PSC 상자형교의 지진취약도 곡선에 대한 근거리 및 원거리 지진의 영향

Effect of Near- and Far-Fault Earthquakes for Seismic Fragility Curves of PSC Box Girder Bridges

김학수¹⁾ · 송종걸²⁾

Jin, Heshou · Song, Jong Keol

국문 요약 >> 구조물의 지진취약도 곡선은 지진의 다양한 강도를 최대지반가속도 등의 함수로 하여 몇 가지로 구분된 손상상태를 초과 할 확률을 나타내는 것으로 구조물의 내진성능과 지진위험도를 평가하는데 유용하게 활용된다. 기존의 많은 연구자들이 수행한 지진취약 도 곡선에 대한 연구에서 근거리 및 원거리 지진하중의 특성에 대하여 고려하지 못하였다. 본 연구에서는 근거리 및 원거리 지진으로 구분되는 지진가속도 기록을 사용하여 국내 교량의 대표적인 형식의 하나인 PSC상자형교에 대한 지진취약도 곡선을 평가하였으며 근거 리와 원거리로 구분된 지진 특성이 지진취약도 곡선에 미치는 영향을 분석하였다. 예제교량의 지진취약도 곡선에 대한 근거리 및 원거리 지진의 영향이 현저한 차이를 나타내므로 지진취약도 해석시 근거리와 원거리로 구분되는 지진의 특성을 반영하여야 할 것이다.

주요어 근거리 및 원거리 지진, 확률론적 방법, 내진성능 평가, 지진취약도 곡선, 비탄성 시간이력해석

ABSTRACT >> Seismic fragility curves of structures 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). This means that seismic fragility curves are essential to the evaluation of structural seismic performance and assessments of risk. Most of existing studies have not considered the near- and far-fault earthquake effect on the seismic fragility curves. In order to evaluate the effect of near- and far-fault earthquakes, seismic fragility curves for PSC box girder bridges subjected to near- and far-fault earthquakes are calculated and compared. The seismic fragility curves are strongly dependent on the earthquake characteristics such as fault distance. This paper suggests that the effect of near- and far-fault earthquakes on seismic fragility curves of PSC box girder bridge structure should be considered.

Key words Near- and far-fault earthquakes, Probabilistic method, Seismic performance estimation, Seismic fragility curve, Inelastic time history analysis.

1. 서 론

1995년 일본에서 발생한 효고현 남부지진은 규모 7.2의 강진으로 사망자는 육천삼백명, 재산피해는 십조엔에 도달 하는 아주 크다란 피해를 발생시켰다. 또한 1999년 타이완 에서 발생한 Chi-Chi 지진은 규모 7.6의 강진으로 약 2천 3백 명의 사망자가 발생하였고 수많은 건축 및 토목 구조물 (교량)들이 붕괴 또는 심각한 손상을 입게 되었다.⁽¹⁻³⁾

(교신저자:songj@kangwon.ac.kr)

우리나라는 강진활동이 활발한 일본 및 대만과 근접해 있 기 때문에 이전부터 지진재해의 위협을 받고 있었지만 다행 히 지진에 대한 큰 피해는 현재까지는 없었다. 하지만 최근 기상청에서 수행한 근래 지진발생회수 및 규모에 대한 통계 자료에 따르면 90년대 15~39건이었던 지진 발생수가 2000 년대 들어 43~60건으로 급격히 증가한 것으로 나타났다.⁽⁴⁾ 일부 지진관련 전문가들은 이와 같이 규모가 작은 지진이 자주 발생하는 것은 큰 피해를 유발시킬 가능성이 있는 강 진의 에너지 축적과정에서 나타날 수 있는 현상으로 분석될 수 있으므로 우리나라도 강진 발생가능성이 있다고 분석하 였다.

강진으로 인한 지진재해는 일반적으로 피해규모가 크고 피해지역이 광범위하기 때문에 도시화가 고도하게 진행된 사회에서 강진이 발생하게 된다면 이로 인한 지진재해는 국

¹⁾ 정회원·강원대학교 토목공학과, 공학박사

²⁾ 정회원·강원대학교 토목공학과, 부교수

본 논문에 대한 토의를 2010년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결 과를 게재하겠습니다.

⁽논문접수일 : 2010. 5. 28 / 수정일 : 2010. 9. 2 / 게재확정일 : 2010. 9. 2)

가경제발전에 아주 심각한 영향을 줄 수 있다. 따라서 강진 이 자주 발생하는 미국, 일본, 대만 등에서는 현재까지 많은 연구자들이 수행한 연구결과들을 바탕으로 하여 각국의 현 황에 적합한 구조물의 지진취약도 해석기법을 개발하고 이 를 실무에 적용하고 있다. 이중 가장 대표적인 것이 미국의 HAZUS-MH⁽⁵⁾이다. 우리나라의 경우도 소방방재청에서 지 진대응시스템을 구축하여 지진취약도해석을 수행할 수 있 도록 시스템을 구축하였으나 구조물별 지진취약도 함수가 미국의 HAZUS 시스템을 그대로 적용하고 있는 실정이다.

현재까지 교량구조물에 대한 지진취약도 해석에 대한 기 존의 연구들은 대부분 구조물의 내진설계시 고려되어야 할 구조적 특성에 따른 지진취약도 해석에 국한되어있다. 지진 을 근거리(Near Fault or Near Field) 혹은 원거리 지진(Far Fault or Far Field)으로 구분하여 지진의 특성을 고려한 교 량구조물의 지진취약도 곡선을 평가한 경우는 극히 드물다. 근거리 지진은 원거리지진과 파형을 비교할 때 펄스모양의 큰 속도성분의 특성 때문에 구조물에 큰 에너지와 영구변형 을 부과하기 때문에, 원거리 지진에 비하여 훨씬 파괴적인 경향을 가진다고 할 수 있다.⁽⁶⁾ 또한 이와 같은 근거리 지진 의 파괴적인 특성 때문에 이에 대한 구조물의 응답에 대한 연구가 최근에는 활발히 진행되고 있으며 이를 내진설계나 내진성능 평가에 반영하고자 하는 노력이 증대되어 오고 있 는 실정이다.^{(7),(8)} 따라서 본 연구의 목적은 교량구조물에 대 하여 지진취약도 해석시 근거리 및 원거리 지진특성을 반영 하여 교량구조물의 지진취약도 해석결과에 대한 영향을 분 석하는 것이다.

지진취약도 평가를 위한 수치적 해석법 및 손상단계 정의

구조물에 대한 지진취약도는 여러 방법에 의하여 분석될 수 있는데, 최근에는 Shinozuka 등이 제안한 방법이 가장 널리 사용되고 있다. Shinozuka 등은 지진취약도 함수를 대 수정규 분포함수(Log-Normal Distribution Function)로 표 현하고, 대수정규 분포함수의 중앙값(Median Value)과 대 수표준편차(Log-Standard Deviation)를 최우도추정법(Maximum Likelihood Estimation)에 의하여 추정하는 방법을 제안하 였다.⁽⁹⁾ Shinozuka의 최우도추정법에 의해 지진 취약도를 분석하는 방법은 최우도 함수를 정의하는 방법에 따라 세 가지로 나눌 수 있지만 본 연구에서는 지진취약도 곡선이 서로 교차하는 현상을 방지하기 위하여 각 손상단계별로 대 수표준편차를 모든 교량의 모든 손상단계별 자료를 이용하 는 공통 대수표준편차(Common Log-Standard Deviation)를 사용하는 방법⁽¹⁰⁾을 사용하였으며 이에 대하여 설명하면 다음과 같다.

2.1 최우도 추정법에 의한 지진취약도 해석

최대지반가속도(*PGA*)가 *a*_i인 임의의 지진에 대하여 구조 물이 성능한계 *E*_k를 초과할 확률, 즉, 지진손상 가능성을 식 (1)과 같이 *F*(*a*_i)로 나타낼 수 있다.

$$F(a_n; c, \varsigma) = \Phi\left[\frac{\ln(a_n / c)}{\varsigma}\right]$$
(1)

여기서, Φ는 정규분포함수를 의미하고, *a_n는 n번째* 지진의 지진강도와 관련된 값으로 교량의 경우 일반적으로 *PGA*값 을 많이 사용하며, 경우에 따라서는 *PGV*(Peak Ground Velocity), *S_a*(Spectral Acceleration), *S_v*(Spectral Velocity), *S_a*(Spectral Displacement) 등을 사용할 수도 있다. 그리고 *c*와 *c*는 각각 대수정규 분포함수의 중앙값과 대수표준편차 를 의미한다.

지진발생 후 교량의 상태를 *E*_i로 정의하면, 손상이 *E*_k와 *E*_{k+1}사이에 있을 확률 *P*_{ik}=*P*(*a*_i, *E*_k)은 지진취약도 곡선을 이용하여 구할 수 있다. 만약, 손상단계를 미소손상, 일반손 상, 심한 손상으로 세 단계로 나누는 경우, *i*번째 교량이 지 진을 격은 후 상태는 건전한 상태, 미소손상을 가진 상태, 일반손상을 가진 상태, 심한 손상을 가진 상태의 네 가지 경 우가 가능하게 된다. 여기서, 미소손상, 일반손상, 심한손상 에 대한 지진취약도 곡선을 각각 *F*₁(·), *F*₂(·), *F*₃(·)라고 하고, 지진발생 후 교량의 상태를 건전한 상태, 미소손상을 가진 상태, 일반손상을 가진 상태, 심한 손상을 가진 상태로 나눌 때, 각 상태를 *E*₁, *E*₂, *E*₃, *E*₄로 정의하면, *j*번째 지진손 상상태에 대한 지진취약도 곡선은 다음의 식 (2)와 같이 정 의할 수 있다.

$$P(E_{1}) = P_{i1} = P(a_{i}, E_{1}) = 1 - F_{1}(a_{i}; c_{1}, \varsigma)$$

$$P(E_{2}) = P_{i2} = P(a_{i}, E_{2}) = F_{1}(a_{i}; c_{1}, \varsigma) - F_{2}(a_{i}; c_{2}, \varsigma)$$

$$P(E_{3}) = P_{i3} = P(a_{i}, E_{3}) = F_{2}(a_{i}; c_{2}, \varsigma) - F_{3}(a_{i}; c_{3}, \varsigma)$$

$$P(E_{4}) = P_{i4} = P(a_{i}; E_{4}) = F_{4}(a_{i}; c_{4}, \varsigma)$$
(2)

그리고 최우도 함수는 다음과 같이 *i*번째 교량이 지진 발 생 후 어떤 상태에 있는지를 판단한 후, 해당되는 확률만을 증가시킬 수 있도록 구성한다.

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

여기서, x_{ik}는 PGA=a_i인 지진에 대해서 i번째 교량이 k번째 지진손상단계에 있으면 x_{ik}=1의 값을 가지고, 그 외의 경우 에는 x_{ik}=0의 값을 가지는 값이다. 위와 같은 최우도 함수로 부터 식 (4)를 이용하여 c_k와 c를 계산할 수 있다.

$$\frac{\partial L(c_1, c_2, \dots, c_k, \varsigma)}{\partial c_j} = \frac{\partial L(c_1, c_2, \dots, c_k, \varsigma)}{\partial \varsigma} = 0$$

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

$$(4)$$

2.2 손상단계 정의

구조물에 대해서 현재 가장 많이 사용되고 있는 손상단계 의 정의는 미국 HAZUS에서 정의한 총 5 단계의 손상단계 로 구분하는 것이다. 즉, 손상이 없는 상태(*ds*₁), 경미한 손 상상태(*ds*₂), 중간 손상상태(*ds*₃), 심한 손상상태(*ds*₄) 그리 고 완전 파괴상태(*ds*₅)로 정의한다. 각 손상상태에 대응되는 파괴메커니즘을 표 1에 나타내었다.

현재까지 구조물의 손상상태를 나타내는 지표로는 손상 지수⁽¹¹⁾, 곡률연성도^{(12),(13)}, 수평변위한계⁽¹⁴⁻¹⁶⁾ 등이 제안되 고 있다. 본 연구에서는 교량구조물에 대한 손상상태를 정 의하기 위해 변위연성도를 이용한 손상상태 정의법을 사용 하였다. 이는 변위연성도가 지진공학분야에 가장 널리 사용 되는 변수이며 구조물의 비탄성 거동의 정도를 나타내기에

〈표 1〉	손상상태	및	파괴메커니즘의	정의
-------	------	---	---------	----

적절한 값이기 때문이다. 표 2에서 변위연성도로 나타낸 손 상상태는 Basöz와 Mander⁽¹⁵⁾가 제안한 각 손상상태에 대응 되는 수평변위한계를 그 비례에 맞게 예제교량의 교각의 변 위연성도로 전환하여 사용한 것이다.

3. PSC 상자형교의 모델링 및 사용 지진기록

3.1 예제교량 모델링

예제교량은 그림 1, 2에 나타낸 것과 같이 총 연장이 200m (4@50m)인 PSC 상자형교이고 교각의 높이는 좌로부터 각 각 14m:21m:14m이며, 높이비는 0.085이다. 교각의 직경은 2.5m, 피복콘크리트의 두께 및 1단과 2단 주철근 간격은 0.1m으로 설계하였다. 교량명칭은 교각의 높이 비에 따라서 C232으로 정의하였고 교각단면에서 주철근의 배치는 SD30 인 D29의 상용철근 126개를 그림 2에 나타낸 것처럼 2단으 로 배근하였고 주철근 비는 2%이다. 예제해석에서 상부거 더는 탄성 거동한다고 가정하고 비탄성 거동은 교각에서만 발생하는 것으로 모델링 하였다. 교대 및 교각과 상부거더 와의 연결은 핀으로 설정하였고 상부거더의 자중은 200 kN/m로 설정하였으며 상부거더의 자중은 집중하중으로 고 려하여 교각상부에 작용하는 것으로 모델링하였다. 예제 교 량의 모드해석, 비탄성 정적해석과 비탄성 시간이력해석은

	손상상태	파괴 메커니즘
ds_1	손상이 없음 (no damage)	항복의 발생, 거의 손상 없음
ds_2	경미한 손상 (slight)	균열, 박리
ds ₃	중간 손상 (moderate)	연결부위 또는 교대 뒷벽 콘크리트 붕괴
ds_4	심한 손상 (extensive)	교각 콘크리트 파괴
ds ₅	완전 파괴 (collapse)	상판 낙교, 교각 붕괴

(표 2) 교량구조물의 손상상태에 따른 변위연성도의 한계치

손상상태		ds_1	ds_2	ds₃	ds₄	ds5
변위연성도의 한계치	교각1	0.7	0.8	1.54	2.78	4.02
	교각2	0.7	0.81	1.60	2.91	4.23





55

〈그림 2〉 PSC 상자형교의 단면 형상



〈그림 3〉 콘크리트의 응력-변형률(Kent-Scott-Park 모델)



〈그림 4〉 철근의 응력-변형률(Giuffre-Menegotto-Pinto 모델)

OpenSEES⁽¹⁷⁾ 프로그램을 사용하여 수행하였고 교량구조물 의 비탄성 거동을 묘사하기 위하여 본 연구에서는 파이버 (Fiber)모델을 사용하여 교각을 모델링하였다.

교량에 사용된 콘크리트와 철근의 재료특성을 나타내며 역학거동에 관한 중요한 정보를 제공하는 응력-변형률 관계 는 그림 3과 그림 4에 나타낸 모델을 사용하였다. 횡방향으 로 배근된 구속철근은 그림 3에서 나타낸 바와 같이 콘크리 트의 극한강도와 변형률을 증가시켜준다. 이와 같이 증가된 콘크리트의 강도와 연성도에 의해서 지진하중과 같은 반복 하중을 받는 경우에 콘크리트 부재는 구속되지 않은 경우에 비해서 우수한 연성능력 및 복원력 특성을 나타낸다. 구속 된 콘크리트의 압축강성을 표현하기 위한 압축응력-압축변 형률 관계에 대해서 많은 연구자들이 제안한 모델이 있으며, 본 논문에서는 주철근 및 구속철근 등을 고려하여 해석의 정확성을 기할 수 있는 모델로서 비선형 해석시 널리 사용 되고 있는 Kent-Scott-Park⁽¹⁸⁾ 등의 제안모델을 사용하였다. 철근은 콘크리트와 달리 압축력과 인장측에서의 응력-변



〈그림 5〉 Fiber 모델을 사용한 교각의 모델링⁽¹⁷⁾

형률 관계가 동일한 형상을 나타내며, 항복점에 도달할 때 까지는 선형 거동을 보이다가 항복이 발생하는 순간 급격한 변형률의 증가를 보이는 소성영역으로 들어가서 선형, 혹은 비선형 거동을 하게 된다. 이 소성영역을 적절한 기울기를 가진 직선으로 모델링하여 변형경화(Strain Hardening) 현 상을 고려하도록 하는 모델이 간단하면서도 이전의 여러 철 근콘크리트 구조물의 해석에서 널리 사용되어 왔으므로 본 연구에서도 항복응력을 기준으로 이러한 두 개의 직선 구간 으로 표현되고 항복응력 부분에서는 완만하게 곡선으로 연 결되는 Giuffre-Menegotto-Pinto⁽¹⁹⁾의 응력-변형률 관계를 사용하였다.

본 논문에서는 다자유도 교량의 비선형 정적 및 동적해석 을 위하여 교각은 그림 5와 같이 재료 비선형의 3차원파이 버(Fiber) 모델을 사용하였다. 이는 지진하중을 받는 교량구 조물의 비선형 거동은 교각의 소성힌지 발생에 의한 비선형 거동에 주로 기인하기 때문이다. 철근콘크리트 구조물의 모 델링에 파이버모델을 사용하면 이산 모델보다 정교한 철근 콘크리트 거동을 고려할 수 있다. 또한, 파이버모델은 단면 이 완전하게 독립적이어서 다양한 단면적과 재료성질을 가 지는 부재들의 모델링을 가능하게 한다. 또한 요소내 길이 방향의 비선형 거동을 이상적으로 반영하기 위해서 파이버 단면으로 이산화 하여 수치적분법에 의해서 계산하고 수치 적분 위치만큼 요소 내에 파이버 단면이 고려되게 된다. 조 창근 등의 연구결과에 따르면 5 적분점 이상을 사용한 요소 는 정확해와 거의 일정하게 수렴함으로 본 연구에서는 교각 을 5 적분점으로 이산화하여 모델링하였다.⁽²⁰⁾ 파이버 모델 에 대한 상세한 해석 알고리즘은 참고문헌의 자료에 자세히 어급되어 있다.^{(21),(22)}

3.2 원거리 및 근거리 지진

교량의 지진취약도 함수를 평가하기 위하여 비탄성 시간 이력해석에 사용되는 지진하중은 SAC Steel Project⁽²³⁾에서 사용한 지진기록 중 선정하였으며 원거리 지진은 표 3에 근

NO.	SACName	Record	EarthquakeMagnitude	Distance(km)	PGA(cm/sec ²)
1	LA07	Landers, 1992, Barstow	7.3	36	412.98
2	LA08	Landers, 1992, Barstow	7.3	36	417.49
3	LA09	Landers, 1992, Yermo	7.3	25	509.70
4	LA10	Landers, 1992, Yermo	7.3	25	353.35
5	LA47	Landers, 1992	7.3	64	331.22
6	LA48	Landers, 1992	7.3	64	301.74
7	SE07	West. Washington, Seattle Army B., 1949	6.5	80	289.19
8	SE08	West. Washington, Seattle Army B., 1949	6.5	80	381.26
9	SE11	Puget Sound, Wa., Olympia, 1949	7.1	80	737.82
10	SE12	Puget Sound, Wa., Olympia, 1949	7.1	80	584.52
11	SE13	Puget Sound, Wa., Federal OFC B., 1949	7.1	61	362.31
12	SE14	Puget Sound, Wa., Federal OFC B., 1949	7.1	61	297.30
13	SE15	Eastern Wa., Tacoma County, 1949	7.1	60	284.72
14	SE16	Eastern Wa., Tacoma County, 1949	7.1	60	563.47
15	SE17	Llolleo, Chile 1985	8.0	42	684.27
16	SE18	Llolleo, Chile 1985	8.0	42	657.89
17	SE27	1965 Seattle	7.1	80	1722.40
18	SE28	1965 Seattle	7.1	80	1364.70
19	SE29	1985 Valpariso	8.0	42	1605.50
20	SE30	1985 Valpariso	8.0	42	1543.50
21	BO17	Saguenay, 1988	5.9	118	179.47
22	BO18	Saguenay, 1988	5.9	118	222.98
23	BO19	Saguenay, 1988	5.9	132	172.96
24	BO20	Saguenay, 1988	5.9	132	267.23
25	BO33	Saguenay, 1988	5.9	96	562.33
26	BO34	Saguenay, 1988	5.9	96	768.21
27	BO35	Saguenay, 1988	5.9	98	1475.10
28	BO36	Saguenay, 1988	5.9	98	699.90
29	BO37	Saguenay, 1988	5.9	118	514.13
30	BO38	Saguenay, 1988	5.9	118	638.76
31	BO39	Saguenay, 1988	5.9	132	495.52
32	BO40	Saguenay, 1988	5.9	132	765.61

〈표 3〉해석에 사용된 원거리 지진의 특성

거리 지진은 표 4에 나타내었다. 사용된 지진기록의 가속도 응답스펙트럼과 변위 응답스펙트럼은 그림 6에 나타내었다. 근거리 및 원거리 지진의 가속도 응답스펙트럼의 평균값에 대한 비교로부터 0.5초 보다 작은 주기영역에서는 근거리 지진의 경우가 원거리 지진의 경우 보다 약간 작게 나타나 지만 가속도 응답의 차이는 크게 두드러지지 않는 것을 확 인할 수 있다. 그러나 변위응답스펙트럼의 비교에서는 근거 리 지진의 경우가 원거리 지진에 비하여 장주기 부분에서 약 2배 이상으로 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 이는 구 조물의 변위와 손상은 직접적인 연관성이 있기 때문에 근거 리 지진이 원거리 지진에 비하여 구조물에 파괴적인 손상을 줄 가능성이 큼을 나타낸다.

지진취약도 곡선에 대한 근거리 및 원거리 지진의 영향

4.1 PSC 상자형교의 비탄성 정적 및 동적해석

교각의 항복점을 계산하기 위하여 비탄성 정적해석(Pushover Analysis)을 수행하였다. 비탄성 정적해석은 부재의 재료 비선형성을 고려하여 구조물의 항복 후 거동과 한계상태를 파악하는데 효과적인 방법이다. 항복변위을 계산하기 전에 먼저 교각단면에 대한 모멘트-곡률관계에 대한 해석을 수행 하였다. 그 이유는 비선형 정적해석에서 정적하중을 교각이 붕괴될 때까지 점진적으로 가하기 위해 필요한 교각의 붕괴

〈표 4〉	해석에	사용된	근거리	지진의	특성
-------	-----	-----	-----	-----	----

NO.	SACName	Record	EarthquakeMagnitude	Distance(km)	PGA(cm/sec ²)
1	LA01	Imperial Valley, 1940, El Centro	6.9	10	452.03
2	LA02	Imperial Valley, 1940, El Centro	6.9	10	662.88
3	LA03	Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	4.1	386.04
4	LA04	Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	4.1	478.65
5	LA05	Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	1.2	295.69
6	LA06	Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	1.2	230.08
7	LA13	Northridge, 1994, Newhall	6.7	6.7	664.93
8	LA14	Northridge, 1994, Newhall	6.7	6.7	644.49
9	LA15	Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	7.5	523.30
10	LA16	Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	7.5	568.58
11	LA17	Northridge, 1994, Sylmar	6.7	6.4	558.43
12	LA18	Northridge, 1994, Sylmar	6.7	6.4	801.44
13	LA21	1995 Kobe	6.9	3.4	1258.00
14	LA22	1995 Kobe	6.9	3.4	902.75
15	LA23	1989 Loma Prieta	7.0	3.5	409.95
16	LA24	1989 Loma Prieta	7.0	3.5	463.76
17	LA25	1994 Northridge	6.7	7.5	851.62
18	LA26	1994 Northridge	6.7	7.5	925.29
19	LA27	1994 Northridge	6.7	6.4	908.70
20	LA28	1994 Northridge	6.7	6.4	1304.10
21	LA51	Parkfield, 1966, Cholame 5W	6.1	3.7	765.65
22	LA52	Parkfield, 1966, Cholame 5W	6.1	3.7	619.36
23	LA55	North Palm Springs, 1986	6.0	9.6	507.58
24	LA58	San Fernando, 1971	6.5	1	226.54
25	SE01	Long Beach, Vernon CMD Bldg.	6.5	1.2	170.55
26	SE02	Long Beach, Vernon CMD Bldg.	6.5	1.2	132.70
27	SE23	Erzincan 1992	6.7	2.0	593.60
28	SE24	Erzincan 1992	6.7	2.0	529.06
29	BO07	Nahanni, 1985	6.9	9.6	309.51
30	BO08	Nahanni, 1985	6.9	9.6	86.29
31	BO09	Nahanni, 1985	6.9	6.1	59.48
32	BO10	Nahanni, 1985	6.9	6.1	72.23
33	BO27	Nahanni, 1985	6.9	9.6	246.99
34	BO28	Nahanni, 1985	6.9	9.6	232.37
35	BO29	Nahanni, 1985	6.9	6.1	170.20
36	BO30	Nahanni, 1985	6.9	6.1	206.67

모멘트를 구하기 위함이며 사용된 프로그램은 UCFyber⁽²⁴⁾ 이다. 해석에 사용된 교각단면 및 모멘트-곡률 해석결과를 그림 7에 나타내었다. 해석결과에서 확인할 수 있듯이 단면 의 붕괴모멘트는 33.68MN-m으로 계산되었다. 교각붕괴모 멘틀 사용하여 교각 1(14m)과 교각 2(21m)의 힘-변위 관계 를 그림 8에 나타내었다. 예제교량은 형상이 좌우대칭이므 로 교각 1과 교각 3의 힘-변위 관계가 동일하므로 교각 1에 대하여만 나타내었다. 교각의 힘-변위 관계를 계산 후 이 관 계를 이선형화하면 교각의 항복변위를 계산할 수 있다. 힘-변위를 관계를 사용하여 이선형모델로 근사화하는 방법은 여러 가지 있지만 아래의 그림 9에서 나타낸 2 가지 방법이 가장 많이 사용된다. 본 논문에서는 첫 번째 방법을 사용하 여 비탄성 정적해석을 통해 계산된 교각의 힘-변위관계를 이선형으로 이상화하였고 계산된 교각의 항복변위는 아래 의 그림 10에서 나타내었다. 또한 교량의 고유주기는 1.241 초로 계산되었다.



〈그림 7〉 교각단면의 모멘트-- 곡률 관계 및 이선형 근사화

지진하중에 대한 교량구조물의 비선형 동적응답을 구하 는 방법으로는 해석모델의 작성이 복잡하고 해석에 많은 시 간이 소요되지만 교량의 비탄성 변위를 보다 가장 정확하게 계산할 수 있는 비선형 시간이력해석을 사용하였다. SE24 지진기록을 사용한 비선형 시간이력해석에 의해 계산된 예 제교량의 3개 교각의 최대변위는 그림 11에 나타내었다. 이 러한 최대 비탄성변위응답은 교량구조물의 지진취약도곡선 을 산정하기 위한 구조물의 손상상태를 판별하기 위하여 사 용된다. 모든 근거리 및 원거리 지진에 대한 비탄성 최대변 위는 그림 12 및 그림 13에 비교하여 나타내었다.

지진에 대한 교량구조물의 손상상태는 변위연성도의 값 으로 정의하였으므로 비선형 정적 및 동적해석을 통해 계산 된 교각 1과 교각 2의 항복변위와 최대변위를 사용하여 변 위연성도를 계산하였다. 근거리 및 원거리 지진에 대해 각 *PGA*에 따른 변위연성도의 분포를 파악하기 위하여 위에서 계산된 모든 변위연성도를 그림 14와 그림 15에 나타내었 다. 교량의 변위연성도는 지진의 *PGA* 증가에 따라서 증가 하는 경향이 있다. 또한 교각 2의 변위연성도는 교각 1의 변 위연성도 보다 작게 나타나는 것도 확인할 수 있다. 따라서

 3000
 ---- Pier 1

 1000
 ---- Pier 1

 000
 ---- Pier 1

〈그림 9〉 일반적으로 많이 사용되고 있는 2 가지의 이선형화 방법



〈그림 11〉 근거리 지진인 SE24을 사용한 비탄성 시간이력해석에 의한 PSC 상자형교의 변위이력응답 및 최대변위

같은 *PGA*의 지진을 작용할 경우 교각 1은 교각 2보다 손상 이 먼저 발생할 것이라 예측 할 수 있다. 근거리 지진이 동 일한 *PGA* 분포내에서 최대변위응답과 변위연성도가 원거



〈그림 13〉 원거리 지진에 대한 PGA와 교각의 최대변위의 관계

리 지진보다는 크게 나타남을 알 수 있다.

4.2 근거리 및 원거리 지진에 의한 지진취약도곡선 분석

표 2에 나타낸 손상상태와 비탄성 시간이력해석을 통해 계산된 변위 연성도를 사용하여 교량의 모든 교각에 대해서 손상상태를 계산한 후 각 교각에 대한 지진취약도 곡선을 평가하였다. 손상상태를 표 2에 나타낸 바와 같이 변위연성 도의 함수로 정의를 하였기 때문에 교량구조물의 지진취약 도를 평가하기 위해서는 교량구조물의 최대변위로부터 변 위연성도를 구하고 변위연성도에 해당하는 손상상태를 표 2 의 손상상태별 변위연성도의 한계치를 적용하여 판정하는 과정을 거친다. 근거리 지진과 원거리 지진에 대하여 각각 의 손상상태에 대한 교각 1과 교각 2의 손상상태가 표 2에 나타낸 손상상태의 한계치를 초과하였는지 여부를 판별하 여 그림 16~19에 나타내었다. 손상상태의 한계치를 초과한 경우는 손상이 발생한 경우이므로 세로축의 1의 값에 '*'로 표시하였고 초과하지 않은 경우는 손상이 발생하지 않은 경 우이므로 0에 '*'로 표시하였다. 각 경우에 '*' 표시의 가로 좌표값은 사용한 지진의 PGA 값이다. 즉, 교각의 변위연성 도가 각 손상상태(ds2, ds3, ds4, ds5)별로 변위연성도의 한계 치를 초과하면 초과확률이 1로 부여되며 초과하지 않는 경 우는 0으로 부여된다. '*'으로 그림에 나타낸 최대지반가속 도와 초과확률의 관계를 보면 전체적인 경향은 최대지반가



〈그림 14〉 근거리 지진에 대한 PGA와 교각의 변위연성도의 관계



〈그림 15〉 원거리 지진에 대한 PGA와 교각의 변위연성도의 관계

속도가 증가하면서 1의 영역에 표시된 경우가 많아진다. 그 림 16~19에 나타낸 결과의 경향을 분석하기 위하여 각 손 상상태별 한계 변위연성도를 초과한 확률을 구하여 표 5에 나타내었다. 초과확률은 총 사용지진의 개수에 대한 한계 변위연성도를 초과한 지진의 개수의 비로서 구하여 나타내 었다. 근거리 지진에 대해서는 교각 1이 교각 2보다 손상상 태의 한계치를 초과할 확률이 19.4~33.4% 정도의 차이로 크게 나타나고 있다. 원거리 지진에 대해서는 교각 1이 교각 2보다 손상상태의 한계치를 초과할 확률이 9.4~34.4% 정도 의 차이로 크게 나타나고 있다. 이는 교각 1이 교각 2보다 교각의 높이가 짧기 때문에 강성이 크게 되어 지진하중의 집중현상이 교각 1에 발생하게 되어 교각 1이 교각 2보다 먼저 비탄성 거동을 경험하고 비탄성 거동의 정도도 크게 되어 큰 손상을 받게 됨을 의미한다. 교각의 높이에 대한 이 와 같은 손상정도의 차이의 경향은 일반적인 지진피해의 경 향과 일치하는 경향을 나타낸다. 그리고 근거리 지진의 경 우가 원거리 지진에 비하여 손상상태의 한계치를 초과할 확 률이 전반적으로 크게 나타나며 특히 손상상태가 ds4, ds5인 경우에 근거리 지진에 의한 초과확률이 보다 증가하는 경향 을 나타낸다.

각 교각의 각 손상상태별 손상수준이 계산되면 누적로그 정규분포함수를 이용하여 교량구조물의 지진취약도 곡선을 계산할 수 있다. 지진취약도 곡선은 어떤 특정한 수준의 지



〈그림 19〉 원거리 지진에 대한 손상상태에 따른 교각 2의 손상지수의 평가

정하였다.

$$\frac{d\ln L}{dc} = \frac{d\ln L}{d\zeta} = 0$$
(5)

여기서 c와 c는 각각 대수정규 분포함수의 중앙값과 대 수표준편차를 의미한다. 그림 16~19에 나타낸 손상상태 판 별결과를 사용하여 식 (5)에 의한 최우도추정법을 적용한

		교각	1	교각 2		
지진특성	손상상태	손상상태에 따른 변위연성도의 한계치(변위연성도)	손상상태의 한계치를 초과할 확률	손상상태에따른 변위연성도의 한계치(변위연성도)	손상상태의 한계치를 초과할 확률	
- 근거리 -	$Slight(ds_2)$	0.8	72.2 % (26)	0.81	52.8 % (19)	
	Moderate(ds ₃)	1.54	58.3 % (21)	1.60	30.6 % (11)	
	Extensive(ds4)	2.78	47.2 % (17)	2.91	13.8 % (5)	
	Collapse(ds ₅)	4.02	19.4 % (7)	4.23	0.0 % (0)	
	$Slight(ds_2)$	0.8	65.6 % (21)	0.81	37.5 % (12)	
원거리	Moderate(ds ₃)	1.54	50.0 % (16)	1.60	15.6 % (5)	
	Extensive(ds4)	2.78	21.9 % (7)	2.91	6.3 % (2)	
	Collapse(ds ₅)	4.02	9.4 % (3)	4.23	0.0 % (0)	

〈표 5〉 각 손상상태별 손상상태의 한계치를 초과할 확률

참고: ()의 숫자는 손상상태의 한계치를 초과한 지진의 개수이다.

〈표 6〉각 ɨ	손상단계에	대한 PSC	상자형교에	대한	지진취약도곡선의	중앙값 및	표준편차
----------	-------	--------	-------	----	----------	-------	------

지진특성	الم الم	교각 1		교각 2		
	근상상대	중앙값 (c)	표준편차 (s)	중앙값 (c)	표준편차 (s)	
근거리 - -	Slight (ds_2)	0.246		0.415		
	Moderate (ds ₃)	0.363	0.601	0.662	0.633	
	Extensive (ds ₄)	0.490	0.091	1.111		
	Collapse (ds5)	0.853		-		
원거리 -	Slight (ds_2)	0.348		0.749		
	Moderate (ds ₃)	0.527	1 1 9	1.163	0.049	
	Extensive (ds ₄)	1.083	1.10	4.29	0.948	
	Collapse (ds5)	2.102		-		

지진취약도 곡선의 중앙값과 표준편차를 계산하면 표 6에 나타낸 것과 같다.

원거리 지진에 대한 지진취약도 곡선의 표준편차가 0.948 과 1.18의 값으로서 근거리 지진의 지진취약도 곡선의 표준 편차인 0.633과 0.691보다 대략 40% 정도 크게 나타났다. 이는 원거리 지진이 근거리 지진에 비하여 지진취약도 곡선 에 대하여 불확실성이 큼을 나타낸다. 교각 2에 대해서는 손 상상태 ds5에 대해서는 지진취약도 곡선의 중앙값이 구해지 진 않았다. 이는 교각 2의 경우에는 손상기준 ds5를 초과하 는 응답이 발생하지 않았기 때문이다. 지진취약도 곡선의 중앙값(c)는 원거리 지진의 경우가 근거리 지진보다 교각 1 에 대하여 대략 41~146%정도로 크게 나타난다. 손상상태 가 ds2에서 ds5로 갈수록 근거리와 원거리지진에 대한 중앙 값의 차이는 증가하는 경향을 나타낸다. 지진취약도 곡선의 중앙값이 동일한 손상상태에서 크다는 것은 동일손상을 유 발하기 위하여 근거리 지진보다 원거리 지진의 최대지반가 속도가 크다는 것을 의미한다. 이는 동일한 최대지반가속도 를 가지는 근거리지진이 원거리지진에 비하여 구조물에 심

각한 손상을 유발한다는 것을 의미한다. 표 6을 통해 동일한 근거리 지진의 *ds3* 손상상태의 중앙값(=0.363g)과 원거리 지진의 *ds2* 손상상태의 중앙값(=0.348g)이 유사함을 알 수 있다. 전반적으로 근거리 지진에 대한 손상상태 의 중앙값 은 원거리 지진에 대해서는 한 단계 하향된 손상상태의 중 앙값과 유사한 경향을 나타낸다. 이는 근거리 지진이 동일 한 최대지반가속도에 대하여 원거리 지진에 비하여 대략적 으로 한 단계 높은 손상상태를 유발함을 의미한다.

근거리 지진에 대한 PSC상자형교의 지진취약도 곡선을 손상상태별로 구하여 그림 20에 나타내었고 원거리 지진에 대한 PSC상자형교의 지진취약도 곡선을 손상상태별로 구 하여 그림 21에 나타내었으며 교각 1에 대하여 지진취약도 곡선에 대한 근거리(NF) 및 원거리(FF) 지진의 영향을 각 손상상태별로 비교하여 그림 22에 나타내었다. PSC상자형 교의 지진취약도는 교각 1이 교각 2보다 큰 값을 가지므로 교각 1이 교량의 지진취약도를 지배한다고 할 수 있으므로 교각 1의 지진취약도에 대하여 근거리 및 원거리 지진의 영 향을 비교하여 그림 22에 나타낸 것이다.



그림 22에 나타낸 손상상태 ds2(Slight)에 대한 지진취약 도 곡선은 최대지반가속도가 대략 0.15g 보다 작은 지진에 서는 근거리지진보다는 원거리지진에 의한 취약도곡선이 약간 크게 나타나지만 최대지반가속도가 0.15g 보다 큰 경 우에는 최대지반가속도가 증가함에 따라 근거리지진에 의 한 취약도 곡선이 급격히 증가하는 것으로 나타났다. 이와 같은 경향은 손상상태 ds3(Moderate), ds4(Sever), ds5(Collapse) 에서는 최대지반가속도가 0.2g를 기준으로 나타난다. 손상 상태가 ds₂(Slight)에서 ds₅(Collapse)로 갈수록 보다 근거리 지진에 의한 취약도 곡선이 원거리 지진의 취약도 곡선보다 증가하는 경향을 나타낸다. 근거리 및 원거리 지진에 대한 모든 교량의 손상상태별 지진취약도 곡선은 많은 차이를 보 이고 있다. 즉, 원거리 지진에 의한 교량구조물의 지진취약 도 곡선은 근거리 지진에 의한 지진취약도 곡선보다 동일 최대지반가속도에 대하여 작은 값을 나타내고 있다. 이것은 같은 손상도를 일으키는 원거리 지진의 최대지반가속도는 근거리 지진의 최대가속도보다 크다는 것을 의미한다. 즉, 동일한 최대지반가속도일 경우에 근거리 지진은 원거리 지 진보다 교량구조물에 보다 심한 손상을 일으킬 수 있다는 것이다. 따라서 근거리 및 원거리 지진과 같은 지진의 특성 이 교량구조물의 지진취약도 곡선에 현저한 영향을 준다는 것을 알 수 있다. 그러므로 교량구조물의 지진취약도 곡선 계산 시 사용지진을 근거리 및 원거리 지진으로 구분하여 지진의 특성을 지진취약도 곡선에 반영하여야 할 것이다.

5. 결 론

지진취약도 곡선에 대한 근거리 및 원거리 지진의 영향을 분석하기 위하여 국내 교량구조물 중 대표적인 형식의 하나 인 PSC상자형교에 대한 지진취약도 해석을 수행하여 다음 과 같은 결론을 얻었다.

- 지진취약도 곡선의 중앙값(c)는 원거리 지진의 경우가 근 거리 지진보다 예제교량의 손상을 지배하는 교각 1에 대 하여 대략 41~146% 정도로 크게 나타난다. 손상상태가 ds₂(Slight)에서 ds₅(Collapse)로 갈수록 근거리와 원거리 지진에 대한 중앙값의 차이는 증가하는 경향을 나타낸다.
- 원거리 지진에 대한 지진취약도 곡선의 표준편차가 0.948
 과 1.18의 값으로서 근거리 지진의 지진취약도 곡선의 표준편차인 0.633과 0.691보다 대략 40% 정도 크게 나 타났다. 이는 원거리 지진이 근거리 지진에 비하여 지진 취약도 곡선에 대한 불확실성이 금을 나타낸다.
- 전반적으로 근거리 지진에 대한 지진취약도 곡선의 중앙 값은 원거리 지진에 대해서는 한 단계 하향된 손상상태 의 중앙값과 유사한 값을 나타낸다. 이는 근거리 지진이 동일한 최대지반가속도에 대하여 원거리 지진에 비하여 대략적으로 한 단계 높은 손상상태를 유발함을 의미한다.
- 원거리 지진에 의한 교량구조물의 지진취약도 곡선은 근 거리 지진에 의한 지진취약도 곡선보다 동일 최대지반가

속도에 대하여 작은 값을 나타내고 있다. 이것은 같은 손 상도를 일으키는 원거리 지진의 최대지반가속도는 근거 리 지진의 최대가속도보다 크다는 것을 의미한다. 즉, 동 일한 최대지반가속도일 경우에 근거리 지진은 원거리 지 진보다 교량구조물에 보다 심한 손상을 일으킬 수 있다 는 것이다.

5. 근거리 및 원거리 지진과 같은 지진의 특성이 교량구조물 의 지진취약도 곡선에 많은 영향을 준다는 것을 알 수 있 다. 그러므로 교량구조물의 지진취약도곡선 계산 시 사용 지진을 근거리 및 원거리 지진으로 구분하여 지진의 특 성을 지진취약도 곡선에 반영하여야 할 것이다.

참 고 문 헌

- Priestley, M.J.N., Seible, F, and Calvi, G.M., *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley & Sons, Inc, 1996.
- Chen, W.F., and Duan, L. Bridge Engineering Seismic design. CRC Press, 2003.
- 송종걸, 강구조물의 시스템 지진응답 산정과 지진손상도 해석, 박사학위논문, 한국과학기술원, 1997.
- 4. http://www.kma.go.kr/weather/earthquake/domestictrend.jsp
- HAZUS-MH MR3 Technical Manual, Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA, Mitigation Division Washington D.C., 2003.
- Chopra, A.K., *Dynamics of Structures: Theory and Appli*cations to Earthquake Engineering (2nd edition). Prentice-Hall: New Jersey, 2001.
- 송종걸, 김학수, "근거리 및 원거리 지진에 대한비선형 구조물 의 강도감소계수 산정,"대한토목학회 논문집, Vol.27, No.3A, 321 ~ 337, 2007.
- 송종걸, 김학수, "비탄성 이력응답 및 지진특성을 반영한 변위 증폭계수의 산정," 대한토목학회 논문집, Vol. 27, No. 4A, 519-533, 2007.
- 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, 2001.
- Shinozuka, M., and Banerjee, S., "Fragility Considerations in Highway Bridge," *Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, NY, USA, 2006.
- 고현무, 이지호, 강준원, 조호현, "모멘트 손상지수를 이용한 철근콘크리트 교각의 지진취약도 평가," 대한토목학회 2002 년 학술발표회논문집, 464-467, 2002.
- Choi, E.S., and Jeon, J.C., "Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zone," *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 7, No. 1, 41-51, 2003.

- Kim, S.H., "Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation," Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Irvine, 2002.
- Dutta, A. "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, 1999.
- Basöz, N., and Mander, J.B., "Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS," *Prepared for National Institute of Building Sciences*, Draft 7, 1999.
- Basöz, N., and Kiremidjian, A. S., "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 (also MCEER 98-004), 1997.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L.
 "Open System for Earthquake Engineering Simulation, (OpenSEES http:// opensees.berkeley.edu/)," Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Berkeley, California, 2007.
- Scott, B.D., Park, R., and Priestley, M.J.N., "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates," *ACI Struct. J.*, 79(1), 13-27.
- 19. Menegoto, M., and Pinto, P., "Method of Analysis of Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames including Changes in Geometry and Non-elastic Behaviour of Elements under Combined Normal force and Bending," *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Final Report, Lisbon, Portugal.
- 20. 조창근, 권민호, 정희효, "변단면 형강 부재의 파이버 유한요
 소 비선형 정밀해법 알고리즘," 대한토목학회 논문집, Vol.
 25, No. 4A, 611-619, 2005.
- Taucer, F.F., Spacone, E., and Filippou, F.C., "A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures," *Technical Report, Report No. EERC-91/17*, Earthquake Engineering Research Center (EERC), 1991.
- Lowes, L.N., Mitra, N., and Altoontash, A., "A beamcolumn joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames," *Technical Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*, Report No. PEER 2003/10, 2003.
- 23. Somervill, P., Smith, H., Puriyamurthala, S., and Sun, J., "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project," *SAC/BD 97/04*, 1997.1. http://nisee.berkeley.edu/data/strong motion/steel
- 24. UcFyber Cross section analysis software for structural engineers, ZeventT Moncrete columns.