber) 요소를 사용한 단면해석프로그램인 ZeusNL (Elnashai et al., 2001)에서 제공하는 다양한 비선형 요소 모델을 사용하여 개발하였다.

교각의 경우, 철근콘크리트 원형 단면을 사용하였고 단면내의 정밀한 화이버 단면해석을 위해 200개의 모니터링 요소로 분할하였다. 원형 단면 내 재료모델은 축방향 철근, 비구속 및 구속콘크리트로 재료를 구분하여 적용하였다. 축방향 철근의 재료 모델은 이선형 응력-변형률 관계식을 이용하였고, 비구속 및 구속콘크리트 재료모



Fig. 3. Representative Observed Damage Pattern of Pier P664 (Elnashai et al., 1995)

델은 Mander et al.(1988) 모델을 기본으로 Martinez-Rueda and Elnashai(1997)에 의해 수정된 응력-변형률 관계식을 이용하였다. 구속콘크리트 재료모델에 필요한 구속계수는 Mander et al.(1988)의 제안식을 사용하였다. 교각의 비탄성 요소 구성에 있어 캔틸레버 교각의 위험단면인 밑부분에는 비교적 짧은 비탄성 요소를 사용한 반면 코핑부로 갈수록 비교적 긴 비탄성 요소를 사용하여 교각의 위험단면에서 소성힌지 구간이 비교적 정확하게 모사되도록 모델링을 수행하였다.

상부구조의 경우, 여섯 개의 주형과 콘크리트 슬래브에 대해 등가의 휨 강성과 비틀림 강성을 갖는 등가의 단일 I형 단면으로 해석모델을 구성하였다. 등가의 단일 I형 단면 계산은 일본의 도로 교 내진설계기준(Specifications for Highway Bridges Part V : Seismic Design, 1990)에서 제안된 방법을 적용하였다. 고정하중 계산에서 상부구조와 교각의 단면 및 도로포장과 콘크리트 슬래브의 두께 170mm를 포함시킨 반면에, 활하중은 고려하지 않았다. 교량받침 고정단 베어링의 경우 교축직각방향과 교각축방향에 대

한 회전 자유도를 허용한 반면에 그 외 모든 축에 대한 변위 및 회전 자유도를 구속하였고, 가동단 베어링에서는 고정단 베어링의 구속조건에서 교축방향에 대한 변위 자유도를 추가적으로 허용하였다. 해석 대상 교량에 대한 해석모델은 Fig. 4에 나타나 있다.

3.2 입력지진파

비선형 동적 시간이력해석은 특정 입력지진에 대한 구조물의 응답을 구하는 것으로서, 지진의 크기, 지속시간, 주파수 특성 등에 따른 입력지진파의 불확실성을 포함하고 있다. 따라서 구조물의 지진취약도 해석을 위해서는 충분한 수의 입력지진파를 사용할 필요가 있다. 미국과 일본의 경우에는 과거 발생한 지진에 대한 많은 지진계측 자료가 정리되어 있는 반면에, 우리나라의 경우에는 지진파의 계측자료가 부족한 실정이다. 이에 이 연구에서는 국외에서 계측된 25개의 지진파를 선택하였다. 이 계측지진파의 선택은 주관적이지만 가능한 다양한 주파수 특성 및 스펙트럴 가속도 분포를 갖도록 하였다. 선택한 계측지진파는 Table 1에 정리하여

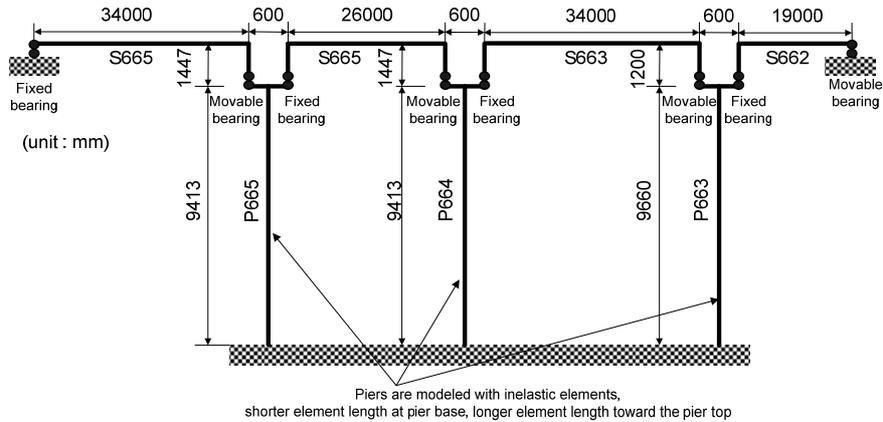


Fig. 4. Analytical Model of the Bridge Under Consideration

Table 1. Selected Input Ground Motions

Earthquakes	Year	Station	ML	Soil	Transverse component	
					PGA (g)	A/V (g/m/s)
Chalfant Valley, USA	1986	Zack Brothers Ranch	6.3	deep broad	0.447	1.211
Coalinga, USA	1983	Pleasant Valley	6.7	deep broad	0.592	0.983
Coalinga, USA	1983	Oil City	6.0	stiff	0.866	2.052
Coalinga, USA	1983	Pleasant Valley	6.0	deep broad	0.602	1.730
Coalinga, USA	1983	CHP(temp)	5.3	deep broad	0.733	1.949
Gazli, Uzbekistan	1976	Gazli	6.4	very soft	0.720	1.148
Imperial Valley, USA	1979	Bons Corner	6.6	deep broad	0.775	1.688
Imperial Valley, USA	1979	El Centro Array#4	6.6	deep broad	0.485	1.297
Imperial Valley, USA	1979	El Centro Array#5	6.6	deep broad	0.519	1.107
Ionian, Greece	1973	Lefkada-OTE Building	5.3	soft	0.525	0.921

Table 1. Selected Input Ground Motions

Earthquakes	Year	Station	ML	Soil	Transverse component	
					PGA (g)	A/V (g/m/s)
Kobe, Japan	1995	Takarazuka	6.9	soft deep	0.694	0.814
Loma Prieta, USA	1989	Capitola	6.9	deep narrow	0.529	1.449
Loma Prieta, USA	1989	Corralitos	6.9	stiff	0.644	1.167
Loma Prieta, USA	1989	Coyote Lake dam	6.9	rock	0.484	1.219
Loma Prieta, USA	1989	Gilroy Array#4	6.9	deep broad	0.417	1.075
Mammoth Lakes, USA	1980	Long Valley dam	6.2	rock	0.921	3.187
Morgan Hill, USA	1984	Coyote Lake Dam	6.2	rock	1.298	1.606
Morgan Hill, USA	1984	Halls Valley	6.2	deep narrow	0.312	0.792
N. Palm Springs, USA	1986	North Palm Springs	5.9	deep broad	0.694	2.053
N. Palm Springs, USA	1986	Whitewater Trout Farm	5.9	deep narrow	0.612	1.943
Northridge, USA	1994	Newhall	6.6	deep broad	0.590	0.607
Northridge, USA	1994	Santa Monica City Hall	6.6	deep broad	0.883	2.118
Northridge, USA	1994	Sylmar-Olive View Med FF	6.6	deep broad	0.843	0.650
San Fernando, USA	1971	Pacoima Dam	6.6	stiff	1.226	1.090
Tabas, Iran	1978	Tabas	7.7	deep narrow	0.852	0.702

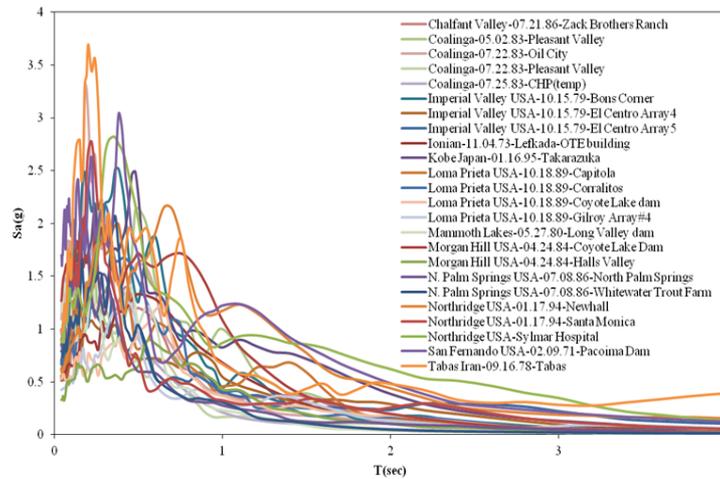


Fig. 5. Response Spectrum of the Selected Input Ground Motions

나타내었고, 각 계측지진파에 대해 임계감쇠의 5%에 대응하는 응답스펙트럼을 Fig. 5에 나타내었다. Fig. 5에서 알 수 있는 바와 같이, 이 연구에서 선택한 25개의 지진파들은 최대 증폭에서의 최대 스펙트럴 가속도 및 대응 주기가 비교적 고르게 분포되어 있어 선택의 타당성을 뒷받침하고 있다.

3.3 대상 교량의 비선형 동적 시간이력응답

3.1에서 정의된 해석모델에 선택된 25개의 계측지진파를 적용하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 비선형 동적 시간이력 해석에서는 계측지진파에 대해 0.1g에서 2.0g까지 0.1g의 간격으

로 배율조정을 하여 교각의 비선형 응답을 검토하였다. 교각의 비선형 응답 변수로, 지진취약도 해석에서 사용하는 손상한계상태와의 부합성을 위해 교각의 수평변위비를 선택하였다. Fig. 3에 교각 P664의 손상상태를 대표적으로 나타내었으므로 교각 P664의 최대 수평변위비를 세 단계의 최대지반가속도 범위별로 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6에서 확인할 수 있는 바와 같이, 최대지반가속도 증가에 비례적으로 최대 수평변위비가 증가함을 알 수 있다. 하지만 최대지반가속도 범위가 커짐에 따라 증가 비율이 다소 감소하는 경향을 나타내었고 이는 모든 교각에서 동일하였다.

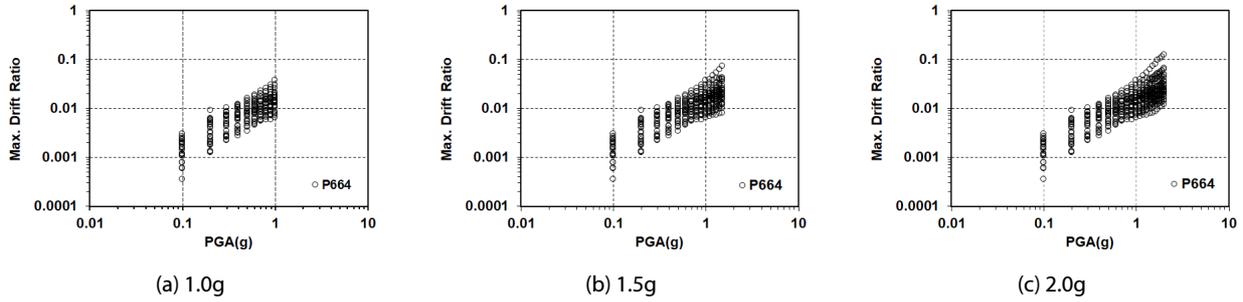


Fig. 6. Maximum Drift Ratio Distribution of Pier P664

4. 지진취약도 해석

3.3에서 구해진 교각의 최대 수평변위비 응답을 이용하여 지진취약도 해석을 수행하였다. 지진취약도는 일반적으로 구조물에 특정한 지진하중이 작용할 때, 구조물의 응답이 손상한계상태를 초과할 때의 확률로 결정된다. 지진취약도 함수의 구조응답 확률모델을 결정하는 방법으로는, 계측지진파를 배율조정 없이 사용하는 클라우드(cloud) 방법, 계측지진파를 배율조정하여 사용하는 스트라이프(stripe) 방법으로 나누어진다. 본 연구에서는 25개의 비교적 적은 수의 계측지진파를 사용하였기 때문에 계측지진파에 대해 배율조정을 하여 지진취약도 해석을 수행하였고, 지진취약도 해석을 위해 국내외에서 빈번하게 사용되고 있는 Shinozuka et al.(2000)이 제안한 방법을 선택하였다.

4.1 최우도법

Shinozuka et al.(2000)은 지진취약도 함수를 대수정규분포함수(log-normal distribution function)로 표현하고, 대수정규분포함수의 중앙값(median value)과 대수표준편차(log-standard deviation)를 최우도추정법(Maximum Likelihood Estimation)에 의하여 추정하는 것을 제안하였다. Shinozuka et al.(2000)은 실제 지진에 의해 손상된 구조물의 피해자료를 근거로 경험적 지진취약도 평가를 수행하여 대수정규분포함수로 정의된 취약도 곡선의 타당성을 입증하였다. 최우도추정법은 최우도 함수를 정의하는 방법에 따라 세 가지로 구분할 수 있지만, 이 연구에서는 각기 다른 손상상태에 대한 지진취약도 곡선이 서로 교차하는 경우가 발생할 수 있는 현상을 방지하기 위하여 각 손상단계별로 중앙값은 최우도 함수를 사용하여 추정하되 대수표준편차는 대상 교량의 모든 손상단계별 자료를 이용하는 공통대수표준편차(common log-standard deviation)를 사용하여 지진취약도 곡선을 유도하였다.

임의의 지진에 의한 구조물의 손상단계를 N_{state} 까지 고려하는 경우, 손상단계 개수만큼의 지진취약도 곡선을 얻을 수 있으며 최대지반가속도가 a_i 인 임의의 지진에 대하여 구조물이 미리 정의

된 각 성능한계 E_k 를 초과할 확률, 즉 지진손상 가능성을 Eq. (1)과 같이 $F_j(a_i, c_j, \zeta)$ 로 나타내고, 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$F_j(a_i, c_j, \zeta) = \Phi \left[\frac{\ln(a_i/c_j)}{\zeta} \right] \quad (1)$$

여기서, c_j 와 ζ 는 손상지수 j 에 대한 대수정규분포함수의 중앙값과 공통대수표준편차이며, 손상상태는 $j = 1, 2, \dots, N_{state}$ 로 나타낸다. 지진발생 후 교량의 상태를 E_k 로 정의하면, 교량의 손상이 E_k 와 E_{k+1} 사이에 있을 확률 $P_{ik} = P(a_i, E_k)$ 은 지진취약도 곡선을 이용하여 구할 수 있다. 만약, 손상단계를 경미, 보통, 심각의 세 단계로 구분하는 경우, 각 손상단계에 대응하는 지진취약도 곡선을 각각 $F_1(\cdot), F_2(\cdot), F_3(\cdot)$ 라고 하고 지진발생 후 교량의 손상상태를 무손상, 경미, 보통 그리고 심각으로 구분하여 각 손상상태를 E_1, E_2, E_3 그리고 E_4 로 정의하면 j 번째 손상상태에 대한 지진취약도 곡선은 아래 Eq. (2)와 같이 정의할 수 있다.

$$\begin{aligned} P_{i1} &= P(a_i, E_1) = 1 - F_1(a_i, c_1, \zeta) \\ P_{i2} &= P(a_i, E_2) = F_1(a_i, c_1, \zeta) - F_2(a_i, c_2, \zeta) \\ P_{i3} &= P(a_i, E_3) = F_2(a_i, c_2, \zeta) - F_3(a_i, c_3, \zeta) \\ P_{i4} &= P(a_i, E_4) = F_3(a_i, c_3, \zeta) \end{aligned} \quad (2)$$

최우도 함수는 다음 Eq. (3)과 같이 교량이 지진 발생 후 어떤 상태에 있는지를 판단한 후, 해당되는 확률만을 증가시킬 수 있도록 구성한다.

$$L(c_1, c_2, c_3, \zeta) = \prod_{i=1}^n \prod_{k=1}^4 P_k(a_i, E_k)^{x_{ik}} \quad (3)$$

여기서, x_{ik} 는 최대지반가속도 $PGA(g) = a_i$ 인 지진에 대하여, 교량이 E_k 의 손상상태가 발생할 경우에는 $x_{ik} = 1$ 이고 그렇지

않을 경우에는 $x_{ik} = 0$ 의 값을 가진다. 위와 같은 최우도 함수로부터 다음의 Eq. (4)를 이용하여 c_j 와 ζ 를 계산할 수 있다.

$$\frac{\partial \ln L(c_1, c_2, c_3, \zeta)}{\partial c_j} = \frac{\partial \ln L(c_1, c_2, c_3, \zeta)}{\partial \zeta} = 0$$

$$(j = 1, 2, \dots, N_{state})$$

(4)

예시로 앞서 기술된 세 손상단계에 대한 지진취약도 곡선을 도식화하여 Fig. 7에 나타내었으며, Fig. 7에서 E_1, E_2, E_3 및 E_4 는 각각 무손상, 경미, 보통 및 심각 손상상태를 나타낸다.

4.2 손상한계상태에 대응하는 수평변위비

지진취약도 함수에서 손상한계상태는 구조물의 손상정도를 예측하는 가장 합리적인 방법이며 과거 지진에 대한 구조물의 손상과 관련한 통계적 분석 자료라고 할 수 있다. 이 연구에서는 기존의 Dutta(1999)와 HAZUS(1999)가 제안한 교량 교각의 손상한계상태에 대응하는 수평변위비 한계값과 Jeon et al.(2014)이 제안한 수평변위비 한계값을 이용하여 지진취약도 해석을 수행하였다. 이 연구에서는 다섯 단계의 손상한계상태를 고려하였고, 각 손상한계상태에 대응하는 수평변위비 한계값을 정리하여 Table 2에 요약

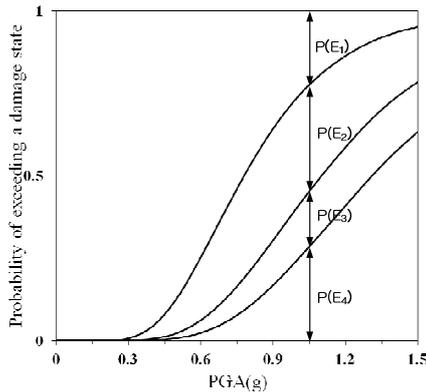


Fig. 7. Graphical Example of a Seismic Fragility Curve

Table 2. Lateral Drift Limits Corresponding to Damage Limit States

Damage limit state		Dutta (1999)	HAZUS (1999)	Jeon et al. (2014)
DS1	No	0.005	-	-
DS2	Slight	0.007	0.005	0.005
DS3	Moderate	0.015	0.010	0.010
DS4	Extensive	0.025	0.020	0.015
DS5	Complete	0.050	0.050	0.040

하였다.

4.3 지진취약도 곡선

대상 교량에 대한 비선형 동적 시간이력해석을 통해 각 교각의 최대 수평변위비를 구하였고, 최대 수평변위비 결과를 이용하여 손상한계상태에 따른 지진강도 범위별 지진취약도 곡선을 구하였다. 이 연구에서는 지진강도의 변수로 최대지반가속도를 선택하였고, 앞서 기술한 것처럼 대표적인 경우로 Table 2에 나타낸 손상한계상태에 대응하는 교각 P664의 지진취약도 곡선을 Fig. 8에 나타내었다.

Table 2의 손상한계상태에 대응하는 수평변위비로부터 예측할 수 있는 것처럼, 무손상에서 심각 손상상태 수준에서는 Dutta(1999)의 손상한계상태에 대응하는 손상초과확률이 HAZUS(1999)와 Jeon et al.(2014)에 의한 손상초과확률보다 다소 낮게 예측되는 것을 알 수 있다. 이는 Dutta(1999)에 의해 제안된 수평변위비 한계값이 다른 두 제안 한계값보다 다소 크기 때문인 것으로 지진취약도 곡선은 손상한계상태에 대한 의존성이 매우 높은 것을 알 수 있다. 또한 Fig. 8에서 확인할 수 있는 것처럼, 지진강도의 범위가 증가할수록 손상초과확률의 차이가 점점 커져 두 배 이상까지 차이가 발생할 수 있어 교량의 지진취약도 곡선 유도 시 손상한계상태의 선택이 매우 중요함을 알 수 있다. 한편 HAZUS(1999)와 Jeon et al.(2014)에 의해 제안된 손상한계상태에 대응하는 지진취약도 곡선의 차이는 미미하였다.

지진강도별 지진취약도 곡선 비교 결과, 지진강도의 배율조정 범위를 크게 하여 지진취약도 해석을 수행하는 경우 실제 교량에 물리적인 손상상태를 발생시킨 최대지반가속도 보다 더 큰 최대지반가속도를 예측하는 것으로 나타났다. 대상 교량의 경우 계측된 최대지반가속도 0.829g에서 교각에 심각한 손상상태(DS4)가 발생하였고, 지진취약도 곡선을 살펴보면 지진강도의 배율조정 범위를 1.0g로 제한한 경우에 심각한 손상상태의 중앙값에 대응하는 지진강도가 계측된 최대지반가속도에 근접하여 예측함을 알 수 있다. 하지만 지진강도의 배율조정 범위를 1.5g 또는 2.0g까지 높인 경우에는 심각한 손상상태의 중앙값에 대응하는 지진강도가 계측된 최대지반가속도보다 매우 크게 예측함을 알 수 있다. 이와 같은 현상은 각 지진강도 범위별 손상한계상태에 대응하는 중앙값을 정리한 Table 3에서도 확인할 수 있다. Table 3에서 알 수 있는 것처럼, 지진강도의 배율조정 범위를 1.0g로 제한한 경우의 중앙값이 실제 계측지진파의 최대지반가속도와 유사함을 알 수 있다. 이상으로 알 수 있는 것처럼 이 연구의 대상 교량과 유사한 교량의 손상한계상태별 손상초과확률 평가를 위한 지진취약도 해석에서 지진강도의 배율조정 범위 설정에 대한 면밀한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

지진강도 범위를 고려한 철근콘크리트 교량의 지진취약도 해석

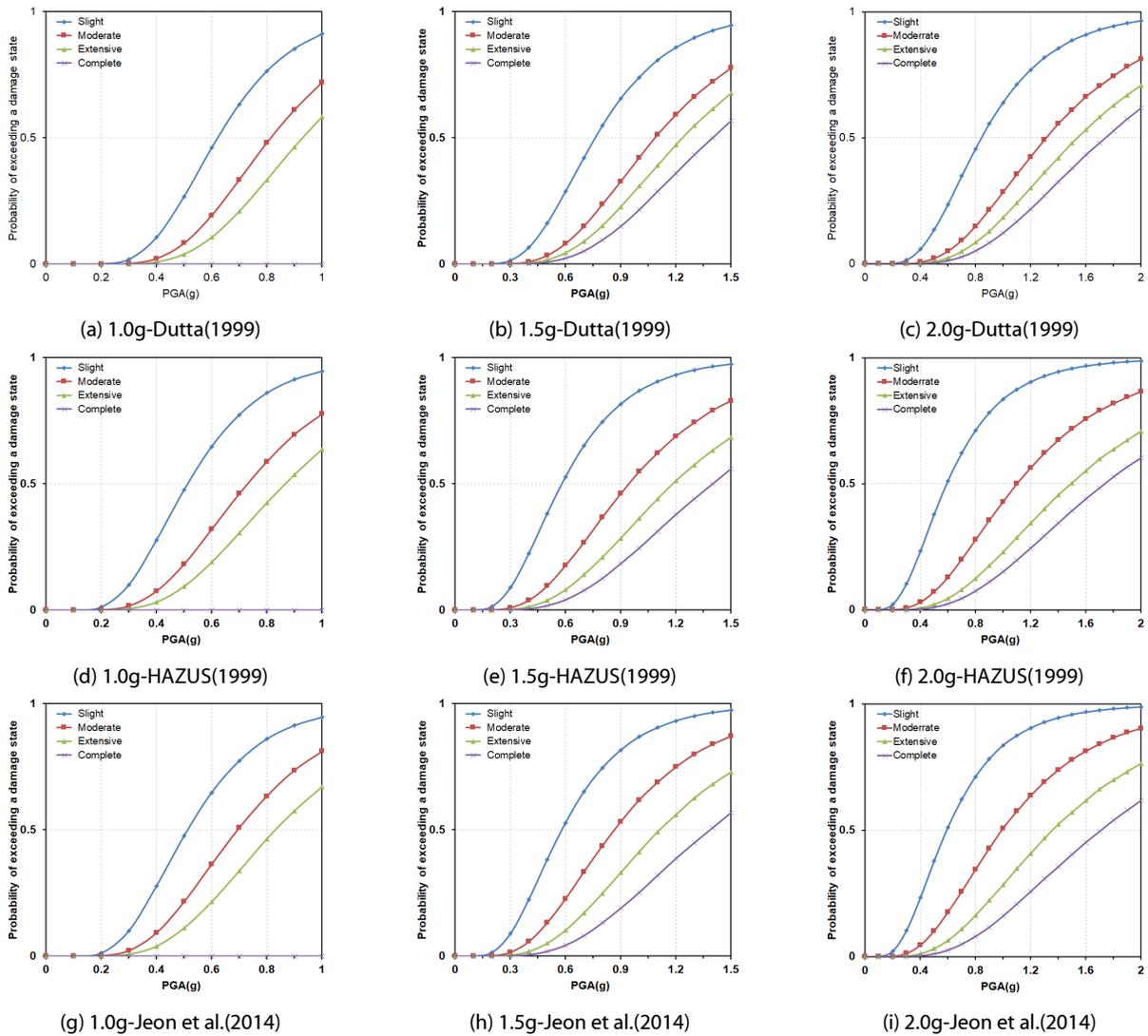


Fig. 8. Seismic Fragility Curve of Pier P664 at Each Earthquake Intensity Range

Table 3. Median Value at Each Earthquake Intensity Range for Pier P664

Damage limit state	Median value (g) at each earthquake intensity								
	Dutta(1999)			HAZUS(1999)			Jeon et al.(2014)		
	1.0g	1.5g	2.0g	1.0g	1.5g	2.0g	1.0g	1.5g	2.0g
DS2	0.62	0.76	0.84	0.51	0.58	0.59	0.51	0.58	0.59
DS3	0.82	1.09	1.31	0.73	0.95	1.10	0.69	0.86	0.99
DS4	0.93	1.24	1.54	0.87	1.19	1.49	0.83	1.11	1.36
DS5	-	1.40	1.74	-	1.40	1.74	-	1.38	1.71

5. 결론

이 연구에서는 철근콘크리트 교량에 대한 지진취약도 해석에서 지진강도의 범위가 지진취약도 곡선 즉, 손상초과확률에 미치는

영향을 검토하였다. 이를 위해 과거 지진에 의해 심각한 손상이 발생한 철근콘크리트 교량을 선택하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 총 25개의 계측지진파가 해석에 사용되었고, 교각의 수평변위 및 최대지반가속도를 각각 교량의 응답 및 지진강도

변수로 선택하였다. 지진강도의 범위를 고려하여 유도된 대상 교량의 지진취약도 곡선으로부터 얻은 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 이 연구에서 선택한 Dutta(1999), HAZUS(1999) 그리고 Jeon et al.(2014)이 제안한 손상한계상태별 수평변위비 한계 값으로 지진취약도 해석을 수행한 결과, Dutta(1999)에 의한 손상초과확률이 다른 두 경우에 비해 낮게 예측되었고 지진강도의 범위가 증가할수록 그 차이는 커짐을 알 수 있었다. 이는 지진취약도 곡선의 손상초과확률이 손상한계상태에 크게 의존하는 것으로 지진취약도 곡선 유도 시 손상한계상태의 선택이 매우 중요함을 알 수 있다.
- (2) 지진취약도 곡선 및 중앙값에 대한 검토 결과, 지진강도의 배율조정 범위가 커질수록 실제 교량에 물리적인 손상상태를 발생시킨 지진강도보다 더 큰 지진강도를 예측하는 것으로 나타났다. 따라서 지진강도의 배율조정 범위를 임의로 정하여 지진취약도 해석을 수행할 경우 손상초과확률 산정에 오류를 범할 수 있고 이는 내진성능평가에 영향을 끼쳐 합리적인 보수/보강이 이루어지지 않을 수도 있다.
- (3) 결론적으로 지진취약도 해석에 의한 합리적인 손상초과확률 예측을 위해서는, 국내 내진설계에 부합되는 손상한계상태에 대한 정립과 함께 해석에 적용되는 지진강도의 범위에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 2015년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단 이공학개인지초연구지원사업(기본연구)의 지원(NRF-2015R1D1A1A01058333)을 받아 수행된 연구임.

References

Dutta, A. (1999). On Energy Based Seismic Analysis and Design of Highway Bridges, Ph.D. thesis, State University of New York at Buffalo, USA.

Elnashai, A. S., Bommer, J. J., Baron, C. I., Lee, D. H. and Salama, A. I. (1995). Selected Engineering Seismology and Structural Engineering Studies of the Hyogo-ken Nanbu (Great Hanshin) Earthquake of 17 January 1995. ESEE Research Report, No. 95/2, Imperial College, London.

Elnashai, A. S., Papanikolaou, V. and Lee, D. H. (2001). ZeusNL -

A Program for Inelastic Dynamic Analysis of Structures. MAE Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.

HAZUS (1999). User's Manual. Washington, D. C. : Federal Emergency Management Agency, USA.

Japan Road Association (1990). "Specifications for highway bridges Part V: Seismic design 1990." Tokyo, Japan.

Jeon, J. M., Shin, J. K., Shim, J. Y. and Lee, D. H. (2014). "Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridge piers according to damage state." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 34, No. 6, pp. 1695-1705 (in Korean).

Kim, J. C., Byeon, J. S. and Shin, S. B. (2008). "Seismic fragility analysis of a FCM bridge considering soil properties." *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 12, No. 3, pp. 37-44 (in Korean).

Kim, S. H., Yi, J. H. and Kim, H. K. (2004). "Evaluation of capacity spectrum methods for seismic fragility analysis of bridges." *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 8, No. 1, pp. 67-76 (in Korean).

Koh, H. M., Lee, J. H. and Kang, J. W. (2003). "Seismic damage evaluation of reinforced concrete pier based on a plastic damage model." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 23, No. 5, pp. 1029-1039 (in Korean).

Lee, D. H. and Jeon, J. S. (2016). "Seismic performance assessment of a mid-rise RC building subjected to 2016 Gyeongju earthquake." *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 20, No. 7, pp. 473-483 (in Korean).

Lee, D. H., Choi, E. and Zi, G. (2005). "Evaluation of earthquake deformation and performance for RC bridge piers." *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 1451-1464.

Lee, D. H., Shim, J. Y. and Jeon, J.-S. (2016). "Damage potential of a domestic metropolitan railway bridge subjected to 2016 Gyeongju earthquake." *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 20, No. 7, pp. 461-472 (in Korean).

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 5, pp. 1804-1826.

Martines-Rueda, J. E. and Elnashai, A. S. (1997). "Confined concrete model under cycling loading." *Materials and Structures*, Vol. 30, pp. 139-147.

National Institute for Disaster Prevention (2007). Development of Seismic Fragility Functions for Bridge Structures in Korea. Report No. NIDP-PR-2006-02-01, Korea.

Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. K. and Kim, S. H. (2000). "Nonlinear static procedure for fragility curve development." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12, pp. 1287-1295.

Yi, J. H., Youn, J. Y., Kim, S. H. and Yun, C. B. (2004). "Seismic risk assessment of bridges using fragility analysis." *Proc. of KSCE 2004 Conf*, pp. 230-235.